ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ВОДНОГО ГОСПОДАРСТВА
ТА ПРИРОДОКОРИСТУВАННЯ
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

УЖЕГОВ СЕРГІЙ ОЛЕГОВИЧ

УДК 692.45

ДИСЕРТАЦІЯ
НЕСУЧА ЗДАТНІСТЬ, ТРІЩИНОСТІЙКІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ ТОНКОСТІННИХ ОБОЛОНОК ТИПУ «ГІПЕРБОЛІЧНИЙ ПАРАБОЛОЇД» З ВИКОРИСТАННЯМ СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ

05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі і споруди
19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук
Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело.
_____ С.О. Ужегов

Науковий керівник Андрійчук Олександр Валентинович, к.т.н., доцент.

Рівне – 2019

АНОТАЦІЯ

Ужегов С.О. Несуча здатність, тріщиностійкість та деформативність тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» з використанням сталефібробетону. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук (доктора філософії) за спеціальністю 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди (192 – Будівництво та цивільна інженерія). – Луцький національний технічний університет, Національний університет водного господарства та природокористування, м. Рівне, 2019.

Дисертація присвячена дослідженню напружено-деформованого стану (НДС) тонкостінних оболонок покриття у формі гіперболічного параболоїда, виконаних із сталефібробетону.

У **вступі** обґрунтовано актуальність теми, сформульовані мета та задачі дослідження, наукова новизна та практичне значення роботи, представлена її загальна характеристика та зв’язок із науковими програмами.

У **першому розділі** проаналізовано область застосування та наукові досягнення в галузі проектування та експлуатації пологих тонкостінних оболонок, зокрема, оболонок від’ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда під час дії, як одноразових, так і повторних малоциклових навантажень. Проведено огляд і аналіз праць, що присвячені загальній теорії оболонок, що належать вченим: Т.Н. Азізову, В.А. Баженову, В.І. Гуляєву, , П.М. Варваку, В.З. Власову, А.С. Вольміру, К.З. Галімову, А.Л. Гольденвейзеру, Я.М. Григоренку, П.А. Жилину, Н.А. Кільчевскому, Р. Куранту, К. Ланцошу, Л. Лейбензону, А.І. Лур’є, Х.М. Муштарі, А.А. Назарову, В.М. Нікірєєву, В.В. Новожилову, П.М. Огибалову, А.В. Рябову, А.О. Сяському, С.П. Тимошенко, А.П. Філіну, К.Ф. Черних.

Здійснено порівняння матеріалів для тонкостінних оболонок покриття, серед яких армоцемент та сталефібробетон (СФБ). Проведено аналіз досліджень особливостей роботи СФБ конструкцій при впливі різних видів навантажень.

У другому розділі розроблено схему стендових випробувань тонкостінних оболонок від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу та сталефібробетону під час дії одноразових та повторних малоциклових навантажень. Детально описано програму та обсяг експериментальних досліджень.

Відповідно до сформульованої у роботі мети, проведено дві комплексні серії експериментальних досліджень. Усього випробувано, згідно з планом дослідження: 2 армоцементні (АЦ) оболонки, 2 сталефібробетонні (СФБ) оболонки, 24 бетонних та сталефібробетонних призм, 24 бетонних та сталефібробетонних кубів.

Визначено вплив призмової міцність бетону матриці, відсотка фібрового армування та діаметра фібр на міцність сталефібробетону методом математичного планування експерименту.

У третьому розділі представлено отримані результати проведених досліджень – експериментальні дані щодо несучої здатності та деформаційних характеристик, напружено-деформованого стану тонкостінних оболонок покриттів у формі гіперболічного параболоїда під час дії короткочасних одноразових і повторних навантажень. Описано розвиток процесу тріщиноутворення в армоцементних та сталефібробетонних тонкостінних оболонках у формі гіперболічного параболоїда за умов дії експлуатаційного навантаження. Досліджено розподіл напружень в тонкостінних конструкціях покриття з сталефібробетону.

Дослідні тонкостінні оболонки від'ємної ґаусової кривини, що були виготовлені з армоцементу маркувалися літерою «А», а зі сталефібробетону – «СФБ». Буква «Г» перед позначенням матеріалу, з якого виготовлений даний зразок, означає форму оболонки – гіпар. Цифра «2» перед «Г» вказує на серію зразків (літера «Г» без цифри – перша серія, «2Г» – друга серія). Зразки оболонок Г–А–1 та Г–СФБ–1 були доведені експериментально до руйнування за одноразового навантаження. Критерієм руйнування прийнято, коли прогин оболонки більший за 1/400 від довжини меншої сторони конструкції, а ширина розкриття тріщини більша 0,05 мм. Зразки 2Г–А–1 та 2Г–СФБ–1 досліджувались для вивчення несучої здатності,

тріщиностійкості та деформативності за повторного короткочасного навантаження.

Змінне навантаження у кожній точці прикладалось поетапно по 10 Н. На всю площу оболонки 7,875 м^2 було прикладене зовнішнє навантаження 10 Н×126=1,26 кН, яке відповідало рівномірно розподіленому по площі 1,26 кН / 7,875 м^2 = 160 Па.

Для дослідження оболонок у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу та СФБ за одноразового навантаження були дотримані наступні умови:

- на кожному етапі змінне навантаження прикладалося частками, величина яких становила близько 10 % від руйнівного: 2 кг (20 Н) до кожного гака – 320 Па; 3 кг (30 Н) до кожного гака – 480 Па; 4 кг (40 Н) до кожного гака – 640 Па; 5 кг (50 Н) до кожного гака – 800 Па; 6 кг (60 Н) до кожного гака – 960 Па; 7 кг (70 Н) до кожного гака – 1120 Па; 8 кг (80 Н) до кожного гака – 1280 Па; 9 кг (90 Н) до кожного гака – 1440 Па.

- на кожному етапі робилася витримка протягом 15 хвилин для стабілізації напружено-деформованого стану, зняття показів тензометричної станції, прогиноміра, візуального огляду дослідного зразка, виявлення та фіксації тріщин і вимірювання мікроскопом ширини їх розкриття.

Рівень прикладання повторних навантажень до оболонок 2Г–А–1 і 2Г–СФБ–1 становив на циклах: η_{cyc} = 0,7 руйнівних значень (1…4 цикли), η_{cyc}=0,8 (5…8 цикли) і η_{cyc}=0,9 (9…12 цикли). Зняття навантаження з оболонок на циклах виконували поетапно, аналогічно до завантаження.

Дослідження процесу тріщиноутворення у моделях тонкостінних конструкцій покриття у формі гіперболічного параболоїда проводилися на зразках Г–А–1 та Г–СФБ–1 під час прикладання одноразових навантажень.

Під час прикладання рівномірно розподіленого навантаження до армоцементної оболонки Г–А–1, тріщини у розтягнутій зоні почали виникати уже на 5 етапі завантаження, коли загальне розподілене навантаження на оболонку досягло $F_Г$ = 1,345 кПа. На шостому етапі завантаження під час прикладання зусилля $F_Г$ = 1,505 кПа кількість тріщин збільшилась. Також спостерігався приріст ширини їх розкриття на 0,01–0,02 мм, що було зафіксовано мікроскопом МПБ–3. На наступних етапах завантаження (7–10) фіксувалася поява нових

тріщин та подальше розкриття існуючих.

Під час прикладання рівномірно розподіленого навантаження до оболонки Г–СФБ–1 було зафіксовано виникнення перших тріщин у розтягнутій зоні оболонки на 7 етапі (при $F_Г$ = 1,665 кПа), що свідчить про підвищену стійкість оболонки до утворення тріщин у порівнянні з армоцементною оболонкою Г–А–1.

В ході експерименту встановлено, що під час прикладання до оболонки зі сталефібробетону 2Г–СФБ–1 повторних навантажень експлуатаційного рівня появи процесу тріщиноутворення не було зафіксовано. А в тонкостінному покритті з армоцементу 2Г–А–1 від дії аналогічних повторних навантажень вздовж увігнутої твірної спостерігалася поява тріщин та їх розкриття.

Після аналізування матеріалів дослідження, що викладені в даному розділі можна зробити висновок, що тонкостінні оболонки покриття зі сталефібробетону у формі гіперболічного параболоїда за показниками прогинів і тріщиностійкості при одноразових і повторних навантаженнях мають суттєві переваги порівняно із аналогічними елементами з армоцементу.

У четвертому розділі представлено теоретичні розрахунки напружень і прогинів в оболонках у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону.

Змодельовано роботу тонкостінної оболонки методом скінченних елементів з врахуванням фізичної нелінійності матеріалу зі збіжністю отриманих результатів із експериментальними даними 80 %.

Отримано співвідношення для визначення напруження та прогинів у тонкостінних оболонках покриттів з ненульовою кривиною кручення в аналітичному вигляді. Для розв’язування основних рівнянь узагальнено застосування методу подвійних рядів Фур’є, в якому враховано кривину кручення гіперболоїда.

Розроблено комп’ютерну програму розрахунку напружень і прогинів в тонкостінних оболонках, що мають форму гіперболічного параболоїда (базується на рівняннях моментної теорії пологих оболонок), що при розрахунку навантажень експлуатаційних рівнів дає збіжність результатів із експериментально встановленими даними в межах 85…95 %. На основі

проведених розрахунків в даній програмі можна зробити висновки: напруження при жорсткому закріпленні контуру оболонки значно менші за величиною, ніж при вільному шарнірному закріпленні; при шарнірно-рухомому закріпленні максимальні напруження виникають у центральній частині сталефібробетонної оболонки, тоді як при шарнірно-нерухомому її закріпленні – біля контуру; при шарнірно-нерухомому закріпленні контуру оболонки відбувається зменшення значення виникаючих напружень більш ніж в два рази в порівнянні з вільним обпиранням; для розглянутої оболонки максимальні напруження значно менші за величиною, ніж допустимі напруження для сталефібробетону. Тобто, влаштування жорсткого шарнірно-нерухомого закріплення, при якому забезпечується відсутність зміщення в напрямку нормальному до контуру оболонок, дозволяють підвищити надійність гіпарних покрівель.

Ключові слова: залізобетон, армоцемент, сталефібробетон, фібра, оболонка, гіперболічний параболоїд, гіпар, навантаження, напружено-деформований стан, тріщиностійкість.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Сунак О. П. До визначення внутрішніх зусиль у пологій оболонці від'ємної Ґаусової кривини при дії вертикального навантаження / О. П. Сунак, С. О. Ужегов, О. А. Пахолюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Вип. 24. – Рівне, 2012. – С. 413-418. *(Особистий внесок автора: отримано результати аналітичного визначення внутрішніх зусиль від вертикального навантаження в оболонці у формі гіпара).*

2. Пасічник Р. В. Застосування методу скінченних різниць до розрахунку однопорожнинного гіперболоїда / Р. В. Пасічник, С. О. Ужегов, Т. В. Горбатюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Рівне, 2015. – Випуск 30. – С. 384–389. *(Особистий внесок автора: отримано результати розрахунку оболонок від'ємної гаусової кривини методом скінченних різниць).*

3. Бернакевич І. Є. Розрахунок напружено-деформованого стану будівельних споруд на основі уточнених теорій оболонок / І. Є. Бернакевич, П. П. Вагін, С. О. Ужегов // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2014. – Вип. 54. – С. 42–49. *(Особистий внесок автора: отримано результати розрахунку напружень в оболонках).*

4. Пасічник Р. В. Алгоритм розв'язку задач міцності та стійкості оболонок обертання методом сіток / Р. В. Пасічник, С. О. Ужегов, О. С. Пасічник // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць. – Випуск 3. – Луцьк : Луцький НТУ, 2015. – С. 120–126. *(Особистий внесок автора: застосовано алгоритм розв'язку задач міцності та стійкості оболонок обертання скінченно-різницевим методом).*

5. Пасічник Р. В. Комп'ютерна програма «розрахунок оболонок». Область застосування та можливості / Р. В. Пасічник, С. О. Ужегов, О. С. Пасічник // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць. – Випуск 4. – Луцьк : Луцький НТУ, 2015. – С. 54–61. *(Особистий внесок автора: розроблено комп'ютерну програму «Розрахунок оболонок» для обчислення деформацій та дослідження стійкості оболонок обертання).*

6. Ужегов С. О. Дослідження впливу окремих факторів на міцність сталефібробетону методом математичного планування експерименту / С. О. Ужегов // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць. – Випуск 5. – Луцьк : Луцький НТУ. 2016. – С. 174–183. *(Особистий внесок автора: досліджено міцність сталефібробетону на розтяг шляхом використання математичного моделювання на основі трирівневого плану другого порядку Бокса-Бенкена*).

7. Андрійчук О. В. Дослідження тонкостінного сталефібробетонного покриття у формі гіперболічного параболоїда за допомогою програмного комплексу «ЛИРА–САПР» / О. В. Андрійчук, А. Б. Григорчук, С. О. Ужегов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Рівне : НУВГП, 2017. – Вип. 34. – С. 176–183. *(Особистий внесок автора: отримано результати напружень і деформацій в тонкостінній оболонці*

покриття у формі гіпара зі сталефібробетону за допомогою ПК «ЛИРА–САПР».

8. Ужегов С. О. Порівняння різновидів добавок для бетону та їх застосування у тонкостінних конструкціях покриття / С. О. Ужегов // Товарознавчий вісник. Збірник наукових праць. – Випуск 11. – Луцьк : Луцький НТУ, 2018. – С. 152–159. *(Особистий внесок автора:встановлено вплив сталевої фібри на тріщиностійкість, деформативність та несучу здатність тонкостінних оболонок у формі гіпара).*

Стаття у науковому періодичному виданні, що включено до міжнародної наукометричної бази Scopus:

9. Uzhehov S. The influence of repeated loading on work of the steel fiber concrete drainage trays and pipes on the roads / O. Andriichuk, V. Babich, I. Yasyuk, S. Uzhehov // MATEC Web of Conferences. N 116. P. 02001, 1–9, DOI: 10.1051/matecconf/20171160200 *(Особистий внесок автора: ефективність додавання сталевої фібри до бетонних конструкцій, що сприймають повторні навантаження).*

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати дисертації:

10. Сунак О. П. Внутрішні зусилля у пологій оболонці від'ємної гаусової кривини при дії вертикального навантаження / О. П. Сунак, С. О. Ужегов, О. А. Пахолюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць – Випуск 1. Луцьк : РВВ Луцького НТУ, 2014. – С. 139–145. *(Особистий внесок автора: наведено вирази для аналітичного визначення внутрішніх зусиль від вертикального навантаження в оболонці у формі гіперболічного параболоїда).*

11. Uzhegov S. Badanie pokryć żelbetowych / S. Uzhegov // PL-NTU Transgraniczna wymiana doświadczeń. Tom 2. Monografie. – Lublin: Politechnika Lubelska, 2015. – 75–84 p. *(Особистий внесок автора: розраховано армоцементне покриття у формі гіпара, а також моделювання його конструкції для проведення експериментального дослідження).*

Патенти:

12. Пасічник Р.В. Свідоцтво про реєстрацію авторського права на твір №59810 «Комп'ютерна програма «Розрахунок оболонок»» // Р.В. Пасічник, С.О. Ужегов, О.В. Андрійчук, О.А. Ужегова, В.В. Божидарнік. Дата реєстрації 22.05.2015.

13. Бабич Є.М. Свідоцтво про реєстрацію авторського права на твір №5083-18 «Розрахунок оболонок двоякої кривини» // Є.М. Бабич, О.В. Андрійчук, С.О. Ужегов. Дата реєстрації 18.07.2018.

ABSTRACT

S. Uzhehov. Carrying capacity, crack resistance and deformability of thin-walled shells of the "hyperbolic paraboloid" type using steel fiber reinforced concrete. – Qualifying scientific work on the rights of manuscripts

Thesis for the degree of candidate of technical Sciences (doctor of philosophy), specialty 05.23.01 "Building structures, buildings and structures" (192 – Construction and civil engineering). – Lutsk National Technical University, National University of Water Management and Nature Resources, Rivne, 2019.

The thesis is devoted to the study of the work on the stress-strain state (SSS) of thin-walled shells of the "hyperbolic paraboloid" type made of steel fiber reinforced concrete.

The introduction substantiates the relevance of the topic, formulated the purpose and objectives of the study, scientific novelty and practical value of the work, presents its general characteristics and relations with scientific programs.

The first chapter analyzes the field of application and scientific achievements in the design and operation of flat thin-walled shells, in particular, shells of negative Gaussian curvature of the "hyperbolic paraboloid" type under the action of both single-use and repeated low-cycle loads. The review and analysis of works devoted to the general theory of shells belonging to the scientists: T.N. Azizov, V.A. Bazhenov, V.I. Gulyaev, P.M. Varvark, V.Z. Vlasov, A.S Volmir, K.Z. Halimov,

A.L. Goldenveiser, Y.M. Grigorenko, P.A. Zhilin, N.A. Kilchevsky, R. Kurant, K. Lantsosh, L. Leibenzon, A.I. Lurier, Kh.M. Mushtari, A.A. Nazarov, V.M. Nikireev, V.V. Novozhilov, P.M. Ogibalov, A.V. Ryabov, A.O. Syasky, S.P. Tymoshenko, A.P. Filin, K.F. Chernykh.

Comparison of materials for thin shells covering, among which are the ferrocement and steel fiber reinforced concrete (SFRC) and the analysis of researches of features of work SFRC constructions with different types of loads were carried out.

In **the second chapter**, a scheme of bench tests of thin-walled shells of negative curvature of the "hyperbolic paraboloid" made of ferrocement and SFRC under the action of single and repeated low-cycle loads was developed. The program and scope of experimental studies are described in detail.

According to the goal set in the work, two complex series of experimental studies were carried out - all tested according to the research plan: two ferrocement shells, two SFRC concrete shells, 12 concrete and 12 SFRC prisms, 12 concrete and 12 SFRC concrete cubes.

The influence of the prismatic strength of concrete matrix, percentage of fiber reinforcement and fiber diameter on the strength of SFRC by the method of mathematical planning of experiment.

The third section presents the results of the conducted researches - experimental data on carrying capacity and deformation characteristics, stress-strain state of thin-walled shells coatings in the form of a hyperbolic paraboloid during the action of short-term single-use and repeated loads. The development of the cracking process in armoccement and steel-fibrous concrete thin-walled shells in the form of a hyperbolic paraboloid under the conditions of the operating load is described. Distribution of stresses in thin-walled structures of steelfibrobone coating is investigated.

Experimental thin-walled shells of negative Gaussian curvilinear, made of ferrocement, were marked with the letter "А", and from SFRC - "СФБ". The letter "Г" in front of the material from which made the specimen indicates the shape of the shell - hypar. The number "2" before "Г" indicates a series of samples (the letter "Г" without a number - the first series, "2Г" - the second series). Samples of shells Г-А-1 and Г-СФБ-

1 were experimentally achieved to fracture for a one-time load. The criterion of destruction is taken when the deflection of the shell is greater than 1/400 of the length of the smaller side of the structure, and the width of the opening of the crack is greater than 0.05 mm. The 2Г-А-1 and 2Г-СФБ-1 specimens were studied for the study of load carrying capacity, crack resistance and deformability for repeated short-term loading.

An alternating load at each point was applied gradually over 10 N. The whole area of the shell of 7.875 m^2 was applied with an external load of 10 Н × 126 = 1.26 kN, which corresponded to a uniformly distributed area of 1.26 kN / 7.875 m^2 = 160 Pa.

For the study of membranes in the form of hyperbolic paraboloid from ferrocement and SFRC for a one-time load, the following conditions were observed:

- at each stage, the variable load was applied by particles, the value of which was about 10% of the destructive: 2 kg (20 N) to each hook - 320 Pa; 3 kg (30 N) for each hook - 480 Pa; 4 kg (40 N) for each hook - 640 Pa; 5 kg (50 N) for each hook - 800 Pa; 6 kg (60 N) for each hook - 960 Pa; 7 kg (70 N) for each hook - 1120 Pa; 8 kg (80 N) for each hook - 1280 Pa; 9 kg (90 N) for each hook - 1440 Pa.

- At each stage, pause was made for 15 minutes to stabilize the strain-strain state, recording the data of strain gauge station, deflectometer, visual inspection of the prototype, detect and fix the cracks and measure the microscope with the width of their disclosure.

The level of applying repeat loads to the shells 2Г-А-1 and 2Г-СФБ-1 was in cycles: η_{cyc} = 0,7 destructive values (1 ... 4 cycles), η_{cyc} = 0.8 (5 ... 8 cycles) and η_{cyc} = 0.9 (9 ... 12 cycles). Removal of load from shells on cycles was performed in stages, similarly to loading.

Investigation of the cracking process in thin-walled coating designs in the form of a hyperbolic paraboloid was carried out on Г-А-1 and Г-СФБ-1 during application of one-time loads.

During the application of a uniformly distributed load to the ferrocement shell Г-А-1, cracks in the stretched zone began to occur already at stage 5 of loading, when the total distributed load on the shell reached $F_Г$ = 1,345 kPa. In the sixth stage of loading during the application of the force $F_Г$ = 1,505 kPa the number of cracks increased.

There was also an increase in the width of their opening at 0.01-0.02 mm, which was recorded by a microscope MPB-3. At subsequent loading stages (7-10), the emergence of new cracks and further disclosure of existing ones were recorded.

During the application of a uniformly distributed load to the Г-СФБ-1 shell, the first cracks in the stretched zone of the shell at the 7th stage were recorded (at $F_Г$ = 1,665 kPa), which indicates an increased shear stability to crack formation compared with the reinforcement casing of Г-А-1.

During the experiment, it was found that during the application to the 2Г-СФБ-1 shell the repeated loadings of the operational level, the appearance of the cracking process was not fixed. And in the thin-walled coating of ferrocement 2Г-А-1, the appearance of cracks and their disclosure was observed from the action of similar repetitive loads along a concave creature.

After analyzing the materials of the study described in this section, it can be concluded that the thin-walled SFRC shell in the form of a hyperbolic paraboloid, in terms of deflections and cracking strength in single and repeated loads, has significant advantages over similar elements from armoccelers.

The fourth section presents a theoretical calculation of stresses and deflections in the shell type "hyperbolic paraboloid" made of SFRC.

The work of the thin-walled shell by the finite element method using the LIRA-SAPR 2016 software that was simulated taking into account the physical nonlinearity of the material with the convergence of the results with the experimental data of 80 %.

The correlation for determination of stress and deflections in thin-walled shells with a nonzero torsion curve in an analytical form is obtained. To solve the basic equations, the use of the method of double Fourier series is generalized, which takes into account the curvature of the torsion of a hyperboloid.

A computer program for calculation of stresses and deflections in thin-walled shells in the form of a hyperbolic paraboloid (based on equations of the theory of flat shells) is developed, which, in calculating the loads of operating levels, gives convergence of results with experimentally obtained data within the limits of 85 ... 95%. Based on the calculations made in this program, we can draw the following conclusions:

the stresses of hinged immovable support of the shell's contour are much smaller than that of hinged movable support; at hinged movable support the maximum stresses arise in the central part of the SFRC shell, while at the hinged immovable support it - near the contour; at the hinged immovable support of the shell's contour there is a decrease in the value of emerging stresses more than twice as compared with hinged movable support; for the considered shell the maximum stresses are much smaller than the permissible stresses for steel-fiber concrete. That is, the arrangement of a hinged immovable support, which ensures no displacement in the direction of the normal to the contour of the shells, can increase the reliability of hypar coatings.

Key words: reinforced concrete, ferrocement, steel fiber reinforced concrete, SFRC, fiber, shell, hyperbolic paraboloid, hypar, load, stress-strain state, crack resistance.

Вступ ……. 17
Розділ 1. ТОНКОСТІННІ ОБОЛОНКИ ПОКРИТТЯ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА...…….. 23
1.1. Область застосування тонкостінних оболонок у формі гіпара.....…… 23
1.2. Огляд методів розрахунку тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда ……..…..…… 27
1.3. Загальні відомості про армоцементні тонкостінні оболонки у формі гіперболічного параболоїда…… 32
1.4. Сталефібробетон, як матеріал для тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда……....…… 37
1.5. Огляд експериментальних досліджень роботи сталефібробетонних елементів при повторних навантаженнях……..……..... 48
1.6. Мета та задачі досліджень …….. 51
Розділ 2. МЕТОДИКА ТА ОБСЯГ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ 53
2.1. Програма та обсяг експериментальних досліджень …… 53
2.2. Експериментальні зразки ……..... 55
2.3. Матеріали, конструкція та технологія виготовлення оболонок у формі гіперболічного параболоїда …… 57
2.3.1. Матеріали і технологія виготовлення армоцементної оболонки у формі гіперболічного параболоїда…..…… 62
2.3.2. Матеріали і технологія виготовлення оболонки у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону…….…… 63
2.4. Обладнання для випробування зразків та вимірювальні засоби …… 66
2.5. Методика випробовувань призмових зразків на короткочасний осьовий розтяг і кубикових на короткочасний осьовий стиск……..... 69
2.6. Визначення впливу окремих факторів на міцність сталефібробетону методом математичного планування експерименту…….. 73
2.6.1. Застосування методу математичного планування та опис вхідних даних експерименту……..... 74
2.6.2. Дослідження впливу окремих факторів на міцність сталефібробетону

методом математичного планування експерименту…….. 77
2.7. Методика випробувань тонкостінних оболонок покриттів у формі гіперболічного параболоїда……..…… 83
Висновки до другого розділу …… 86
Розділ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ТОНКОСТІННИХ ОБОЛОНОК ПОКРИТТІВ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА……... 87
3.1. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда за умов одноразової дії рівномірно-розподіленого навантаження…….. 87
3.1.1. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіпара з армоцементу за умов одноразової дії…… 88
3.1.2. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону за умов одноразової дії……..…… 92
3.2. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда за умов повторної дії рівномірно-розподіленого навантаження……. 96
3.2.1. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу за умов повторної дії рівномірно-розподіленого навантаження…… 96
3.2.2. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону за умов повторної дії рівномірно-розподіленого навантаження……. 100
3.4. Тріщиностійкість тонкостінних конструкцій покриття у формі гіперболічного параболоїда за умов дії експлуатаційного навантаження 105
3.4.1. Тріщиностійкість тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу за умов дії експлуатаційного навантаження ……..... 105
3.4.2. Тріщиностійкість тонкостінної конструкції покриття у формі

гіперболічного параболоїда з сталефібробетону за умов дії експлуатаційного навантаження……. 111
3.5. Розподіл напружень в тонкостінній конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону……. 116
Висновки до третього розділу……. 118
Розділ 4. РОЗРАХУНОК НАПРУЖЕНЬ І ПРОГИНІВ У ОБОЛОНКАХ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА…… 119
4.1. Моделювання роботи тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону методом скінченних елементів…….……..…… 119
4.2. Основні співвідношення для пологих оболонок двоякої кривини….. 125
4.3. Модифікований метод рядів Фур'є для вільно опертих оболонок з ненульовою кривиною кручення …...…… 128
4.4. Розрахунок напружень і прогинів у вільно закріплених оболонках двоякої кривини з нульовою кривиною кручення ……...…… 132
4.5. Розрахунок напружень у вільно закріплених гіпарах ……..…… 138
4.6. Гіпар при шарнірному-нерухомому обпиранні на жорсткий контур …. 143
4.7. Порівняльний аналіз теоретичних розрахунків із експериментальними даними…….. 148
Висновки до четвертого розділу……. 151
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ…… 152
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ…..……. 154
ДОДАТОК А. ……. 166
ДОДАТОК Б. ……..……. 167
ДОДАТОК В. ……..…… 170
ДОДАТОК Г. …….. 174
ДОДАТОК Д …… 177
ДОДАТОК Е ……... 182

ВСТУП

Актуальність теми. В багатьох країнах світу за останні роки під час будівництва промислових і громадських будівель та спеціальних споруд спостерігається тенденція до застосування нових конструктивних рішень елементів покриттів – тонкостінних оболонок. Варто відмітити, що конструктивні переваги оболонок, підвищена технологічність, простота їх виготовлення та монтажу привертають до себе увагу науково-дослідних та проектних установ і виробників. Особливе місце серед оболонок покриттів займають оболонки від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда (гіпар). Завдяки архітектурній виразності та можливості зведення з них різноманітних комбінацій конструктивних систем, гіпари найчастіше можна зустріти у вигляді покриттів ангарів, спортивних залів, виставкових павільйонів та інших великопролітних споруд. Використання таких оболонок дозволяє знизити витрати матеріалів, порівняно з традиційними видами покриття, створити об'єкти поліпшеної архітектурної виразності, комфортності тощо. Оболонки у формі гіперболічного параболоїда знайшли практичне застосування в будівництві пізніше, ніж оболонки інших типів, тому їх статичні та жорсткісні характеристики виявились недостатньо дослідженими та вивченими.

Сучасні тенденції вдосконалення будівель та споруд направлені на заміну конструкцій із традиційних матеріалів композитними матеріалами, для яких характерними є ряд специфічних особливостей – серед яких, перш за все, підвищена тріщиностійкість і несуча здатність. Вітчизняні та іноземні науковці, досліджуючи залізобетонні конструкції з дисперсним армуванням отримують затребувані результати. Проте, огляд і аналіз літератури показує, що дослідженню несучої здатності тонкостінних оболонок покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону надавалася недостатня увага.

У зв'язку з актуальністю дослідження тонкостінних оболонок покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону під час статичних навантажень, у даній роботі представлено аналіз напружено-деформованого стану, оцінки надійності та розрахунок тонкостінних оболонок за одноразових та

повторних навантажень.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційна робота виконувалася в рамках держбюджетної теми Луцького національного технічного університету «Дослідження напружено-деформованого стану сталефібробетонних конструкцій, удосконалення методики оцінки надійності та технології їх виготовлення» (державний реєстраційний номер 0115U002205) і науково-дослідної теми «Деформативність та тріщиностійкість тонкостінних оболонок покриття» (державний реєстраційний номер 0117U004769), а також відповідно до плану науково-дослідних робіт кафедри промислового та цивільного будівництва Луцького національного технічного університету.

Мета дослідження. Метою є встановлення особливостей напружено-деформованого стану тонкостінних оболонок покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону (СФБ) під час дії одноразових і повторних навантажень, його оцінка та удосконалення методики розрахунку.

Досягнення мети передбачає розв'язання таких завдань:

- на основі аналізу літературних джерел обґрунтувати можливість та доцільність використання сталефібробетону для тонкостінних оболонок покриття від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда при дії одноразових і повторних навантажень;
- розробити ефективну модель конструкції тонкостінної оболонки покриття зі сталефібробетону у формі гіперболічного параболоїда та виконати її порівняння з традиційними оболонками зі звичайного залізобетону або армоцементу;
- розробити методику та програму експериментальних досліджень напружено-деформованого стану та тріщиностійкості тонкостінних оболонок покриття зі СФБ під час дії одноразових та повторних (малоциклових) навантажень;
- експериментально встановити вплив жорсткого та вільного типів закріплення контура оболонки на напруження в сталефібробетоні від дії навантажень;
- удосконалити визначення напруженого стану та прогинів в оболонках

двоякої кривини з ненульовою кривиною кручення із застосуванням методу подвійних рядів Фур'є;

- на основі експериментальних даних удосконалити методику розрахунку несучої здатності тонкостінних оболонок покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону.

Об'єктом дослідження є робота тонкостінних оболонок від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда, що виготовлені зі сталефібробетону.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан, тріщиностійкість, несуча здатність і розрахунок оболонок від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону під дією одноразових та повторних навантажень.

Методи досліджень: аналіз опублікованих наукових праць; експериментальні дослідження роботи тонкостінних оболонок від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону за розробленою програмою; статистичний аналіз результатів досліджень; теоретичні дослідження; порівняння та верифікація теоретичних і дослідних даних.

Наукова новизна одержаних результатів. Наукова новизна виконаної дисертаційної роботи полягає в наступному:

- вперше отримані нові експериментальні дані (несуча здатність, тріщиностійкість та деформативність) тонкостінних оболонок від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону під час дії одноразових та повторних навантажень;

- вперше доведено, що тонкостінні оболонки від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда, що виготовлені зі СФБ з відсотком армування 1,5 %, за показниками несучої здатності та тріщиностійкості перевищують відповідні показники тонкостінних оболонок зі звичайного залізобетону;

- отримано подальший розвиток моментної теорії пологих оболонок шляхом узагальнення методу подвійних рядів Фур'є, що дозволяє враховувати кривину кручення гіперболічного параболоїда;

- встановлено, що у разі жорсткого закріплення контуру оболонки у формі

гіперболічного параболоїда відбувається зменшення значення виникаючих напружень більш ніж в два рази в порівнянні з вільним її обпиранням.

Практичне значення одержаних результатів полягає в наступному:

- запропонована та запатентована конструкція тонкостінної оболонки від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда, що виготовлена зі СФБ і може використовуватися в будівельній практиці;
- методику розрахунку тонкостінної оболонки від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону рекомендується використовувати у проектній практиці;
- розроблені комп'ютерні програми «Розрахунок оболонок» і «Розрахунок оболонок двоякої кривини», що призначені для обчислення деформацій та дослідження стійкості оболонок обертання з від'ємною ґаусовою кривиною у формі гіперболічного параболоїда. Програми захищені авторськими свідоцтвами;
- результати дослідження тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону використані в навчальному процесі.

Особистий внесок здобувача. Основні результати дисертаційної роботи були одержані самостійно. У публікаціях у співавторстві здобувачеві належать: розроблення методики дослідження гіпарів, безпосередня участь у проведенні експериментальних досліджень, обробленні й аналізі їх результатів, а також теоретичні розрахунки елементів зі СФБ.

Особистий внесок здобувача. Основні результати дисертаційної роботи були одержані самостійно. У публікаціях у співавторстві здобувачеві належать: розроблення методики дослідження гіпарів, безпосередня участь у проведенні експериментальних досліджень, обробленні й аналізі їх результатів, а також теоретичні розрахунки елементів зі СФБ.

Апробація результатів дисертації. Матеріали дисертації доповідались і були схвалені на:

1. XXVI Науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу «Актуальні проблеми та перспективи науки і виробництва» (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк, 2012);

2. Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (Тернопільський національний технічний університет, м. Тернопіль, 2012);
3. XXXVI Університетській студентській науково-технічній конференції «Україна сьогодні: інтеграція освіти та науки» (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк, 2013);
4. І Міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих учених та студентів «Інновації у будівництві» (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк, 2014);
5. ІІ Міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих учених та студентів «Інновації у будівництві» (Луцький національний технічний університет, м. Луцьк, 2016);
6. VI Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті Трансбуд–2017» (Український державний університет залізничного транспорту, м. Харків, 19–21 квітня 2017 року);
7. VII Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті Трансбуд–2018» (Український державний університет залізничного транспорту, м. Харків, 14–16 листопада 2018 року).

Публікації. Матеріали дисертації викладені в 11 статтях, що надруковані у збірниках наукових праць, які визнані фаховими виданнями, в тому числі чотири статті опубліковані одноосібно та одна стаття у виданні, що індексується науковометричною базою Scopus.

Отриманий патент на корисну модель UA 127805 U, МПК E04B 1/04 (2006.01) «Сталефібробетонна тонкостінна оболонка покриття у формі гіперболічного параболоїда» № 71894 від 27.08.2018 року та свідоцтва про реєстрацію авторських прав на твори № 59810 «Комп’ютерна програма «Розрахунок оболонок» від 22.05.2015 року та № 81301 «Комп’ютерна програма «Розрахунок оболонок двоякої кривини» від 07.09.2018 року.

Структура та об’єм дисертації. Дисертація складається з анотації, вступу, чотирьох розділів основної частини, загальних висновків, списку використаних джерел та додатків. Робота викладена на 186 сторінках (основна частина – 135 ст.). Дисертація містить 19 таблиць і 95 рисунків, 127 найменувань використаних джерел, а також 6 додатків на 20 сторінках.

РОЗДІЛ 1

ТОНКОСТІННІ ОБОЛОНКИ ПОКРИТТЯ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА

1.1. Область застосування тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда

Особливе місце в сучасному будівництві займають різноманітні системи конструкцій для споруд із покриттям у формі гіперболічного параболоїда (гіпар), що є фрагментом оболонки другого порядку гіперболоїдного типу.

Конструкції у формі гіперболічного параболоїда характеризуються високою технічною ефективністю, через що вони набули широкого застосування у будівництві. Проте такі конструкції почали застосовуватися пізніше, ніж інші види: у 1896 році створено вежу Шухова – перша сітчаста гіперболоїдна водонапірна башта [45]; у 1918 році побудовано бетонну градирню у формі гіперболоїда обертання [108]. Через це їх статичні та жорсткісні характеристики виявились менш вивченими.

Джорджіо Бароні, італійський інженер, першим запатентував конструкцію у формі чотирьохпелюсткового гіперболічного параболоїда у якості покрівлі у 1936 [107, 122].

Експлуатаційні переваги гіпарів і необмежені естетичні можливості створюють для їх застосування величезний простір. Прикладом таких комбінацій є: покриття міського театрального залу в Шизуське (Японія), архітектор – Кенцо Танге та інженер – Шошикацу Пауобі; каплиця і парковий ресторан у Мехіко, інженер – Фелікс Кандела. У проекті Ф. Кандели – нічний клуб в Акапулько (Мексика) – застосовано 6 гіпарів [44,104,105].

Пологі оболонки від’ємної ґаусової кривини застосовують для покриття промислових та цивільних будівель, проектування опорних конструкцій, огороджуючих та несучих стін, спеціальних споруд, малих архітектурних форм. Такі покриття дають можливість створювати будівлі та споруди з вільним плануванням, перекривати значні площі, вони не складні під час зведення – високотехнологічні, мають архітектурну виразність. Заміна лінійних конструкцій

покриттів на просторові сприяє зменшенню витрат бетону і арматури, тим самим здешевлює будівництво. Світовий досвід будівництва довів, що використання просторових конструкцій для покриття великопролітних будівель дає змогу економити до 25–30% бетону, до 25% арматурної сталі, у загальній вартості економити 12–14% коштів. Це є основними критеріями під час вибору конструкцій покриття та широкого їх застосування [83].

Гіперболічний параболоїд (гіпар) характеризується лінійністю форми – його конструкція створена системою прямих ліній, а саме: переносом прямої (твірної) по перехресних прямих (направляючих) (рис. 1.1).

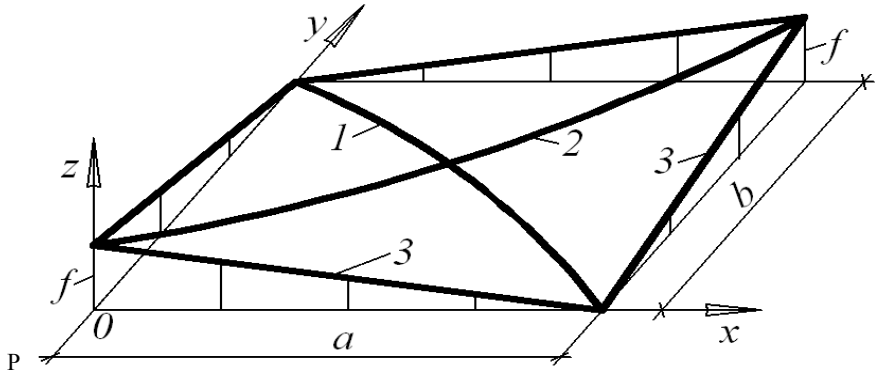


Рисунок 1.1 – Оболонка гіперболічного параболоїда: 1 – головний напрямок додатної кривини; 2 – головний напрямок від'ємної кривини; 3 – твірні

Покриття у вигляді гіперболічних параболоїдів мають достатню жорсткість та стійкість, а конструкції у вигляді спряжених систем надають будівлям відмінну архітектурну виразність – різними сполученнями оболонок можна створювати різноманітні форми покриттів будівель із довільною сіткою колон. Це суттєво спрощує виготовлення опалубки, армування та оздоблення оболонки, виготовлення елементів покриття у вигляді збірних плит. Під час переміщення твірна залишається паралельною до однієї з вертикальних координатних площин. Направляючими можуть бути прямі, які проходять через дві довільні протилежні сторони плану. Початкове положення твірної може збігатись з однією з двох інших сторін. Якщо оболонку у формі гіперболічного параболоїда умовно перетнути вертикальними площинами, не паралельними до координатних, то в перерізі отримаємо параболи: одні – з випуклістю доверху, інші – з випуклістю вниз.

На сьогодні у світі зведено велику кількість будівель різноманітного призначення (торгові комплекси, залізничні станції та автомобільні салони, термінали аеропортів, бібліотеки, стадіони, церкви, амфітеатри, басейни, ресторани і т.д.) у яких для влаштування покриття застосовано конструкції у вигляді різних типів тонкостінних оболонок. Одні з найбільш визначних будівель із конструктивними елементами з оболонок в Німеччині, США, Румунії, Польщі, Чехії, Канаді та Малайзії представлено на рис. 1.2 … 1.14.

Оболонка покрівлі спортивного комплексу Скоушабенк–Седдлдоум у Калгарі (Канада) виконана з готових бетонних плит, що підтримуються сіткою стальних канатів (рис. 1.2, а). Комплекс був відкритий у 1983 році.

Покрівля національної бібліотеки медицини в США (рис. 1.2, *б*) виконана з залізобетону товщиною 75 мм, займає площу 900 м^2 та опирається на чотири колони.

Рисунок 1.2 – Великорозмірні оболонки покриття:
а – спортивний комплекс Скоушабенк–Седдлдоум (Канада);
б – національна бібліотека медицини в США

На рис. 1.3, *а* зображено залізничну станцію Охота у м. Варшава (Польща), в якій оболонка покриття виконана з залізобетону з використанням стержньової арматури. Попередньо напружений залізобетон використаний у якості матеріалу для оболонки покрівлі на залізничній станції в м. Преділ (Румунія), що побудована у 1964 році (рис. 1.3, *б*). Розміри оболонки становлять 34×38 м.

Рисунок 1.3 – Застосування оболонок покриття на залізничних станціях:

а – залізнична станція м. Охота (Польща);

б – залізнична станція м. Преділ (Ромунія)

На рис. 1.4 представлено автомобільний салон у США з бетонною покрівлею товщиною 75 мм, що має дві точки опору. Головна ідею проекту – використати особливість покрівлі, щоб максимально уникнути несучих стін.

Рисунок 1.4 – Автосалон у м. Вестал, США, 1964 р.

Варто зазначити застосування конструкцій покриття у формі гіперболічного параболоїда в найбільшому аеропорту в Азії (рис. 1.5).

Рисунок 1.5 – Міжнародний аеропорт Куала Лумпур, Малайзія

1.2. Огляд методів розрахунку тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда

Ефективне використання конструкцій у формі гіперболічного параболоїда в будівництві можливе лише після аналізу сучасних наукових методів розрахунків. Цей аналіз дозволить вибрати оптимальний шлях розрахунку з достатньо високою точністю та знайти найкращі конструктивні вирішення. У цьому пункті проведено аналіз розвитку методів розрахунку гіпарних конструкцій, що ґрунтуються на використанні теорії тонких оболонок.

Перші гіперболічні конструкції, використані в будівництві, мали ґратчасту структуру. Методи розрахунку ґратчастих гіперболоїдних конструкцій широко висвітлені у дослідженні І.А. Петропавловської [76], де відзначається, що спочатку роботи з проектування систем Шухова носили емпірико-аналітичний характер. У цей період інженери, як правило, ще не володіли вже створеним у науці теоретичним апаратом прикладних методів теорії пружності, що в цілому давали можливість адекватно відобразити в розрахунках складну картину дії сил під час роботи подібних систем. Конкретні технічні розробки цих систем у той період (до 1934 року) ґрунтувалися на дослідному проектуванні і наближено-аналітичних методах розрахунку.

У 1968-1969 роках Н.П. Абовським та І.І. Самольяновим були опубліковані роботи [6, 7] по розрахунку тонкостінних конструкцій, в яких рівняння пологих оболонок вирішувалися методом скінченних різниць.

У створенні загальної теорії оболонок провідна роль належить вченим, результати досліджень яких відображенні у низці праць: Т.Н. Азізова [1, 2], В.А. Баженова та В.І. Гуляєва[15,35], П.М. Варвака [79], В.З. Власова [23,24], А.С. Вольміра [26,27,28], Я.М. Григоренка [34], А.Л. Гольденвейзера [30], П.А. Жилина [55], Н.А. Кільчевского [59], Р. Куранта [60], К. Ланцоша [61], Л. Лейбензона [62], А.І. Лур'є [63], Х.М. Муштарі і К.З. Галімова [65], А.А. Назарова [66], В.М. Нікірєєва [67], В.В. Новожилова [71], П.М. Огибалова [72], А.В. Рябова [79], А.О. Сяського [84], С.П. Тимошенко [86,87,88], А.П. Філіна [97],

К.Ф. Черних [58,100,101].

В огляді стану і розвитку методів розрахунку гіпарних оболонок, у першу чергу, необхідно виділити роботи А.Л. Гольденвейзера [30], П. Гергелі [113], В. Гіонці [114, 115], К. Грубана [116], присвячені питанням дослідження на основі безмоментної теорії розрахунку.

Практичне використання безмоментної теорії для оболонок у формі гіперболічного параболоїда з асимптотичними краями було описано в книзі В. Флюгге [98].

В праці Артюхіна Ю.П. та Грибова А.П. [8] викладено метод граничних елементів для вирішення лінійних та нелінійних задач згину тонких пластин і пологих оболонок довільного контуру.

Д.В. Кочкарьов і С.В. Філіпчук під керівництвом професора Є.М. Бабича здійснили дослідження опору високоміцних бетонів та фібробетонів динамічним навантаженням (пробиванню) [10, 12]. Ними показана можливість отримання достовірних даних при високошвидкісних ударах за значно менших швидкостях, та моделювання ударних дій в лабораторіях на звичайних копрах падаючої дії.

В.В. Білозір експериментально дослідив зчеплення фібри з бетоном, обґрунтовавши при цьому підхід до розрахунку довжини анкерування фібри в бетоні ($l_{f,an}$), що забезпечує її розрив у разі висмикування [20].

У роботі І.І. Самольянова [78] встановлено, що застосування безмоментної теорії зумовлюється низкою вимог, які повинні бути виконані. Для оболонок від'ємної ґаусової кривини диференціальні рівняння цієї теорії є рівняннями гіперболічного типу. Це вносить свою специфіку в питання застосовуваності безмоментної теорії за конкретних граничних умов. Тут слід зазначити, що напружений стан, знайдений за допомогою безмоментної теорії, можливий лише за тих граничних умов, які не суперечать цьому стану і дають можливість визначити всі переміщення в оболонці. У випадку, якщо переміщення не визначаються, рівновага оболонки у рамках безмоментної теорії не можлива. В оболонці у такому випадку можуть виникати переміщення, викликані геометричним згином серединної поверхні без видовжень і зсувів (чистий згин),

що із позиції безмоментної теорії трактується як миттєва змінність.

Під час спорудження покриттів у формі оболонки з асимптотичним контуром виникає необхідність улаштування діагональних затяжок або контрфорсів. Навіть незначне переміщення опор призводить до порушення основної вимоги існування безмоментного напруженого стану – виникнення переміщень геометричного згину. У таких випадках практичної цінності набуває лише розрахунок за моментною теорією. Крім цього, оболонки від'ємної ґаусової кривини, як відмітив В.З. Власов [24], є більш гнучкими порівняно з опуклими оболонками. Зони крайових ефектів охоплюють значну частину оболонки. Таким чином, застосування безмоментної теорії для розрахунку розглядуваних оболонок обмежене.

Для оцінки несучої здатності й надійності покрівель оболонкового типу необхідно оцінити напруження й прогини, які виникають в процесі їх експлуатації. Оскільки товщина в покрівлях є набагато меншою за інші її розміри, то в літературі для розрахунку напружено-дефорованого стану (НДС), як правило, використовують рівняння пологих оболонок [88]. За використання таких рівнянь розв'язки широкого кола задач можуть бути знайдені у замкненому вигляді, що дозволяє істотно спростити процес розрахунків на несучу здатність та жорсткість покрівель. Для такого класу задач виявився ефективним метод подвійних рядів Фур'є. Значний вклад в його розвиток стосовно пластинчастих покрівель вніс Тимошенко [86,87]. У його монографіях наведено широкий огляд літературних джерел, що представлені в даному напрямку. Далі цей метод широко використаний для пологих оболонок в роботах Варвака П. М., Піскунова В.Г. і їх учнів [17,60,126,127]. Виконані ними дослідження в цьому напрямку для інженерів-будівельників детально викладено в книзі [79].

Метод подвійних рядів Фур'є в літературі використовувався для дослідження прямокутних в плані пологих оболонок у системі координат, осі якої паралельні сторонам оболонки, коли кривина кручення дорівнює нулю. При розгляді оболонок, серединна поверхня в яких є гіперболічним параболоїдом, коли її контури є прямими лініями виникають задачі для пологих оболонок з

відмінними від нуля кривинами кручення. Для таких задач вже не вдається безпосередньо застосувати відомий метод рядів Фур'є, а тому задачі дослідження їх НДС є менш вивченими.

Тому актуальним є завдання розвинути метод подвійних рядів Фур'є стосовно до гіперболічних параболоїдів із ненульовою кривиною кручення.

Під час розрахунку конструкцій від'ємної ґаусової кривини краще використовувати метод скінченних різниць (МСР). Багато прикладних задач, пов'язаних із розрахунком таких конструкцій, вимагають достатньо високої точності отриманих розв'язків. МСР у цьому відношенні виявляється найбільш відповідним. Ефективність МСР була доведена на прикладах розв'язання багатьох складних задач будівельної механіки і зокрема, задач стійкості тонкостінних конструкцій [29].

На основі аналізу стану теорії розрахунку і дослідження оболонок класу, що розглядається, можна зробити висновок про те, що ще існує значний розрив у накопичених знаннях про розрахунок оболонок від'ємної ґаусової кривини порівняно з оболонками додатної і нульової кривини. Для їх розрахунку майже не використовується МСР, недостатньо розроблені методи розрахунку навіть за лінійною теорією.

Статичні переваги гіперболічних параболоїдів перед випуклими оболонками полягають у тому, що вони добре опираються втраті стійкості завдяки взаємодії розтягуючих і стискуючих напружень, що виникають відповідно вздовж увігнутої та випуклої парабол.

Поряд з перевагами гіпари мають ряд недоліків порівняно з випуклими оболонками. Найбільш суттєвим недоліком оболонок у формі гіперболічних параболоїдів є розтягуючі напруження, що виникають у напрямку увігнутих парабол. Такі напруження можуть призвести до виникнення тріщин у бетоні та, відповідно, зниження терміну експлуатації конструкції. Вважається, що тріщини, які виникають в матеріалі, автоматично стають тріщинами конструкції та визначають тим самим її тріщиностійкість, деформативність і несучу здатність [46].

Іншою статичною особливістю є необхідність закріплення двох протилежних кутів, оскільки під дією навантаження прямокутний контур може зазнати перекосу в плані. Фіксація досягається влаштуванням розтягнутого елементу між нижніми кутами або влаштування в цих місцях контрфорсів.

Незважаючи на достатньо велику дослідницьку роботу, яка проводилась з розрахунку конструкцій у формі гіперболічного параболоїда, проблема застосування методу скінченних різниць до розрахунку таких конструкцій є актуальною на сьогодні.

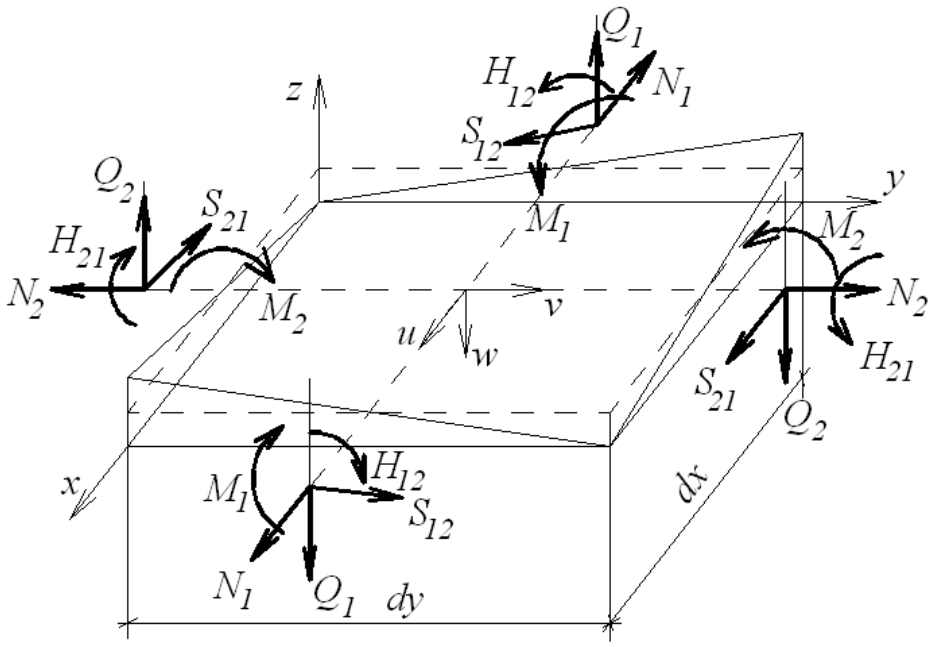


Рисунок 1.6 – Схема зусиль та переміщень в елементі *δdxdy* пологої прямокутної оболонки (за моментною теорією)

Рівняння рівноваги для елемента *δdxdy* пологої прямокутної оболонки:

$$\frac{dN_1}{dx}+\frac{dS_{21}}{dy}-k_1Q_1-k_{12}Q_2+p_1=0;$$
$$\frac{dS_{12}}{dx}+\frac{dN_2}{dy}-k_2Q_2-k_{12}Q_1+p_2=0;$$
$$k_1N_1+k_2N_2+k_{12}(S_{12}+S_{21})+\frac{dQ_1}{dx}+\frac{dQ_2}{dy}+q=0;$$
$$\frac{dM_1}{dx}-\frac{dH_{21}}{dy}-Q_1=0;\frac{dH_{12}}{dx}-\frac{dM_2}{dy}+Q_2=0;$$
$$S_{12}-S_{21}+k_1H_{12}-k_2H_{21}-k_{12}(M_2-M_1)=0.$$

1.3. Загальні відомості про армоцементні тонкостінні оболонки у формі гіперболічного параболоїда

Армоцементні конструкції застосовують в елементах будівель та споруд, для яких важливим є зниження власної ваги, зменшення розкриття тріщин, забезпечення водонепроникності бетону. Армоцемент, як матеріал, має ряд переваг перед залізобетоном: більша міцність на розтяг, вища тріщиностійкість, підвищений опір дії динамічних навантажень; армоцементними просторовими конструкціями можна перекривати значні прольоти без проміжних опор.

Особливістю армоцементних конструкцій є їх тонкостінність і відповідно зменшення захисного шару бетону. Вони характеризуються сітковим армуванням тонкими тканими, плетеними або зварними сітками, а досить часто і комбінованим армуванням сітками разом зі стержневою або дротовою арматурою (рис. 1.7) [119].

Рисунок 1.7 – Вигляд армування армоцементної оболонки в процесі зведення

Армоцемент часто застосовують у конструкціях, які працюють під впливом динамічних, циклічних або сейсмічних навантажень [50,119]. Місцеве руйнування залежить від сили удару і товщини елемента і відбувається внаслідок того, що на межі контуру удару виникає чистий зсув, а напруження перевищують міцність бетону на розтяг. Зі зменшенням часу дії навантаження міцність дрібнозернистого

бетону зростає, тому що за динамічних впливів пластичні деформації в бетоні розвиваються повільніше, ніж за його статичного навантаження. Межа витривалості армоцементу вища від межі витривалості залізобетону внаслідок кращого зчеплення за дисперсного армування.

Започаткував армоцементні конструкції італійський інженер-архітектор П.Л. Нерві ще у 1943 році, а першими спорудами стали пакгауз у Римі (1946 р.), стіни та покриття якого виконані з хвилеподібних елементів завтовшки 30 мм; павільйон Міланського ярмарку (1953 р.) з покриттям у вигляді хвилеподібних армоцементних елементів; виставковий павільйон прольотом 95 м у Турині з хвилястим склепінням; палац спорту у Римі зі сферичним куполом діаметром 59,2 м та інші об’єкти. Нині у будівельній практиці налічується понад 70 різних форм армоцементних покриттів: балкових, циліндричних та конічних оболонок, аркових, хвилястих, складчастих, склепінчастих тощо, одношарових та багатошарових, комбінованих, суцільних або зібраних із окремих елементів, попередньо напружених або зі звичайним армуванням.

Подальші експериментальні дослідження та проектні розробки підтверджують, що армоцементні конструкції раціонально використовувати для покриттів будівель різноманітного призначення, довільної форми в плані з малими та великими прольотами і навіть за сейсмічних навантажень [119].

Одним із найоптимальніших варіантів покриттів із армоцементу є оболонка у формі гіперболічного параболоїда. Вона дає можливість перекривати значні прольоти будівель і споруд – до 70 м і більше, а покриття влаштовувати з однієї пелюстки або компонувати їх спряженням із декількох пелюсток у різноманітних поєднаннях. Конструктивні рішення таких покриттів повинні забезпечувати несучу здатність, стійкість та геометричну незмінність споруди за будь-яких умов, навіть за ймовірних локальних пошкоджень, попереджати лавиноподібний обвал системи внаслідок можливого руйнування другорядних елементів конструкції, вузлів, деталей, в’язей. Стійкість будівлі щодо лавиноподібного обвалу забезпечують застосуванням відповідних конструктивних заходів та матеріалів, які можуть сприяти розвитку в конструктивних елементах та їх

з’єднаннях пластичних деформацій.

Для виготовлення армоцементних конструкцій застосовують конструкційний дрібнозернистий бетон груп «А» та «Б», класу не нижче С16/20, середньою густиною не нижче 2200 кг/м^3, крупність зерен до 5 мм за ДСТУ Б В.2.7–221:2009 [52]. Армують конструкції сталевими дротяними плетеними (ТУ У 28.7–32564661–001:2008 [89]) або зварними (ТУ У 322–00190319–1172–95 [90]) сітками. Ткані сітки дорожчі від зварних, мають нестабільні механічні властивості (коефіцієнт нерівномірності роботи тканих сіток коливається в межах 0,85–0,90), характеризуються спрямленням дроту у розтягнутих ділянках конструкції, внаслідок чого там швидше з’являються тріщини, тому частіше перевагу віддають саме зварним сіткам, котрі деформуються разом із бетоном. Зварювання дротин у вузлах перетину збільшує жорсткість сітки, збільшує сили зчеплення сіток із бетоном, їх анкерування. Зварні сітки більш технологічні, їх простіше фіксувати у перерізі конструкції, легше забезпечити товщину захисного шару, легше розрізати – дротики при цьому не розсипаються, як у випадку тканих сіток.

Тріщиностійкість перерізів армоцементних конструкцій, армованих зварними сітками, значно вища. Для виготовлення таких сіток використовують дріт діаметром 0,7…1,0 мм із кроком 8…10 мм, застосування сіток із меншими чарунками утруднює вкладання бетонної суміші. Нормативний опір дроту тканих і зварних сіток становить $f_{m,ser} = 245\ МПа$, що дорівнює найменшому значенню умовної межі текучості, яке відповідає залишковому відносному видовженню 0,2% і рівне 0,8 тимчасового опору розриву дроту сітки.

Розрахунковий опір сіток для граничних станів першої та другої груп визначають із урахуванням коефіцієнта 1,1. Характеристикою сітчастого армування є коефіцієнт μ_m або μ'_m, що визначається як відношення площі поперечного перерізу сітки на одиницю довжини в розтягнутій A_m і стиснутій зонах A'_m до товщини елемента на розглядуваній ділянці перерізу t.

Сили зчеплення в армоцементі зростають майже пропорційно до товщини перерізу і кількості сіток у перерізі, зі зменшенням номера сітки сили зчеплення

теж зростають. Зі збільшенням водоцементного відношення зчеплення зменшується, у верхніх шарах перерізу це зниження проявляється інтенсивніше.

Для армоцементу характерна пропорційна залежність між напруженнями і деформаціями повзучості. Дисперсне армування знижує деформації повзучості дрібнозернистого бетону в середньому на 30…50%.

Анкерування арматури у бетоні забезпечує спільну їх роботу протягом усього терміну експлуатації конструкції. Для армоцементних елементів враховуючи їх малу товщину та особливість армування, питання анкерування арматури має важливе значення.

Армування тонкими дротяними сітками з часто розташованими (через 6...12,5 мм) поперечними дротинками забезпечує анкерування поздовжніх дротинок сітки. У тканих сітках згини у місцях перетину поздовжніх та поперечних дротинок є своєрідними анкерами. Для зварних сіток такими анкерами є зварні з'єднання поздовжніх та поперечних дротинок.

Встановлено, що зі зменшенням діаметра дроту та зі збільшенням кількості дротинок сили зчеплення арматури з бетоном зростають, а її анкерування покращується.

Під час застосування сіток у кількості 400–500 кг на 1 $м^3$ бетону зростає поверхня зчеплення арматури з бетоном, тому бетон рівномірніше включається в роботу, що сприяє зниженню концентрації напружень, більш рівномірному розподілу внутрішніх зусиль, і як наслідок, розтягуваність армоцементу у понад 5 разів перевищує розтягуваність залізобетону. Таке армування підвищує тріщиностійкість, водонепроникність, стійкість до дії місцевих і динамічних навантажень.

Залежність між напруженнями і деформаціями армоцементу – нелінійна, представлена на рис. 1.8, а залежність модуля пружності від вмісту арматури представлена на рис. 1.9. Модуль пружності армоцементу зростає зі збільшенням коефіцієнта μ_m.

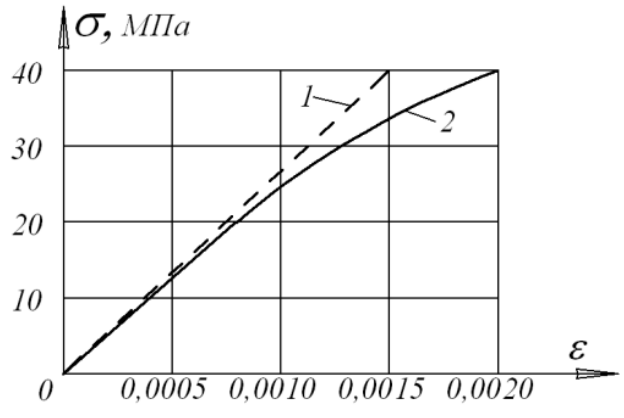


Рисунок 1.8 – Діаграма деформацій армоцементу під час стиску: 1 – пружні деформації, 2 – повні деформації

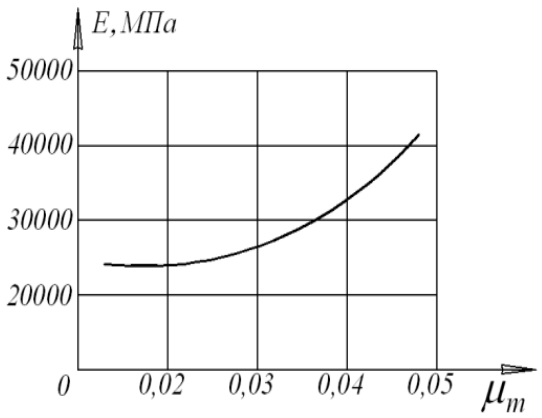


Рисунок 1.9 – Залежність модуля пружності від вмісту арматури

Дисперсне армування з $\mu_m \le 0{,}02$ не впливає суттєво на міцність армоцементу на стиск, а залежить, в основному, від класу бетону. Зі зменшенням коефіцієнта сітчастого армування стискувальні деформації зростають. У межах оптимальних значень коефіцієнта сітчастого армування ($\mu_m \le 0{,}04$) відносні деформації армоцементу залежать від сітчастого армування і деформативності бетону, зумовленої його міцністю та віком.

У зв'язку зі значною гнучкістю сіток міцнісні і деформовані характеристики арматури під час стиску армоцементних елементів повністю не використовуються.

Гранична розтягуваність дрібнозернистого бетону армоцементних конструкцій становить $e_{bu,t}$=10…15 × 10^{-5}. До утворення тріщин модуль пружності на розтяг приблизно такий же, як і на стиск, після утворення тріщин він різко знижується. Дисперсне армування в кількості до 2% позитивно впливає на роботу армоцементу на розтяг, проте збільшення кількості сітчастого армування в розтягнутих елементах ефекту не дає – доцільніше виконати розтягнуті конструкції попередньо напруженими.

Зусилля у статично невизначених армоцементних конструкціях від зовнішніх навантажень і впливів під час розрахунку за граничними станами першої та другої груп визначають з урахуванням непружних деформацій бетону й арматури, наявності тріщин, із урахуванням деформованого стану елементів. Статичний

розрахунок армоцементних оболонок виконують як тонкостінних просторових конструкцій. Прогини оболонок покриттів у формі гіперболічного параболоїда мають бути в допустимих межах – до 1/400 прольоту, а для великоформатних конструкцій (понад 60 м) – до 1/500 прольоту [16].

Граничні зусилля у нормальних перерізах армоцементного елемента визначають із урахуванням таких передумов: опір бетону розтягу приймають рівним нулю; опір бетону стиску рівний f_c і рівномірно розподілений по стиснутій зоні бетону; напруження в арматурі стиснутої зони бетону постійні і не більші за f_{mc}; розтягуючі напруження в арматурі постійні по висоті розтягнутої зони перерізу і не більші за f_m , f_{yd} .

Окрім основних розрахунків оболонки у формі гіперболічного параболоїда за граничними станами, особливий інтерес може викликати виконання розрахунків на найімовірніші варіанти позаграничних впливів. Насамперед, виходячи з розрахунку й аналізу його результатів, виявляють елементи, вузли, в'язі, які більшою мірою впливають на існування цілої конструктивної системи. Раптове послідовне виключення з роботи цих елементів та в'язей дозволить розрахунковим шляхом виявити резерви несучої здатності конструкції. Це дасть змогу передбачити конструктивні заходи з оптимізації окремих елементів конструкції з метою недопущення лавиноподібного руйнування. Особливої уваги надають можливому імпульсному впливу і, як результат, миттєвому виключенню з роботи окремого елемента, вузла, зв'язку, що призведе до появи граничних і позаграничних станів у інших елементах конструктивної системи.

1.4. Сталефібробетон, як матеріал для тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда

Сталефібробетон – це композитний матеріал, що складається з бетонної матриці та хаотично розташованих у ній коротких сталевих фібр. Перевагою цього композиту перед бетоном і навіть залізобетоном є висока питома міцність, підвищена міцність на розтяг, вища тріщиностійкість, підвищена морозостійкість, більша витривалість протиударних та вібраційних навантажень, стійкість до дії

підвищених температур, стійкість щодо стирання тощо [82,112]. Сталефібробетон належить до дисперсно армованих матеріалів, проектування яких регламентується новим нормативним документом – ДСТУ–Н Б В.2.6–78:2009 [48].

Застосування сталефібробетону дозволяє суттєво інтенсифікувати виробничі процеси у будівництві, знизити трудозатрати на арматурні роботи, сумістити технологічні операції з приготування суміші та армування, знизити експлуатаційні витрати та збільшити довговічність конструкцій.

Для забезпечення вимог безпеки конструкції зі сталефібробетону повинні мати такі початкові властивості, щоб з необхідним ступенем надійності для різних розрахункових ситуацій у процесі будівництва і експлуатації будівель та споруд була виключена можливість руйнування будь-якого характеру або порушення експлуатаційної придатності [48].

Для забезпечення вимог експлуатаційної придатності сталефібробетонні конструкції повинні мати такі початкові властивості, щоб з належним ступенем надійності для різних розрахункових впливів не утворювалися або надмірно не розкривалися тріщини, а також не виникали надмірні переміщення, коливання та інші пошкодження, які ускладнюють нормальну експлуатацію (порушення вимог комфорту щодо перебування людей, до зовнішнього вигляду конструкції, технологічних вимог за умов нормальної роботи обладнання, механізмів, конструктивних вимог щодо спільної роботи елементів та інших вимог, встановлених для проектування) [50].

Під час проектування сталефібробетонних елементів повинна бути гарантована їх надійність, безпека, експлуатаційна придатність, довговічність за рахунок виконання:

- вимог до бетону та його складових;
- вимог до сталевої фібри;
- вимог до розрахунків конструкцій;
- технологічних вимог;
- вимог щодо експлуатації;
- вимог щодо межі вогнестійкості конструкцій.

Сталефібробетон – порівняно новий матеріал, тому активно тривають експериментальні й теоретичні дослідження з вивчення його фізико-механічних характеристик, надійності, довговічності, розробляють методи розрахунку. Цей композитний матеріал досліджували: Д.С. Аболіньш, Є.М. Бабич, А.Я. Барашиков, В.В. Білозір, Г.В. Гетун, Л.Й. Дворкін, Р.О. Ейзеншмідт, О.П. Кричевський, А.Н. Куліков, Є.Ф. Лисенко, Ф.Н. Рабінович, А.В. Сопільняк, О.П. Сунак, , Д.П. Ромуальді, Р.Н. Свемі, Д.І. Ханант та інші. Відомі світові вчені і науковці, такі як П.Н. Балагуру [102], Д.П. Біллінгтон [103], С.М.К. Четті [106], М. ді Пріско [109], А. Домінго [110,111], І. Леоне Доналд [117], Т.І. Лін [118], О. Новак [120], А. Парме [121] та А.Б. Сабір [123] займались питанням використання бетону та сталефібробетону у будівництві тонкостінних оболонок, зокрема, у формі гіперболічного параболоїда.

Дослідна робота К.В. Талантової була присвячена експериментально-теоретичним дослідженням сталефібробетону та розробці наукових і практичних основ створення елементів конструкції з заданими властивостями на його основі. Експериментально було доведено, що СФБ має високу атмосферну стійкість у жорстких кліматичних умовах, при чому ріст міцності СФБ в умовах вказаних атмосферних впливів складає від 20…200%, в залежності від напружено-деформованого стану, і зберігає стабільність протягом тривалого часу – не менше 15 років. Для виготовлення тонкостінних конструкцій зі СФБ було розроблено метод гнуття свіжовідформованої плоскої заготовки, а також метод поетапного формування, які враховують конструктивні особливості елемента [85].

Метою роботи Г.О. Пікуса було дослідження особливостей застосування сталефібробетону, технологію виготовлення, що забезпечує підвищення його конструктивних властивостей, в тому числі і в зимових умовах. Автор описав технологічні та міцнісні властивості різноманітних видів фібр, вплив якості бічної поверхні фібр на міцність зчеплення з цементним каменем в умовах його нормального зберігання, замерзання та термообробки, розробив методику підбору складу сталефібробетону з врахуванням площі бічної поверхні і геометрії фібр. Було вивчено вплив послідовності завантаження компонентів сталефібробетону

на якість приготованої суміші і міцнісні властивості сталефібробетону. Встановлено, що найбільш оптимальним варіантом приготування СФБ суміші є змішування інертних заповнювачів з цементом і додавання 50% від розрахункової кількості води. Після перемішування протягом 2 хвилин, здійснюється введення рівномірним потоком фібри і решти частини води з додатковим перемішуванням протягом 30…40 секунд. Також, у результаті експерименту було виявлено, що на міцність зчеплення фібри з бетоном суттєве значення має вигляд бічної поверхні фібри. Для забезпечення необхідних міцнісних та технологічних властивостей фібр необхідне застосування анкерів, викривлення осей та інших заходів для підвищення якості зчеплення з бетоном. Крім того, дослідження показали, що раннє замерзання свіжовкладеного цементного розчину знижує міцність зчеплення з фіброю. Повторне ущільнення відталого цементного розчину дозволить відновити міцність зчеплення з фіброю і підвищити міцність цементного каменю (приріст на 7%) [77]

І.О. Цибульник займався проблемою підсилення залізобетонних плит сталефібробетоном. Основною метою роботи було визначення впливу на несучу здатність, тріщиностійкість і деформативність двоосно попередньо-напружених залізобетонних плит, що практично зазнали руйнування, підсилюючого шару сталефібробетону. Проведені експериментально-теоретичні дослідження підсилених залізобетонних плит довели, що практично повністю зруйновані плоскі конструкції можна ефективно підсилювати за допомогою тонкого шару сталефібробетону. Несуча здатність підсилених плит досягала 65...85% від несучої здатності суцільних попередньо напружених. Тріщиностійкість відновилася трохи меншою, але теж була достатньою і складала 40...60% від суцільних плит. Прогини при експлуатаційних рівнях навантаження знаходилися в межах допустимих [99].

Дослідження О.П. Борисюка та Ю.Ю. Зятюка були спрямовані на вивчення напружено-деформованого стану залізобетонних балок підсилених сталефібробетоном і композитами під час дії малоциклових навантажень [21, 57]. Випробування були проведені у два етапи: на однократне та малоциклові

навантаження. При малоциклових навантаженнях балки підсилювали під навантаженням $0{,}6F_u$ в установці і досліджували повторно. У результаті експерименту було виявлено, що тріщиностійкість підсилених балок збільшилась від 80…100%, а несуча здатність на 56% більша, ніж у непідсилених. Встановлено, що прогин підсилених балок на 48% менший, ніж в непідсилених за повторних навантаженнях [21].

Л.Й. Дворкін розглянув технологічні рішення, що направлені на отримання високоміцного сталефібробетону: вибір виду фібри, орієнтація її при ущільненні під дією магнітного поля, встановлення оптимального вмісту фібри та інших параметрів складу фібробетонної суміші. Розв'язання науково-технічної задачі виконано за допомогою експериментально-статистичних моделей, отриманих за допомогою математичного планування експериментів. Для отримання оптимальних параметрів складу фібробетону застосовано метод Бокса–Уілсона. Оптимізація складу суміші дозволяє отримати фібробетон з міцністю на стиск f_{sfb}=98 МПа і розтяг під час згину $f_{sfb,t}$=8,9 МПа [36, 37].

Вченими Л.Й. Дворкіним, Є.М. Бабичем, В.В. Житковським та ін. проведена робота з дослідження високоміцних швидкотвердніючих бетонів та фібробетонів для використання у оборонних фортифікаційних спорудах. Виконані науковцями експериментальні дослідження та отримані розрахункові залежності дозволили запропонувати розрахунково-експериментальну методологію проектування складів фібробетонів із заданим комплексом нормованих показників. Розроблені відповідні алгоритми для проектування складів крупно- та дрібнозернистих сталефібробетонів та базальтофібробетонів на малоклінкерному шлако-портландцементів та наведені відповідні приклади розрахунків [38,40].

Вміст фіброової арматури в одиниці об'єму фібробетону визначається розрахунком і конструктивними вимогами відповідно до вимог його фізико-механічних характеристик. Відповідність визначеного вмісту фібри в одиниці об'єму фібробетону вимогам проекту щодо фізико-механічних характеристик фібробетону визначається контролем дослідних зразків пробних замісів.

Технологія виготовлення конструкцій із сталефібробетону включає в себе

наступні процеси: заготівлю і транспортування фібр до місця приготування сталефібробетонної суміші, транспортування готової суміші до місця закладання та догляд за твердіючим сталефібробетоном.

Найбільш відповідальною операцією в технологічному процесі приготування фібробетонної суміші є етап введення фібри в суміш, що виготовляється. Якість сталефібробетонної суміші залежить, перш за все, від рівномірності розподілення фібр у бетоні, на яку основний вплив чинять параметри фібри і крупного заповнювача, тип змішувача і спосіб подачі фібри в нього.

Одним із технологічних параметрів фібри являється відношення її довжини до діаметра (L/d). Оптимальне відношення L/d забезпечує підвищення анкерної здатності фібр у бетоні, але, водночас, знижує можливість їх якісного перемішування з бетонною сумішшю. Прийнято розглядати три стани маси фібр залежно від відношення L/d: сипучий (L/d<50), зв'язно-сипучий (L/d=50÷100) і зв'язний (L/d>100).

Виготовлення сталефібробетонних сумішей з фібрами з L/d<50 не викликає значних труднощів. Вони можуть засипатись у працюючий чи нерухомий змішувач одразу, порцією на весь заміс. Послідовність введення компонентів суміші (цементу, заповнювача, води, фібр) в цьому випадку, не має суттєвого значення.

Завантаження фібр із L/d = 50÷100 у працюючий змішувач одразу, порцією на весь заміс, призводить до того, що грудки фібр під час перемішування, просочуються цементним розчином, утворюючи тим самим стійкі «їжаки» різних розмірів. Для запобігання подібних стійких утворень фібри необхідно вводити в змішувач з попередньо заготовленим бетоном поступово, відділяючи фібри одну від одної за допомогою спеціальних пристосувань, наприклад, вібросит.

Фібри з L/d > 100 характеризуються високим ступенем зв'язаності і викликають найбільші проблеми під час виготовлення і укладання сталефібробетонних сумішей у конструкції.

Одним із основних параметрів сталефібробетону, що визначають його міцнісні і технологічні властивості, є відсоток об'ємного вмісту в ньому фібри. Граничний вміст у бетоні фібр зв'язаний з можливістю їх вільного взаємного

переміщення в об’ємі суміші і визначається за формулою:

$$\mu_{\max} = k \times \frac{d}{L} \times 100 , \quad (1.1)$$

де k – коефіцієнт, що залежить від типу змішувача і перебуває в межах 1,5÷2,5.

Проте, такий підхід не враховує текучих властивостей суміші і форму поздовжньої осі фібри.

Розрахунок конструкцій зі сталефібробетону виконується за граничними станами за аналогією з залізобетонними конструкціями за ДБН В.2.6–98:2009 [41], та, як правило, з урахуванням класу відповідальності будівель і споруд та категорій відповідальності конструктивних елементів згідно з ДБН В.1.2–14:2009 [42] та ДСТУ Б В.2.6–156:2010 [49], мінливості властивостей матеріалів, навантажень та впливів, геометричних характеристик, строку експлуатації і умов роботи конструкцій.

Для звичайних цементних бетонів оптимізація складу полягає в мінімізації витрат цементу – як найдорожчого складового компонента, під час забезпечення необхідних технічних характеристик бетону.

Для бетону із сталевою фіброю вплив витрат цементу на вартість нижчий, ніж вплив кількості дисперсної арматури. При цьому збільшення міцності бетону на розтяг, що викликається зниженням В/Ц відношення, незначне порівняно зі впливом фібри.

Л.Й. Дворкіним запропонований наступний підхід (методика) до розрахунку складових компонентів для виготовлення СФБ конструкцій. Результати, які висвітлені в його працях [38, 112].

Витрата цементу знаходиться за формулою:

$$Ц = \frac{1000}{\frac{1}{\rho_ц} + \frac{В}{Ц} + \frac{n}{\rho_n}} , \quad (1.2)$$

де $\rho_ц$ і ρ_n – дійсні густини цементу і піску, відповідно, кг/л.

Витрата води визначається за формулою:

$$В = Ц \frac{В}{Ц} . \quad (1.3)$$

Витрата піску знаходиться за формулою:

$$П = Ц \cdot п \tag{1.4}$$

Витрата фібр визначається за формулою:

$$Ф = \frac{\rho_ф \cdot V_ф}{100}, \tag{1.5}$$

де $\rho_ф$ – дійсна густина сталевої фібри, кг/м^3.

Для армування сталефібробетонних конструкцій застосовують сталеву фібру, що виготовляється зі сталевого дроту або відпрацьованих канатів [13]. За конструкцією фібра може бути прямою, хвилеподібною, з плющеними кінцями і з загнутими кінцями (рис. 1.10). Пряма фібра представляє собою прямий відрізок дроту.

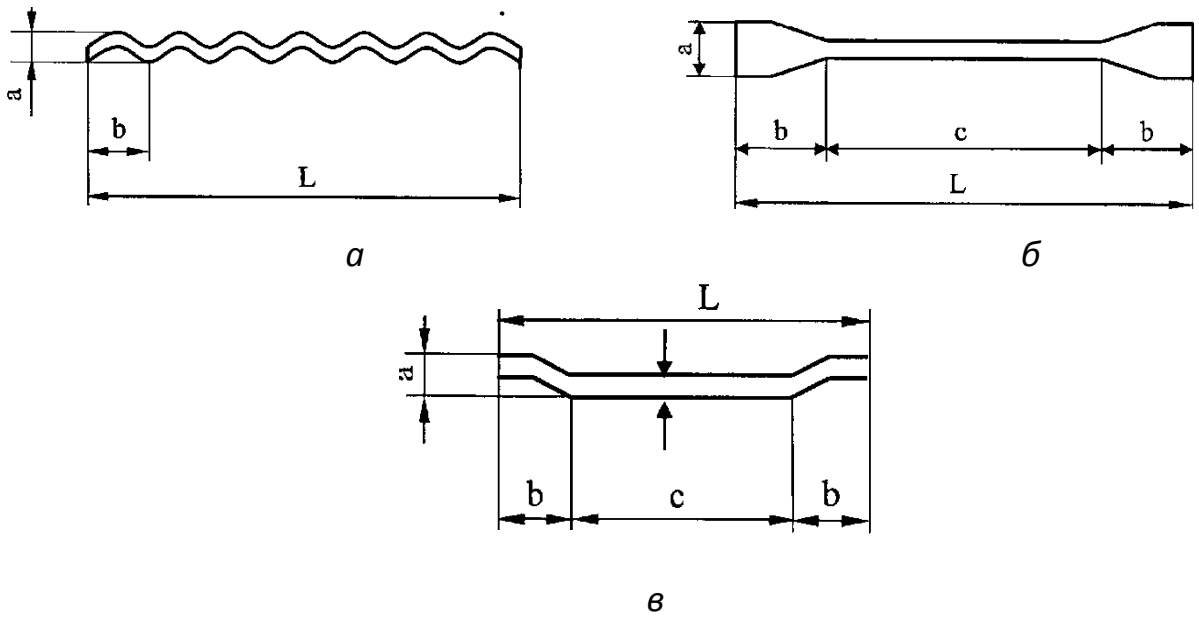


Рисунок 1.10 – Конструкція фібри: *а* – хвилеподібна;
б – із плющеними кінцями; *в* – із загнутими кінцями

Геометричні розміри фібри повинні відповідати наведеним у таблиці 1.1 [48].

Варто наголосити, що великий вплив на технологічний процес приготування сталефібробетонної суміші здійснює також кількість і максимальний розмір зерен крупного заповнювача. Надмірно великі зерна крупного заповнювача можуть завадити рівномірності розподілення фібр за об’ємом, відтісняючи і концентруючи їх в ділянках поміж крупним заповнювачем.

Таблиця 1.1

Геометричні параметри фібр

Тип фібри	Діаметр фібри d, мм		Довжина фібри L, мм		Геометричні розміри, мм		
	номінальний	граничний відхил	номінальна	граничний відхил	a	b	c
Фібра пряма	1,00	±0,10	50,0	±5,0	-	-	-
Фібра із плющеними кінцями	0,60	±0,06	30,0	±2,0	1,2±0,3	5,0±1,0	20,0±1,0
	0,70	±0,07			1,3±0,3		
	0,80	±0,08	50,0	±3,0	1,6±0,1		40,0±2,0
	0,85	±0,05	50,0	±3,0	1,7±0,3		
	1,00	±0,10	50,0	±3,0	2,0±0,3		
Фібра із загнутими кінцями	0,50	±0,05	30,0	±3,0	2,7±0,5	5,0±1,0	20,0±1,0
	0,55	±0,05			2,8±0,5		
	0,60	±0,06			2,8±0,5		
	0,80	±0,08			3,0±0,5		
	0,55	±0,06	35,0	±3,0	2,8±0,5		25,0±1,0
	0,70	±0,07	50,0	±5,0	2,8±0,5		40,0±2,0
	0,80	±0,08			2,9±0,5		
	1,00	±0,10	50,0	±5,0	3,1±0,5		
	0,70	±0,07	60,0	±6,0	2,9±0,5		50,0±2,0
	0,75	±0,05	60,0	±5,0	2,9±0,5		
	0,80	±0,08	60,0	±6,0	2,9±0,5		
	0,85	±0,08	60,0	±5,0	2,9±0,5		
	0,90	±0,09	60,0	±6,0	3,1±0,5		
	1,00	±0,10	60,0	±6,0			
Фібра хвилеподібна	0,85	±0,05	55,0	±2,5	$2,1_0^{+0,3}$	8,0±1,0	-
	1,00	±0,10	50,0	±5,0	$2,0_0^{+0,6}$		
	1,05	±0,05	60,0	±5,0			
	1,20	±0,12	60,0	±6,0			

Використання до 25% крупного заповнювача розмірами до 10 мм знижує міцність сталефібробетону на розтяг на 15…20% з одночасним зниженням його тріщиностійкості, а також обумовлює утворення «їжаків» у процесі перемішування сталефібробетонної суміші. При цьому порушуються однорідність і щільність дисперсно-армованого бетону. Тому, для сталефібробетонних конструкцій доцільніше застосовувати саме дрібнозернистий бетон із середньою густиною не менше 2200 кг/м^3. Як заповнювач для дрібнозернистого бетону використовують пісок або дрібну фракцію щебеню з розмірами зерен 1…3 мм.

Багаточисельні дослідження показують, що додавання волокон позначається

на зниженні зручності укладання сталефібробетонної суміші. Причому це зниження тим більше, чим більше волокон додається в бетонну суміш. Підвищення зручного укладання сталефібробетонної суміші можна досягнути шляхом додавання різного роду пластифікуючих домішок.

Існує кілька варіантів послідовностей операцій під час виробничого приготування сталефібробетонних сумішей:

- на рухому конвеєрну стрічку з крупним заповнювачем рівномірно подається фібра, після чого обидва цих компоненти потрапляють у працюючий бетонозмішувач, у якому перемішуються цемент і дрібний заповнювач;
- дрібний і крупний заповнювач змішуються в бетонозмішувачі, після чого додається фібра. Після цього додають одночасно цемент і воду або спочатку цемент, а потім воду;
- у бетонозмішувач завантажують цемент, заповнювач і частину води, після чого додається фібра і решта води;
- у бетонозмішувач заливається вода, а потім всі попередньо перемішані сухі компоненти.

Отримання якісної фібробетонної суміші, як правило, досягається за рівномірної і поступової подачі фібр у бетонозмішувач під час перемішування у ньому компонентів бетонної суміші. Існує декілька методів додавання фібр, що відповідають цим вимогам.

Один із них, полягає в тому, що відокремлені одні від одного на віброситі волокна потрапляють на повільний рухомий стрічковий конвеєр, який транспортує їх у бетонозмішувач. Проте, в такому способі спостерігається ряд технологічних протиріч: з одного боку – зменшення розмірів вічка вібросита веде до зменшення його продуктивності, з іншого – збільшення цих розмірів приводить до погіршення диспергування фібр.

Другий, найбільш поширений, метод додавання фібр полягає у встановленні над бетонозмішувачем спеціального приладу, що являє собою барабан у вигляді «Білячого колеса». У барабан поміщають достатню кількість фібр для замісу суміші. У процесі обертання барабана фібри під дією відцентрової сили

поступово і рівномірно подаються в змішувач під час перемішування в ньому компонентів бетонної суміші.

Існує метод безпосередньої рубки фібр у змішувач, який полягає у тому, що над бетонозмішувачем встановлюється прилад для виготовлення фібр (зазвичай, із дроту). Робота такого приладу здійснюється синхронно з роботою бетонозмішувача. Такий метод найбільш ефективний для додавання фібр із L/d > 100. Недоліками цього методу є високі вимоги до продуктивності обладнання для рубки фібр, а також більша загальна висота технологічного обладнання, що утруднює його розміщення, обслуговування і подачу матеріалів.

Для отримання якісної сталефібробетонної суміші час її перемішування у порівнянні з звичайною бетонною сумішшю необхідно збільшувати. Він залежить від прийнятої послідовності завантаження компонентів і типу змішувача (рис. 1.11). Занадто короткий термін перемішування може призвести до нерівномірного розподілу фібр в об’ємі бетонної суміші.

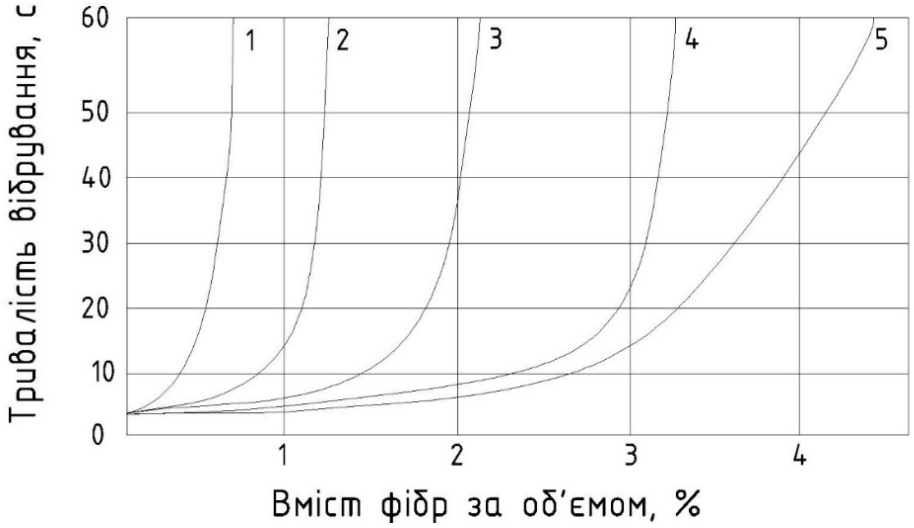


Рисунок 1.11 – Залежність тривалості ущільнення СФБ від вмісту фібр

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

Надійність конструкцій зі сталефібробетону під час проектування забезпечується розрахунками із застосуванням розрахункових значень навантажень і впливів, розрахункових значень характеристик матеріалів, що

визначаються за допомогою часткових коефіцієнтів надійності до відповідних характеристичних значень із урахуванням ступеня відповідальності будівель і споруд.

Проектування та оптимізація складу сталефібробетону повинні враховувати не тільки необхідні міцнісні характеристики матеріалу та технологічні особливості його виготовлення, але й економічний аспект. Збільшення кількості фібр у бетоні істотно підвищує його вартість, при цьому ускладнюється перемішування бетонної суміші, її укладання та ущільнення.

1.5. Огляд експериментальних досліджень роботи сталефібробетонних елементів за повторних навантажень

Дослідженнями впливу повторних малоциклових навантажень на СФБ елементи під керівництвом Є.М. Бабича займалися: С.Я. Дробишинець, О.В. Андрійчук, М.В. Нінічук.

Основні результати дослідження С.Я. Дробишинця викладені в роботі «Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики СФБ та роботу згинальних елементів на його основі» [47], а також в роботах [11, 13, 14].

Отримано математичні залежності між напруженнями та деформаціями в СФБ при повторних малоциклових навантаженнях, запропоновано формулу для визначення малоциклової втомленості СФБ, а також встановлено, що:

– для СФБ існує лінійна залежність між модулем пружнопластичності та рівнем навантаження на циклах повторних малоциклових навантажень;

– ширина розкриття тріщин на циклах навантаження за однакових рівнів змінюється не дуже помітно, але за збільшення верхнього рівня навантаження (на 6…7 циклах у балках із сталефіброзалізобетону) вона значно зростала (на 30 %);

– розвиток прогинів пов’язаний із стадійністю деформування СФБ та арматури;

– за повторних навантажень експлуатаційних рівнів (60 … 70% від руйнівних) після четвертого циклу відбувається стабілізація напружено-

деформаційного стану елементів;

– у сталефіброзалізобетонних балках спостерігається частіше та рівномірніше виникнення та розкриття тріщин, а їх ширина та розвиток по висоті перерізу балки є меншими, ніж у залізобетонних. Збільшення частоти розташування тріщин у сталефіброзалізобетонних балках є обернено пропорційним до ширини їх розкриття;

– підвищення рівня навантаження на окремих циклах за повторних навантажень порушує стабілізацію деформацій, яка відбувається на попередніх циклах, і призводить до виникнення суттєвих залишкових деформацій, що залежать від відносного рівня довантаження.

Вперше для СФБ і СФЗБ згинальних елементів С.Я. Дробишенцем розроблена методика визначення напружено-деформаційного стану та міцності нормальних перерізів на основі деформаційної моделі.

Запропонована методика дає можливість визначити напружено-деформаційний стан згинальних елементів на будь-якій стадії короткочасного одноразового і повторного малоциклового навантаження.

О.В. Андрійчук досліджував несучу здатність, деформативність і тріщиностійкість СФБ елементів кільцевого перерізу за одноразового та повторного навантаження, напружено-деформаційний стан цих елементів. Результати дослідження викладені в роботі «Робота і розрахунок елементів кільцевого перерізу зі сталефібробетону при повторних навантаженнях» [4], а також і в роботах [3,5,9,125]. Він встановив, що:

- збільшення відсотка армування сталевими фібрами з $\mu = 1,5$ до $\mu = 2,5$ дає приріст за міцністю для СФБ ЕКП за короткочасних одноразових навантажень на 16,88 %;

- за повторних навантажень у зразках із СФБ протягом десятикратного навантаження горизонтальні (Δlh) та вертикальні (Δlv) переміщення діаметральних перерізів не змінювалися та становили за максимального завантаження циклу 0,12 … 0,14 мм, в той час, як в типових залізобетонних елементах ці величини постійно (від 1-го до 10-го циклу) збільшувалися $\Delta lh =$

5,16 … 6,41 мм та Δlv = 4,49 … 4,64 мм, відповідно. Крім цього на ступенях навантаження (ΔF = 1 кН) середнє переміщення перерізів в СФБ зразках становило 0,01 … 0,02 мм, а в типових – у межах 0,1 … 0,3 мм;

- за повторних навантажень, рівень яких становив η_{cyc} = 0,6 від руйнівних, протягом десятикратного навантаження в зразках із СФБ І-ї серії повні та залишкові деформації практично не змінювалися, в той час, як в зразках із залізобетону вони збільшилися на 10 … 25%;

- у СФБ ЕКП при повторних навантаженнях із η_{cyc} = 0,5 та η_{cyc} = 0,7 протягом дванадцятикратного навантаження повні та залишкові деформації практично не змінювалися, несуча здатність та тріщиностійкість в порівнянні з елементами, що досліджувалися, на дію одноразових навантажень не знижувалася. За η_{cyc} = 0,85 починаючи з 5–7 циклу був відмічений приріст повних та залишкових деформацій.

Вивченням роботи нерозрізних залізобетонних балок із різними способами армування займався М.В. Нінічук. Результати його досліджень викладені в роботах [68, 69, 70]. Він провів випробування двох серій експериментальних зразків, які являли собою двопрольотні залізобетонні балки довжиною 300 см з розмірами поперечного перерізу 10х16 см, з довжиною прольотів по 140 см. Він встановив, що:

- для нерозрізних залізобетонних балок, додаткове дисперсне армування сталевими фібрами всієї розтягнутої зони бетону, дозволяє збільшити несучу здатність балки на 18%, жорсткість балки та зменшити прогини в середньому на 25% в порівнянні із армуванням тільки зони подвійного захисного шару бетону. Водночас, наявність фібр у стиснутих зонах несуттєво впливає на прогини балок;

- наявність фібр у стиснутих зонах несуттєво впливає на несучу здатність і прогини, однак сприяє зменшенню розвитку похилих тріщин;

- додаткове армування рівномірнорозподіленими по об’єму сталевими фібрами впливає на перерозподіл зусиль у нерозрізних балках, що призводить до більш пружної роботи елементів на всіх рівнях навантаження.

1.6. Мета та задачі досліджень

Здійснивши огляд використання сталефібробетону, як матеріалу для будівельних конструкцій, варто відзначити доцільність його використання для виготовлення тонкостінних оболонок покриття від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда, завдяки ряду якісних його переваг над бетоном та залізобетоном. Сталефібробетон має вищу міцність на розтяг під час згину та на осьовий розтяг; вищу тріщиностійкість та ударна міцність; підвищений опір стиранню; збільшений клас морозостійкості та водонепроникності; можливість суміщення технологічних операцій на приготування, армування, укладання та ущільнення сталефібробетонної суміші під час виготовлення інженерних конструкцій із неї; зниження трудовитрат на арматурні роботи; продовження терміну експлуатації конструкцій із сталефібробетону та зниження витрат на різні види поточного ремонту.

Хоча механічні та деформативні характеристики СФБ (міцність під час стиску та розтягу, модуль пружності, повзучість, усадка) вивчені в достатній мірі за одноразової дії навантажень, проте, під час дії повторних малоциклових навантаженнях досліджувалися дуже мало. Також не досліджувалася робота тонкостінних оболонок покриття у формі гіперболічного параболоїда зі СФБ під час дії як одноразових, так і повторних (малоциклових) навантаженнях. Крім цього, у нормативних документах методика розрахунку тонкостінних оболонок від'ємної ґаусової кривини на основі СФБ не наведена, оскільки вона не розроблена.

На основі аналізу вищенаведеного в дисертаційній роботі поставлено за мету розробити теоретико-експериментальні методи розрахунку напружено-деформованого стану та оцінки надійності тонкостінних оболонок від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону. Для досягнення мети в роботі поставлені такі задачі:

– обґрунтувати можливість та доцільність використання оболонок покриття зі СФБ;

– розробити конструкцію тонкостінної оболонки покриття зі

сталефібробетону у формі гіперболічного параболоїда, що має кращі показники тріщиностійкості, ніж аналогічні конструкції покриття з залізобетону або армоцементу;

– встановити особливості роботи тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда зі СФБ та дослідити напружено-деформований стан під час дії одноразових та повторних (малоциклових) навантажень;

– на основі експериментальних даних удосконалити методику розрахунку тонкостінних оболонок покриття у формі гіперболічного параболоїда;

– розробити рекомендації до впровадження.

З огляду на вищенаведене – експериментально-теоретичні дослідження особливостей роботи та напружено-деформованого стану тонкостінних оболонок від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону для покриття промислових та цивільних споруд є актуальною задачею.

РОЗДІЛ 2.
МЕТОДИКА ТА ОБСЯГ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Програма та обсяг експериментальних досліджень

З метою вивчення особливостей міцнісних та деформаційних характеристик, напружено-деформованого стану тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда зі СФБ, а також роботи оболонок під час короткочасних та повторних навантажень прийнято за доцільне провести дві комплексні серії експериментальних досліджень, відповідно до мети та задач, поставлених у роботі.

У процесі випробувань зразків першої серії досліджувалась робота бетону та тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда, виготовлених із армоцементу згідно з ДСТУ Б В.2.6-204:2015 [50] за одноразових і повторних навантажень з рівнем η = 0,6 від руйнівного значення. У даній серії зразками слугували тонкостінні оболонки у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу, розмірами в плані: $a \times b$ = 2250×3500, товщиною: t = 30 мм і стрілами підйому: $f_1 = f_2 =$ 500 мм та куби розміром: 100×100×100 мм, призми розміром: 100×100×600 мм і 150×150×600 мм.

У другій серії досліджувалась робота сталефібробетону та тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда, виготовлених із сталефібробетону з коефіцієнтом армування μ = 1,5 за одноразових та повторних навантажень із рівнями: η = 0,7; η = 0,8 та η = 0,9 від руйнівного значення. Розміри оболонок в плані: $a \times b$ = 2250×3500, товщина: t = 30 мм і стріли підйому: $f_1 = f_2 =$ 500 мм.

Усього випробувано згідно з планом дослідження: дві армоцементні гіпарні оболонки, дві сталефібробетонні оболонки, 12 бетонних та 12 сталефібробетонних призм, 12 бетонних та 12 сталефібробетонних кубів.

Повну характеристику та кількість дослідних бетонних та СФБ зразків подано в табл. 2.1.

Таблиця 2.1

Характеристика та кількість (n) дослідних зразків

№ з/п	Характеристика та розміри зразків, мм	Маркування зразків	n	Досліджувані фактори
1	Армоцементна оболонка у формі гіпара	Г–А–1	1	Несуча здатність, тріщиностійкість, деформативність армоцементу за одноразових навантажень
2	Сталефібробетонна оболонка у формі гіпара	Г–СФБ – 1	1	Несуча здатність, тріщиностійкість, деформативність СФБ за одноразових навантажень
3	Армоцементна оболонка у формі гіпара	2Г–А–1	1	Несуча здатність, тріщиностійкість, деформативність армоцементу за повторних короткочасних навантажень
4	Сталефібробетонна оболонка у формі гіпара	2Г–СФБ – 1	1	Несуча здатність, тріщиностійкість, деформативність СФБ за повторних короткочасних навантажень
5	Бетонні куби, 100×100×100	КБ – 1…12	12	Кубикова міцність бетону. Визначення класу бетону
6	Сталефібробетонні куби, 100×100×100	КСФБ –1...12	12	Міцність сталефібробетону під час стискання
7	Бетонні призми, 150×150×600	ПБ – 1…6	6	Призмова міцність бетону
8	Сталефібробетонні призми, 150×150×600	ПСФБ – 1…6	6	Призмова міцність сталефібробетону
9	Бетонні призми, 100×100×600	2ПБ – 1…6	6	Міцність бетону під час розтягу
10	Сталефібробетонні призми, 100×100×600	2ПСФБ – 2…6	6	Міцність сталефібробетону під час розтягу

2.2. Експериментальні зразки

Виготовлення зразків та експериментальні дослідження виконувалися у міжкафедральній науково-дослідній будівельній лабораторії досліджень структури та фізико-механічних властивостей матеріалів факультету будівництва та дизайну на базі Луцького національного технічного університету (лабораторія атестована і має свідоцтво про відповідність №106-04/2017 видане ДП «Волиньстандартметрологія» від 8 грудня 2017 р.).

Дослідні тонкостінні гіпарні оболонки виготовлялися із дрібнозернистого бетону класу С16/20. Відсоток вмісту фібр у СФБ оболонці становив $\mu = 1{,}5\%$. Для визначення механічних і деформативних характеристик бетону матриці випробовувались бетонні куби розміром $100 \times 100 \times 100$ мм на центральний стиск та призми $150 \times 150 \times 600$ мм на центральний стиск і $100 \times 100 \times 600$ мм на центральний розтяг. Крім цього, з сталефібробетонної суміші, яка застосовувалась під час виготовлення СФБ оболонки також було виготовлено по шість штук кубів та призм для випробовування на міцність.

Для отримання ефективного композитного матеріалу СФБ, під час виготовлення зразків намагались дотриматись такої вимоги – рівномірно розподілити сталеві фібри по об’єму елемента (матриці).

Заміс суміші для виготовлення сталефібробетонних гіпарів відбувався у бетонозмішувачі марки БМ-200Е об’ємом V = 0,2м^3. Клас бетонної матриці прийнято С16/20. Склад СФБ суміші був таким: цемент (М500) – 160 кг, вода (водопровідна) – 90 л, пісок (річковий) – 300 кг, щебінь (фракцією 1-3 мм) – 560 кг, фібра (металева, хвиляста) – 60 кг. Також, для підвищення повзучості бетону у якості пластифікатора додавали 10 см^3 рідкого мила на кожні 30 л води.

У якості експериментальних зразків сталефібробетонної суміші було виготовлено шість сталефібробетонних кубів розмірами 100×100×100 мм для визначення кубикової міцності СФБ та шість призм розмірами 150×150×600 мм для визначення призмової міцності СФБ і шість призм 100×100×600 мм для дослідження на центральний розтяг (зразки виготовляли у стандартних металевих

формах за ДСТУ Б В.2.7–214:2009 [51]).

Для виготовлення кубів і призм зі сталефібробетону використано портландцемент марки М500 Здолбунівського цементно-шиферного комбінату Рівненської області відповідно ДСТУ Б В.2.7–112–2002 [53]. В якості крупного заповнювача використано гранітний щебінь фракції 1…3 мм Томашгородського кар'єру Рівненської області. Дрібним заповнювачем був попередньо відмулений кварцовий пісок (відповідно до ДСТУ Б В.2.7–29–96 [54]) Брищенського кар'єру Волинської області з модулем крупності $М_{кр}$ = 2,5.

Куби та призми формували в спеціальних металевих касетних формах, куби по три зразки у формі, а призми – по чотири (рис. 2.1).

Рисунок 2.1 – Загальний вигляд кубів і призм в опалубці під час їх формування

У торцях бетонних та сталефібробетонних призм влаштовувалися спеціальні сталеві анкерні плити з чотирма анкерними стержнями різної довжини, також у плитах вмонтовані сферичні гнізда для розміщення кулькових шарнірів (за АС №387248, 1973 р., додаток А). За допомогою цього пристосування проводилось центрування призм по фізичній осі. Призми формувались із вертикальним вкладанням бетону та сталефібробетону, а куби з горизонтальним.

Ущільнення суміші виконували за допомогою ручного штикування та вібростола. Зразки розпалублювали через три доби, далі вони пересипалися вологою тирсою та вкривалися поліетиленовою плівкою і зберігалися у такому середовищі в приміщенні лабораторії протягом 28 діб (рис. 2.2).

Рисунок 2.2 – Загальний вигляд бетонних та СФБ призм і кубів

Для вивчення міцнісних та деформаційних характеристик, напружено-деформованого стану тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону, а також роботи цієї конструкції покриття за умов одноразової дії рівномірно-розподіленого навантаження прийнято за доцільне провести комплексне експериментальне дослідження, відповідно до мети та задач, поставлених у роботі.

2.3. Матеріали, конструкція та технологія виготовлення оболонок у формі гіперболічного параболоїда

У проведеному дослідженні виконано розрахунок тонкостінної оболонки у формі гіперболічного параболоїда, прямокутної у плані, зі сторонами: a = 3500 мм, b = 2250 мм. Стріла підйому: $f_1 = f_2$ = 500 мм, що є в рекомендованих межах – від 1/10 до 1/5 прольоту. Найбільший кут нахилу до горизонту дотичної до поверхні монолітної оболонки для можливості бетонування на односторонній опалубці становить 12°, що не перевищує рекомендований кут 35°. Товщина оболонки прийнята t = 30 мм (рис. 2.3).

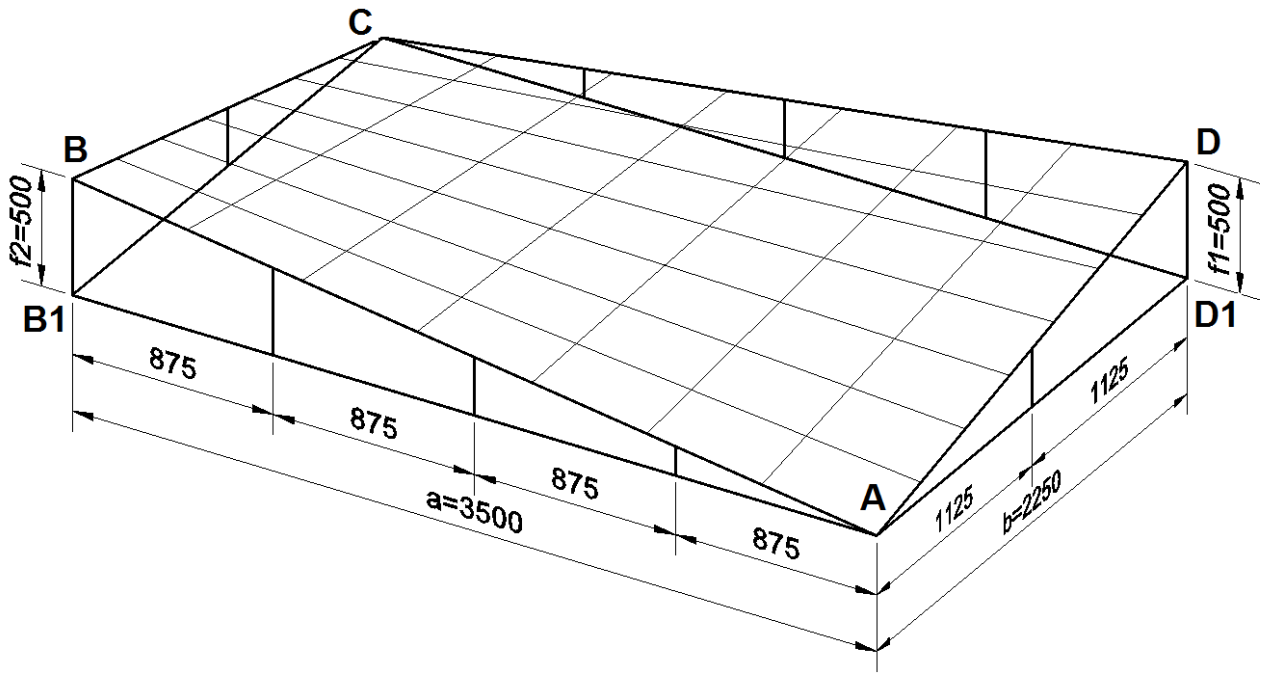


Рисунок 2.3 – Схема оболонки покриття

Для виготовлення опорного контуру тонкостінних оболонок використано металевий кутик розмірами 45 × 45 мм товщиною 4 мм. Бортові елементи (для кожної оболонки окремо) виготовлено у вигляді трикутних ферм, висота стріли підйому оболонки становить 500 мм. Розміри опорного контуру в плані для кожної окремої оболонки становили 2250 × 3500 мм (рис. 2.4).

Рисунок 2.4 – Опорний контур оболонок покриття

Для сприйняття розтягу і забезпечення жорсткості конструкції передбачено затяжку (рис. 2.5) з аналогічного профілю між двома нижніми кутами (протилежними по діагоналі). З’єднання виконане зварюванням.

Рисунок 2.5 – Вузол опорного контура з влаштуванням затяжки (стягеля):
1 – нижній пояс ферми; 2 – випуски арматурних стержнів;
3 – затяжка (стягель); 4 – верхній пояс ферми

До прямокутної рами опорного контуру точковим зварюванням кріпляться арматурні випуски діаметром 8мм, довжиною 220 мм з кроком 200 мм (рис. 2.6) для забезпечення жорсткого з’єднання тіла оболонки з контуром, сприйняття зсувних зусиль по периметру рами, сприйняття згинальних моментів, що виникають у жорстких вузлах, а також забезпечення спільної роботи оболонки з опорним контуром.

Рисунок 2.6 – Випуски арматури по периметру опорного контуру

У якості опалубки використано дерев’яні соснові дошки, товщиною 15 мм, шириною 100 ... 150 мм і довжиною 2500 мм. Дошки на кінцях були надійно зафіксовані із рамою каркасу відрізками кутика 45 × 45 × 4 мм та болтами ∅ 6 мм.

Для забезпечення гідроізоляції опалубки (з метою уникнення всмоктування вологи із суміші і забезпечення догляду за раннім бетоном), деякого її вирівнювання, а також успішного демонтажу опалубки після тужавлення сталефібробетону (аналогічно і для армоцементної оболонки) зверху на опалубку завчасно було закладено поліетиленову плівку товщиною 160 мкм в один шар (рис. 2.7).

Рисунок 2.7 – Укладена плівка на опалубку

Для фіксації вантажів і підвішування їх знизу під час випробувань, був реалізований монтаж відрізків дроту з нелегованої сталі діаметром 3 мм перпендикулярно до поверхні опалубки. Дроти просували крізь отвори в опалубці рівномірно по всьому полю з кроком 250 × 200 мм. Нижні кінці дротів пізніше загинали в гаки для подальшого підвішування пакетів із піском.

Паралельно з цією роботою, було заповнено ідентичним розчином ємкості для контрольних зразків кубічної і призмової форми. Після закінчення робіт із формування оболонки, конструкція була накрита паронепроникною плівкою на весь час тужавлення бетону. За раннім бетоном вівся належний догляд: щоб не

допустити усадки, поверхню періодично зволожували і знову вкривали плівкою. Через 28 діб конструкцію оболонок розпалубили.

На сталеві дроти, просунуті вверх через товщу тіла оболонки гіпара, зверху одягали підготовлені заздалегідь металеві пластини розмірами 200×200 мм кожна з отвором посередині. Верхній кінець дроту (над пластиною) загинали для фіксації. Нижній кінець дроту (під оболонкою) загинали у гак для підвішування вантажу (рис. 2.8). Коли на гак підвісити певний вантаж, то через дріт сила передаватиметься до пластини, яка тиснутиме на оболонку зверху.

Рисунок 2.8 – Змонтовані гаки для підвішування вантажу

Для отримання бетону та бетонної матриці для СФБ використовували кварцовий пісок із зерновим складом згідно з табл. 2.2.

Таблиця 2.2

Зерновий склад піску для дослідних зразків

Залишки на ситах	Розміри отворів сит, мм						
	3,0	1,25	0,63	0,315	0,14	0,071	<0,071
в грамах,	19	164	288	312	172	33	12
часткові, %	1,9	16,4	28,8	31,2	17,2	3,3	1,2
повні, %	1,9	18,3	47,1	78,3	95,5	98,8	100

2.3.1. Матеріали і технологія виготовлення армоцементної оболонки у формі гіперболічного параболоїда

Для армування армоцементної оболонки у формі гіперболічного параболоїда застосовано зварні сітки №12,5 за ТУ У 322–00190319–1172–95 [90]. Номінальний діаметр дроту сітки – 0,5 мм, номінальний розмір сторін чарунок – 12,5 мм, коефіцієнт сітчастого армування при одному шарі сітки на 1 мм товщини перерізу елемента становить: $A_m = 0{,}0014$, розрахунковий опір зварних сіток: $f_m = 245$ МПа.

Коефіцієнт $\mu'_m = \frac{A'_m}{t} = \frac{0{,}0014}{3} = 0{,}00047$, тоді міцність армоцементу під час стиску становитиме:

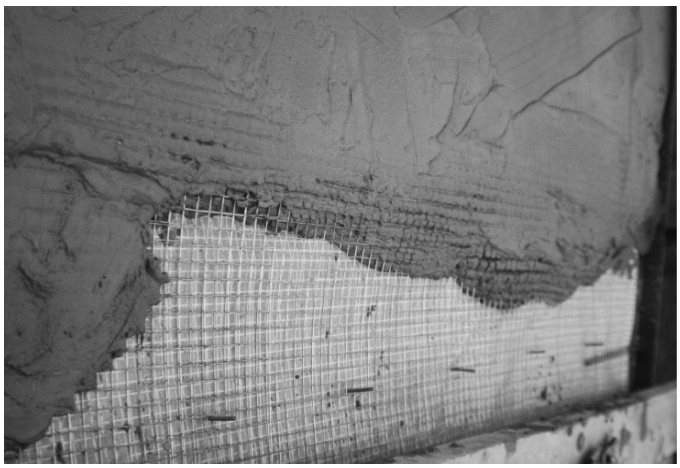
$$f_{c1} = f_{cd} + f_m \times \mu'_m = 11{,}5 + 245 \times 0{,}00047 = 11{,}6143\ МПа.$$

Коефіцієнт $\mu_m = \frac{A_m}{t} = \frac{0{,}0014}{3} = 0{,}00047$, а міцність армоцементу під час розтягу становитиме:

$$f_{cm} = f_m \times \mu_m = 245 \times 0{,}00047 = 0{,}1143\ МПа.$$

Для експериментального дослідження напружено-деформованого стану армоцементного покриття у формі гіперболічного параболоїда було виготовлено дві натурні моделі [94,124] з параметрами, що наведені на рис. 2.3. Основні етапи виготовлення тонкостінної армоцементної оболонки у формі гіперболічного параболоїда представлено на рис. 2.9.

а) *б)*



в) *г)*

Рисунок 2.9 – Основні етапи виготовлення армоцементної оболонки:
а – бортові елементи оболонки у вигляді металевих ферм та виставлена опалубка під одну з оболонок; б – встановлення «маячків» для контролю товщини оболонки, укладання зварної сітки; в – формування тіла оболонки;
г – загладжування поверхні армоцементної оболонки

До основних етапів виготовлення тонкостінної армоцементної оболонки у формі гіперболічного параболоїда можна віднести: влаштування бортових елементів оболонки у вигляді металевих ферм та виставлена опалубка під одну з оболонок; встановлення «маячків» для контролю товщини оболонки, укладання зварної сітки; формування тіла оболонки; загладжування поверхні армоцементної оболонки.

2.3.2. Матеріали і технологія виготовлення оболонки у формі гіперболічного параболоїда із сталефібробетону

Для дослідження роботи оболонки виготовлено тонкостінну конструкцію покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону розмірами в плані 2250 × 3500 мм (рис. 2.10).

Рисунок 2.10 – Процес виготовлення та бетонування СФБ оболонки

Бетон матриці прийнято С16/20 і виготовлено на основі таких складових: цемент (Ц) – 80 кг; пісок (П) – 150 кг (0,1 м^3), щебінь (Щ) – 280 кг (0,2 м^3), вода (В) – 45 л, пластифікатор – 10 см^3. Фібри використано 30 кг, коефіцієнт фібрового армування за об’ємом становив μ_{fv} = 0,015 (1,5%).

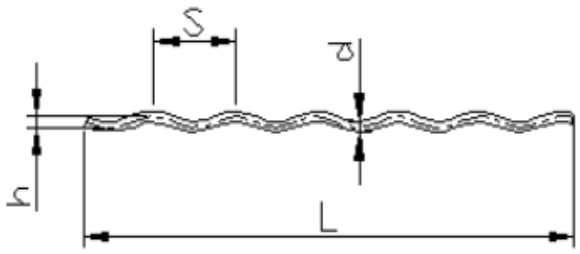
Для виготовлення бетонної суміші матриці використовувались компоненти того ж походження, що і компоненти для експериментальних зразків у формі кубів та призм.

Сталефібробетон укладали в опалубку, товщину контролювали за «маяками», ущільнювали трамбуванням, поверхню загладжували шпателем.

Сталева фібра, яка використовувалась для виготовлення СФБ оболонки, виготовлена з низьковуглецевого дроту (без термообробки) за ТУ У 28.7–05393145–004:2005 [91], ТУ У В.2.7–28.7–00191046–015:2007 [92], випущена ПП «Метизи–94», м. Запоріжжя (табл. 2.3, рис. 2.11).

Таблиця 2.3

Геометричні розміри сталевих анкерних фібр



Діаметр фібри, *d*	Довжина фібри, *L* ± 2,0	Висота хвилі, *h* не менше	Крок хвилі, *S* ± 1,5
мм	мм	мм	Мм
1	50	1,0	8,3
h, S – забезпечується технологічним інструментом			

Відповідно до сертифіката на продукцію, тимчасовий опір розриву фібри становить 1150 МПа, довжина – 50 мм, діаметр – Ø1,0 мм.

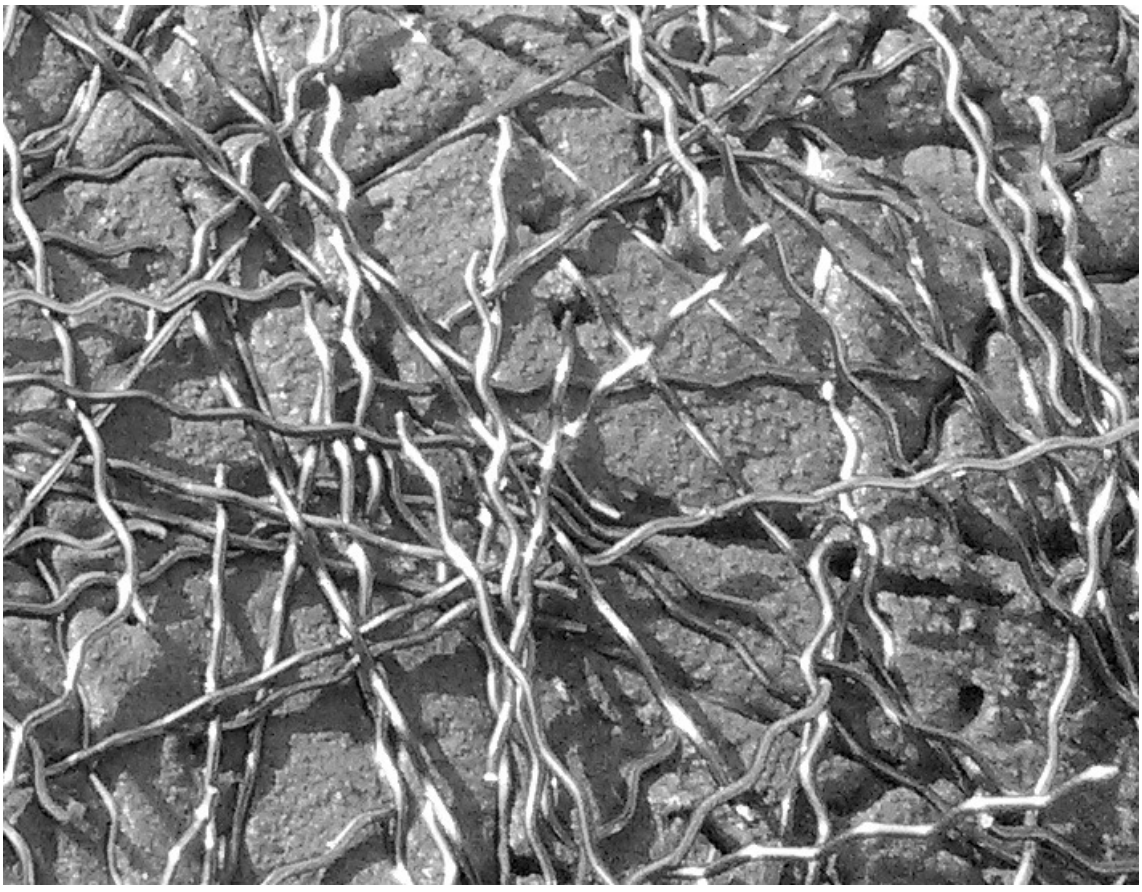


Рисунок 2.11 – Загальний вигляд сталевих хвилястих фібр на фоні бетону

Разом із виготовленням оболонок покриття зі сталефібробетону – було сформовано контрольні зразки: куби розміром 100×100×100 мм та призми 100×100×600 мм і 150×150×600 мм, які виготовляли в металевих формах у вигляді

призм квадратного перерізу зі стороною 100 мм, висотою 600 мм. Призми мали спеціальне пристосування для забезпечення здійснення випробування на розтяг.

Згідно з планом дослідження виготовлено та випробувано дві тонкостінні оболонки у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону.

2.4. Обладнання для випробування дослідних зразків та вимірювальні засоби

Під час проведення дослідження використані наступні вимірювальні прилади. Індикатори годинникового типу МИГ–1 з ціною поділки 0,01 мм, що кріпились до бетону епоксидним клеєм за допомогою спеціальних металевих тримачів. Випробування кубиків на центральний стиск проводилось на гідравлічному пресі ПСУ–125 Армавірського заводу з ціною поділки 2 кН згідно з [32]. Дослідження призм на центральний розтяг проводилось на розривній машині УММ–50, що відповідає вимогам [33].

Ширину розкриття тріщин визначали за допомогою мікроскопа МПБ–3 з ціною поділки 0,02 мм. З метою покращення візуального спостереження за виникненням та розвитком тріщин перед дослідженнями на нижню поверхню тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда зі СФБ наносився вапняний розчин. Утворення тріщин фіксувалось візуально та відмічалось графічно (олівцем) на нижній грані оболонки, а їх ширину розкриття заміряли в місці максимального розкриття.

Використаний прес, розривна машина та вимірювальні прилади були повірені та атестовані в ДП „Волиньстандартметрологія”.

Для визначення напружень у бетоні та СФБ використовувались тензорезистори з робочою базою 50 мм, що наклеювалися на бетон. Показники яких фіксували тензометричним вимірювальним комплексом «Измерительная тензометрическая система ВНП–8» виробництва ТзОВ «Инженерное бюро Авиационного института».

Для дослідження несучої здатності та визначення деформацій оболонок використовувались тензометричні датчики (тензорезистори) опору з базою 50 мм, з розрахунковим опором $R = 406{,}3$ Ом. Тензорезистори розміщували згідно з

схемою, що подана на рис. 2.12. Загальний вигляд на рис. 2.13–2.14.

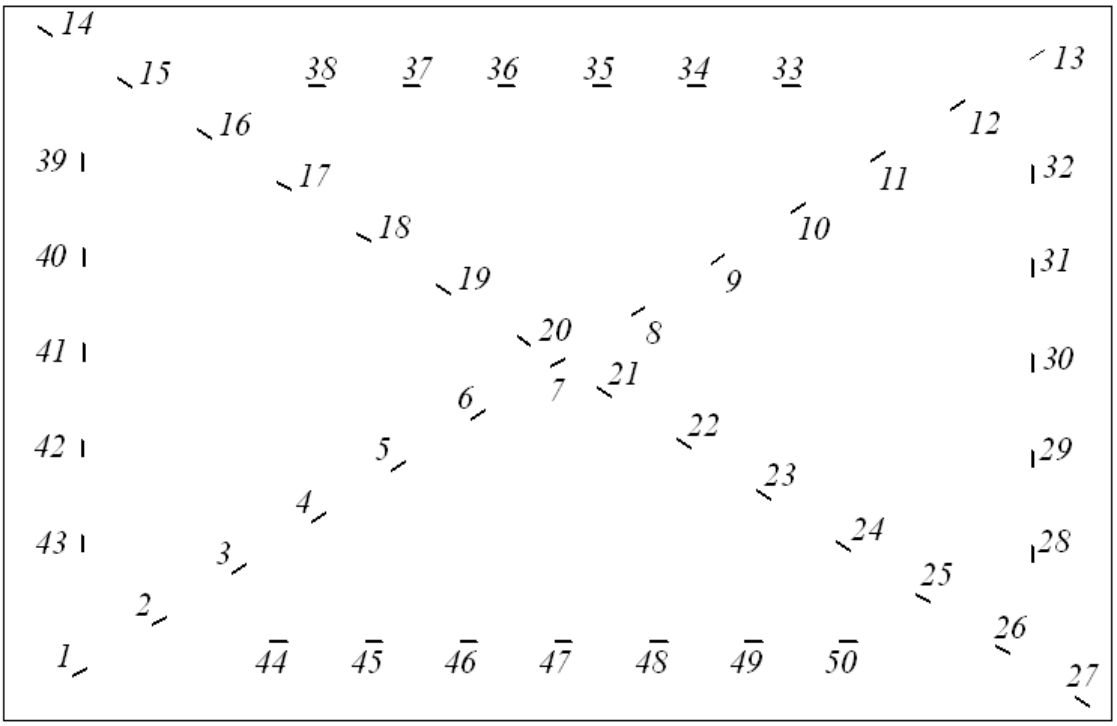


Рисунок 2.12 – Розміщення датчиків на поверхні оболонки зі сталефібробетону

Рисунок 2.13 – Підготовка тонкостінної оболонки до навантаження

Рисунок 2.14 – Загальний вигляд тензометричної станції ВНП–8
під час проведення досліджень

Тензометричні датчики кріпились на епоксидний клей з кроком 300 мм по периметру конструкції з відступом 250 мм від краю гіпара та по двох його діагоналях. До них припаювали дріт, який виводили і під'єднували до тензометричної станції «Измерительная тензометрическая система ВНП–8» (рис. 2.13, 2.14). Гідроізоляцію тензорезисторів виконували епоксидним клеєм. Загалом на оболонці одночасно працювали 50 датчиків.

Для визначення прогину конструкції тонкостінної оболонки було встановлено прогиномір Аістова (тип 6–ПАО–0,01) (рис. 2.15) під центром гіперболічної оболонки з жорстко закріпленою ниткою.

Рисунок 2.15 – Встановлення прогиноміра під центром гіперболічного параболоїда

Допустимий прогин для подібних конструкцій становить l/400 [16]. У нашому випадку це значення становитиме: 2250 / 400 = 5,625 мм у центрі гіпара – у точці перетину його діагоналей.

Отже, під час експерименту це є граничним значенням – доки прогин не перевищуватиме значення 5,625 мм, конструкція задовольняє умови експлуатації; як тільки прогин досягне значення 5,625 мм, настане граничний стан II групи; подальше навантаження конструкції призведе до появи більшої кількості тріщин та їх розкриття і в кінцевому результаті руйнування оболонки.

2.5. Методика випробовувань призмових і кубикових зразків

Під час проведення дослідження для визначення механічних характеристик бетону матриці та СФБ були виготовлені кубики та призми. Визначення механічних характеристик даних дослідних зразків за короткочасного навантаження виконували відповідно до вимог ГОСТ 10180–2012 [32] і ГОСТ

24452 – 80 [33].

Кубики випробовували на центральний стиск на гідравлічному пресі ПСУ–125 Армавірського заводу з ціною поділки 2 кН. У відповідності з рекомендаціями [31] перед початком випробувань виконували центрування кубиків під час навантаження 0,10...0,15 $R_{b.}$ Руйнування бетонних і сталефібробетонних кубиків, що відбулося під час проведення досліджень у гідравлічному пресі ПСУ–125 подано на рис. 2.16.

а) *б)*

Рисунок 2.16 – Руйнування бетонних (*а*) і сталефібробетонних кубиків (*б*)

Випробування призм проводили під час одноразового навантаження до руйнування на центральний розтяг, згідно з методикою Л.П. Макаренко, Г.А. Фенко, І.Д. Свинаренко [64]. Центрування призм під час випробування на розтяг проводилось по геометричній осі. Навантаження призм до руйнування здійснювалось ступенями, значення яких становили 5 … 8% від руйнівного зусилля. На кожній ступені виконували витримку навантаження протягом 5 хвилин, під час якої проводили візуальний огляд дослідного зразка.

Дослідження виконували в гідравлічній машині УММ–50 з ціною поділки 1 кН (рис. 2.17).

Рисунок 2.17 – Загальний вигляд призм у процесі дослідження у розривній машині УММ–50

На рис. 2.18 показано локальний вигляд зони руйнування СФБ призми ПСФБ – 1 – 6 з відсотком армування μ = 1,5 після проведення випробування.

Рисунок 2.18 – Локальний вигляд зони руйнування призми ПСФБ – 1 – 6

На рисунку 2.18 чітко показано, що армуючі волокна (сталеві фібри з маловуглецевого дроту) під час дії розтягуючих зусиль не рвалися, а витягувалися – тобто, деформувалися. Це свідчить про те, що міцність фібр на розтяг достатня. Для підтвердження міцності матеріалу оболонки у лабораторії випробувано бетонні та СФБ призми на центральний стиск (рис. 2.19).

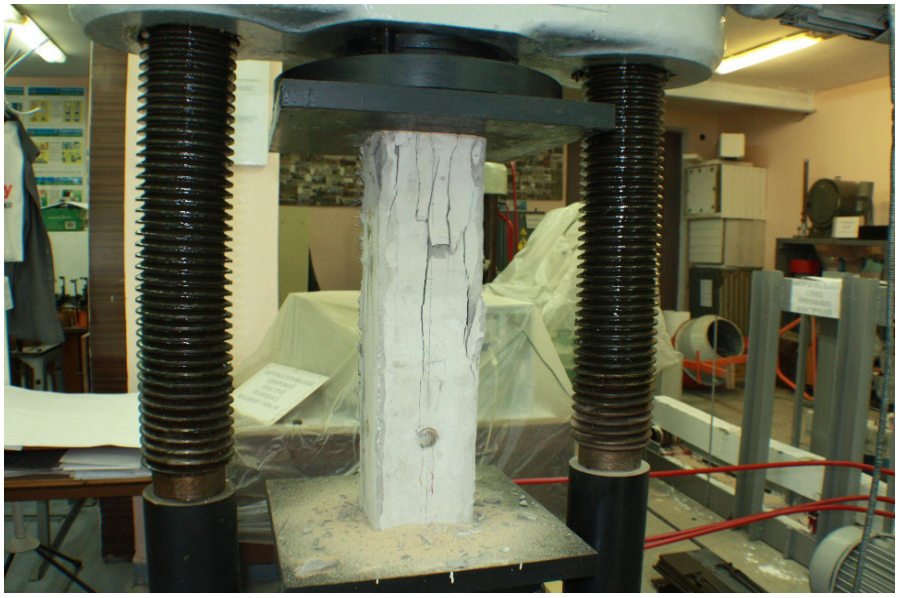


Рисунок 2.19 – Випробування призм ПСФБ – 2 – 6 на стиск

Результати дослідження міцності бетону та сталефібробетону на центральний стиск та розтяг подані в табл. 2.4 та на рис 2.20.

Таблиця 2.4

Механічні характеристики бетонної матриці та СФБ

№ зразків	Міцність на стиск, МПа		Міцність на розтяг, МПа	
	Бетон	СФБ μ = 1,5	Бетон	СФБ μ = 1,5
1	21,1	20,7	1,35	1,85
2	19,8	21,2	1,25	1,59
3	21,8	22,6	1,47	1,64
Середнє	20,9	21,5	1,36	1,69

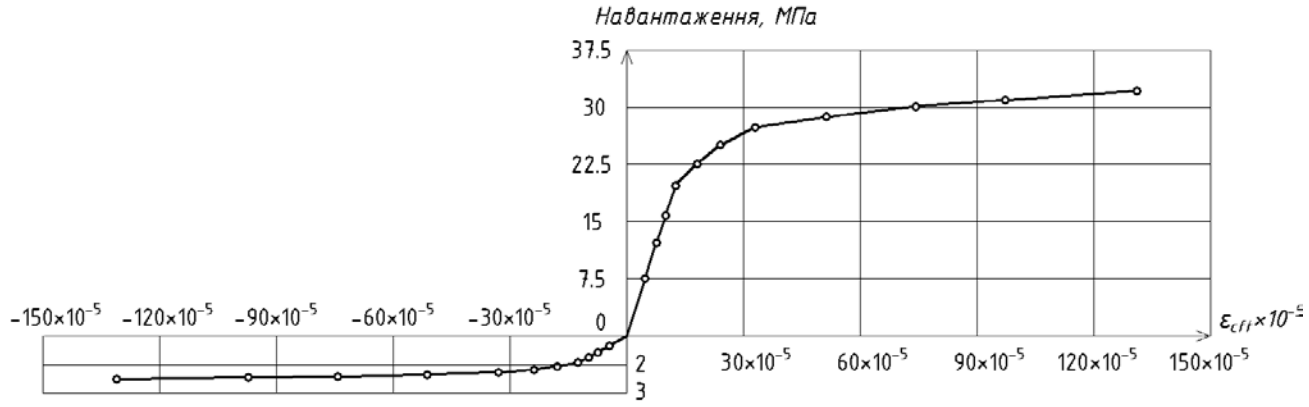


Рисунок 2.20 – Деформації стиснутої та розтягнутої призми зі СФБ на різних етапах навантаження

Дані в табл. 2.4 свідчать про те, що дисперсне армування матриці-бетону сталевими фібрами не призводить до істотного збільшення міцності матеріалу на стиск, а приріст міцності за центрального стиску на 2,85% (за μ=1,5) не дає суттєвого ефекту. Отримана інформація в табл. 2.4 свідчить про те, що приріст міцності матриці-бетону на розтяг на 24,59% (за μ = 1,5) є суттєвим, та економічно доцільним і ефективним. Збільшення міцності матеріалу на розтяг дає можливість запроектувати конструкції з меншим «робочим» січенням та відповідно вагою.

2.6. Визначення впливу окремих факторів на міцність сталефібробетону методом математичного планування експерименту

Міцність сталефібробетону забезпечується багатьма чинниками: класом бетону матриці, характеристиками фібр, коефіцієнтом фібрового армування, характером навантаження, тривалістю процесів та іншими факторами. Визначити ступінь їх впливу на якість сталефібробетону можна за допомогою системного аналізу, виконавши математичне моделювання з отриманням рівняння регресії. Мета математичного методу планування експерименту полягає у встановленні математичної моделі даного дослідження, тобто встановлюється функція, яка є визначальною для результату дослідження, виходячи з певних вихідних умов.

2.6.1. Застосування методу математичного планування та опис вхідних даних експерименту

Найбільш уніфікованими і придатними для будь-яких відгуків та факторів вважаються функції регресії у вигляді відрізків ряду Тейлора. Функція відгуку апроксимується у вигляді поліноміального рівняння регресії:

$$\hat{y} = b_0 + \sum_{i=1}^{k} b_i x_i + \sum_{i=1}^{k} b_{ij} x_i x_j + \sum_{i=1}^{k} b_{ii} x_i^2 , \qquad (2.1)$$

де k – число факторів; $\hat{y}$ – розрахункове значення параметра оптимізації; b_0, b_i, b_{ij}, b_{ii} – коефіцієнти регресії, які визначають статистичним шляхом на основі експериментів; $\boldsymbol{x_i}$ – кодована змінна, причому $x_i = \frac{X_i - X_{i0}}{\Delta X_i}$; ΔX_i – натуральне значення інтервалу варіювання і-того фактору, X_i – натуральне значення рівнів і-того фактору ($\boldsymbol{X_{i0}}$ – основний рівень варіювання).

Кодована змінна може набувати значень: –1; 0; +1. У практиці досліджень у технології бетону [39, с. 51], залізобетону, а також СФБ часто застосовують плани Бокса–Бенкена. Коефіцієнти рівняння регресії визначають за формулами згідно з [39, с. 52, 55].

Вихідний параметр y_i кожного разу визначається експериментально, тому під час його встановлення можуть виникати деякі неточності, відхилення від дійсного значення, а отримані рівняння регресії відображають процеси з певним ступенем імовірності. Середньоквадратичні помилки під час визначення коефіцієнтів обчислюють за формулами [39, с. 59].

Отримавши дослідні дані, необхідно перевірити їх відтворюваність. За однакової кількості повторностей кожного досліду (для кожної точки плану) перевірку виконують за критерієм Кохрена. Табличне значення критерія Кохрена за кількості дослідів $N = 15$ та числа ступенів свободи кожного досліду $f_u = r - 1 = 3 - 1 = 2$ (r – число повторностей) $G\,(0{,}05; r; f_u) = 0{,}296$. Розрахункове значення критерія Кохрена визначається за формулою:

$$G = S_{u,max}^2 / \sum_{u=1}^{N} S_u^2 , \qquad (2.1)$$

де S_u^2 – дисперсія, що характеризує розсіювання результатів у *u*-тому досліді; $S_{u,max}^2$ – найбільша з цих дисперсій.

Дисперсію S_u^2 знаходять за формулою:

$$S_u^2 = \frac{1}{r-1}\sum_{i=1}^{r}\left(y_{ui} - \overline{y_u}\right)^2, \tag{2.2}$$

де *i* – номер повторності; $\boldsymbol{y_{ui}}$ – вихідний параметр при *i* -ій повторності.

Дисперсію відтворюваності $\boldsymbol{S_y^2}$ визначають за формулою:

$$S_y^2 = \frac{1}{N}\sum_{u=1}^{N} S_u^2 . \tag{2.3}$$

Середньоквадратичне відхилення обчислюють за формулою:

$$S_{\{y\}} = \sqrt{S_y^2} . \tag{2.4}$$

Якщо процес відтворюваний, слід перевірити значимість коефіцієнтів рівняння регресії, скориставшись критерієм Стьюдента: коефіцієнти вважаються значимими, якщо розрахункове значення критерію Стьюдента буде більшим від табличного, що залежить від заданого рівня значимості і кількості ступенів свободи згідно з [39, с. 37–38].

Наступним етапом після запису рівняння регресії є перевірка гіпотези про адекватність поліноміальної моделі з використанням критерію Фішера.

Після встановлення адекватності рівняння регресії від кодованих факторів переходять до факторів у натуральному вигляді, будують поверхні відгуку і роблять висновки про вплив певних факторів на основну властивість сталефібробетону – його міцність.

У дисертаційній роботі за основні фактори, які суттєво впливають на міцність СФБ, прийняті міцність бетону матриці ($f_{cm,prism}$), коефіцієнт фібрового армування (μ_{fv}), діаметр фібри (d_f) – фактори не мають між собою кореляції.

У дослідженні виконано трифакторний експеримент, у якому параметром оптимізації є межа міцності сталефібробетону при розтягу, а факторами впливу прийнято: $\boldsymbol{X_1}$ – міцність бетону матриці, МПа; $\boldsymbol{X_2}$ – коефіцієнт фібрового армування; $\boldsymbol{X_3}$ – діаметр фібри, мм.

Кодування факторів для переводу натуральних факторів у безрозмірні величини з метою побудови план-матриці експерименту наведені в табл. 2.5.

Таблиця 2.5

Умови планування експерименту

Фактори		Рівні варіювання			Інтервал варіювання
Натуральний вигляд	Кодований вигляд	-1	0	+1	
Призмова міцність бетону матриці, $f_{cm,prism}$, МПа	x_1	15,1	19,4	24,3	4,6
Коефіцієнт фібрового армування за об'ємом, μ_{fv}	x_2	0,005	0,010	0,015	0,005
Діаметр фібри, d_f, мм	x_3	0,8	0,9	1,0	0,1

Перший фактор – міцність бетону – залежить від багатьох факторів, тому забезпечити однаковий інтервал варіювання на усіх трьох рівнях досить проблематично. У плані використано бетони трьох різних класів С16/20, С20/25, С25/30 з властивою їм характеристикою – середньою призмовою міцністю. Щоб мати однакові інтервали варіювання міцності бетону, попередньо виконували розрахунок складу бетону за методом, описаним у [39], на основі якого робили пробні заміси.

З бетонної суміші кожного розрахункового складу було виготовлено по 6 шт. бетонних кубів розмірами 150 × 150 × 150 мм для визначення кубикової міцності бетону та по 6 шт. призм розмірами 150 × 150 × 600 мм для визначення призмової міцності бетону (зразки виготовляли у стандартних металевих формах за ДСТУ Б В.2.7–214:2009). Випробування проводилися згідно з п. 2.5.

Сталефібробетонну суміш готували у бетонозмішувачі відповідно до п. 2.2. Випробування призм на розтяг виконували на розривній гідравлічній машині УММ–50 за одноразового навантаження на центральний розтяг до руйнування (згідно з рис. 2.17).

У віці 28 діб середня кубикова міцність для бетонів класів С16/20, С20/25, С25/30 становила $f_{cm,cube}$ = 24,4 МПа; 27,6 МПа; 32,6 МПа, відповідно. Встановлена кубикова міцність вказує на відповідність прийнятим класам бетону

за ДБН В.2.6–98:2009.

Результатом випробувань призм із бетону С16/20, С20/25, С25/30 стала міцність на основному рівні $f_{cm,prism}$ = 19,4 МПа, на нижньому рівні $f_{cm,prism}$ = 15,1 МПа (–4,3), а на верхньому – $f_{cm,prism}$ = 24,3 МПа (+4,9), що відповідає умовам плану. В середньому інтервал варіювання склав 4,6 МПа. При такому значенні інтервалу варіювання відхилення нижнього і верхнього рівнів від основного менше 0,58% і знаходиться в межах точності виконання експерименту.

Другий фактор – коефіцієнт фібрового армування за об'ємом, μ_{fv}, має високий ступінь управління, що дає можливість вибрати заданий рівень варіювання: на основному рівні планування (0) прийнято μ_{fv} = 0,010; на нижньому рівні (–1) μ_{fv} = 0,005, а на верхньому рівні (+1) μ_{fv} = 0,015. Крок варіювання становить 0,005. В експериментальному дослідженні використано сталеву фібру згідно з п. 1.4.

Третій фактор – діаметр фібри, d_f, МПа. Відповідно до сертифіката виробника на продукцію, тимчасовий опір розриву фібри становить 1150 МПа, довжина – 50 мм, а діаметр – 0,8 мм (–1 – нижній рівень), 0,9 мм (0 – основний рівень планування), 1,0 мм (+1 – верхній рівень). Крок варіювання становить 0,1 мм.

Всі параметри дослідних зразків відповідали матриці плану експерименту. У кожній точці плану виготовляли по три зразки, а на основному рівні – дев'ять зразків.

2.6.2. Дослідження впливу окремих факторів на міцність сталефібробетону методом математичного планування експерименту

Бетон, як матриця СФБ, є пружно-пластичним матеріалом із криволінійними діаграмами дійсного механічного стану, а міцність СФБ нелінійно залежить від зазначених факторів. Під час випробування основних зразків для кожного з них було встановлене руйнівне зусилля, за яким була визначена міцність на розтяг, а також обчислені їх середні значення y_u (в табл. 2.6).

Таблиця 2.6

Матриця плану Бокса–Бенкена та вихідні експериментальні дані

Точки плану	Матриця планування			Вихідні параметри, f_{cft}, МПа			
	x_1	x_2	x_3	f_{cft1} (y_{u1})	f_{cft2} (y_{u2})	f_{cft3} (y_{u3})	$f_{cft\,m}$ (y_u)
1	+1	+1	0	2.83	2.77	2.76	2.79
2	+1	–1	0	1.74	1.71	1.71	1.72
3	–1	+1	0	1.86	1.83	1.85	1.85
4	–1	–1	0	1.15	1.18	1.14	1.16
5	+1	0	+1	2.17	2.19	2.22	2.19
6	+1	0	–1	2.32	2.34	2.35	2.34
7	–1	0	+1	1.42	1.44	1.41	1.42
8	–1	0	–1	1.59	1.57	1.57	1.58
9	0	+1	+1	2.19	2.18	2.16	2.18
10	0	+1	–1	2.47	2.45	2.47	2.46
11	0	–1	+1	1.44	1.43	1.39	1.42
12	0	–1	–1	1.43	1.49	1.45	1.46
13	0	0	0	1.91	1.92	1.92	1.92
14	0	0	0	1.89	1.90	1.93	1.91
15	0	0	0	1.90	1.94	1.92	1.92

На основі матриці плану Бокса–Бенкена визначені розрахункові параметри та коефіцієнти при лінійних членах, квадратичних членах і взаємодіях (табл. 2.7). Коефіцієнти рівняння регресії визначали за формулами (2.2)…(2.9).

Таблиця 2.7

Точки плану	Фактори			Експери-ментальні значення y	Розрахункові параметри для визначення коефіцієнтів при лінійних членах			Розрахункові параметри для визначення коефіцієнтів при					
								квадратичних членах			взаємодіях		
	x_1	x_2	x_3		yx_1	yx_2	yx_3	yx^2_1	yx^2_2	yx^2_3	yx_1x_2	yx_1x_3	yx_2x_3
1	+1	+1	0	2.79	2.79	2.79	0	2.79	2.79	0	2.79	0	0
2	+1	–1	0	1.72	1.72	-1.72	0	1.72	1.72	0	-1.72	0	0
3	–1	+1	0	1.85	-1.85	1.85	0	1.85	1.85	0	-1.85	0	0
4	–1	–1	0	1.16	-1.16	-1.16	0	1.16	1.16	0	1.16	0	0
5	+1	0	+1	2.19	2.19	0	2.19	2.19	0	2.19	0	2.19	0
6	+1	0	–1	2.34	2.34	0	-2.34	2.34	0	2.34	0	-2.34	0
7	–1	0	+1	1.42	-1.42	0	1.42	1.42	0	1.42	0	-1.42	0
8	–1	0	–1	1.58	-1.58	0	-1.58	1.58	0	1.58	0	1.58	0
9	0	+1	+1	2.18	0	2.18	2.18	0	2.18	2.18	0	0	2.18
10	0	+1	–1	2.46	0	2.46	-2.46	0	2.46	2.46	0	0	-2.46
11	0	–1	+1	1.42	0	-1.42	1.42	0	1.42	1.42	0	0	-1.42
12	0	–1	–1	1.46	0	-1.46	-1.46	0	1.46	1.46	0	0	1.46
13	0	0	0	1.92	0	0	0	0	0	0	0	0	0
14	0	0	0	1.91	0	0	0	0	0	0	0	0	0
15	0	0	0	1.92	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Сума				*28.32*	*3.03*	*3.52*	*-0.63*	***15.05***	***15.04***	***15.05***	***0.38***	***0.01***	***-0.24***
Коефіцієнти				$b_0 = 1.917$	$b_1 = 0.379$	$b_2 = 0.444$	$b_3 = -0.075$	***0.019***	***-0.022***	***-0.038***	***0.009***	***0.027***	***-0.078***

Перевірили відтворюваність отриманих дослідних даних, для чого дисперсію визначали за формулою (2.15) при $r = 3$, $N = 15$: $S_{u1}^2 = 0{,}00143$.

Провівши аналогічно усі інші обчислення, для кожного досліду отримали, що дисперсія відтворюваності за (2.16) становить: $S_y^2 = \frac{1}{N}\sum_{u=1}^{N} S_u^2 = 0{,}000433$ МПа^2.

Критерій Кохрена $G = S_{u,max}^2 / \sum_{u=1}^{N} S_u^2 = 0{,}221$, що є меншим від табличного значення *0,296*, отже, робимо висновок, що процес відтворюваний. Запишемо рівняння регресії з факторами у кодованому вигляді:

$$y = 1{,}917 + 0{,}379\,x_1 + 0{,}444\,x_2 - 0{,}075\,x_3 + 0{,}019\,x_1^2 - 0{,}022\,x_2^2 - 0{,}038\,x_3^2 + 0{,}009\,x_1x_2 + 0{,}027\,x_1x_3 - 0{,}078\,x_2x_3 . \quad (2.5)$$

Середньоквадратичне відхилення за (2.16): $S_{\{y\}} = \sqrt{S_y^2} = 0{,}0208$. Середньоквадратичні помилки під час визначення коефіцієнтів обчислені за формулами (2.10)…(2.13). На основі залежностей (2.18) встановлено значимість коефіцієнтів рівняння (4.1), починаючи з найменших за абсолютним значенням:

$t_{p\{b_0\}} = 161{,}1$; $t_{p\{b_3\}} = 10{,}27$; $t_{p\{b_{11}\}} = 1{,}76$; $t_{p\{b_{12}\}} = 0{,}86$.

Знаходимо табличне значення критерію Стьюдента $t = 2{,}02$ [3, с. 153] при рівні значимості $\alpha = 0{,}05$ ($P = 5\%$) і $f_y = N(r - 1) = 15(3 - 1) = 30$. Зважаючи на рекомендацію [39, с. 59], у планах другого порядку коефіцієнти квадратичних членів залишають у рівнянні, навіть якщо вони не значимі (менші від табличного значення критерію Стьюдента). Тому рівняння (4.1) залишається з усіма членами.

Адекватність цього рівняння перевіряється за критерієм Фішера *F*.

Табличне значення критерію Фішера *F* при числі ступенів свободи дисперсії адекватності: $f_2 = f_{ad} = N - m = 15 - 10 = 5$ і при числі ступенів свободи дисперсії відтворюваності: $f_1 = f_y = N(r - 1) = 15(3 - 1) = 30$ становить $F(0{,}05;\ f_1;\ f_2) = 2{,}58$ за інтерполяцією з [39, с. 155, табл. 2].

Для перевірки адекватності рівняння (4.1) визначали розрахункове значення y_u для кожного рядка матриці (табл. 2.7), з урахуванням значень x_1, x_2, x_3 (стовпці таблиці 2, 3, 4).

Дисперсія адекватності за (2.20) $S_{ad}^2 = 0{,}001085$. Дисперсія відтворюваності за

(2.16): $S_y^2 = 0{,}000433\,\text{МПа}^2$.

Отже, при дисперсії адекватності $S_{ad}^2 = 0{,}001085$; дисперсії відтворюваності $S_y^2 = 0{,}000433$ розрахункове значення критерію Фішера становитиме: $F = \frac{S_{ad}^2}{S_y^2}$ $=2{,}503$, який менший від табличного значення $F(0{,}05;\ f_1;\ f_2) = 2{,}58$, тому робимо висновок, що рівняння регресії адекватне.

У рівнянні (2.5) фактори представлені у кодованому вигляді, тому постає потреба перейти до факторів у натуральному вигляді. При $X_{01} = 19{,}4$ МПа; $\Delta X_1 = 4{,}6$ МПа; $X_{02} = 0{,}010$; $\Delta X_2 = 0{,}005$; $X_{03} = 0{,}9$ мм; $\Delta X_3 = 0{,}1$ мм, отримаємо: $x_1 = \frac{X_1 - 19{,}4}{4{,}6}$; $x_2 = \frac{X_2 - 0{,}01}{0{,}005}$; $x_3 = \frac{X_3 - 0{,}9}{0{,}1}$.

Після підстановки та спрощення, рівняння регресії з натуральними факторами матиме вигляд [93]:

$$y = -2{,}342 - 0{,}045\,X_1 + 170{,}887\,X_2 + 6{,}511\,X_3 + 0{,}0009\,X_1^2 - \quad (2.6)$$
$$-880\,X_2^2 - 3{,}8\,X_3^2 + 3{,}913\,X_1X_2 + 0{,}059\,X_1X_3 - 156\,X_2X_3.$$

За цим рівнянням побудовано поверхні відгуку (рис. 2.21, 2.22, 2.23).

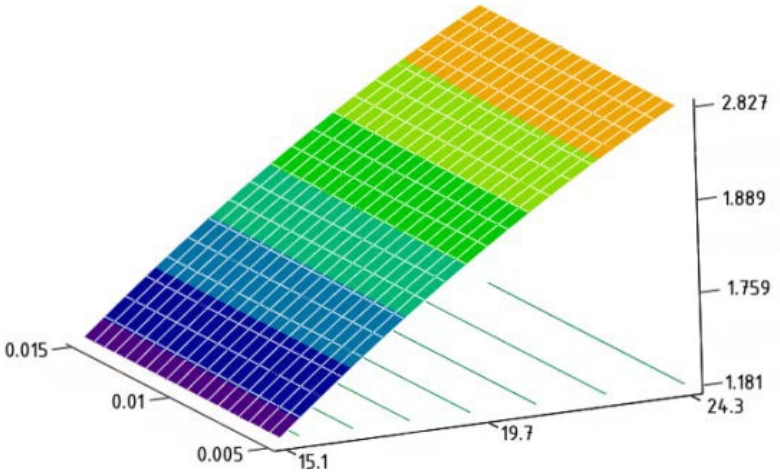


Рисунок 2.21 – Залежність міцності сталефібробетону при розтягу від міцності бетону матриці та коефіцієнта фібрового армування

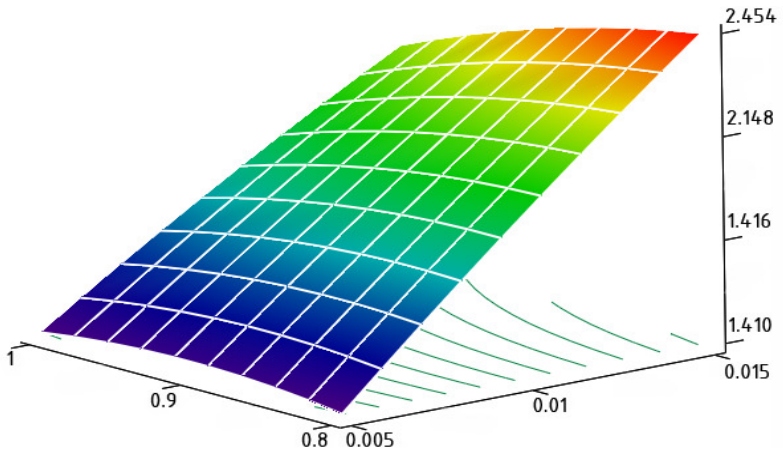


Рисунок 2.22 – Залежність міцності сталефібробетону при розтягу від діаметра фібр та коефіцієнта фібрового армування

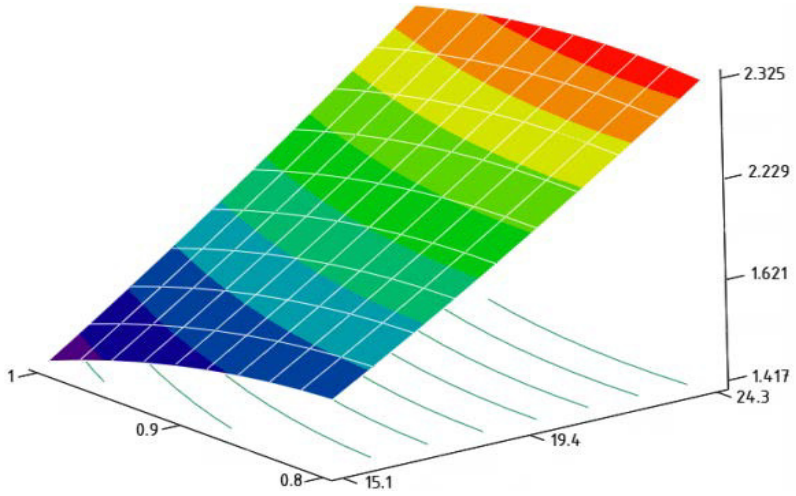


Рисунок 2.23 – Залежність міцності сталефібробетону при розтягу від міцності бетону матриці та діаметра фібр

Знак біля коефіцієнта у рівнянні регресії показує характер впливу відповідного фактора: знак «+» свідчить про те, що зі збільшенням значення фактора величина відгуку зростає, а знак «–», що вона зменшується (чим більше значення коефіцієнта, тим сильніший вплив фактора).

Завдяки використанню математичного методу планування експерименту формалізуються дії експериментатора, дослідження здійснюються за одночасного варіювання багатьох факторів, рівні яких приймають за спеціальними розрахунками; число дослідів зводиться до мінімуму, а після кожної серії дослідів є можливість прийняти обґрунтоване рішення.

2.7. Методика випробувань тонкостінних оболонок покриттів у формі гіперболічного параболоїда

З метою дослідження несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності тонкостінних оболонок у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону та армоцементу (для порівняння), а також їх роботи за статичного навантаження, було виготовлено та досліджено чотири модельні зразки, відповідно до науково-дослідної роботи.

Відповідно до мети дослідження, проведено моделювання прикладання зовнішнього рівномірно розподіленого навантаження по всій площі оболонки, як аналог снігового. Випробування тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу та сталефібробетону виконували за допомогою спеціальних пристосувань.

Прикладання змінного зовнішнього рівномірно розподіленого навантаження до дослідних зразків тонкостінної оболонки у формі гіперболічного параболоїда Г–СФБ–1 та Г–А–1 здійснювали сухим річковим піском. Пісок зважували на електронних терезах по 1 кг, розфасовували у подвійні поліетиленові пакети типу «Майка» і поетапно підвішували на гаки, попередньо встановлені рівномірно по всій площі оболонки за допомогою металевих закладних деталей (рис. 2.24). Всього на поверхні оболонки закріплено 126 металевих пластин, відповідно – 126 гаків, до яких у 126 точках відбувалось поетапне підвішування вантажу.

Згідно з ДБН В 1.2:2006 «Навантаження і впливи» [43] для м. Луцька значення ваги снігового покриву становить 1400 Па. Після попередніх розрахунків було визначено, що на один гак допускається підвісити вантаж до 4 кг. В іншому випадку, згідно з теоретичним розрахунком, граничні деформації призвели б до часткової втрати несучої здатності конструкції.

Під час розгляду НДС тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда зі СФБ враховано власну вагу конструкції. Густина сталефібробетону, з якого виготовлено експериментальний зразок, визначена лабораторним шляхом і становила $\rho = 2350$ кг/м^3 (23500 Н/м^3); товщина конструкції 30 мм = 0,03 м, тому рівномірно розподілене постійне навантаження

від власної ваги оболонки становило: 23500 Н/м^3 × 0,03 м = 705 Па.

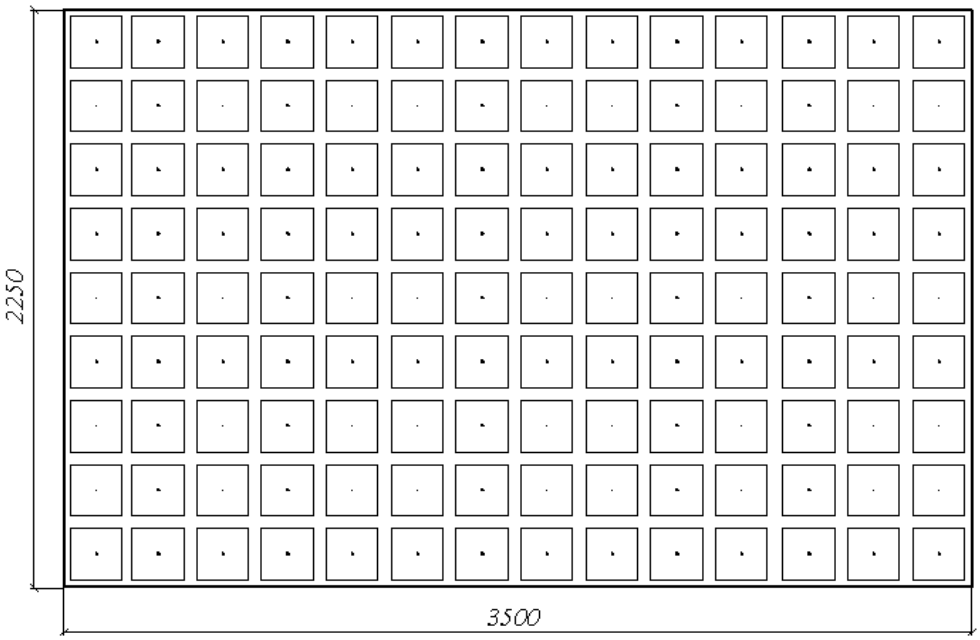


Рисунок 2.24 – Схема розташування металевих пластин на верхній поверхні оболонки

Завантаження конструкції виконувалося у 4 етапи (рис. 2.25). На першому етапі підвішували на кожен гак по одному кілограму піску, після чого, на комп'ютері з встановленим програмним забезпеченням до тензометричної станції, знімали покази датчиків.

На наступних етапах аналогічно збільшували навантаження додаванням пакетів із піском із кроком 1 кг. На останньому (четвертому) етапі вимірювань прогиномір показав максимальні теоретичні значення прогину оболонки, після чого експеримент було припинено.

Під час проведення дослідження Г–СФБ–1, на 1…4 циклах оболонку піддавали навантаженням у 70% від руйнівного. На 5…8 циклах – навантаження 80% від руйнівного. На 9…12 циклах – навантаження 90% від руйнівного. На 13 циклі прикладання навантаження у 90% від руйнівного, оболонка Г–СФБ–1 була зруйнована. Розвантаження зразків на циклах виконувалось такими ж ступенями, як і під час навантаження (рис. 2.26).

Рисунок 2.25 – Етап завантаження конструкції тоностінної оболонки

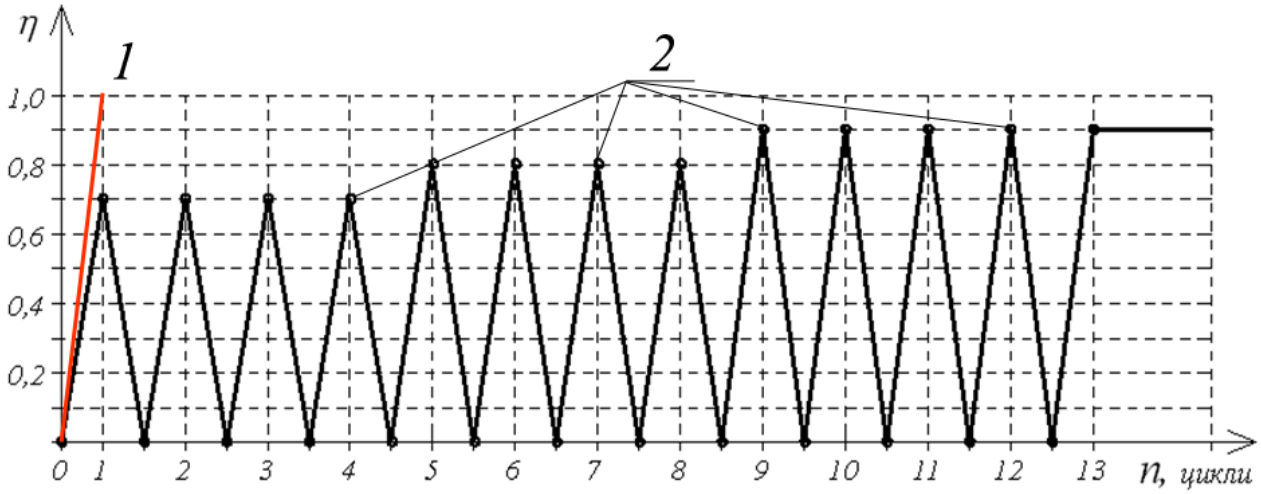


Рисунок 2.26 – Режим навантажень дослідного елемента: Г–СФБ–1

Після кожного прикладання навантаження, для забезпечення стабілізації конструкції робили витримку протягом 15 хв. Під час цієї технологічної перерви здійснювали всі необхідні вимірювальні операції. За допомогою мікроскопу МПБ–3 фіксували ширини розкриття тріщин, за допомогою прогиноміру Аістова «6–ПАО–0,01» знімали дані про прогин конструкції оболонки, а за допомогою тензометричного вимірювального комплексу «Измерительная тензометрическая система ВНП–8» та тензорезисторів із робочою базою 50 мм визначали деформації в бетоні та СФБ (рис. 2.27).

Рисунок 2.27 – Стабілізація НДС оболонки у формі гіперболічного параболоїда після 4-го етапу завантаження

Висновки до другого розділу

1. Розроблена програма експериментальних досліджень дозволила в повній мірі вирішити задачі, поставлені в дисертаційній роботі.

2. Застосоване устаткування та вимірювальні прилади забезпечили необхідні виміри напружено-деформаційного стану бетонних, армоцементних і сталефібробетонних дослідних елементів з необхідною точністю.

3. Програма і методика експериментальних досліджень дала можливість забезпечити необхідну достовірність отриманих результатів.

РОЗДІЛ 3

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ ТОНКОСТІННИХ ОБОЛОНОК ПОКРИТТІВ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА

Дослідні зразки, тонкостінні оболонки від'ємної ґаусової кривини виготовляли з армоцементу «А» та сталефібробетону – «СФБ». Буква «Г» перед позначенням матеріалу, з якого виготовлений даний зразок, означає форму оболонки – гіпар. Цифра «2» перед «Г» вказує на серію зразків (літера «Г» без цифри – перша серія, «2Г» – друга серія). Зразки оболонок Г–А–1 та Г–СФБ–1 були доведені експериментально до руйнування за одноразового навантаження. Зразки 2Г–А–1 та 2Г–СФБ–1 досліджувались для вивчення несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності за повторного короткочасного навантаження.

3.1. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда за умов одноразової дії рівномірно-розподіленого навантаження

Змінне навантаження у кожній точці прикладалось поетапно по 10 Н. На всю площу оболонки 7,875 м^2 було прикладене зовнішнє навантаження 10 Н × 126 = 1,26 кН, яке відповідало рівномірно розподіленому по площі 1,26 кН / 7,875 м^2 = 160 Па (згідно з п. 2.7).

На кожному етапі змінне навантаження прикладалося частками, величина яких становила близько 10% від руйнівного: 2 кг (20 Н) до кожного гака – 320 Па; 3 кг (30 Н) до кожного гака – 480 Па; 4 кг (40 Н) до кожного гака – 640 Па; 5 кг (50 Н) до кожного гака – 800 Па; 6 кг (60 Н) до кожного гака – 960 Па; 7 кг (70 Н) до кожного гака – 1120 Па; 8 кг (80 Н) до кожного гака – 1280 Па; 9 кг (90 Н) до кожного гака – 1440 Па (табл. 3.1). На кожному етапі робилася витримка протягом 15 хвилин для стабілізації напружено-деформованого стану, зняття показів тензометричної станції, прогиноміра, візуального огляду дослідного зразка, виявлення та фіксації тріщин і вимірювання ширини їх розкриття.

3.1.1. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу за умов одноразової дії

Основними параметрами, що знімалися з вимірювальних приладів під час проведення дослідження напружено-деформованого стану моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу Г–А–1 були прогин конструкції (V_a), та деформації армоцементу (ς_a) в конструкції.

Прогини тонкостінної оболонки, що були зафіксовані за допомогою прогиноміра Аістова (тип 6–ПАО–0,01) на всіх етапах прикладання навантаження представлено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1

Прогини тонкостінної оболонки покриття Г–А–1 з армоцементу

Етап завантаження	Навантаження, Па			Прогин, мм
	постійне (власна вага)	змінне	всього	
1	705	0	705	0
2	705	160	865	0,32
3	705	320	1025	0,57
4	705	480	1185	0,96
5	705	640	1345	1,49
6	705	800	1505	2,14
7	705	960	1665	4,35
8	705	1120	1825	6,6
9	705	1280	1985	11,71
10	705	1440	2145	20,4

За даними таблиці 3.1 побудовано графічну залежність (рис. 3.1) прогину конструкції тонкостінної оболонки покриття Г–А–1 у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу від діючого навантаження.

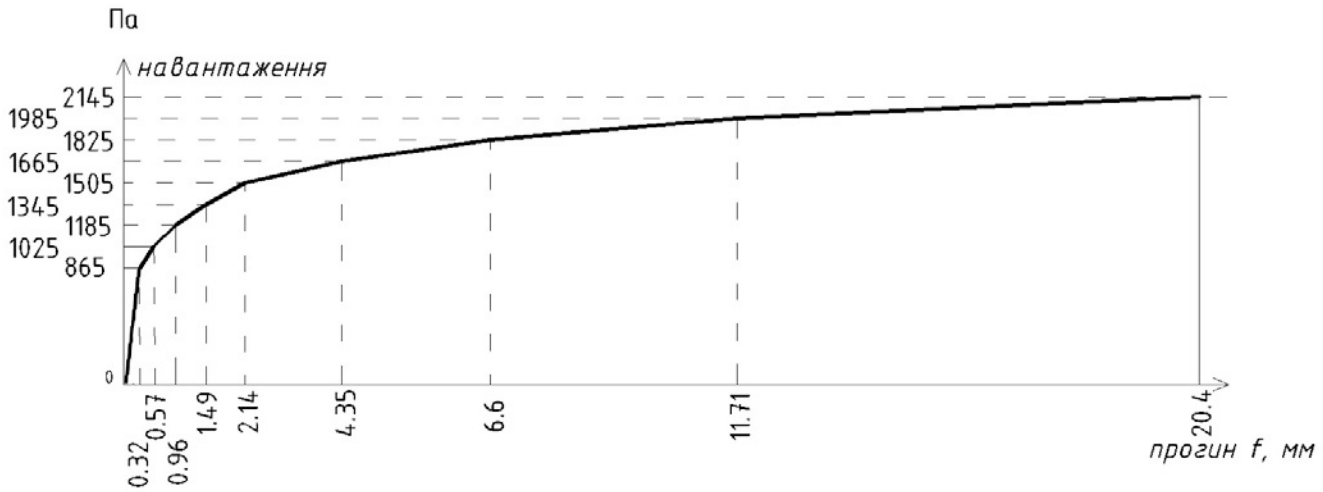


Рисунок 3.1 – Експериментальні значення абсолютного прогину тонкостінної оболонки Г–А–1 з армоцементу за різних рівнів навантаження

Під час восьмого етапу завантаження спостерігався абсолютний прогин f = 6,6 мм, який перевищив обчислений раніше гранично допустимий прогин для даної конструкції f_{max} =5,625 мм. Отже, досягнуто граничного стану II групи. Експеримент було продовжено для дослідження ширини розкриття тріщин (W_k), що вже виникли, а також утворення і розвитку нових тріщин.

Тріщини у розтягнутій зоні почали виникати уже на п'ятому етапі завантаження, коли загальне розподілене навантаження на оболонку Г–А–1 досягло $F_Г$ = 1,345 кПа. Поява тріщин, а в подальшому і їх розкриття, зумовило інтенсивне зростання прогину.

Під час зняття тензометричним вимірювальним комплексом «Измерительная тензометрическая система ВНП–8» показів деформацій в армоцементі в усіх 50 тензометричних датчиках (згідно з рис. 2.12.) під час різних етапів завантаження змінювався опір, який щоразу фіксувався тензостанцією.

За тарувальною кривою були визначені деформації, у відповідну комірку таблиці А.1 записані абсолютні деформації оболонки Г–А–1 (х10^{-5} м). Деформації розтягу ($\varsigma_{p,сфб}$) в оболонці мають знак «+», а деформації стиску ($\varsigma_{c,сфб}$) записані зі знаком мінус « – ».

Дані таблиці А.1 демонструють складні деформації в оболонці. Проте добре помітно, що вздовж увігнутої діагоналі спостерігається розтяг (датчики №1 – 13), причому найбільші відносні розтягуючі деформації виникали поблизу датчиків

№1 – 3, а також №11 – 13. Після восьмого етапу завантаження внаслідок значного розтягу розірвалися датчики №2 і №12, після дев'ятого етапу завантаження розірвалися датчики №3, №11, №43 та №44, а після десятого етапу – №1, №4, №9, №10, №26 і №27 (у табл. А.1 прочерки).

Зміна відносних деформацій розтягу на різних етапах завантаження поблизу одного з датчиків (№1) наведена на рис. 3.2. Залежність відносних деформацій розтягнутої зони армоцементної оболонки Г–А–1 від зовнішнього навантаження має форму параболи. На початкових етапах завантаження матеріал оболонки працює пружно. Після прикладання рівномірно розподіленого навантаження на оболонку $F_Г$ = 1,505 кПа, у розтягнутій зоні гіпара стали виникати тріщини. У матеріалі конструкції в цей час вичерпуються пружні деформації, а пластичні деформації наростають. На графіку, що на рис. 3.2, фіксується нелінійний приріст деформацій після завантаження сьомого етапу ($F_Г$ = 1,505 кПа). З подальшим прикладанням етапів навантаження деформації зростають із геометричною прогресією.

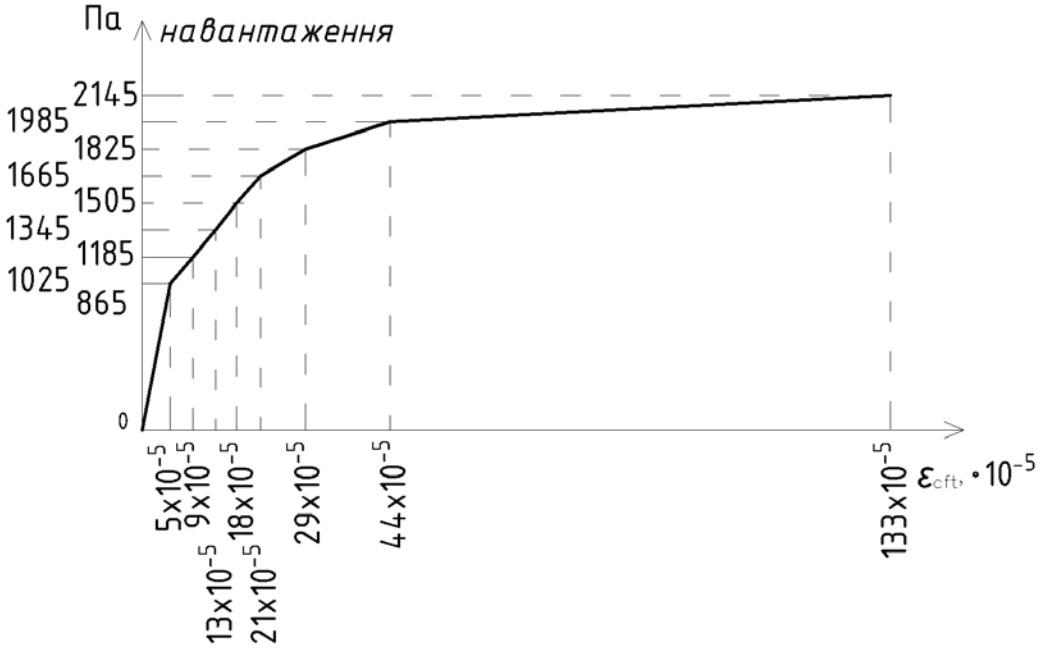


Рисунок 3.2 – Деформації розтягнутої зони армоцементної тонкостінної оболонки Г–А–1 на різних етапах навантаження

У стиснутій зоні тонкостінної оболонки у формі гіперболічного параболоїда із армоцементу Г–А–1 також виникають деформації, вони різні і змінюються за

умови зміни зовнішнього навантаження. Найбільший стиск у оболонці виникає в нижніх кутових ділянках випуклої параболи – поблизу датчиків №14, 15, 16, а також №25, 26, 27 (згідно з рис. 2.12).

Графічна залежність відносних деформацій стиску у зоні датчика №14 від діючого змінного навантаження наведена на рис. 3.3.

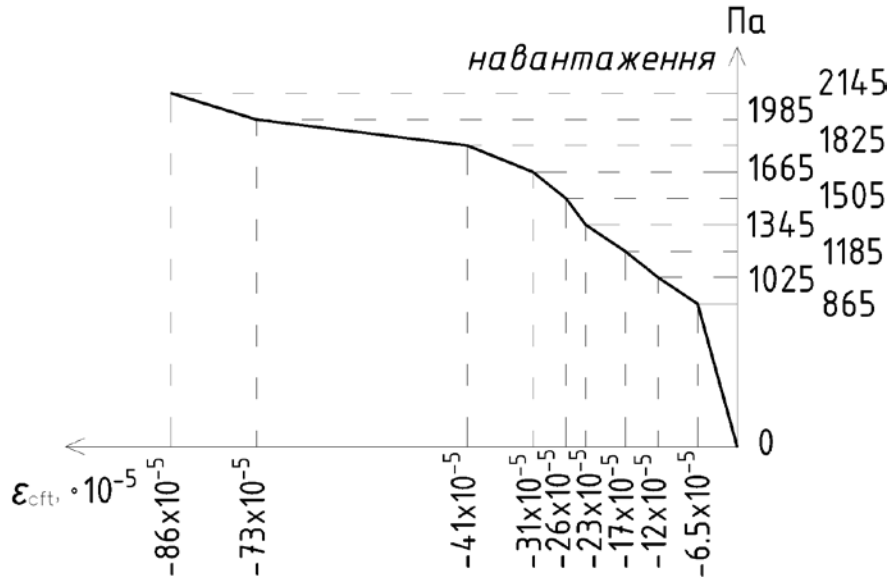


Рисунок 3.3 – Деформації стиснутої зони армоцементної тонкостінної оболонки Г–А–1 у формі гіперболічного параболоїда за різних рівнів навантаження

На початкових етапах завантаження (з першого до шостого) матеріал оболонки Г–А–1 (армоцемент) працює пружно. Деформації розтягнутої та стиснутої ділянок близькі за відносною величиною. Під час моделювання дії рівномірно розподіленого навантаження $F_Г$ = 1,345 кПа (етап завантаження 5), у розтягнутій зоні почали виникати тріщини і збільшуватися пластичні деформації, а стиснута зона ще продовжувала працювати пружно.

3.1.2. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону за умов одноразової дії

Під час проведення дослідження напружено-деформованого стану моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону Г–СФБ–1 основними параметрами, що знімалися з вимірювальних приладів, були прогин конструкції ($V_{сфб}$) та деформації сталефібробетону ($\varsigma_{сфб}$) в конструкції.

Для фіксації прогину тонкостінної оболонки використовувався прогиномір Аістова (тип 6–ПАО–0,01). Результати представлено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2

Прогини тонкостінної оболонки покриття Г–СФБ–1 зі сталефібробетону

Етап завантаження	Навантаження, Па			Прогин, мм
	постійне (власна вага)	змінне	всього	
1	705	0	705	0
2	705	160	865	0,14
3	705	320	1025	0,27
4	705	480	1185	0,46
5	705	640	1345	0,71
6	705	800	1505	1,02
7	705	960	1665	1,89
8	705	1120	1825	3,11
9	705	1280	1985	5,83
10	705	1440	2145	9,90

На основі даних таблиці 3.2 побудовано графічну залежність прогину конструкції тонкостінної оболонки покриття Г–СФБ–1 у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону від діючого навантаження (представлено на рис. 3.4).

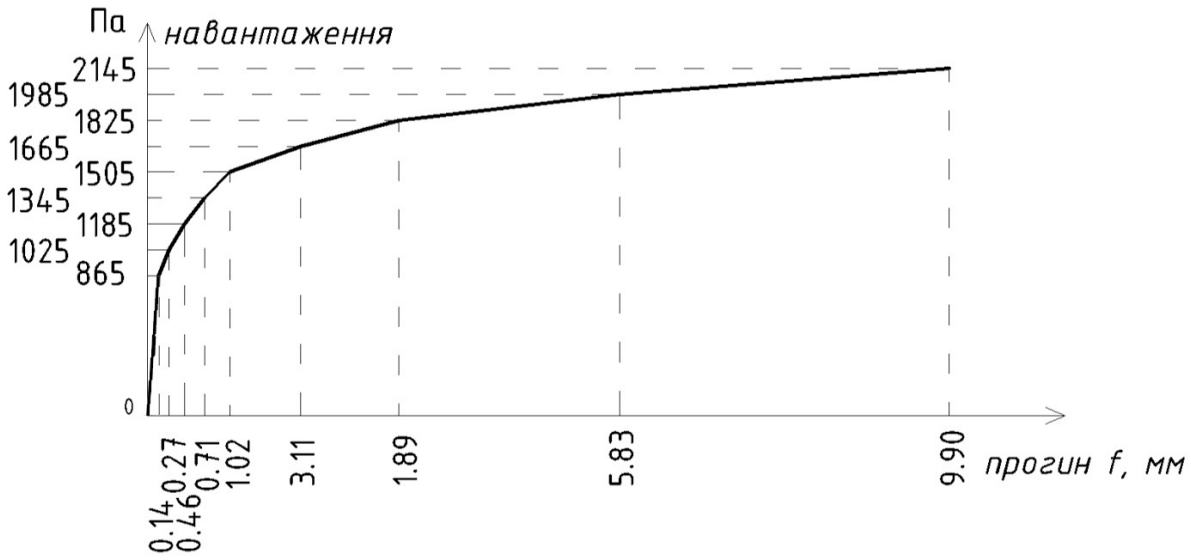


Рисунок 3.4 – Експериментальні значення абсолютного прогину тонкостінної оболонки Г–СФБ–1 зі сталефібробетону за різних рівнів навантаження

Під час дев'ятого етапу завантаження спостерігався абсолютний прогин f = 5,82 мм, який перевищив обчислений раніше гранично допустимий прогин для даної конструкції f_{max} =5,625 мм. Отже, досягнуто граничного стану II групи. Експеримент було продовжено для дослідження ширини розкриття тріщин, що вже виникли, а також утворення і розвитку нових тріщин.

Тріщини у розтягнутій зоні почали виникати уже на сьомому етапі завантаження, коли загальне розподілене навантаження на оболонку Г–СФБ–1 досягло $F_Г$ = 1,665 кПа (варто зазначити, що в оболонці Г–А–1 тріщини були зафіксовані вже на п'ятому етапі прикладання навантаження). Поява тріщин, а в подальшому і їх розкриття, зумовила інтенсивне зростання прогину.

Аналогічним способом із дослідження деформацій армоцементу в оболонці Г–А–1 було проведено дослідження тонкостінної оболонки Г–СФБ–1 із сталефібробетону. Результати представлені в табл. А.2.

Дані табл. А.2 демонструють складні деформації в оболонці Г–СФБ–1. Проте добре помітно, що вздовж увігнутої діагоналі спостерігається розтяг (датчики №1 – 13), причому найбільші абсолютні деформації розтягу виникали поблизу датчиків №1–3, а також №11–13. Після дев'ятого етапу завантаження внаслідок значного розтягу розірвалися датчики №2 і №12, а після десятого етапу

завантаження розірвалися ще й датчики №3 і №11 (у табл. А.2 прочерки).

Зміна абсолютних деформацій СФБ розтягу на різних етапах завантаження поблизу одного з датчиків (№1) наведена на рис. 3.5. Залежність абсолютних деформацій розтягнутої зони сталефібробетонної оболонки Г–СФБ–1 від зовнішнього навантаження має форму параболи. На початкових етапах завантаження матеріал оболонки Г–СФБ–1 працює пружно. Після прикладання рівномірно розподіленого навантаження на оболонку $F_Г$ = 1,665 кПа, у розтягнутій зоні гіпара було зафіксовано появу перших тріщини. У матеріалі конструкції в цей час вичерпуються пружні деформації, а пластичні деформації наростають. На графіку, що на рис. 3.5, фіксується нелінійний приріст деформацій після завантаження сьомого етапу ($F_Г$ = 1,665 кПа). З подальшим прикладанням етапів навантаження деформації зростають із геометричною прогресією.

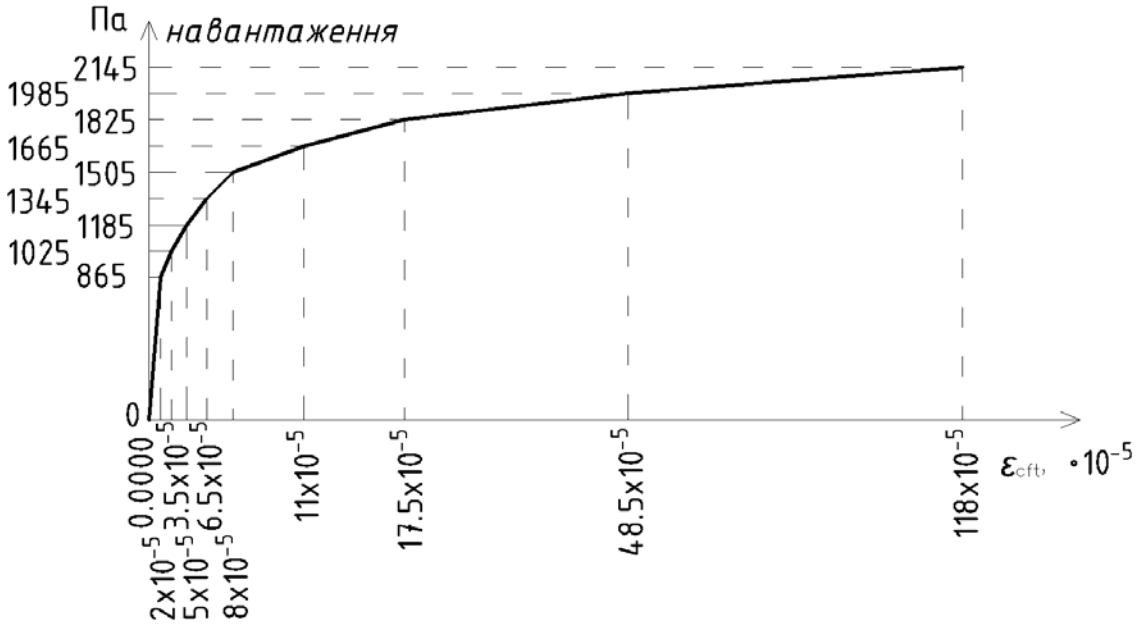


Рисунок 3.5 – Деформації розтягнутої зони сталефібробетонної тонкостінної оболонки Г–СФБ–1 на різних етапах навантаження

У стиснутій зоні тонкостінної оболонки Г–СФБ–1 у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону також виникають деформації, вони різні і змінюються за зміни зовнішнього навантаження. Найбільший стиск у оболонці виникає в нижніх кутових ділянках випуклої параболи – поблизу датчиків №14 – 16, а також №25 – 27 (згідно з табл. А.2). Графічну залежність абсолютних

деформацій стиску у зоні датчика №14 від діючого змінного навантаження наведено на рис. 3.6.

Залежність абсолютних деформацій стиснутої зони сталефібробетонної оболонки Г–СФБ–1 від зовнішнього навантаження має форму параболи, подібно до залежності деформацій розтягнутої зони. Відмінність полягає у тому, що парабола обернута своєю віткою вліво, оскільки відносні деформації стиску ($\varsigma_{c,сфб}$), мають знак «–». Вітка параболи на рис. 3.6 значно має меншу довжину від параболи рис. 3.5. Це ще раз демонструє кращий опір матеріалу сталефібробетону стиску у порівнянні з розтягом.

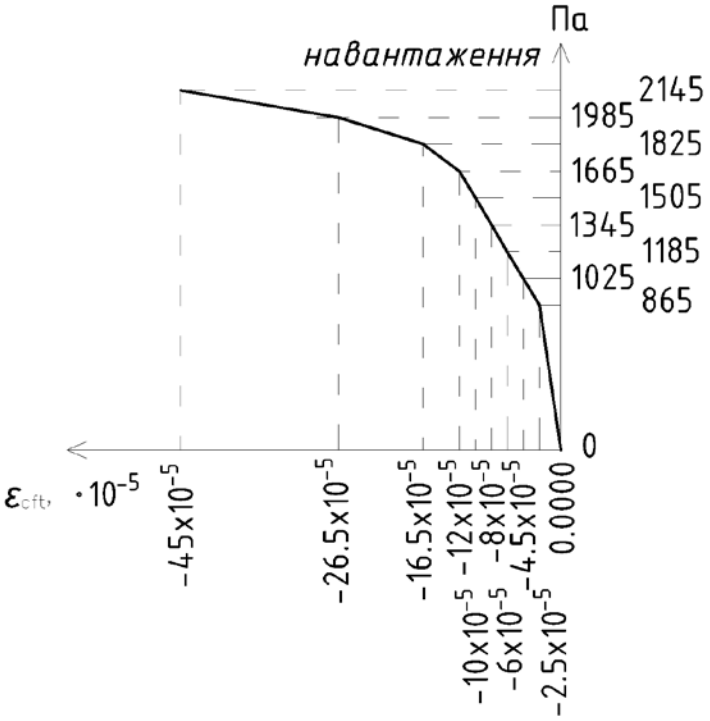


Рисунок 3.6 – Деформації стиснутої зони сталефібробетонної тонкостінної оболонки Г–СФБ–1 у формі гіперболічного параболоїда на різних етапах навантаження

Перші тріщини в оболонці Г–СФБ–1 почали виникати під час моделювання дії рівномірно розподіленого навантаження $F_Г$ = 1,665 кПа, на сьомому етапі, при більшому навантаженні, ніж в оболонці Г–А–1, що свідчить про підвищену тріщиностійкість оболонки у формі гіпара зі сталефібробетону, ніж з армоцементу.

3.2. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда за умов повторної дії рівномірно-розподіленого навантаження

Для експериментального дослідження напружено-деформованого стану моделей тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда за умов повторної дії рівномірно-розподіленого навантаження було виготовлено армоцеменентний (маркування 2Г–А–1) і сталефібробетонний (маркування 2Г–СФБ–1) гіпари розмірами в плані 2250 × 3500 мм.

Рівень прикладання повторних навантажень становив: η_{cyc} = 0,7 руйнівних значень (1…4 цикли), η_{cyc} = 0,8 (5…8 цикли) і η_{cyc} = 0,9 (9…12 цикли) – згідно рис. 2.23.

3.2.1. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу за умов повторної дії рівномірно-розподіленого навантаження

Конструкція армоцементного гіпара 2Г–А–1 належить до другої категорії тріщиностійкості [50]. Максимальна ширина розкриття тріщини може становити W_k=0,06 мм. Перші тріщини у розтягнутій зоні оболонки 2Г–А–1 виникли при дії одноразового рівномірно розподіленого навантаження, що становило F = 1,345 кПа (згідно п.3.1.1), отже, повторні навантаження мають наближено становити: 1,345 кПа × 0,7 = 0,942 кПа; 1,345 кПа × 0,8 = 1,075 кПа і 1,345 кПа × 0,9 = 1,21 кПа.

До тонкостінної оболонку 2Г–А–1 на 1…4 циклах прикладалось поетапно повторне навантаження F = 1,185 кПа, що відповідає η_{cyc} = 0,7 руйнівних значень. Відповідно до табл. 3.1 величина 0,942 кПа близька до завантаження четвертого етапу, де рівномірно розподілене навантаження рівне F = 1,185 кПа (в т.ч. власна вага армоцементної оболонки). Зняття навантаження з оболонки 2Г–А–1 на циклах виконували поетапно, аналогічно до завантаження.

Прогини тонкостінної армоцементної оболонки 2Г–А–1, що були зафіксовані за допомогою прогиноміра Аістова (тип 6–ПАО–0,01) на 1…4 циклах прикладання

повторного навантаження з рівнем η_{cyc} = 0,7 представлено в табл. 3.3.

Таблиця 3.3

Значення прогинів тонкостінної оболонки у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу 2Г–А–1 при дії повторних навантажень, цикли 1 – 4

Навантаження		Значення прогинів, мм			
		Цикли			
Етап	Величина, Па	1	2	3	4
1	705	0	0,189	0,195	0,210
2	865	0,331	0,348	0,357	0,368
3	1025	0,568	0,575	0,582	0,596
4	1185	0,987	0,998	1,006	1,020
3	1025	0,578	0,585	0,593	0,609
2	865	0,344	0,354	0,366	0,371
1	705	0,189	0,200	0,211	0,222

Вимірювання деформацій в армоцементі проведено за допомогою тензометричного вимірювального комплексу «Измерительная тензометрическая система ВНП–8», використовуючи 50 тензометричних датчиків (згідно рис. 2.12.) під час 1…4 циклів завантаження, що представлено на рис. 3.7.

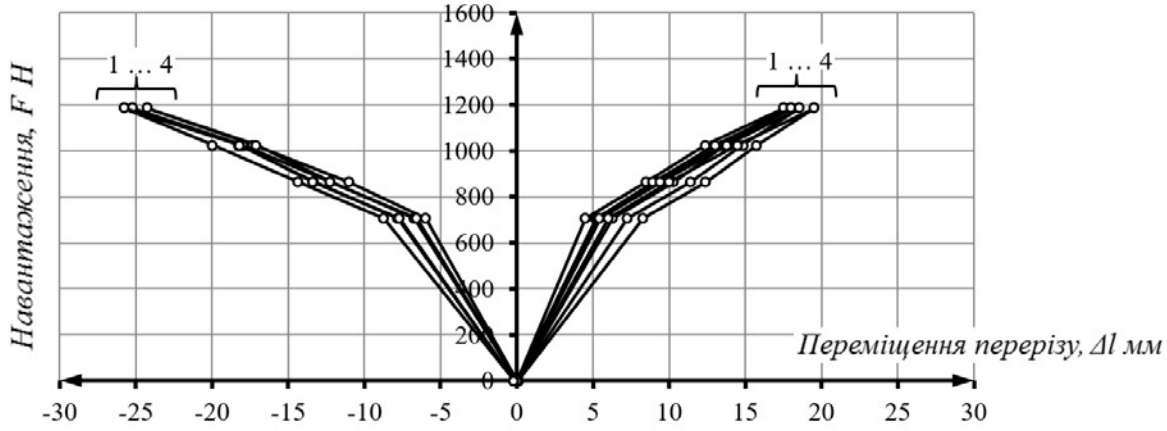


Рисунок 3.7 – Діаграми деформування стиснутого ($\varepsilon_{sfb,b}$) та розтягнутого ($\varepsilon_{sfb,s}$) армоцементу в оболонці 2Г–А–1 на 1…4 циклі при дії повторних навантажень

Після розвантаження четвертого циклу тонкостінну армоцементну оболонку 2Г–А–1 завантажили поетапно повторним навантаженням F=1,345 кПа, що відповідає η_{cyc} = *0,8* при кількості циклів 4 (з 5 по 8 згідно рис. 2.23). Зняття навантаження з оболонки 2Г–А–1 на циклах виконували поетапно, аналогічно до завантаження.

Значення прогинів тонкостінної армоцементної оболонки 2Г–А–1, що були зафіксовані за допомогою прогиноміра Аістова (тип 6–ПАО–0,01) на 1…4 циклах прикладання повторного навантаження з рівнем $\eta_{cyc} = 0{,}8$ внесені в таблиці 3.4.

Таблиця 3.4.

Значення прогинів тонкостінної оболонки у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу 2Г–А–1 при дії повторних навантажень, цикли 5 – 8

Навантаження		Значення прогинів, мм			
		Цикли			
Етап	Величина, Па	5	6	7	8
1	705	0,215	0,221	0,218	0,228
2	865	0,374	0,382	0,396	0,405
3	1025	0,621	0,633	0,637	0,650
4	1185	1,033	1,048	1,055	1,057
5	1345	1,512	1,522	1,534	1,548
4	1185	1,040	1,042	1,059	1,064
3	1025	0,620	0,615	0,648	0,659
2	865	0,381	0,386	0,401	0,412
1	705	0,220	0,231	0,222	0,239

Деформації, що відбулись в армоцементі під час 5…8 циклів завантаження зафіксовано за допомогою тензометричного вимірювального комплексу «Измерительная тензометрическая система ВНП–8» та представлено на рис. 3.8.

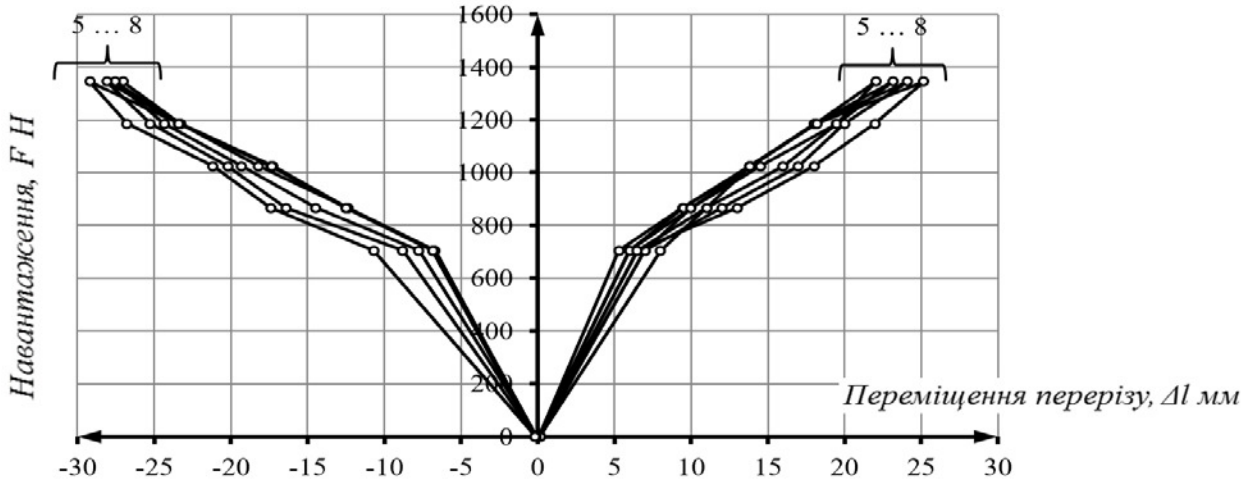


Рисунок 3.8 – Діаграми деформування стиснутого ($\varepsilon_{sfb,b}$) та розтягнутого ($\varepsilon_{sfb,s}$) армоцементу в оболонці 2Г–А–1 на 5…8 циклі при дії повторних навантажень

Після розвантаження восьмого циклу тонкостінну армоцементну оболонку 2Г–А–1 завантажили поетапно повторним навантаженням $F = 1{,}505$ кПа, що

відповідає η_{cyc} = 0,9 при кількості циклів 4 (з 9 по 12, згідно рис. 2.23). Зняття навантаження з оболонки 2Г–А–1 на циклах виконували поетапно, аналогічно до завантаження.

Прогини тонкостінної оболонки 2Г–А–1, що були зафіксовані за допомогою прогиноміра Аістова (тип 6–ПАО–0,01) на 9...12 циклах прикладання повторного навантаження з рівнем η_{cyc} = 0,9 представлено в табл. 3.5.

Таблиця 3.5.

Значення прогинів тонкостінної оболонки у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу 2Г–А–1 при дії повторних навантажень, цикли 9 – 12

Навантаження		Значення прогинів, мм			
		Цикли			
Етап	Величина, Па	9	10	11	12
1	705	0,231	0,239	0,242	0,257
2	865	0,411	0,416	0,426	0,431
3	1025	0,658	0,663	0,671	0,677
4	1185	1,064	1,070	1,082	1,089
5	1345	1,563	1,573	1,580	1,584
6	1505	2,285	2,292	2,301	2,306
5	1345	1,571	1,577	1,586	1,591
4	1185	1,076	1,081	1,089	1,095
3	1025	0,669	0,677	0,682	0,689
2	865	0,426	0,435	0,443	0,450
1	705	0,245	0,253	0,250	0,259

Графічну залежність прогинів тонкостінної оболонки 2Г–А–1 при різних рівнях повторних навантажень наведено на рис. 3.9.

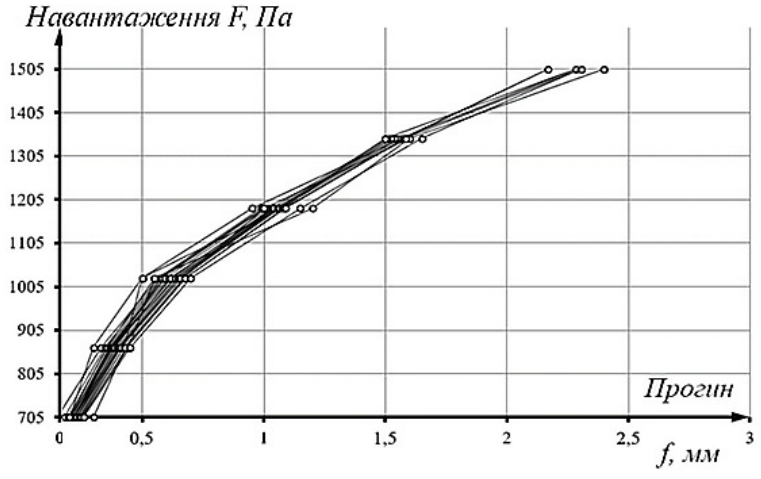


Рисунок 3.9 – Значення прогинів тонкостінної оболонки 2Г–А–1 при різних рівнях повторних навантажень

Деформації, що відбулись в армоцементі під час 9…12 циклів завантаження зафіксовано за допомогою тензометричного вимірювального комплексу «Измерительная тензометрическая система ВНП–8» та представлено на рис. 3.10.

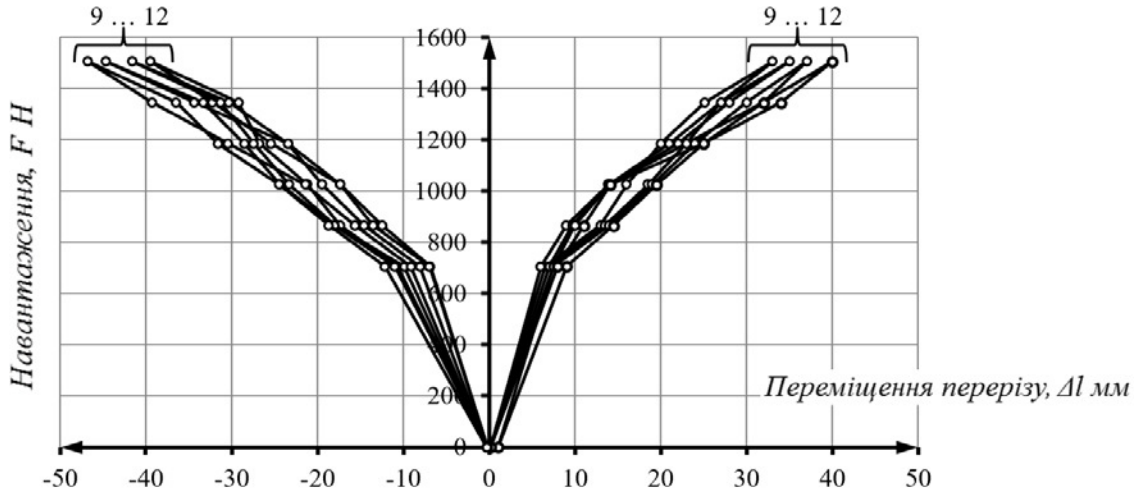


Рисунок 3.10 **–** Діаграми деформування стиснутого ($\varepsilon_{sfb,b}$) та розтягнутого ($\varepsilon_{sfb,s}$) армоцементу в оболонці 2Г**–**А**–**1 на 9…12 циклі при дії повторних навантажень

3.2.2. Напружено-деформований стан моделі тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону за умов повторної дії рівномірно-розподіленого навантаження

Конструкція сталефібробетонного гіпара 2Г–СФБ–1 без додаткового армування належить до другої категорії тріщиностійкості [83]. Максимальна ширина розкриття тріщини може становити W_k = 0,05 мм. Виникнення перших тріщин у розтягнутій зоні оболонки за умов одноразової дії навантаження було зафіксоване при рівномірно розподіленому навантаженні F = 1,665 кПа (згідно п.3.1.2), отже, повторні навантаження мають наближено становити: 1,665 кПа × 0,7 = 1,1655 кПа; 1,665 кПа × 0,8 = 1,332 кПа та 1,665 кПа × 0,9 = 1,4985 кПа.

Тонкостінну оболонку 2Г–СФБ–1 на 1…4 циклах навантажували поетапно повторним навантаженням F = 1,185 кПа, що відповідає η_{cyc} = 0,7 руйнівних значень. Відповідно до табл. 3.3 величина 1165,5 Па близька до завантаження четвертого етапу, де рівномірно розподілене навантаження рівне F = 1,185 кПа (в т.ч. власна вага сталефібробетонної оболонки). Розвантаження гіпара на циклах

виконували поетапно, аналогічно до завантаження.

Прогини тонкостінної оболонки зі сталефібробетону 2Г–СФБ–1, що були зафіксовані за допомогою прогиноміра Аістова (тип 6–ПАО–0,01) на 1…4 циклах прикладання повторного навантаження з рівнем $\eta_{cyc} = 0,7$ представлено в таблиці 3.6.

Таблиця 3.6.

Значення прогинів тонкостінної оболонки у формі гіперболічного параболоїда із сталефібробетону 2Г–СФБ–1 при дії повторних навантажень, цикли 1 – 4

Навантаження		Значення прогинів, мм			
		Цикли			
Етап	Величина, Па	1	2	3	4
1	705	0	0,087	0,093	0,100
2	865	0,128	0,146	0,163	0,182
3	1025	0,246	0,265	0,287	0,312
4	1185	0,454	0,474	0,496	0,514
3	1025	0,255	0,275	0,301	0,324
2	865	0,138	0,155	0,173	0,192
1	705	0,087	0,093	0,100	0,108

Тензометричним вимірювальним комплексом «Измерительная тензометрическая система ВНП–8» проведено вимірювання деформацій в сталефібробетоні за допомогою 50 тензометричних датчиків (згідно рис. 2.12.) під час 1…4 циклів завантаження, що представлено на рис. 3.11.

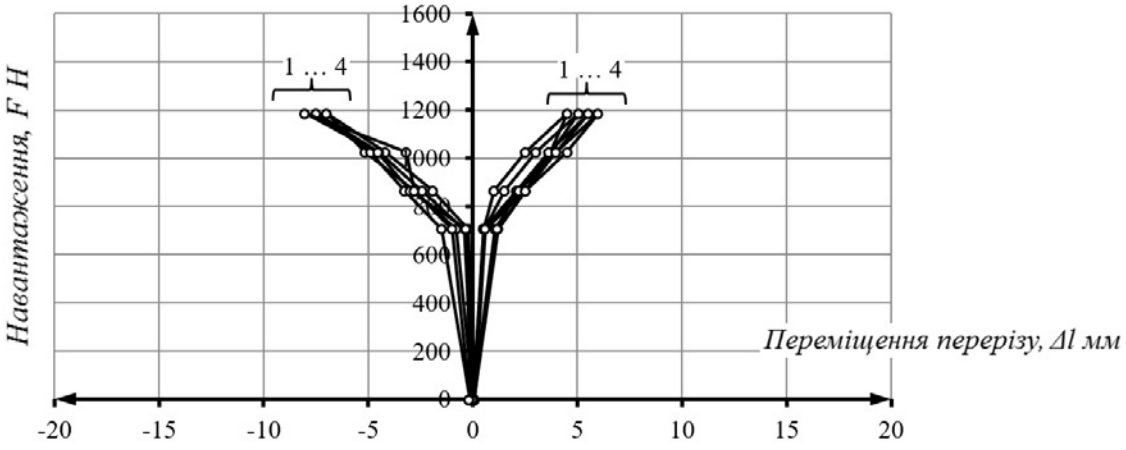


Рисунок 3.11 – Діаграми деформування стиснутого ($\varepsilon_{sfb,b}$) та розтягнутого ($\varepsilon_{sfb,s}$) сталефібробетону в оболонці 2Г–СФБ–1 на 1…4 циклі при дії повторних навантажень

Після розвантаження четвертого циклу тонкостінну оболонку зі сталефібробетону 2Г–СФБ–1 завантажили поетапно повторним навантаженням

F=1,345 кПа, що відповідає η_{cyc} = 0,8 при кількості циклів 4 Розвантаження гіпара на циклах виконували поетапно, аналогічно до завантаження.

Значення прогинів оболонки зі сталефібробетону 2Г–СФБ–1, при дії повторних навантажень на рівні η_{cyc} = 0,8, що були зафіксовані за допомогою прогиноміра Аістова (тип 6–ПАО–0,01) внесені у таблицю 3.7.

Таблиця 3.7.

Значення прогинів тонкостінної оболонки у формі гіперболічного параболоїда із сталефібробетону 2Г–СФБ–1 при дії повторних навантажень, цикли 5 – 8

Навантаження		Значення прогинів, мм			
		Цикли			
Етап	Величина, Па	5	6	7	8
1	705	0,108	0,132	0,141	0,151
2	865	0,202	0,217	0,228	0,242
3	1025	0,339	0,361	0,380	0,403
4	1185	0,532	0,554	0,579	0,605
5	1345	0,746	0,817	0,837	0,851
4	1185	0,550	0,575	0,596	0,616
3	1025	0,355	0,371	0,396	0,417
2	865	0,216	0,216	0,231	0,243
1	705	0,132	0,141	0,151	0,165

Деформацій, що були зафіксовані в сталефібробетоні під час 5…8 циклів завантаження зафіксовано за допомогою тензометричного вимірювального комплексом «Измерительная тензометрическая система ВНП–8» та представлено на рис. 3.12.

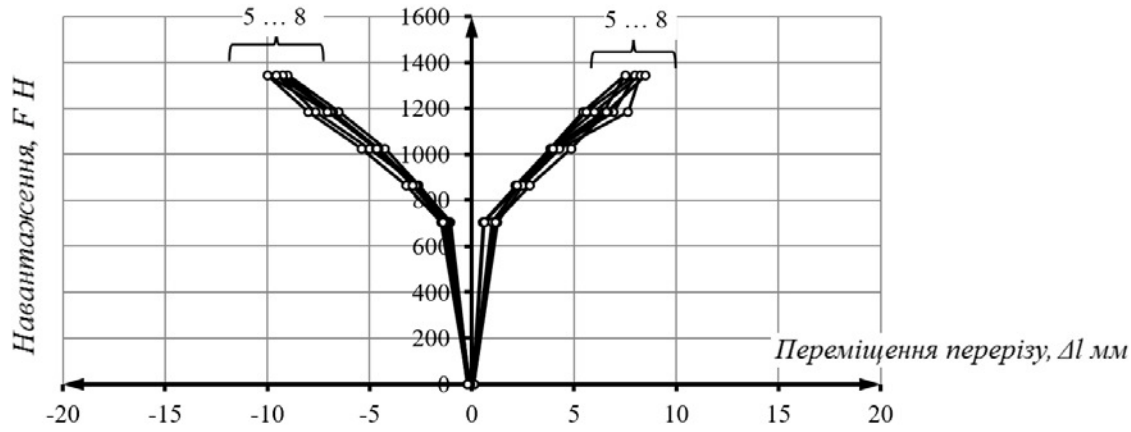


Рисунок 3.12 – Діаграми деформування стиснутого ($\varepsilon_{sfb,b}$) та розтягнутого ($\varepsilon_{sfb,s}$) сталефібробетону в оболонці 2Г–СФБ–1 на 5…8 циклі при дії повторних навантажень

Після розвантаження восьмого циклу тонкостінну оболонку 2Г–СФБ–1 завантажили поетапно повторним навантаженням F = 1,505 кПа, що відповідає $\eta_{cyc} = 0,9$ при кількості циклів 4 (з 9 по 12, згідно рис. 2.23). Розвантаження гіпара 2Г–СФБ–1 на циклах виконували теж поетапно, аналогічно до навантаження.

Значення прогинів в сталефібробетонній оболонці 2Г–СФБ–1 при дії повторних навантажень на рівні $\eta_{cyc} = 0,9$ що були зафіксовані за допомогою прогиноміра Аістова (тип 6–ПАО–0,01) представлено в табл. 3.8.

Таблиця 3.8.

Значення прогинів тонкостінної оболонки у формі гіперболічного параболоїда із сталефібробетону 2Г–СФБ–1 при дії повторних навантажень, цикли 9 – 12

Навантаження		Значення прогинів, мм			
		Цикли			
Етап	Величина, Па	9	10	11	12
1	705	0,165	0,186	0,200	0,219
2	865	0,260	0,290	0,309	0,336
3	1025	0,423	0,465	0,500	0,535
4	1185	0,625	0,685	0,720	0,751
5	1345	0,879	0,928	0,968	1,003
6	1505	1,250	1,282	1,320	1,358
5	1345	0,912	0,952	0,938	1,021
4	1185	0,666	0,705	0,740	0,770
3	1025	0,450	0,485	0,526	0,549
2	865	0,280	0,302	0,330	0,351
1	705	0,186	0,200	0,219	0,243

Графічну залежність прогинів тонкостінної оболонки 2Г–СФБ–1 при різних рівнях повторних навантажень наведено на рис. 3.13.

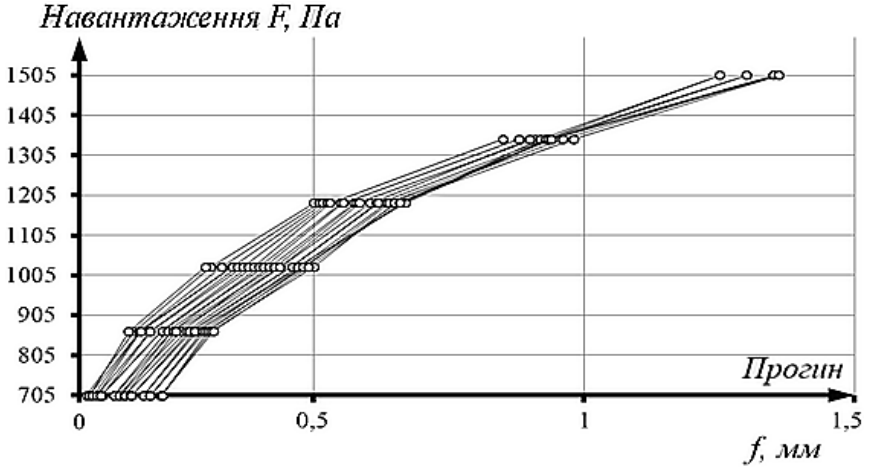


Рисунок 3.13 – Значення прогинів тонкостінної оболонки 2Г–СФБ–1 при різних рівнях повторних навантажень

Деформацій, що були зафіксовані в сталефібробетоні під час 9…12 циклів завантаження зафіксовано за допомогою тензометричного вимірювального комплексом «Измерительная тензометрическая система ВНП–8» та представлено на рис. 3.14.

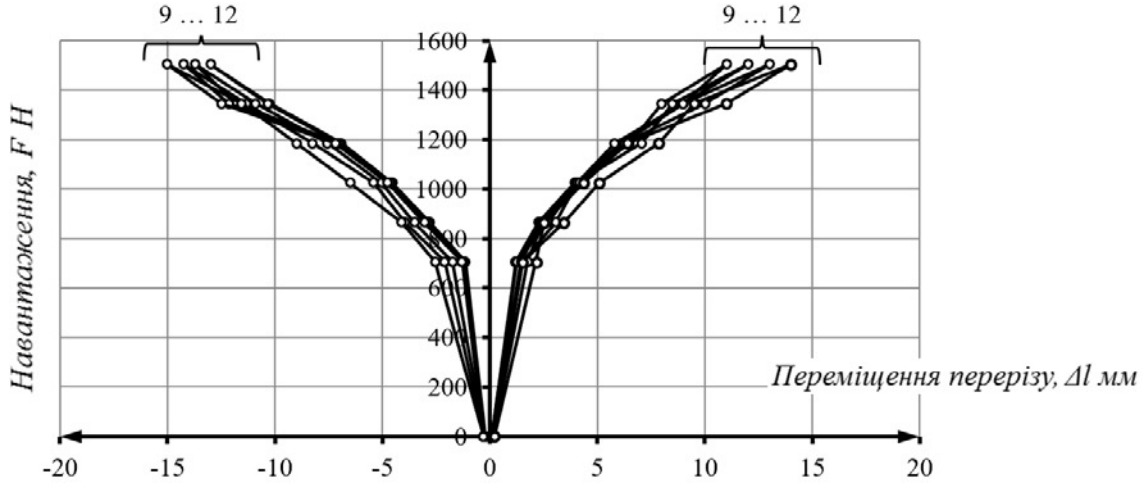


Рисунок 3.14 – Діаграми деформування стиснутого ($\varepsilon_{sfb,b}$) та розтягнутого ($\varepsilon_{sfb,s}$) сталефібробетону в оболонці 2Г–СФБ–1 на 9…12 циклі при дії повторних навантажень

3.4. Тріщиностійкість тонкостінних конструкцій покриття у формі гіперболічного параболоїда за умов дії експлуатаційного навантаження

3.4.1. Тріщиностійкість тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу за умов дії експлуатаційного навантаження

Конструкція експериментальної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда з армоцементу, який експлуатується за умов навколишнього середовища, належить до другої категорії тріщиностійкості [53]. Гранично допустима ширина короткочасного розкриття тріщини становить $W_{k,к}$ = 0,05 мм, а гранично допустима ширина тривалого розкриття тріщини становить $W_{k,m}$ = 0,03 мм.

Дослідження процесу виникнення і росту тріщин у моделях тонкостінної конструкції покриття у формі гіпара проводилися на зразках Г–А–1 та 2Г–А–1 під час прикладання одноразових і повторних навантажень (згідно п.2.1).

Під час прикладання рівномірно розподіленого навантаження одноразової дії до армоцементної оболонки Г–А–1, тріщини у розтягнутій зоні почали виникати уже на 5 етапі завантаження, коли загальне розподілене навантаження на оболонку Г–А–1 досягло $F_Г$ = 1,345 кПа. На рис. 3.15 представлено схему розташувань тріщин.

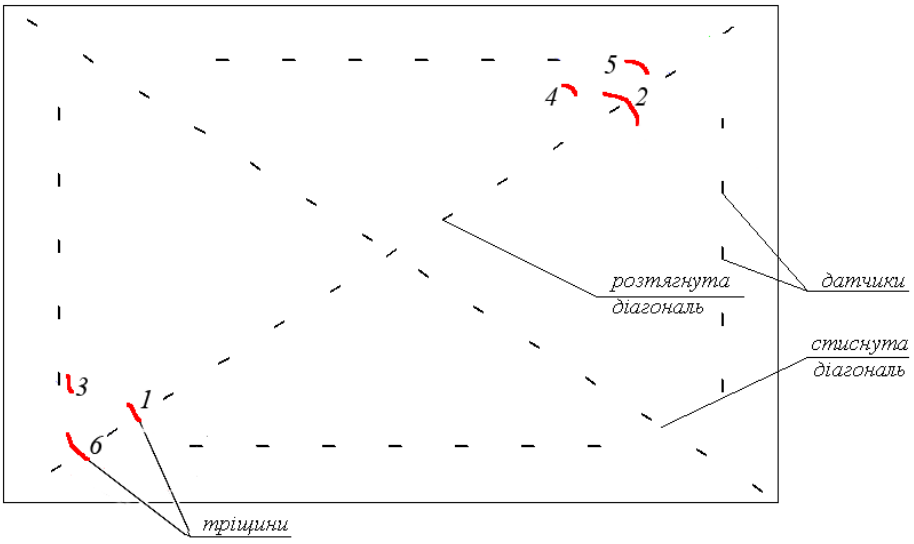


Рисунок 3.15 – Тріщини, які виникли у зразку Г–А–1 при навантаженні $F_Г$ = 1,345 кПа (етап завантаження №5)

На шостому етапі завантаження під час прикладання зусилля $F_Г$ = 1,505 кПа кількість тріщин збільшувалась. Також спостерігався приріст ширини їх розкриття (рис. 3.16) на 0,01–0,02 мм, що було зафіксовано мікроскопом МПБ–3.

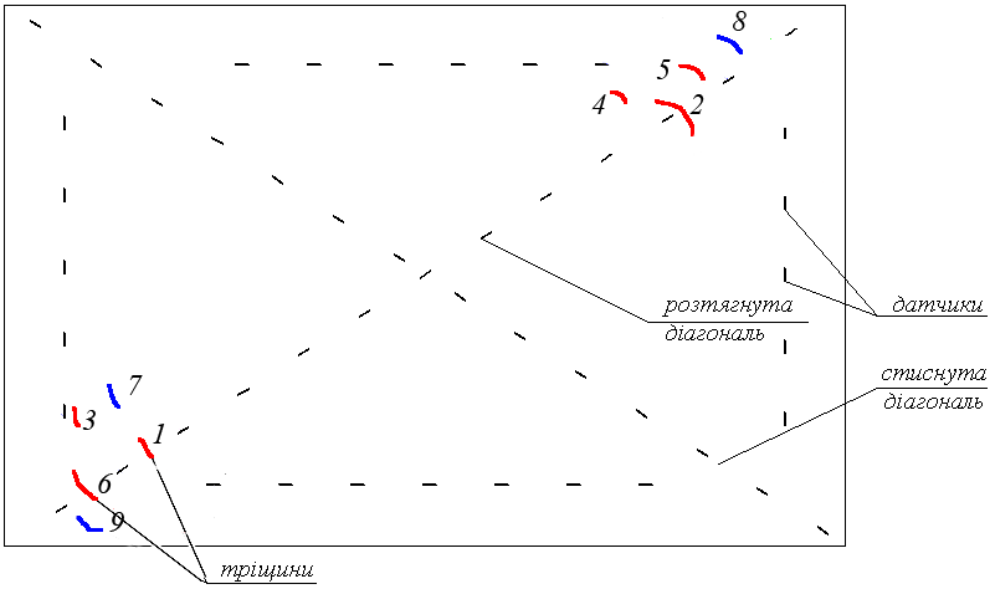


Рисунок 3.16 – Тріщини, які розкрилися і виникли у зразку Г–А–1 при навантаженні $F_Г$ = 1,505 кПа (етап завантаження №6)

На наступних етапах завантаження (7–10) фіксувалася поява нових тріщин та подальше розкриття існуючих (рис. 3.17, 3.19, 3.20, 3.21).

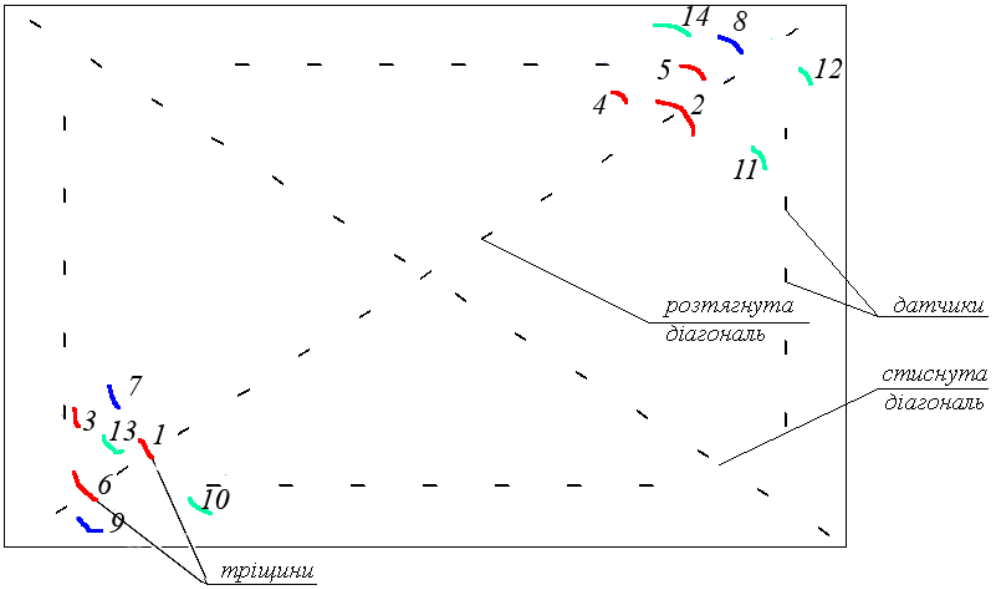


Рисунок 3.17 – Процес тріщиноутворення у зразку Г–А–1 при навантаженні $F_Г$ = 1,665 Па (етап завантаження №7)

Рисунок 3.18 – Вигляд фрагмента зразка Г–А–1 після 7-го етапу завантаження

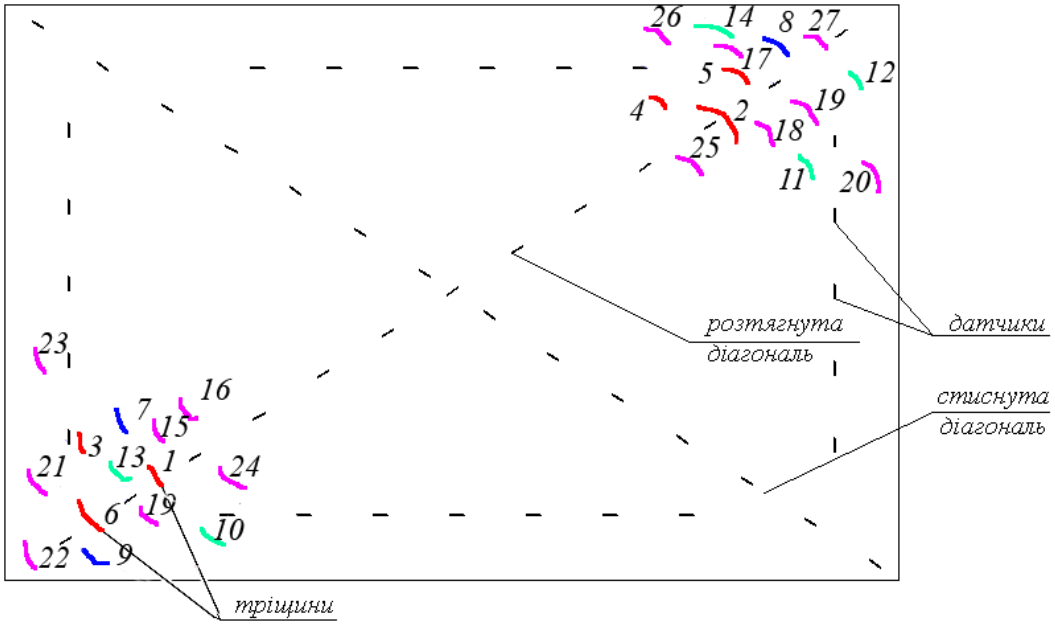


Рисунок 3.19 – Процес тріщиноутворення у зразку Г–А–1 при навантаженні $F_Г$ = 1,825 кПа (етап завантаження №8)

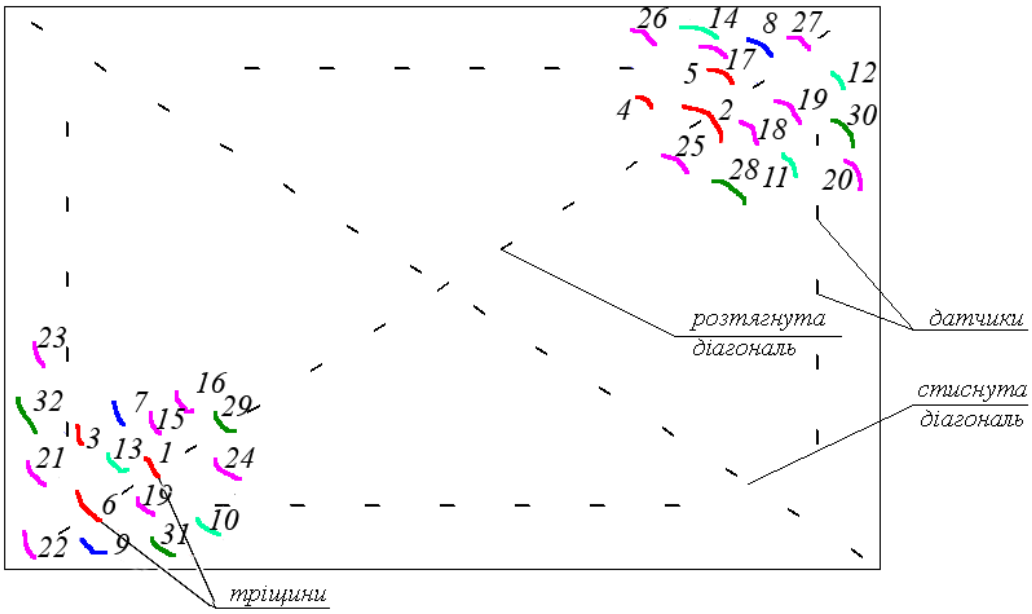


Рисунок 3.20 – Процес тріщиноутворення у зразку Г–А–1 при навантаженні $F_Г$ = 1,985 кПа (етап завантаження №9)

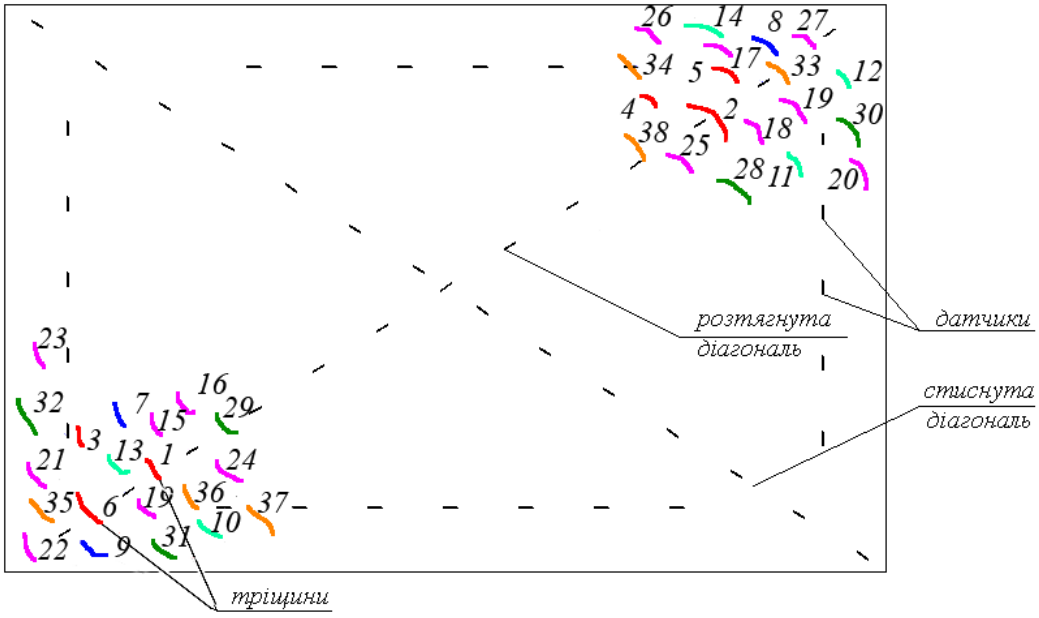


Рисунок 3.21 – Процес тріщиноутворення у зразку Г–А–1 при навантаженні $F_Г$ = 2,145 кПа (етап завантаження №10)

Зафіксовано, що з кожним етапом кількість нових тріщин зростає на 30…50%, а ширина розкриття існуючих збільшується вдвічі. Детально процес тріщиноутворення в армоцементній оболонці Г–А–1 на 5…10 етапах завантаження представлено в табл. 3.9 і на рис. 3.22. Тріщини пронумеровані, відповідно до їх появи.

Таблиця 3.9

Ширина розкриття тріщин (мм) при різних рівнях навантаження

Номер тріщини	Етап завантаження					
	5	6	7	8	9	10
	1345 Па	1505 Па	1665 Па	1825 Па	1985 Па	2145 Па
1	0,01	0,03	0,04	0,05	0,10	0,20
2	0,01	0,01	0,02	0,04	0,09	0,17
3	0,02	0,03	0,03	0,05	0,11	0,21
4	0,01	0,02	0,03	0,04	0,08	0,19
5	0,02	0,02	0,02	0,03	0,07	0,18
6	0,01	0,02	0,02	0,04	0,09	0,22
7	-	0,01	0,02	0,02	0,04	0,09
8	-	0,02	0,03	0,03	0,06	0,18
9	-	0,01	0,02	0,03	0,07	0,18
10	-	-	0,03	0,04	0,10	0,23
11	-	-	0,01	0,02	0,04	0,10
12	-	-	0,01	0,02	0,03	0,08
13	-	-	0,02	0,02	0,05	0,11
14	-	-	0,03	0,04	0,09	0,20
15	-	-	-	0,05	0,11	0,24
16	-	-	-	0,05	0,12	0,27
17	-	-	-	0,03	0,07	0,16
18	-	-	-	0,02	0,05	0,12
19	-	-	-	0,02	0,04	0,08
20	-	-	-	0,03	0,09	0,16
21	-	-	-	0,04	0,08	0,17
22	-	-	-	0,03	0,07	0,17
23	-	-	-	0,04	0,08	0,20
24	-	-	-	0,03	0,08	0,12
25	-	-	-	0,02	0,04	0,07
26	-	-	-	0,03	0,06	0,09
27	-	-	-	0,04	0,07	0,13
28	-	-	-	-	0,03	0,06
29	-	-	-	-	0,02	0,05
30	-	-	-	-	0,03	0,06
31	-	-	-	-	0,02	0,05
32	-	-	-	-	0,02	0,07
33	-	-	-	-	-	0,05
34	-	-	-	-	-	0,09
35	-	-	-	-	-	0,08
36	-	-	-	-	-	0,07
37	-	-	-	-	-	0,06
38	-	-	-	-	-	0,09
Середня	**0,013**	**0,018**	**0,024**	**0,033**	**0,066**	**0,133**

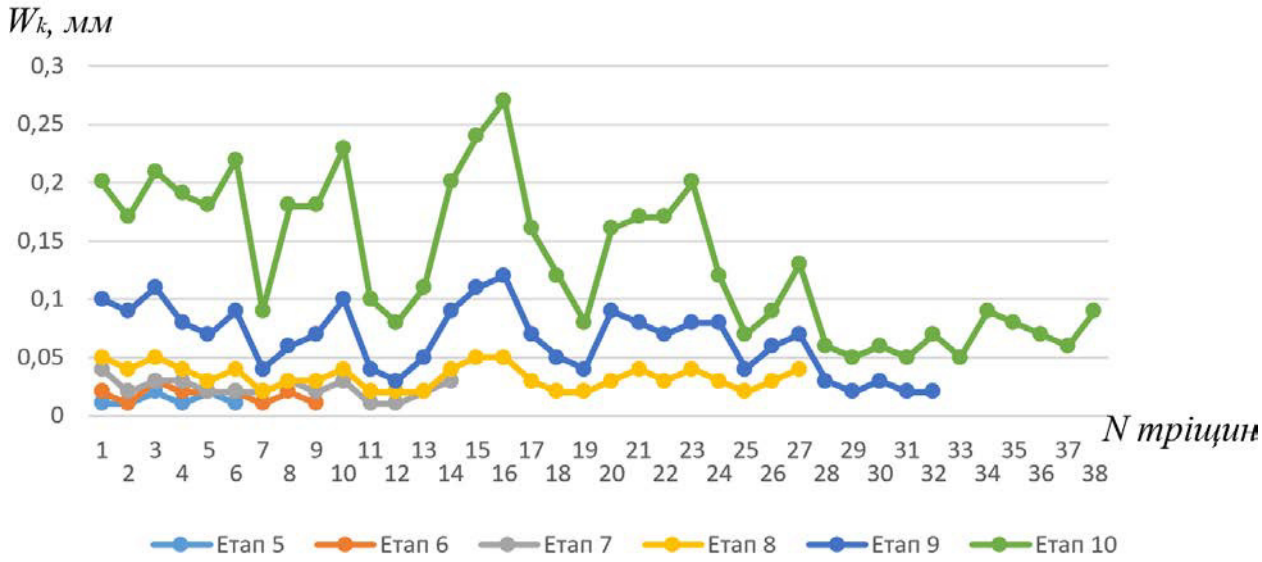


Рисунок 3.22 – Ширина розкриття тріщин (мм) оболонки Г–А–1 при різних рівнях навантаження:

5-ий етап, $F_Г$ = 1345 Па; 6-ий етап, $F_Г$ = 1505 Па;

7-ий етап, $F_Г$ = 1665 Па; 8-ий етап, $F_Г$ = 1825 Па;

9-ий етап, $F_Г$ = 1985 Па; 10-ий етап, $F_Г$ = 2145 Па

На графіку, що представлений на рис. 3.23 наглядно подано залежності від прикладеного на різних етапах навантаження та кількістю утворених тріщин в конструкції гіпара.

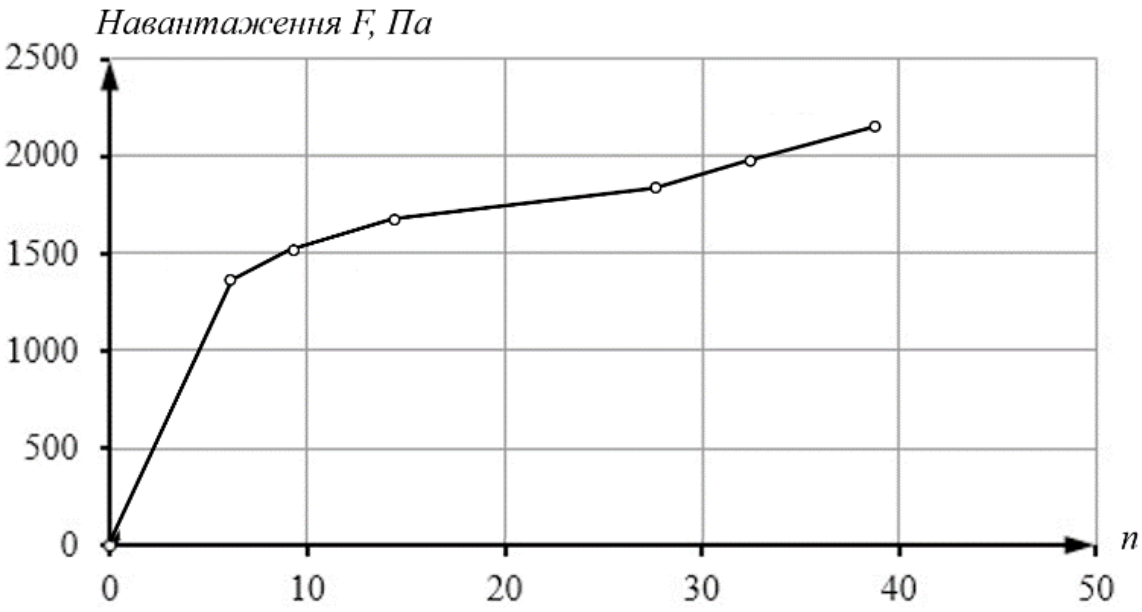


Рисунок 3.23 – Кількість утворених тріщин в гіпарі Г–А–1 на різних етапах прикладання навантаження

3.4.2. Тріщиностійкість тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда з сталефібробетону за умов дії експлуатаційного навантаження

Сталефібробетонні конструкції, під час своєї експлуатації, згідно [82,83], відповідають двом категоріям тріщиностійкості:

1-ша категорія – не допускається утворення тріщин;

2-га категорія – допускається обмежене короткочасне розкриття тріщин.

У сталефібробетонних конструкціях, армованих лише фібрами, не допускається утворення тріщин у випадку використання фібр діаметром до 0,6 мм або довжиною меншою за 80 діаметрів фібри [83]. В інших випадках допускається короткочасне обмежене розкриття тріщин.

Конструкція експериментальної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону без додаткового армування, який експлуатується просто неба, належить до другої категорії тріщиностійкості [83]. Гранично допустима ширина короткочасного розкриття тріщини становить $W_{k,к}$ = 0,05 мм, а гранично допустима ширина тривалого розкриття тріщини становить $W_{k,m}$ = 0,03 мм.

Дослідження процесу виникнення і росту тріщин у моделях тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда проводилися на зразках Г–СФБ–1 та 2Г–СФБ–1 під час прикладання одноразових і повторних навантажень (згідно п.2.1).

Під час прикладання рівномірно розподіленого навантаження одноразової дії до оболонки Г–СФБ–1 було зафіксовано виникнення перших тріщин у розтягнутій зоні оболонки на 7 етапі при F_I=1665 Па. На рис. 3.24 подано схему розташувань тріщин з нумерацією у відповідності до їх появи в оболонці.

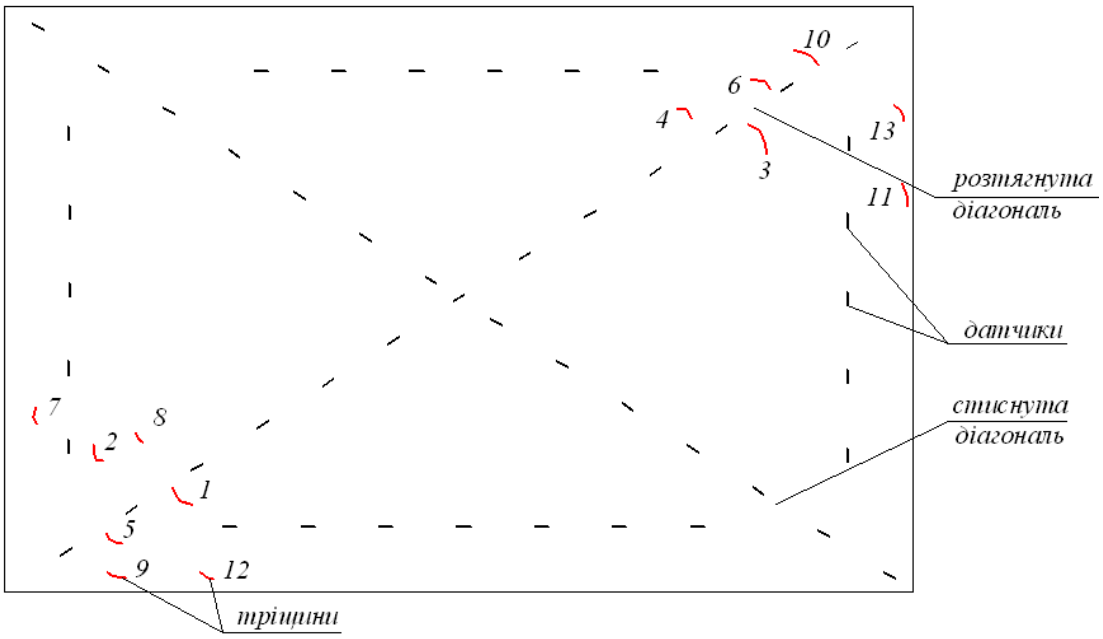


Рисунок 3.24 – Тріщини, які виникли у зразку Г–СФБ–1
при навантаженні $F_Г$ = 1,665 кПа (етап завантаження №7)

На восьмому етапі завантаження під час прикладання зусилля $F_Г$ = 1,825 кПа було зафіксовано збільшення кількості тріщин, а також приріст ширини їх розкриття (рис. 3.25).

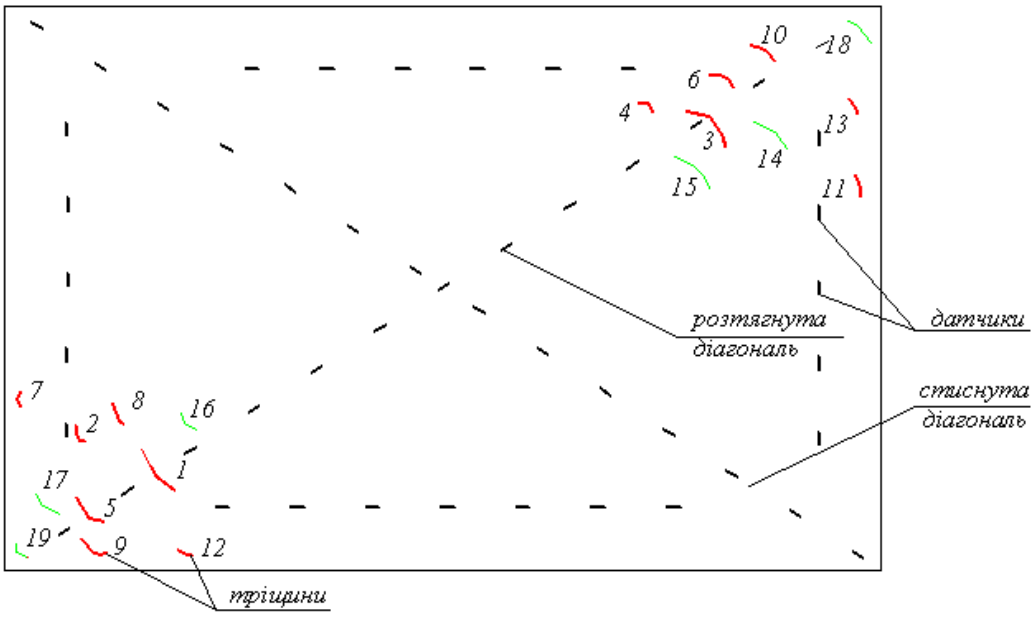


Рисунок 3.25 – Тріщини, які розкрилися і виникли у зразку Г–СФБ–1
при навантаженні $F_Г$ = 1,825 кПа (етап завантаження №8)

На наступних етапах завантаження (9 і 10) фіксувалася поява нових тріщин та подальше розкриття існуючих (рис. 3.26-3.27).

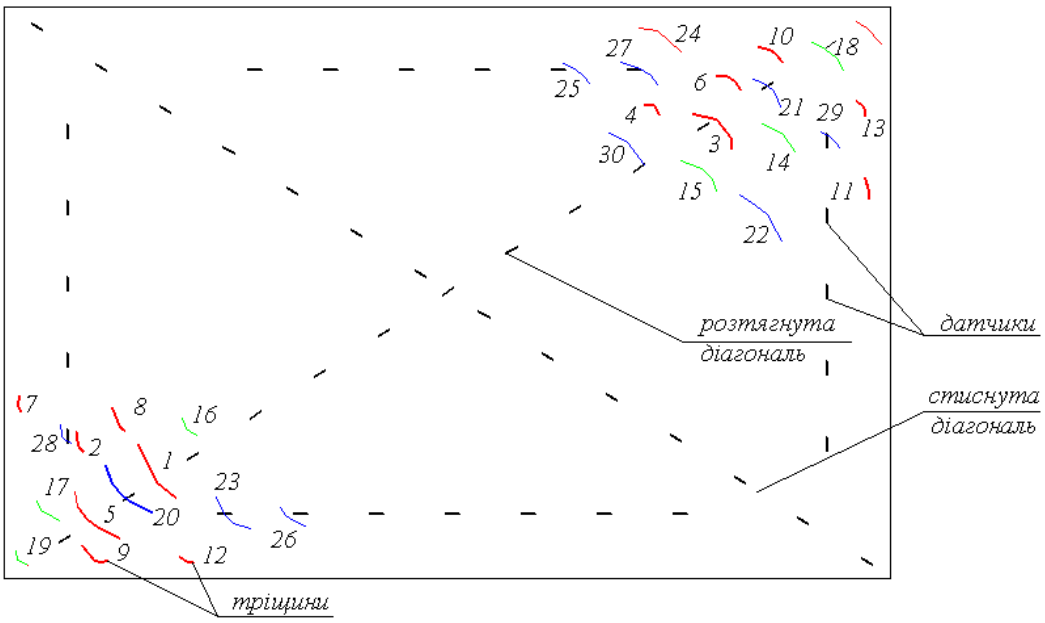


Рисунок 3.26 – Процес тріщиноутворення у зразку Г–СФБ–1 при навантаженні $F_Г$ = 1985 Па на 9-ому етапі завантаження

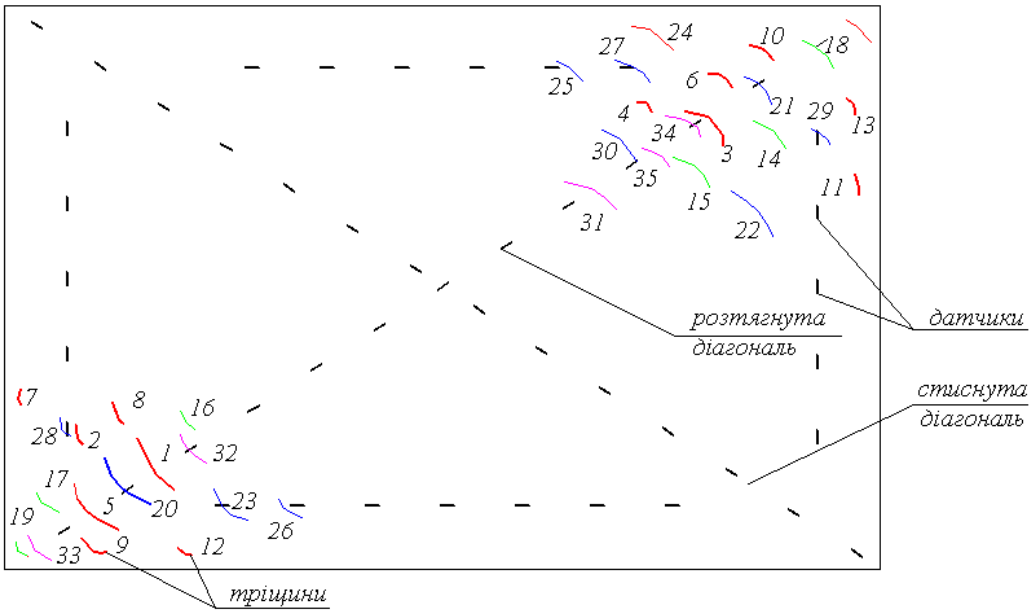


Рисунок 3.27 – Процес тріщиноутворення у зразку Г–СФБ–1 при навантаженні $F_Г$ = 2,145 кПа на 10-му етапі завантаження

Зафіксовано, що на кожному етапі кількість нових тріщин збільшується на 30…50%, а ширина розкриття існуючих практично подвоюється. Детально процес тріщиноутворення в сталефібробетонній оболонці Г–СФБ–1 на 7…10 етапах завантаження представлено в табл. 3.10 і на рис. 3.28. Тріщини пронумеровані, відповідно до їх появи.

Таблиця 3.10

Ширина розкриття тріщин (мм) при різних рівнях навантаження

Номер тріщини	Етап завантаження			
	7	8	9	10
	1665 Па	1825 Па	1985 Па	2145 Па
1	0,02	0,04	0,07	0,16
2	0,01	0,01	0,02	0,04
3	0,03	0,05	0,07	0,18
4	0,03	0,03	0,04	0,05
5	0,02	0,04	0,06	0,15
6	0,03	0,04	0,07	0,12
7	0,01	0,01	0,02	0,03
8	0,02	0,04	0,04	0,10
9	0,01	0,02	0,02	0,06
10	0,03	0,04	0,06	0,13
11	0,01	0,01	0,02	0,03
12	0,01	0,01	0,02	0,03
13	0,01	0,01	0,02	0,03
14	-	0,03	0,06	0,10
15	-	0,03	0,06	0,12
16	-	0,03	0,05	0,10
17	-	0,02	0,03	0,09
18	-	0,01	0,03	0,09
19	-	0,01	0,01	0,03
20	-	-	0,09	0,19
21	-	-	0,08	0,19
22	-	-	0,04	0,09
23	-	-	0,06	0,09
24	-	-	0,03	0,07
25	-	-	0,02	0,04
26	-	-	0,01	0,03
27	-	-	0,02	0,04
28	-	-	0,01	0,03
29	-	-	0,02	0,04
30	-	-	0,03	0,06
31	-	-	-	0,05
32	-	-	-	0,09
33	-	-	-	0,05
34	-	-	-	0,09
35	-	-	-	0,08
Середня	**0,018**	**0,025**	**0,039**	**0,082**

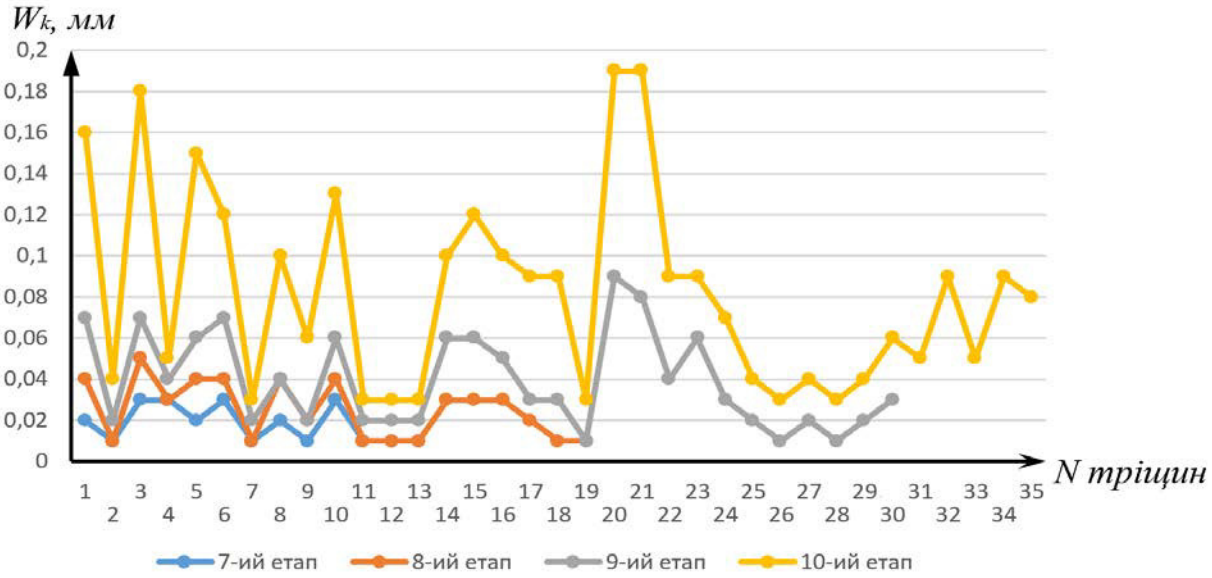


Рисунок 3.28 – Ширина розкриття тріщин (мм) оболонки Г–СФБ–1 при різних рівнях навантаження: 7-ий етап, F = 1665 Па; 8-ий етап, F = 1825 Па; 9-ий етап, F = 1985 Па; 10-ий етап, F = 2145 Па

На графіку, що представлені на рис. 3.29. наглядно подано залежності від прикладеного на різних етапах навантаження та кількістю утворених тріщин в конструкції гіпара Г–СФБ–1.

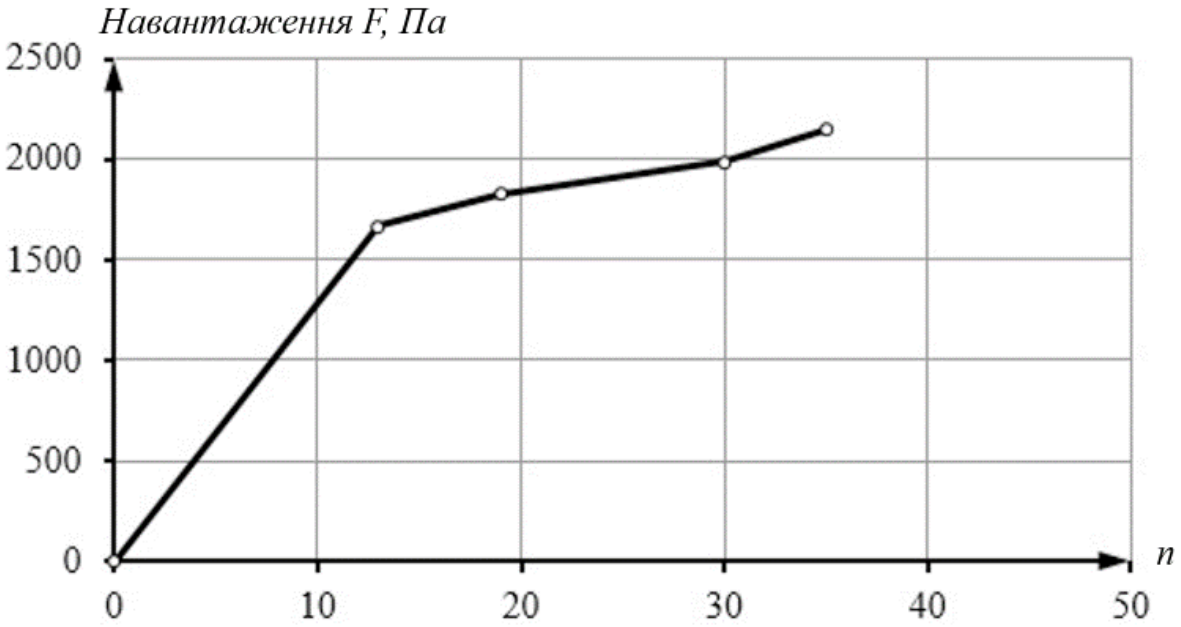


Рисунок 3.29 – Кількість утворених тріщин в гіпарі Г–СФБ–1 на різних етапах прикладання навантаження

3.5. Розподіл напружень в тонкостінній конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону

Для експериментального визначення напружень, що виникають в тонкостінній конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону були опрацьовані дані деформацій в оболонці Г–СФБ–1, що фіксувалися тензометричними датчиками (тензорезисторами) опору з базою 50 мм (з розрахунковим опором R = 406,3 Ом). Тензорезистори були розміщені згідно з схемою, що подана на рис. 3.30.

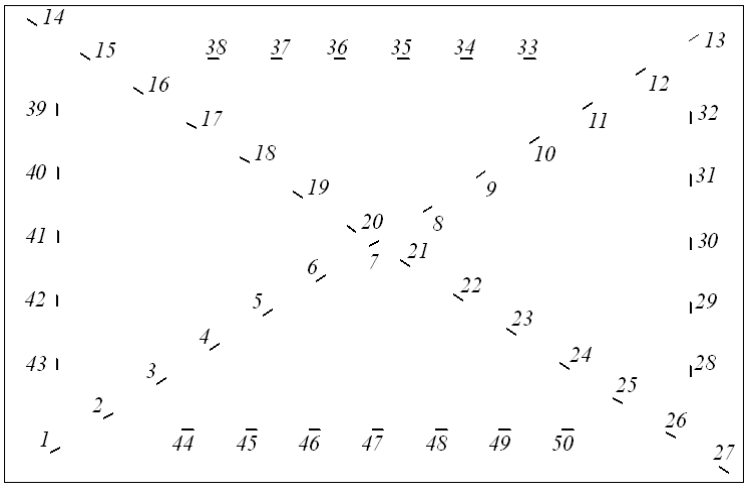


Рисунок 3.30 – Розміщення датчиків на поверхні оболонки Г–СФБ–1

Напруження вздовж діагоналі з тензодатчиками №1 … №13 та діагоналі з тензодатчиками №14 … №27 під час дев’яти етапів прикладання навантаження визначалися з використанням визначених деформацій сталефібробетону за допомогою тензорезисторів – табл. Б.2 та діаграми напруження-деформації для сталефібробетонноих призм σ-ε – графіку рис. 2.20.

Опрацьовані напруження вздовж діагоналі з тензодатчиками №1 … №13 представлені на рис. 3.31, а вздовж діагоналі з тензодатчиками №14 … №27 представлені на рис. 3.32.

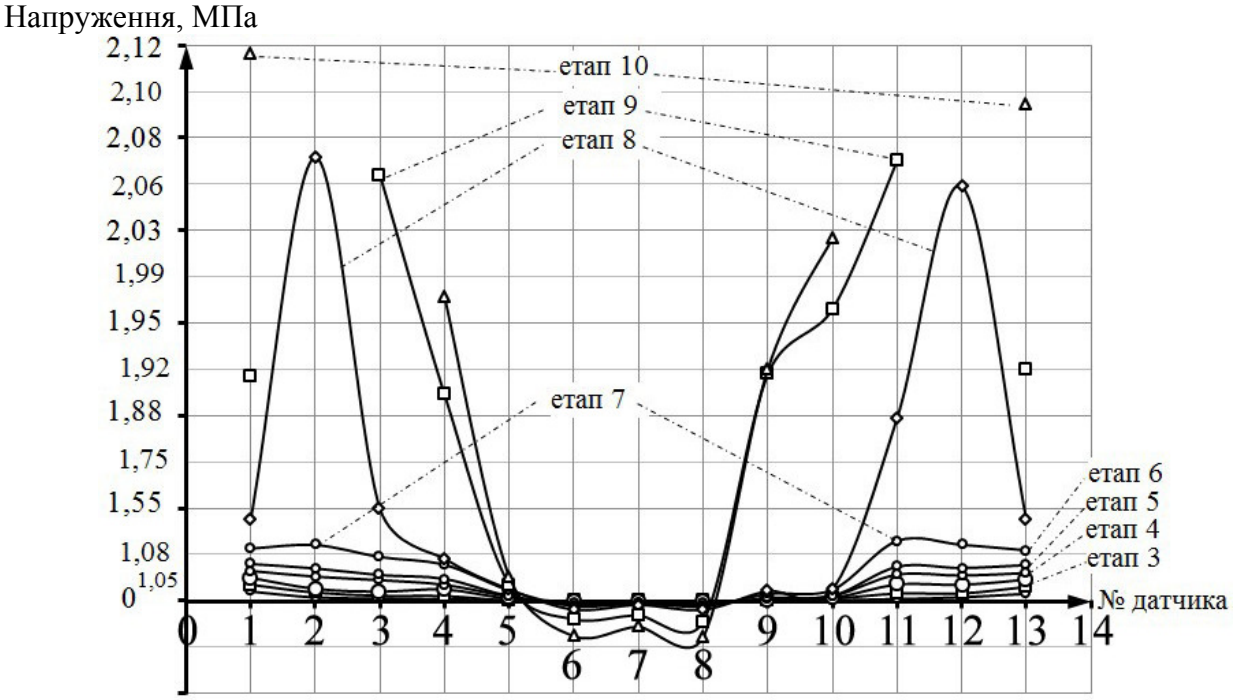


Рисунок 3.31 – Експериментально встановленні напруження в гіпарі Г–СФБ–1 вздовж діагоналі з тензодатчиками №1 … №13

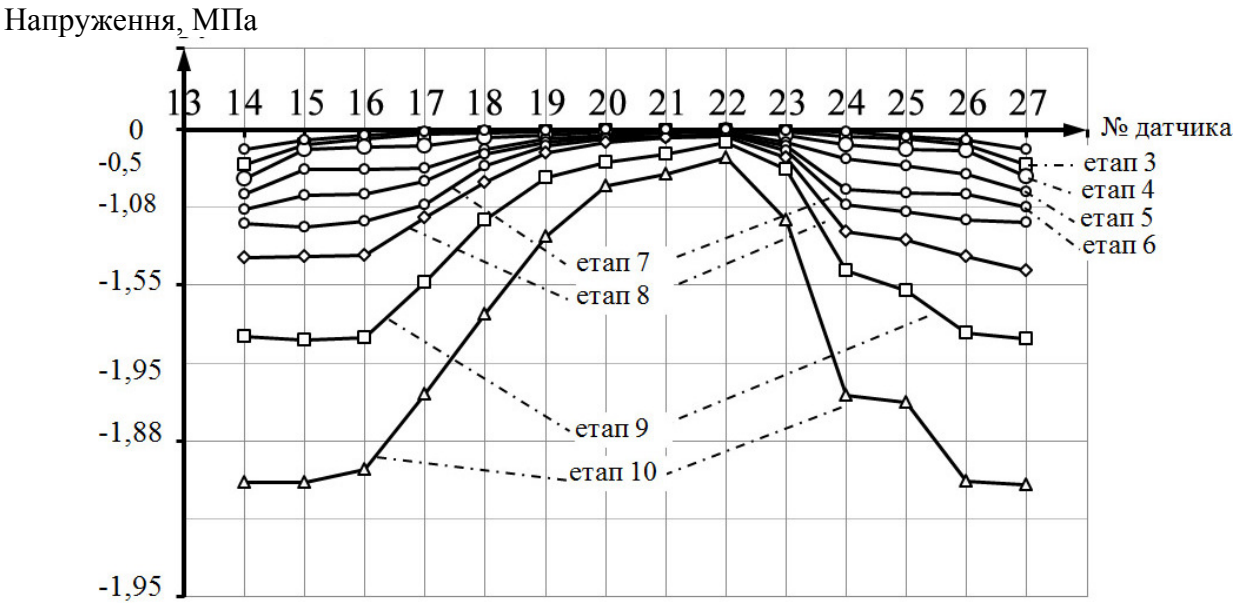


Рисунок 3.32 – Експериментально встановленні напруження в гіпарі Г–СФБ–1 вздовж діагоналі з тензодатчиками №14 … №27

Напруження в розтягнутій зоні гіперболічного параболоїда (вздовж діагоналі з тензодатчиками №14 … №27), що представлено на рис. 3.32 максимальні по модулю значення напружень також виникають в приопорних зонах і становлять $\sigma_{sfb,t}$ = –1,9 МПа, а мінімальні по модулю – по центру конструкції (в зоні встановлення тензодатчиків №20, №21, і №22) $\sigma_{sfb,t}$ = –0,1… –0,5 МПа. Під час

прикладання етапів завантаження всі тензодатчики функціонували.

Згідно графіку, що представлено на рис. 3.30 видно, що в стиснутій зоні (вздовж діагоналі з тензодатчиками №1…№13) максимальні напруження виникають в приопорних зонах і становлять σ_{sfb}= 15,9 МПа, а мінімальні – по центру конструкції (в зоні встановлення тензодатчиків №6, №7, і №8) σ_{sfb} = <0 МПа. Варто відмітити, що під час прикладання 9-го та 10-го етапів завантаження тензодатчики №2, №3, №11, №12 перестали фіксувати деформації в матеріалі через розвиток процесу тріщиноутворення в зоні їх встановлення.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [80,81,96]

Висновки до третього розділу

1. Встановлено, що жорсткість оболонки у формы гіпара із сталефібробетону в порівнянні з жорсткістю армоцементної оболонки при дії одноразових навантажень вища в 1,9…2,1 рази.

2. Встановлено, що при однаковому рівні повторних навантажень зафіксовані деформації в сталефібробетоні були в 3,1…3,5 разів менші, ніж в армоцементі.

3. Встановлено, що за руйнівне навантаження в тонкостінних оболонках у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону потрібно приймати навантаження, що відповідає моменту утворення тріщин.

4. Тонкостінні оболонки покриття з сталефібробетону у формі гіперболічного параболоїда за показниками тріщиностійкості при одноразових і повторних навантаженнях мають суттєві переваги порівняно із аналогічними конструкціями з армоцементу. Зафіксовано, що тріщини в СФБ оболонках були з нечіткими контурами та вираженою плетінчастістю і основне русло тріщин розтікається на кілька дрібних прямолінійно направлених потоків, що характеризує плетінчасту природу під час процесу тріщиноутворення.

5. Під час прикладання до оболонки зі СФБ повторних навантажень експлуатаційного рівня появи процесу тріщиноутворення не було зафіксовано, а в тонкостінних оболонках із армоцементу вздовж увігнутої твірної спостерігалася поява тріщин та їх розкриття.

РОЗДІЛ 4.
Розрахунок напружень і прогинів у оболонках у формі гіперболічного параболоїда

4.1. Моделювання роботи тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону методом скінченних елементів

На сьогоднішній день створено та використовується значна кількість програмного забезпечення, що основане на методі скінченних елементів, а саме: ANSYS, Code_Aster, DSM FEM, Deal.II, Elmer FEM solver, Femap, Comsol, FreeFEM++, GetDP, Impact, LibMesh, LSDYNA, MatLab, MicroFe, Nastran, QForm 2D/3D, RFEM, SCAD, Zebulon, ЛИРА, Лира-САПР 2016.

В даний час більшість науковців та дослідників нашої держави, що займаються вивченням та покращенням будівельних конструкції використовують програмний комплекс (ПК) ЛИРА-САПР 2016, що набув високої популяризації.

ПК ЛИРА-САПР 2016 – багатофункціональний програмний комплекс, призначений для проектування та розрахунку машинобудівних і будівельних конструкцій різного призначення. Розрахунки в програмі виконуються як на статичні, так і на динамічні дії. Основою розрахунків є метод скінченних елементів. Різні модулі (процесори), що підключаються, дозволяють робити підбір і перевірку січень сталевих і залізобетонних конструкцій, моделювати ґрунт, розраховувати мости та поведінку будівель в період монтажу і т.д. Програмний комплекс ЛИРА-САПР 2016 має велику бібліотеку скінченних елементів (стержньові схеми, оболонки, плити, балки-стінки, мембрани, тенти і т.д.), набір багатофункціональних процесорів, велику базу стальних сортаментів. Все це дозволяє розраховувати конструкції будь-якої складності на різні види статичних і динамічних впливів.

За допомогою розрахунку в ПК ЛИРА-САПР 2016 ставиться за мету визначити числові значення згинальних моментів, прогинів та переміщення, що виникають в тонкостінній конструкції покриття у формі гіперболічного

параболоїда зі СФБ при дії на них наперед відомих навантажень. Маючи значення граничних моментів, що отримані шляхом теоретичного розрахунку, при яких ще можна експлуатувати дані елементи зі СФБ та значення моментів, що виникають в тонкостінній конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда зі СФБ отримані за допомогою ПК ЛИРА-САПР 2016, можна прийняти рішення про можливість експлуатації гіперболічного параболоїда зі СФБ під час дії даного виду завантаження.

Напружено-деформований стан тонкостінної конструкції покриття у формі гіперболічного параболоїда добре демонструють результати розрахунку методом скінченних елементів. Для розрахунків використовувався програмний комплекс ЛИРА-САПР 2016.

В даній роботі було проведено моделювання дослідження тонкостінної оболонки покриття у формі гіперболічного параболоїда, що виконаний зі сталефібробетонної суміші. Для виконання моделювання дослідження використовується розрахункова схема, що представлена на рис. 4.1.

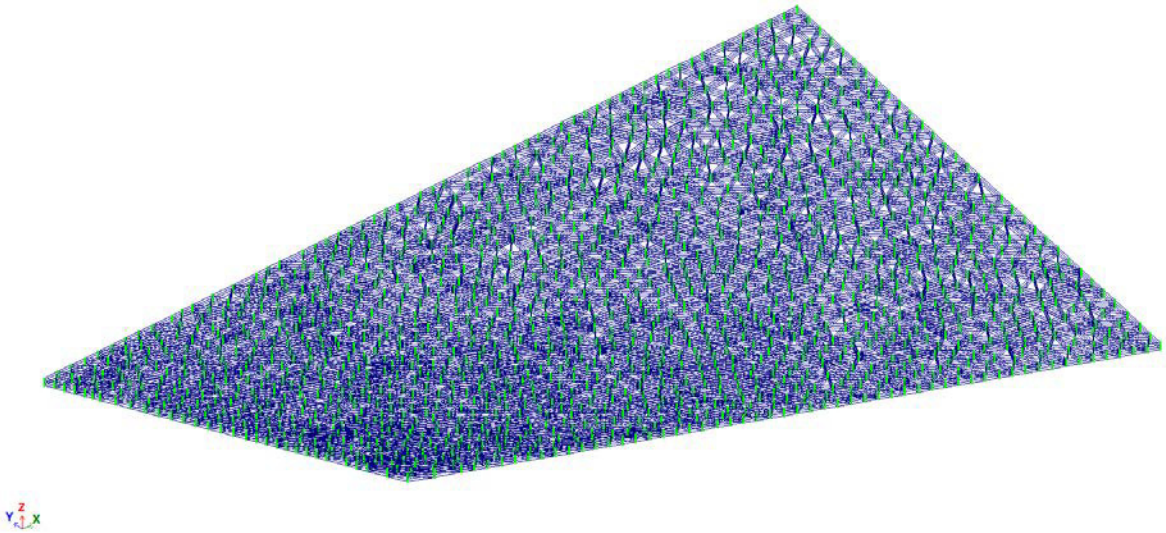


Рисунок 4.1 – Загальний вигляд розрахункової схеми оболонки в експлуатаційній стадії

Було проведено тріангуляцію на кінцеві елементи виходячи з умов:

- ✓ товщина гіпара розбивається на три шари (при $t_г$ = 30 мм товщина одного шару становитиме $t_ш$ = 10 мм);
- ✓ довжина гіпара становить $l_г$ = 3500 мм, а ширина $b_г$ = 2250 мм. Площина

моделі розбивається на трикутні скінченні елементи з кількістю контурів 200 на 1м^2.

Після моделювання елемента та розбивки його на скінченні елементи – задаються механічні характеристики матеріалів з яких він виготовляється з використанням фізичної нелінійності.

Основні фізико-механічні характеристики матеріалу: коефіцієнт Пуасона V=0,2; питома вага матеріалу R_0=23,5кН/м^3.

При моделюванні матеріалу конструкції застосовувався кінцевий елемент №234 (физически нелинейный универсальный пространственный 6-узловой изопараметрический КЭ), що враховує фізичну нелінійність матеріалу.

Законом нелінійного деформування було вибрано «14 – кусочно-линейный закон деформирования». Числові значення для діаграми стану «Деформация-Напряжение» (σ-ε) були прийняті на основі результатів проведеного дослідження (рис. 4.2) [3].

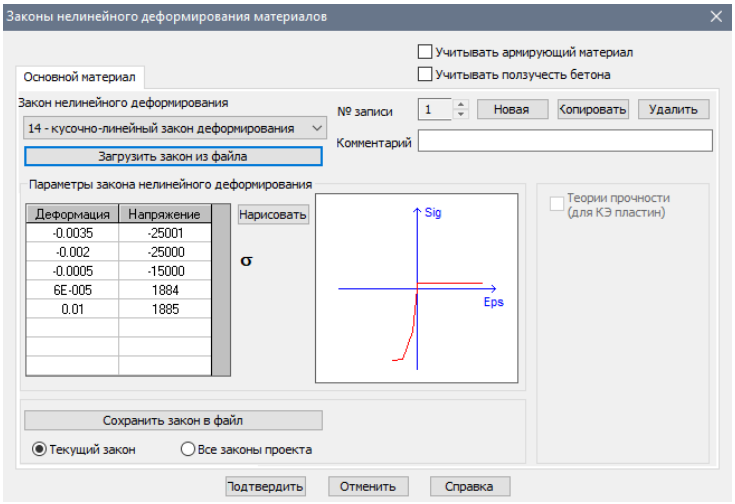


Рисунок 4.2 – Параметри закону нелінійного деформування сталефібробетону

Відповідно до мети дослідження даної роботи, було необхідно провести моделювання прикладання зовнішнього рівномірно розподіленого навантаження по всій площині оболонки, як аналог снігового. На всю площу оболонки розмірами 2,25м×3,5м = 7,875 м^2 було прикладене зовнішнє навантаження 10 Н × 126 шт. = 1260 Н, яке відповідало рівномірно розподіленому по площі 1260 Н / 7,875 м^2 = 160 Па. На кожному наступному етапі змінне навантаження прикладалось певними частками, величина яких становила близько 10% від

руйнівного: 320, 480…1280, 1440 Па.

Результати моделювання наведені на рис. 4.3-4.5.

А саме - встановлені:

- ізополя напружень по Nx (рис. 4.3),
- ізополя напружень по Ny (рис. 4.4)
- ізополя переміщень по Z (рис. 4.5)

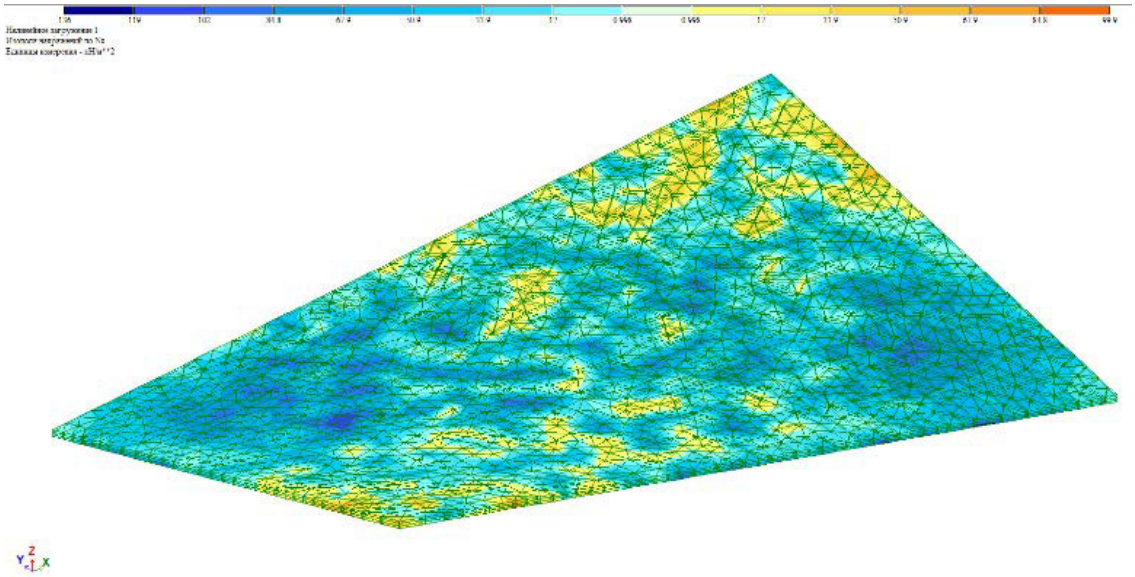


Рисунок 4.3 – Ізополя напружень по осі X

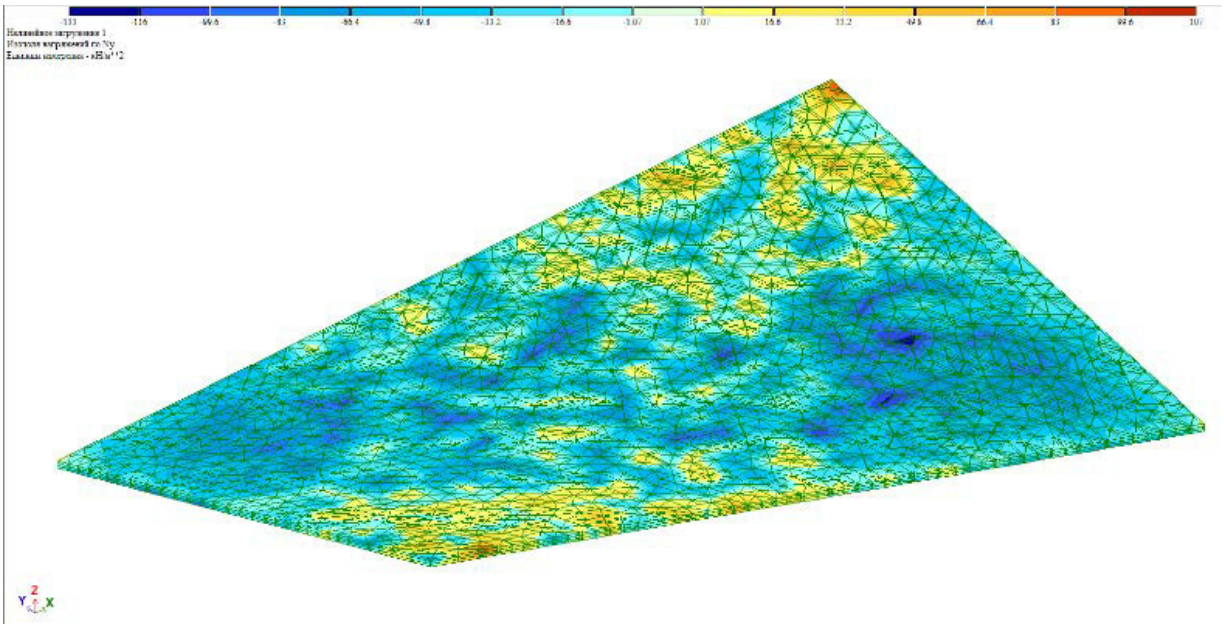


Рисунок 4.4 – Ізополя напружень по осі Y

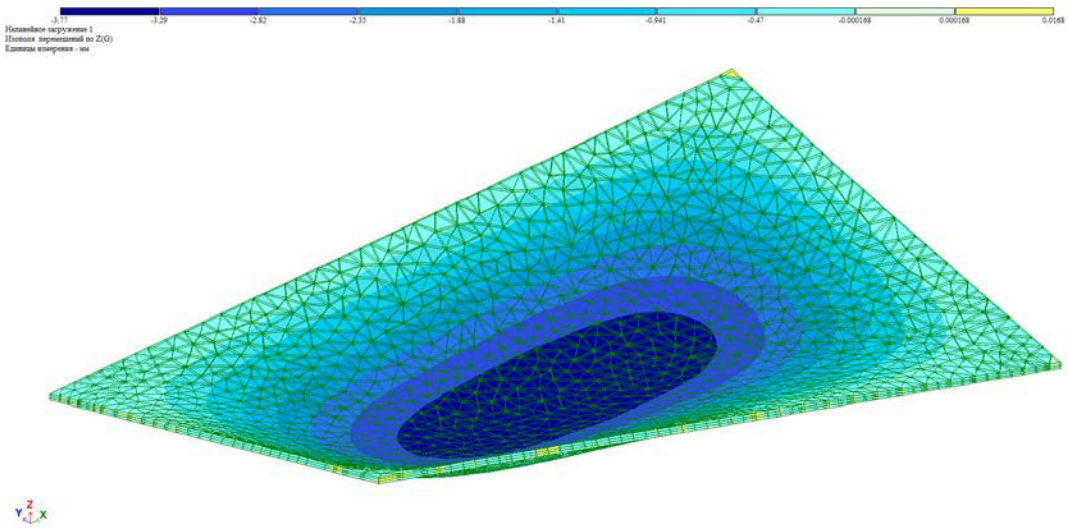


Рисунок 4.5 – Ізополя переміщень по осі Z

В табл. 4.1. представлена схема прикладання навантаження під час моделювання оболонки у формі гіпара із сталефібробетону. В таблиці наведені визначені за допомогою ПК ЛИРА-САПР 2016 прогини оболонки та прогини, що були отримані під час випробувань за допомогою прогиноміра.

Таблиця 4.1.

Прогини тонкостінної оболонки зі сталефібробетону

Етап завантаження	Навантаження, Па			Прогин, мм (дані з ПК ЛИРА-САПР)	Прогин, мм (дані отримані під час випробувань за допомогою прогиноміра)	Збіжність
	постійне (власна вага)	змінне	всього			
1	705	0	705	0	0	0%
2	705	160	865	0,19	0,14	73,68%
3	705	320	1025	0,36	0,27	87,5%
4	705	480	1185	0,54	0,46	74,19%
5	705	640	1345	0,68	0,71	95,59%
6	705	800	1505	0,88	1,02	84,09%

7	705	960	1665	1,86	1,89	87,1%
8	705	1120	1825	2,74	3,11	86,5%
9	705	1280	1985	4,22	5,83	61,85%
10	705	1440	2145	6,97	9,90	57,96%

За даними табл. 4.1 побудовано графічну залежність (рис. 4.6) прогину конструкції гіпара від діючого навантаження.

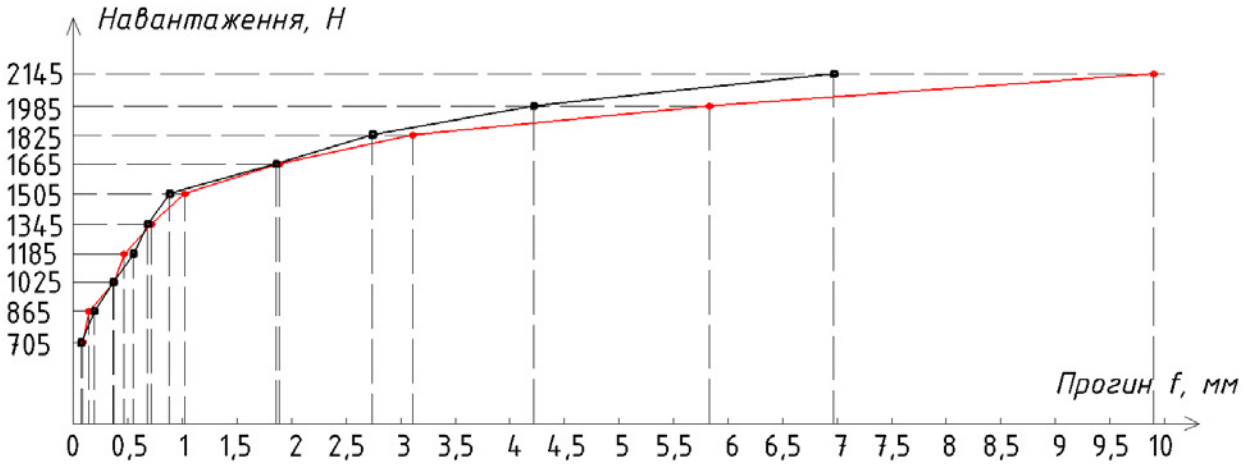


Рисунок 4.6 – Значення абсолютного прогину тонкостінної оболонки при різних рівнях навантаженнях

Отримавши теоретичні та експериментальні результати по випробуванню тонкостінної оболонки у формі гіпара на несучу здатність можна стверджувати, що при практичному дослідженні оболонка досягла граничного стану II групи при значно менших навантаженнях, ніж при теоретичному дослідженні. Гранично допустимий прогин для конструкцій подібного типу становить 1/400 від довжини меншої сторони конструкції. В цьому випадку він дорівнює 5,625 мм. Натурна оболонка досягла цього значення на 9-му етапі завантаження, хоча розрахунки у ПК ЛИРА-САПР демонструють на тому ж етапі завантаження лише 4,22 мм.

4.2. Основні співвідношення для пологих оболонок двоякої кривини

Для розрахунку напружень і прогинів покрівель оболонкового типу, необхідно використовувати рівняння пружних оболонок. Ці рівняння в загальному випадку є достатньо складними, тому їх розв'язок можна отримати тільки з використанням числових методів. Часто покрівлі мають форму, що близька до пластин. Для таких випадків у розрахунках може бути використано рівняння пологих оболонок. Зазначимо, що за використання таких рівнянь для вирішення широкого кола задач може бути знайдено у замкненому вигляді, що дозволяє істотно спростити процес розрахунків на міцність та жорсткість покрівель.

Для такого класу задач виявився ефективним метод подвійних рядів Фур'є. Значний вклад в його розвиток стосовно до пластинчастих покрівель вніс Тимошенко [86,87]. Далі цей метод широко використаний для оболонок часткових типів. Розвинемо цей метод стосовно до гіпарів (безпосередньо і без удосконалення даний метод до цих оболонок практично не можливо застосувати).

Розглянемо пологу оболонку, серединна поверхня якої описується рівнянням $z = f(x, y)$. Приймемо, що товщина оболонки *h*, оболонка навантажена розподіленим навантаженням $q = q(x, y)$, яке прикладено нормально до серединної поверхні.

Ключові рівняння пологих оболонок мають вигляд [23, 84]:

$$\begin{cases} D\Delta^2 w - \Delta_k \varphi = q, \\ \dfrac{1}{Eh}\Delta^2 \varphi + \Delta_k w = 0, \end{cases} \tag{4.1}$$

де $w-$ прогини оболонки, $\Delta = \dfrac{\partial^2}{\partial x^2} + \dfrac{\partial^2}{\partial y^2} -$ оператор Лапласа,

$\Delta_k = k_2 \dfrac{\partial^2}{\partial x^2} + k_1 \dfrac{\partial^2}{\partial y^2} - 2k_{12} \dfrac{\partial^2}{\partial x \partial y}$, $D = \dfrac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ – циліндрична жорсткість, E – модуль Юнга, k_1, k_2 – кривини в напрямку осей *Ox* і *Oy*, k_{12} – кривина кручення.

Кривини оболонки наближено визначаються за формулами:

$$k_1 = \frac{\partial^2 f}{\partial x^2}, k_2 = \frac{\partial^2 f}{\partial y^2}, k_{12} = \frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y}.$$

Зусилля N_1, N_2, N_{12}, моменти M_1, M_2, M_{12}, поперечні сили V_1, V_2 (на рис. 4.7 вони позначені $N_x, N_y, N_{xy}, M_x, M_y, M_{xy}, V_x, V_y$) через функції φ, w визначаються за формулами [88]

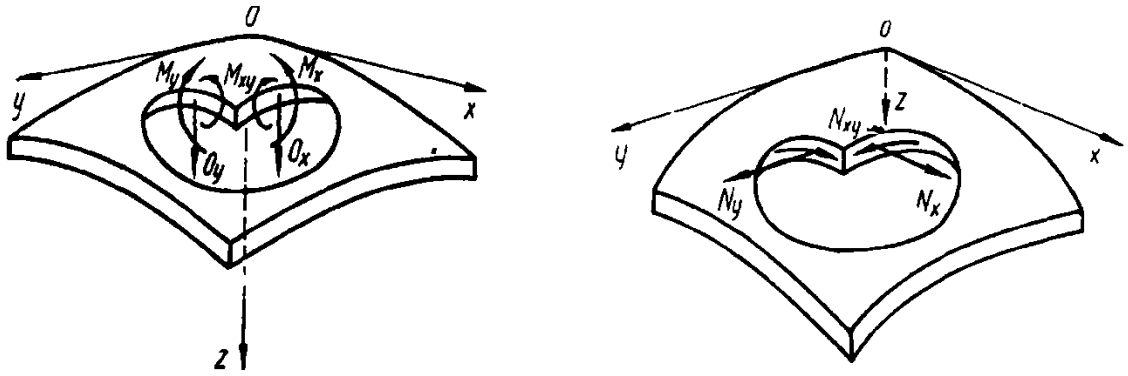


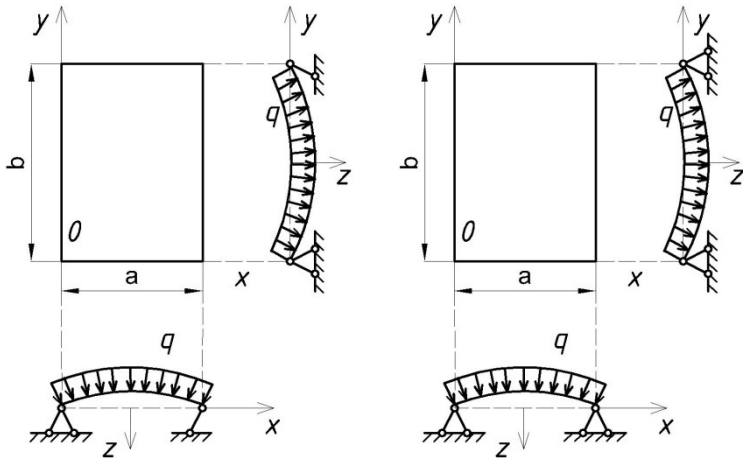
Рисунок 4.7 – Зусилля та моменти в оболонці

$$N_1 = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2}, N_2 = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}, N_{12} = -\frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y},$$

$$M_1 = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}\right), M_2 = -D\left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}\right), M_{12} = -D(1-\nu)\frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y},$$

$$V_1 = -D\frac{\partial}{\partial x}\Delta w, V_2 = -D\frac{\partial}{\partial y}\Delta w. \qquad (4.2)$$

Розглянемо характерні граничні умови для оболонок, які виникають на практиці. Приймемо, що оболонка прямокутна в плані $0 < x < a, 0 < y < b$.



а б

Рисунок 4.8 – Схема закріплення оболонки

а – вільне закріплення, б – шарнірно-нерухоме закріплення

а) шарнірно-рухоме обпирання (рис. 4.8, а).

За такого обпирання має місце безперешкодне зміщення контурних точок в напрямку осей x і y. Тоді умови на контурі оболонки будуть [88]

$$x=0, x=a: \quad w=0;\ M_x=0;\ N_x=0; N_{xy}=0,$$

$$y=0, y=b: \quad w=0;\ M_y=0;\ N_y=0; N_{xy}=0. \qquad (4.3)$$

б) шарнірно-нерухоме обпирання оболонки на жорсткий контур (рис. 4.8, б). За такого контур в оболонки не зміщується в нормальних напрямках до країв оболонки. Тоді умови на контурі оболонки будуть [88]

$$x=0, x=a: \quad w=0;\ M_x=0;\ N_{xy}=0; u=0,$$

$$y=0, y=b: \quad w=0;\ M_y=0;\ N_{xy}=0; v=0. \qquad (4.4)$$

Покрівлі, як правило мають в плані форму прямокутника. В зв'язку з цим розглянемо далі пологі оболонки прямокутної в плані форми.

Розглянемо оболонку, що має вигляд гіперболічного параболоїда (гіпара). Її канонічне рівняння в системі Ox_0y_0 має вигляд:

$$z = f_0(x_0, y_0) = \frac{x_0^2}{A^2} - \frac{y_0^2}{B^2}.$$

Будемо розглядати прямокутні в плані гіпари. Виберемо на гіпарі область, яка повернута на кут α відносно осі Ox_0 .В загальному випадку рівняння отримаємо в області $0 < x < a, 0 < y < b$. поклавши вище

$x_0 = x\cos\alpha - y\sin\alpha, y_0 = x\sin\alpha + y\cos\alpha$. Тобто рівняння має вигляд

$$z = \frac{(x\cos\alpha - y\sin\alpha)^2}{A^2} - \frac{(x\sin\alpha + y\cos\alpha)^2}{B^2} = a_{11}x^2 + a_{22}y^2 + a_{12}xy,$$

де

$$a_{11} = \frac{\cos^2\alpha}{A^2} - \frac{\sin^2\alpha}{B^2}, a_{22} = \frac{\sin^2\alpha}{A^2} - \frac{\cos^2\alpha}{B^2}, a_{12} = -\sin 2\alpha\left(\frac{1}{A^2} + \frac{1}{B^2}\right)$$

Кривини будуть $k_1 = 2a_{11}, k_2 = 2a_{22}, k_{12} = a_{12}$.

Розглянемо частковий випадок, коли контур прямокутного в плані гіпара є прямим. Будемо виходити з того, що в результаті перетину гіпара з площиною $z = 0$ виникають дві прямі.

За одну з них виберемо $y=0$. За другу, яка проходить через вершину прямокутника $(0,b)$, приймемо $x=ky-kb$, де $k=tg\alpha, \alpha-$ кут нахилу прямої до осі *Oy*. Тоді рівняння гіпара запишеться: $z=cy(x-ky+kb)$,

де c - стала.

Вершини $(0,0),(0,b),(a,0)$ будуть лежати в площині $z=0$, а вершина (a,b) буде мати координату: $z_0=cab$.

Звідси при заданому z_0 маємо: $c=\frac{z_0}{ab}$.

Тобто рівняння буде: $z=\frac{z_0}{ab}y(x-ky+kb)$.

Рівняння сторони $y=b$ буде: $z=\frac{z_0}{a}x$

Кривини визначаються так: $k_1=0, k_2=-2\frac{kz_0}{ab}$, $k_{12}=\frac{z_0}{ab}$

У випадку, коли $k\to 0$ (прямі перпендикулярні), маємо

$$z=\frac{z_0}{ab}yx \tag{4.5}$$

При $k\neq 0$ бічні контури в площинах $x=0, x=b$ будуть параболами, а при $k=0$ - прямими.

4.3. Модифікований метод рядів Фур'є для вільно опертих оболонок з ненульовою кривиною кручення

Розв'язок цієї задачі не може бути безпосередньо представлений у вигляді подвійних тригонометричних рядів, який використаний в [88].

Перейдемо до комплексних рівнянь. Для цього перепишемо рівняння (4.1) у вигляді

$$\Delta^2 Dw-\Delta_k\varphi=q,$$

$$\Delta^2\frac{D}{Eh}\varphi+\Delta_k Dw=0,$$

Домножимо друге рівняння на $i\frac{\mu}{h}$ і додамо його до першого, де $\mu = \sqrt{12(1-\nu^2)}$.

В результаті замість двох рівнянь отримуємо одно комплексне рівняння [24]

$$\Delta^2 F + i\frac{\mu}{h}\Delta_k F = q, \tag{4.6}$$

де $F = Dw + i\frac{h}{\mu}\varphi$.

Зазначимо, що переміщення і функція напружень визначаються через введену комплексну функцію за формулами:

$$w = \frac{1}{D}\mathrm{Re}(F),\ \varphi = \frac{\mu}{h}\mathrm{Im}(F)\ .$$

Перепишемо рівняння (4.6) у вигляді:

$$\left(\Delta^2 + i\frac{\mu}{h}\partial_k\right)F - \varepsilon\frac{\partial^2}{\partial x\partial y}F = q, \tag{4.7}$$

де

$$\partial_k = k_2\frac{\partial^2}{\partial x^2} + k_1\frac{\partial^2}{\partial y^2},\ \varepsilon = i2k_{12}\frac{\mu}{h}.$$

Рівняння (4.7) при $\varepsilon \neq 0$ не може безпосередньо розв'язано методом рядів Фур'є. Тому розв'язок цього рівняння попередньо зобразимо у вигляді розкладу в ряд Тейлора за параметром ε

$$F = F^{(0)} + \varepsilon F^{(1)} + \varepsilon^2 F^{(2)} + \ldots + \varepsilon^k F^{(k)}.$$

Підставляючи його в рівняння (4.7) отримуємо рекурентні рівняння

$$\begin{gathered}\left(\Delta^2 + i\frac{\mu}{h}\partial_k\right)F^{(0)} = q^0,\ \left(\Delta^2 + i\frac{\mu}{h}\partial_k\right)F^{(1)} = q^{(0)},\\ \left(\Delta^2 + i\frac{\mu}{h}\partial_k\right)F^{(2)} = q^{(2)},\end{gathered} \tag{4.8}$$

де

$$q^{(0)} = q\ ,\ q^{(j)} = \frac{\partial^2}{\partial x\partial y}F^{(j-1)},\ j = 1,\ldots k+1.$$

Для розв'язування задачі узагальненим методом рядів Фур'є розглянемо випадок вільно опертих оболонок. Такий тип закріплень широко розповсюджений

в будівництві [88]. Будемо виходити з того, що довільна неперервна функція *f(x)* на проміжку $0 < x < L$ може бути розкладена в ряд по синусах [56]

$$f(x) = \sum_{n=1}^{\infty} b_n \sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right),$$

де

$$b_n = \frac{2}{L}\int_0^L f(x)\sin\left(\frac{n\pi x}{L}\right)dx.$$

В зв'язку з цим зобразимо при $0 < x < a, 0 < y < b$ у вигляді

$$q = q^{(0)} = \sum_{n,m=1}^{\infty} q_{nm}^{(0)} \sin\alpha_n x \sin\beta_m y,$$

де $q_{nm} = \frac{4}{ab}\int_0^a\int_0^b q(x,y)\sin\alpha_n x\sin\beta_m y dxdy$, $\alpha_n = \frac{\pi n}{a}$, $\beta_m = \frac{\pi m}{b}$.

Зокрема, при $q = Q = const$ ненульові коефіцієнти розкладу в ряд будуть

$q_{nm} = \frac{16}{\pi^2 nm}Q$, при *n,m* – непарних.

Введені функції будемо шукати у вигляді

$$F^{(k)} = \sum_{n,m=1}^{\infty} F_{nm}^{(k)} \sin(\alpha_n x)\sin(\beta_m y),\ k = 0, 1, \ldots \infty.$$

При такому зображенні граничні умови (4.3) виконуються автоматично. Тоді з рівнянь (4.8) отримуємо

$$\sum_{n,m=1}^{\infty} A_{nm}F_{nm}^{(k)} \sin\alpha_n x\sin\beta_m y = \sum_{n,m=1}^{\infty} q_{nm}^{(k)} \sin\alpha_n x\sin\beta_m y,\ k = 0, 1, \ldots \infty$$

де

$$q_{nm}^{(k)} = \frac{4}{ab}\int_0^a\int_0^b q^{(k)}(x,y)\sin\alpha_n x\sin\beta_m y dxdy,\ A_{nm} = \left(\alpha_n^2 + \beta_m^2\right)^2 - i\frac{\mu}{h}\left(k_2\alpha_n^2 + k_1\beta_m^2\right).$$

Звідси знаходимо

$$F_{nm}^{(k)} = \frac{q_{nm}^{(k)}}{A_{nm}}. \qquad (4.9)$$

За цією формуло безпосередньо визначаються коефіцієнти $F_{nm}^{(0)}$, оскільки

відомі коефіцієнти $q_{nm}^{(0)}$.

Знайдемо

$$q^{(k)} = \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} F^{(k-1)} = \sum_{n,m} \alpha_n \beta_m F_{nm}^{(k-1)} \cos \alpha_n x \cos \beta_m y \,,\ k = 1, 2, \ldots \infty$$

Розкладемо ці функції в ряди Фур'є за синусами

$$q^{(k)} = \sum_{i,j} q_{ij}^{(k)} \sin \alpha_i x \sin \beta_j y \,,$$

де

$$q_{ij}^{(k)} = \frac{4}{ab} \int_0^a \int_0^b q^{(k)} \sin \alpha_i x \sin \beta_j y dx dy = \frac{4}{ab} \int_0^a \int_0^b \sum_{n,m} \alpha_n \beta_m F_{nm}^{(k-1)} \cos \alpha_n x \cos \beta_m y \sin \alpha_i x \sin \beta_j y dx dy$$

Використаємо інтеграл

$$\int_0^a \cos \alpha_n x \sin \alpha_i x dx = \frac{1}{2} \int_0^a \left[\sin(\alpha_i + \alpha_n) x + \sin(\alpha_i - \alpha_n) x \right] dx =$$

$$= -\frac{1}{2} \left[\frac{\cos(\alpha_i + \alpha_n) x}{\alpha_i + \alpha_n} + \frac{\cos(\alpha_i - \alpha_n) x}{\alpha_i - \alpha_n} \right]_0^a = -\frac{1}{2} \left[(-1)^{i+n} - 1 \right] \left[\frac{1}{\alpha_i + \alpha_n} + \frac{1}{\alpha_i - \alpha_n} \right] =$$

$$= \alpha_i \left[-(-1)^{i+n} + 1 \right] \frac{1}{\alpha_i^2 - \alpha_n^2}$$

Тоді

$$q_{ij}^{(k)} = \frac{4}{ab} \sum_{n,m} \frac{\alpha_n \beta_m \alpha_i \beta_j}{\left(\alpha_i^2 - \alpha_n^2 \right) \left(\beta_j^2 - \beta_m^2 \right)} \left[1 - (-1)^{i+n} \right] \left[1 - (-1)^{j+m} \right] F_{nm}^{(k-1)} \,.$$

Звідси

$$q_{ij}^{(k)} = \frac{16}{ab} ij \sum_{n,m} \frac{nm}{\left(i^2 - n^2 \right) \left(j^2 - m^2 \right)} \varepsilon_{i+n} \varepsilon_{j+m} F_{nm}^{(k-1)} \,,$$

де $\varepsilon_n = \begin{cases} 1, n - \textit{непарне}, \\ 0, n - \textit{парне}. \end{cases}$

Таки чином, отримуємо рекурентні формули, які дозволяють послідовно обчислювати коефіцієнти при $k = 1, 2, \ldots \infty$

$$F_{ij}^{(k)} = \frac{16}{ab} ij \sum_{n,m} \frac{nm}{\left(i^2 - n^2 \right) \left(j^2 - m^2 \right)} \varepsilon_{i+n} \varepsilon_{j+m} F_{nm}^{(k-1)},\ i,\ j = 1, 2, \ldots \infty; \qquad (4.10).$$

Після знаходження коефіцієнтів моменти і зусилля знаходимо за формулами

$$M_x = \mathrm{Re}\sum_{n,m}\left(\alpha_n^2 + \nu\beta_m^2\right)F_{nm}\sin\alpha_n x\sin\beta_m y, M_y = \mathrm{Re}\sum_{n,m}\left(\nu\alpha_n^2 + \beta_m^2\right)F_{nm}\sin\alpha_n x\sin\beta_m y,$$

$$N_x = -\frac{\mu}{h}\mathrm{Im}\sum_{n,m}\beta_m^2 F_{nm}\sin\alpha_n x\sin\beta_m y, N_y = -\frac{\mu}{h}\mathrm{Im}\sum_{n,m}\alpha_n^2 F_{nm}\sin\alpha_n x\sin\beta_m y, \qquad (4.11)$$

де

$$F_{nm} = F_{nm}^{(0)} + \varepsilon F_{nm}^{(1)} + \varepsilon^2 F_{nm}^{(2)} + ... + \varepsilon^k F_{nm}^{(k)}.$$

4.4. Розрахунок напружень і прогинів у вільно закріплених оболонках двоякої кривини з нульовою кривиною кручення

Розглянемо пологу оболонку двоякої кривини прямокутної в плані форми, яка займає область $0 < x < a, 0 < y < b$ (рис. 4.9).

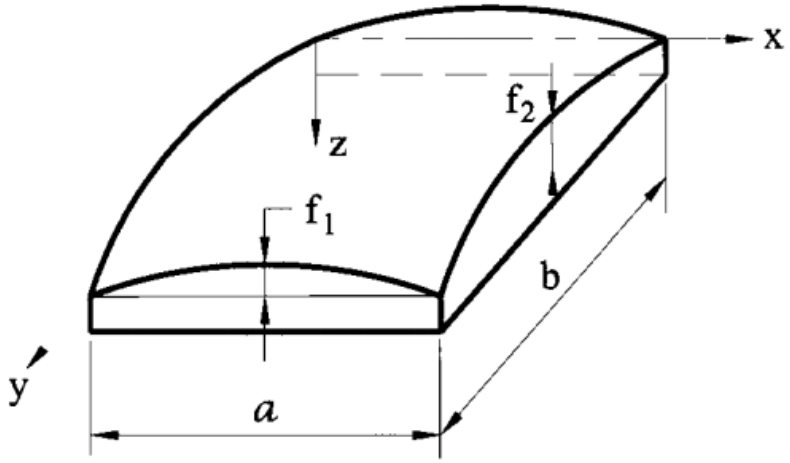


Рисунок 4.9 – Розрахункова форма оболонки

Рівняння серединної поверхні оболонки тоді запишеться (згідно [88]):

$$z = f(x,y) = f_1\left(2\frac{x}{a} - 1\right)^2 + f_2\left(2\frac{y}{b} - 1\right)^2 - f_0$$

де f_1 та f_2 – стріли підйому твірної та направляючої парабол, $f_0 = f_1 + f_2$.

Зазначимо, що у випадку, коли f_1, f_2 мають однакові знаки, то отримуємо оболонки еліптичного типу, які широко розповсюджені в будівництві [88]. При різних знаках у цих величинах маємо оболонки, що мають форму гіперболічного параболоїда, в яких вісі *Ox* і *Oy* розміщені в напрямку ліній головних кривин.

Кривини запишуться у вигляді: $k_1 = 8\frac{f_1}{a^2}, k_2 = 8\frac{f_2}{b^2}.$

Для таких оболонок розрахунки спрощуються, оскільки кривина кручення рівна нулю. Тоді вище достатньо покласти $\varepsilon = 0$ та $F_{nm} = F_{nm}^{(0)}$

Виконаємо розрахунки для слабовикривлених оболонок, поклавши кривини рівними нулю (пластини, рис. 4.10), за дії розподіленого навантаження *P*. Для цього випадку вдається отримати результати загального характеру в безрозмірних змінних.

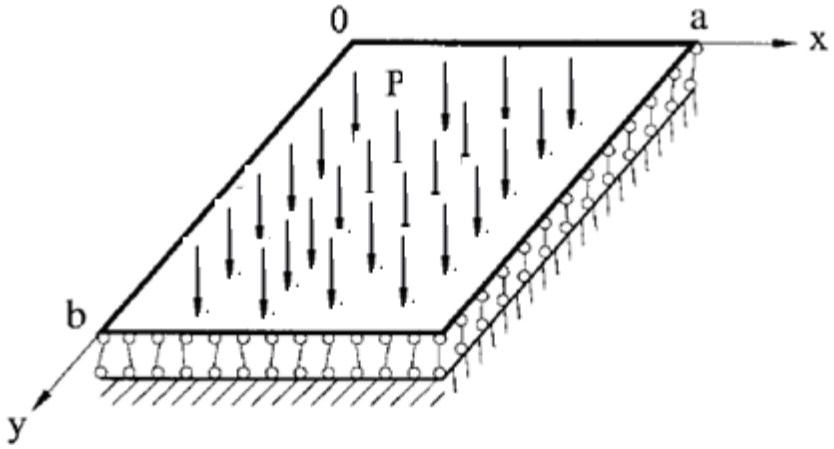


Рисунок 4.10 – Розрахункова форма плити

Розраховані відносні прогини $W = \frac{Eh^3 w}{p_0 a^4}$ вздовж серединної лінії *y=b/2* при відношеннях сторін $b/a = 1,2,3,4,5$ (це відношення вказано біля відповідних кривих) зображено на рис. 4.11. Аналогічні результати розрахунків прогинів вздовж довшої серединної лінії x=a/2 зображено на рис. 4.12.

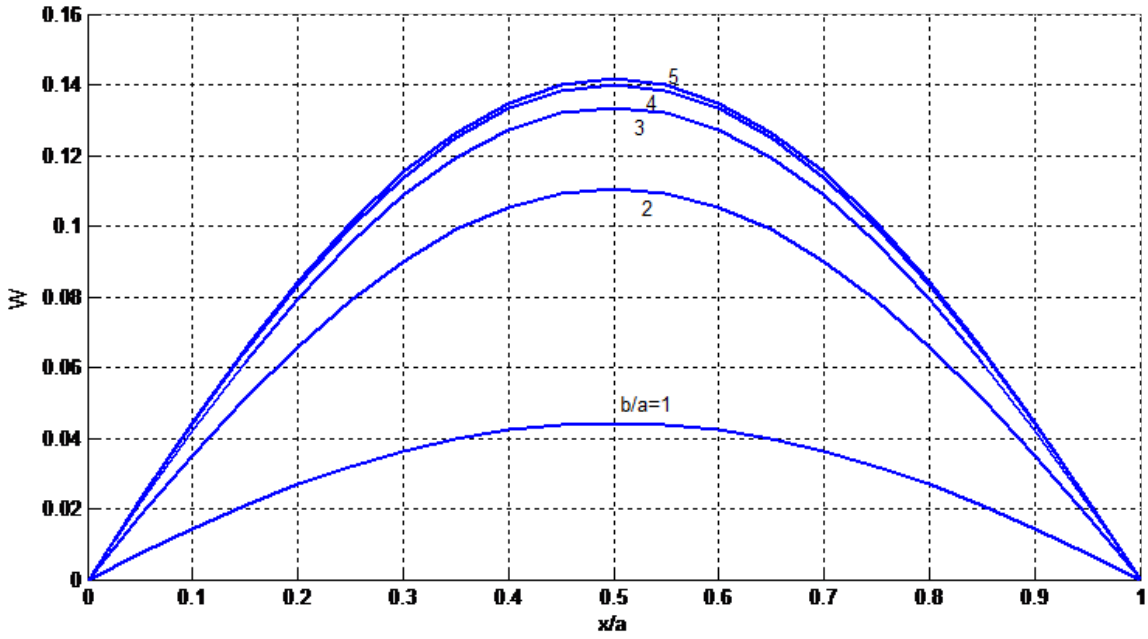


Рисунок 4.11 – Відносні прогини в плиті від дії снігового навантаження при *y=b/2*

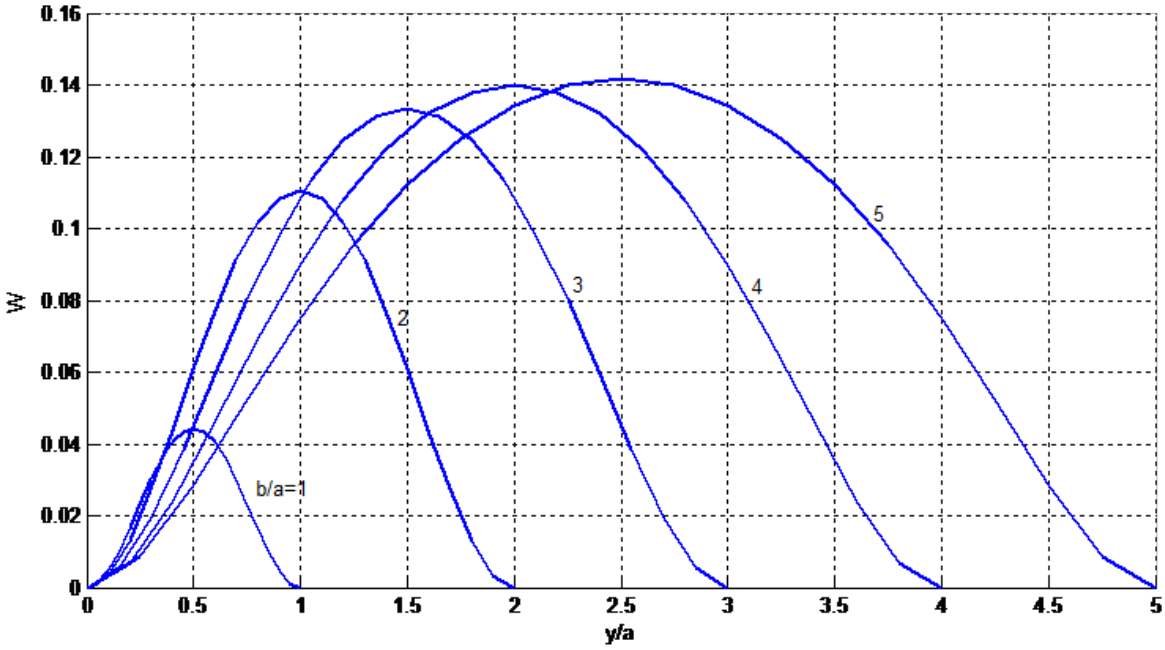


Рисунок 4.12 – Відносні прогини в плиті від дії снігового навантаження при *x=a/2*

Відносні моменти $m_{1,2} = \dfrac{M_{1,2}}{p_0 a^2}$ зображено на рис. 4.13 - 4.14 (суцільні лінії стосуються M_1, а штрихові - M_2).

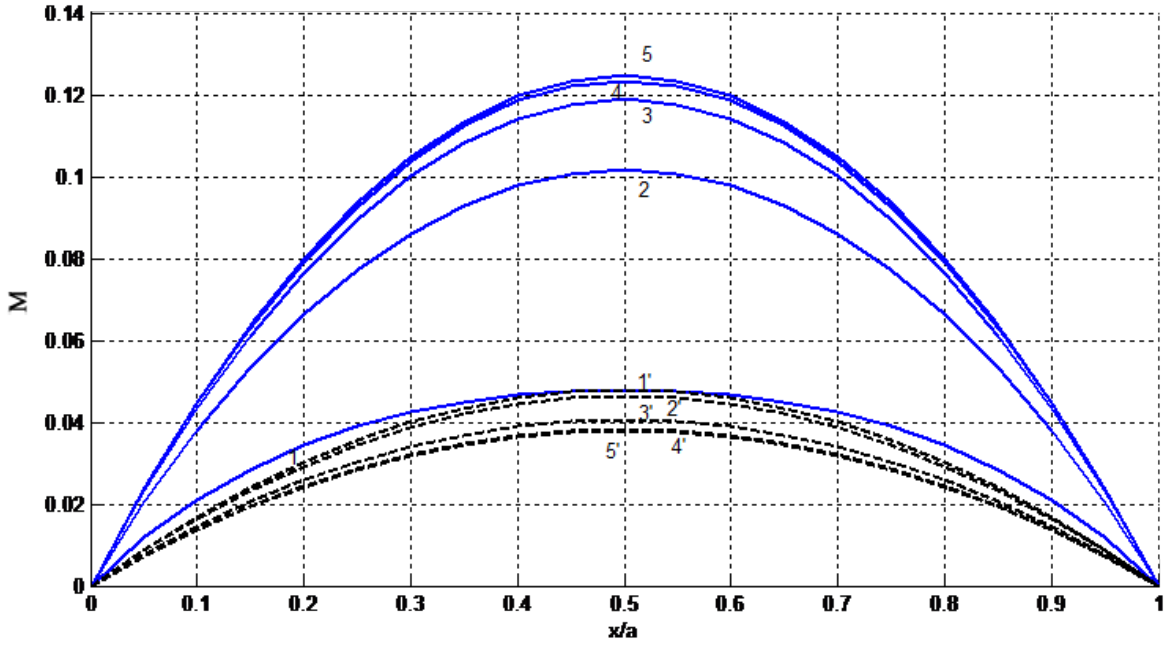


Рисунок 4.13 – Відносні моменти в плиті від дії снігового навантаження при y=b/2

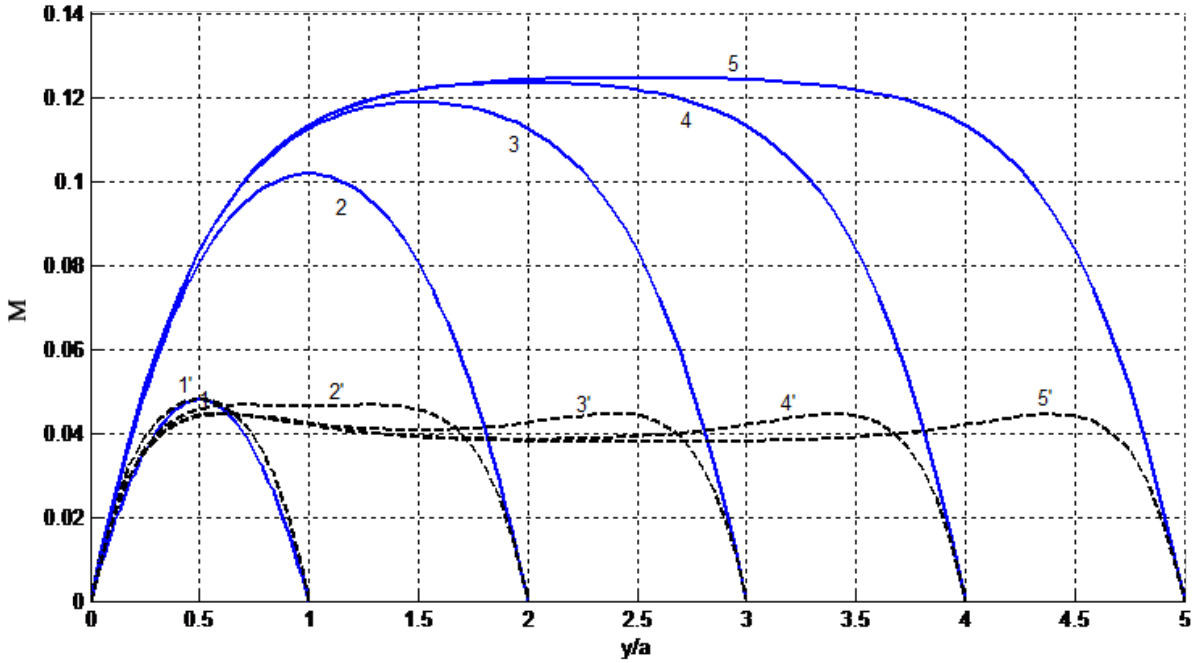


Рисунок 4.14 – Відносні моменти в плиті від дії снігового навантаження при x=a/2

Наведемо аналогічні наведеним вище результати розрахунків для пологої оболонки двоякої кривини з від’ємною ґаусовою кривиною (рис. 4.15).

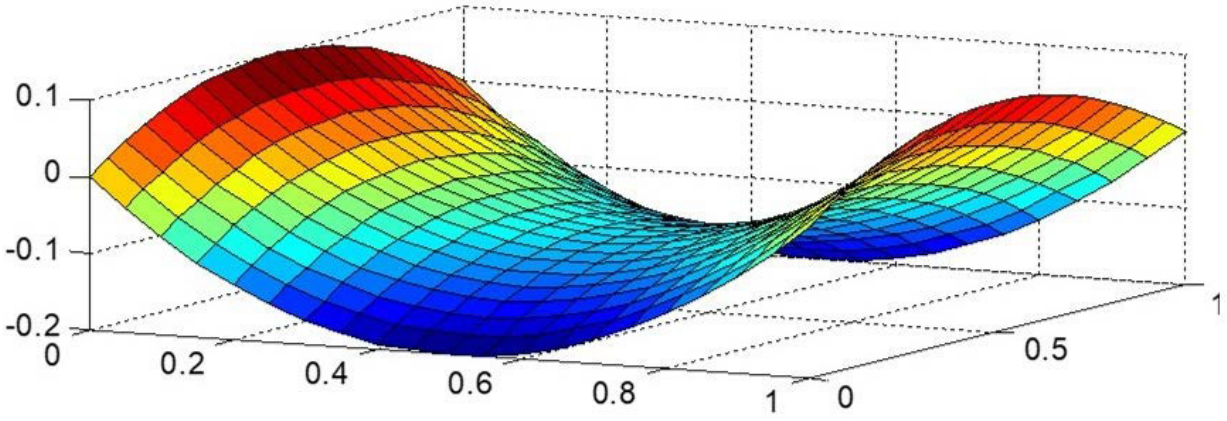


Рисунок 4.15 – Форма оболонки з від'ємною ґаусовою кривиною

На рис. 4.16 і рис. 4.17 наведено результати розрахунків в оболонці з від'ємною ґаусовою кривиною відносних моментів при $f_1 = -f_2 = 0,2a$.

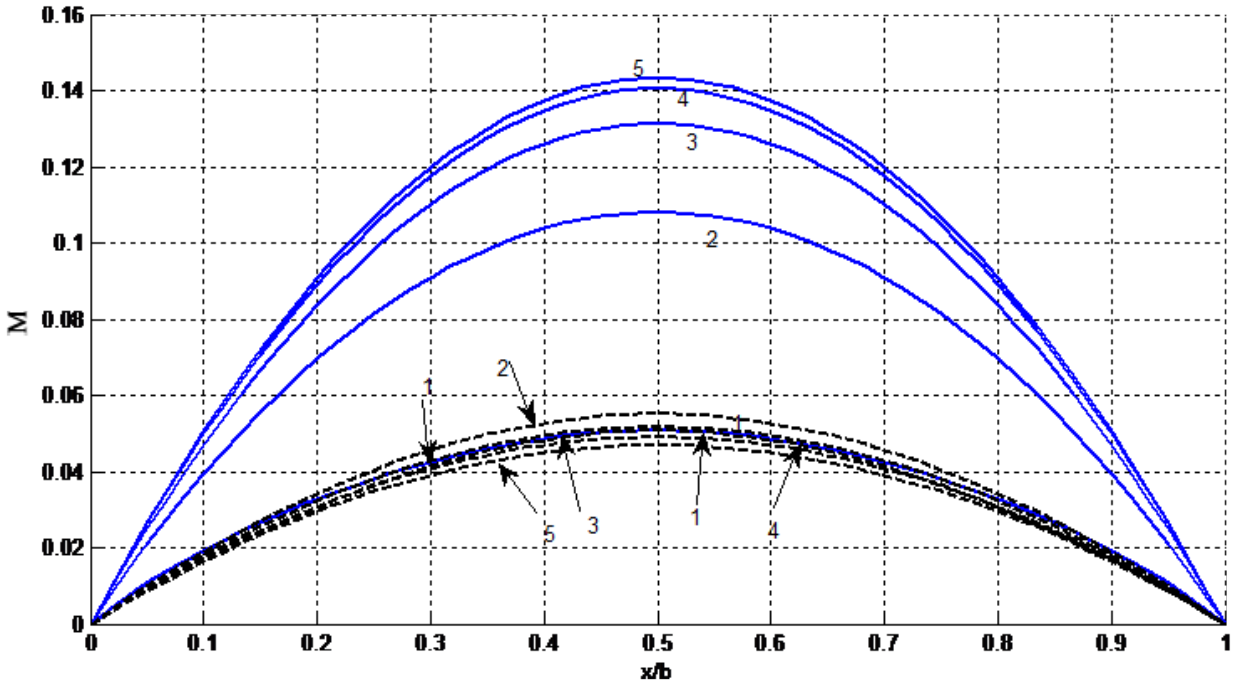


Рисунок 4.16 – Відносні моменти в оболонці від дії снігового навантаження при *y=b/2*

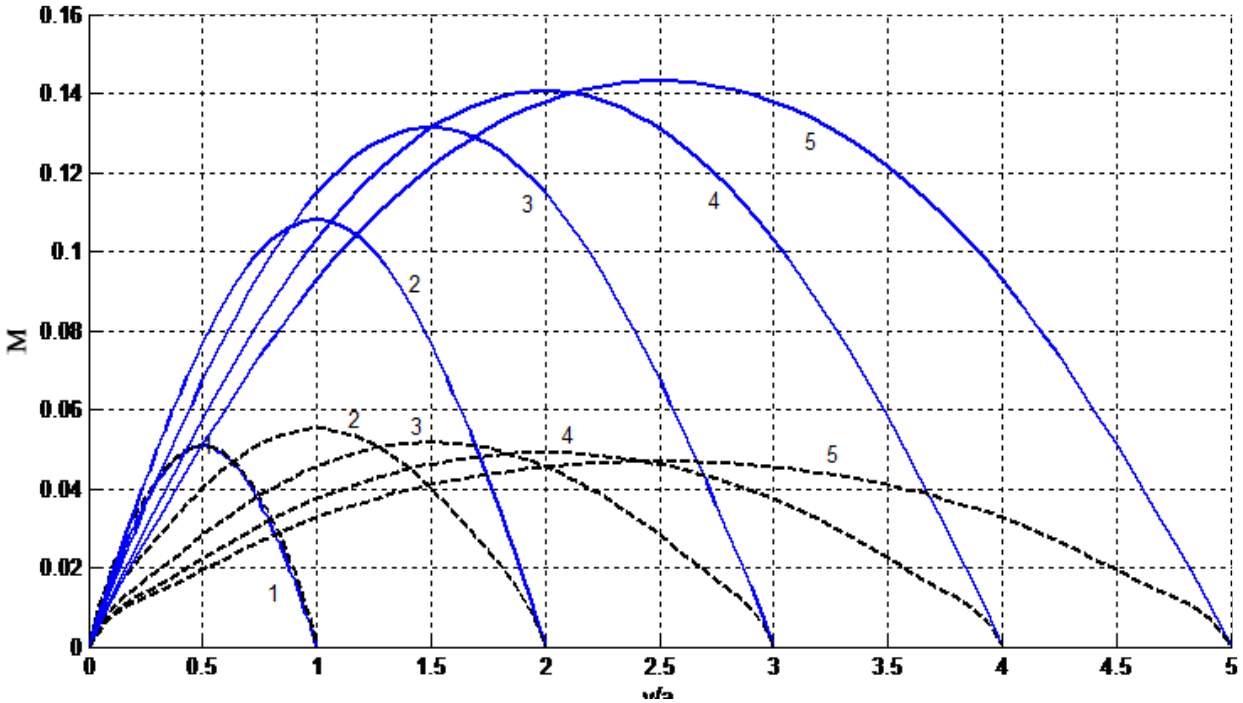


Рисунок 4.17 – Відносні моменти в оболонці від дії снігового навантаження при $x=a/2$

Зрівнюючи результати розрахунків моментів для плити й оболонки двоякої кривини можна зробити наступні висновки:

- значення максимальних моментів у оболонці виявились близькими за величиною до моментів у плиті;
- у плиті значні за величиною моменти діють у більшій області, ніж в оболонці.

Розраховані максимальні відносні переміщення W, моменти m_1, m_2 та зусиль $n_{1,2} = N_{1,2}/(pa)$ в плиті наведено в табл. Додаток В 4.1. Наведені там дані практично збігаються із даними, які отримані раніше в [79,87,88].

Аналогічні результати для оболонок від'ємної ґаусової кривини при різних відношеннях довжин сторін наведено в таблицях Додаток В 4.2-4.8. Розглянуто оболонки двоякої кривини з додатньою ґаусовою кривиною. Результати розрахунків наведено в табл. Додаток В 6-8.

Із наведених таблиць Додаток В 4.2-4.8 можна зробити наступні висновки: переміщення і моменти в оболонках двоякої кривини і плитах близькі за величиною; в оболонках двоякої кривини з додатньою ґаусовою кривиною значно

менші за величиною, ніж в плитах.

4.5. Розрахунок напружень у вільно закріплених гіпарах

Розглянемо детальніше прямокутні в плані оболонки, в яких контури є прямими. Такі оболонки широко використовуються як конструктивні елементи покрівель. Для них $k_1 = k_2 = 0, k_{12} = z_0/(ab)$. Розрахунки виконані стосовно до бетонних покрівель, для яких приймали модуль Юнга, коефіцієнт Пуассона й густину відповідно рівними: $E=2\times10^4$МПа, $\nu = 0.17$, $\rho = 2200\frac{kg}{m^3}$.

Нижче розрахунки проводились за наведеними вище рядами. Ряд за параметром ε збігався швидко, а тому в розглянутих нижче випадках виявилось достатнім обмежитись 5 членами. Приймалось, що оболонка навантажена рівномірно розподіленим навантаженням, в якому враховувалась власна вага оболонки та вага снігу. Тоді на основі [79] приймали V=(1250+22000h)=1,91 *кПа.*

Розрахунки виконані при $a = 1, b = 1, h = 0.03$ (м). Розраховані напруження в двох перерізах $x = 0.5a, x = 0.75a$ залежно від y наведено на рис. 4.18. Тут позначено:

σ_x^+ – напруження на площинці з нормаллю $x = const$ на верхній поверхні оболонки, МПа, суцільна лінія;

σ_x^- – напруження на площинці з нормаллю $x = const$ на нижній поверхні оболонки, суцільна лінія;

σ_y^+ – напруження на площинці з нормаллю $y = const$ на верхній поверхні оболонки, штрих-пунктирна лінія;

σ_y^- – напруження на площинці з нормаллю $y = const$ на нижній поверхні оболонки, штрих-пунктирна лінія.

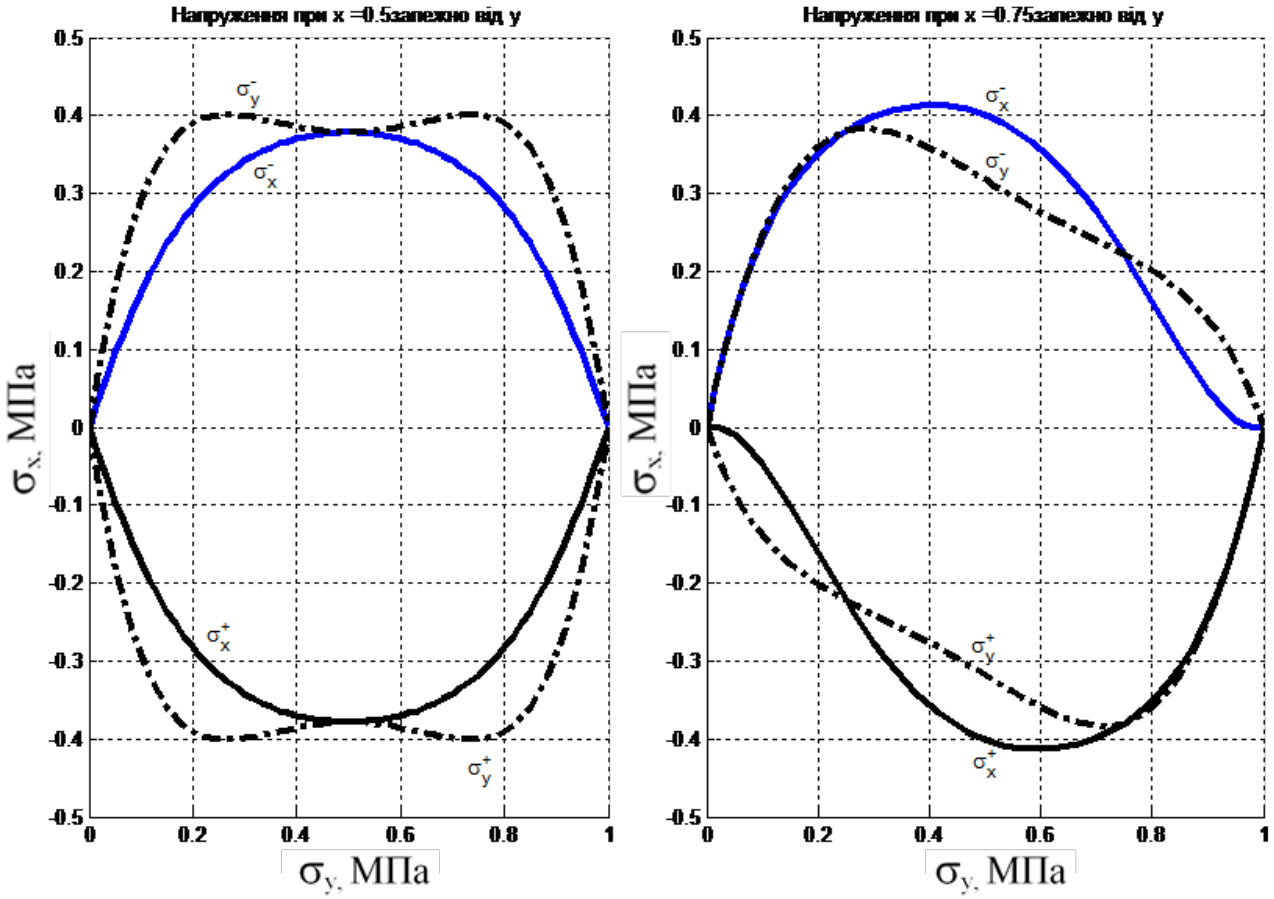


Рисунок 4.18 – Напруження в оболонці від дії снігового навантаження при a=b=1, h=0.03 (м)

В центральному перерізі максимальними виявились напруження σ_y в точках $y = 0,2m, 0,8m$, а в зсунутому перерізі - σ_x . Напруження в центральному перерізі є симетричними відносно середини, в той же час у довільних перерізів симетрія відсутня (див. рис. 4.18 справа).

Аналогічні результати при $a = 2.25, b = 2.25, h = 0.03$ (м) наведено на рис. 4.19.

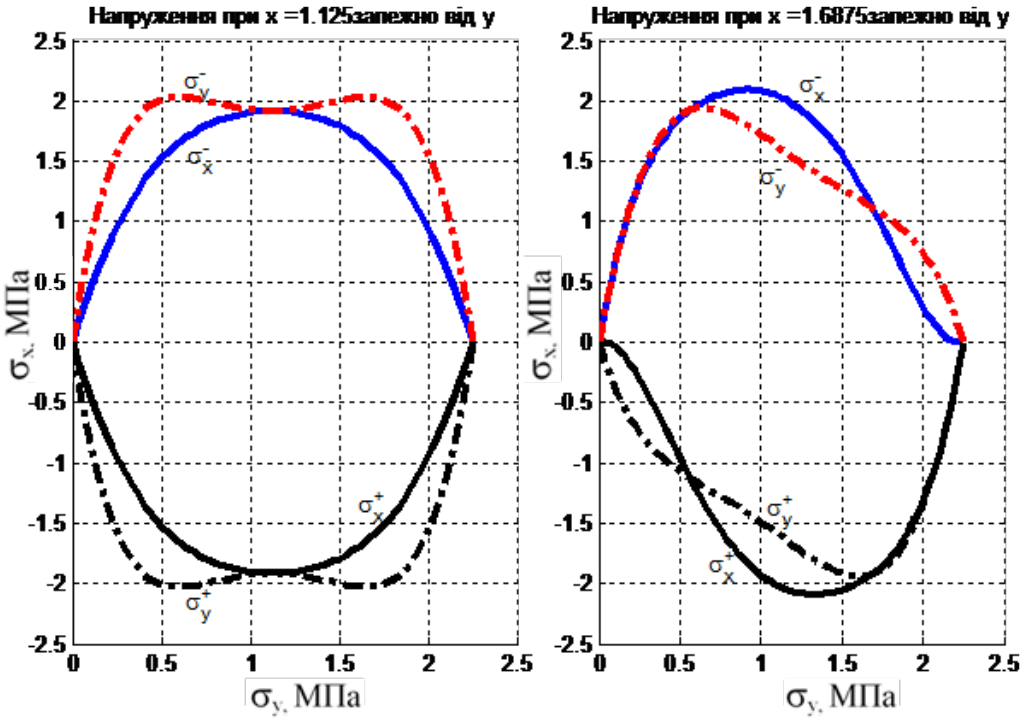


Рисунок 4.19 – Напруження в оболонці від дії снігового навантаження при $a = 2.25, b = 2.25, h = 0.03$

Розраховані напруження при $a = 2.25, b = 3.5, h = 0.03$ (м) наведені на рис. 4.20.

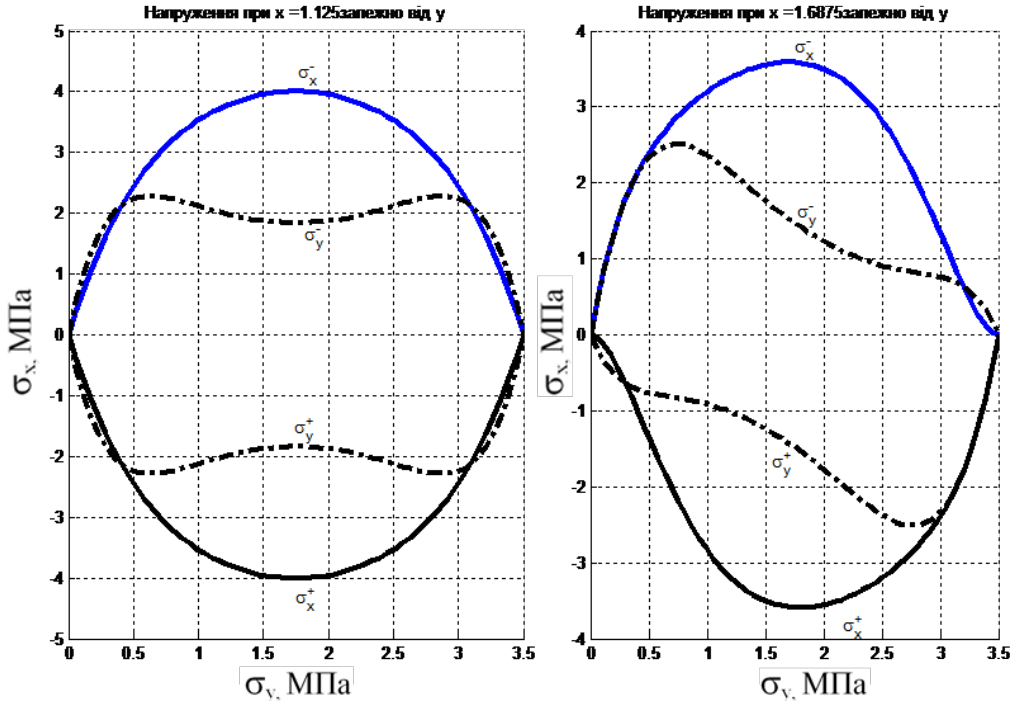


Рисунок 4.20 – Напруження в оболонці від дії снігового навантаження при $a = 2.25, b = 3.5, h = 0.03$

Наведені на рис. 4.20 напруження виявились достатньо великими. Тому з метою зменшення напружень доцільно збільшити товщину оболонки. Розраховані напруження при збільшеній товщині при $a = 2.25, b = 3.5, h = 0.05$ (м) наведені на рис. 4.21.

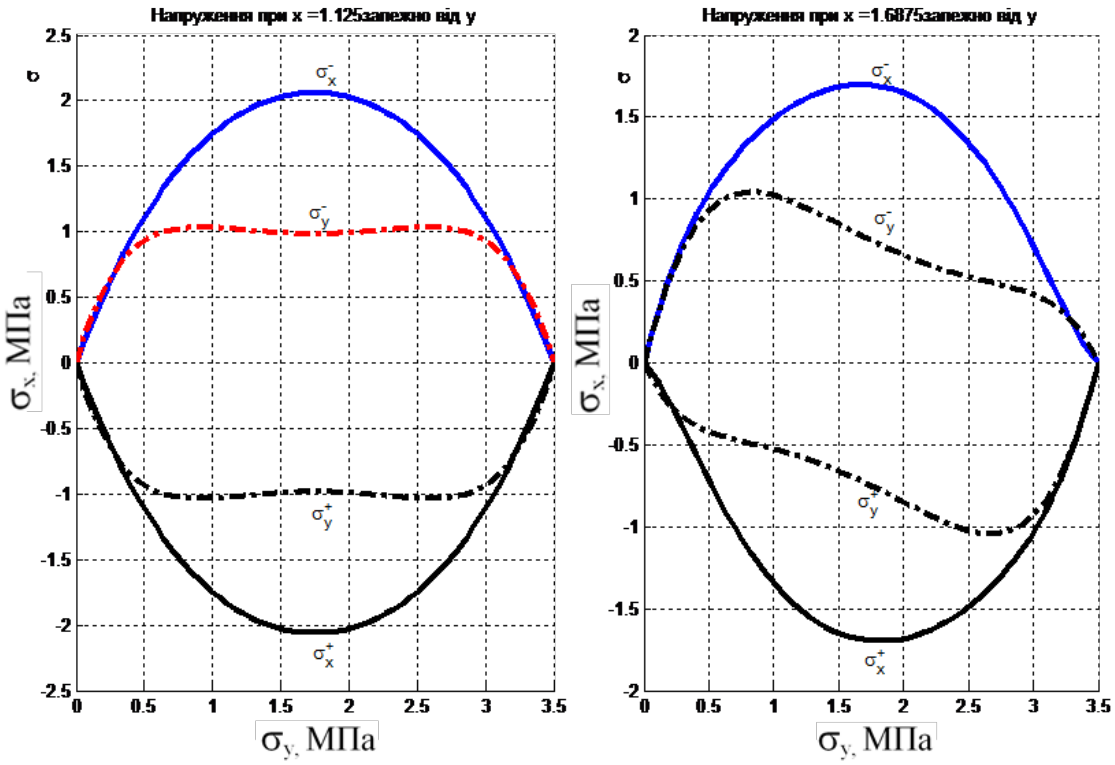


Рисунок 4.21 – Напруження в оболонці від дії снігового навантаження при $a = 2.25, b = 3.5, h = 0.05$

Видно, що напруження зменшились приблизно вдвічі.

Для порівняння на рис. 4.22 наведені результати розрахунків для плити при $a = 2.25, b = 3.5, h = 0.05$ (м).

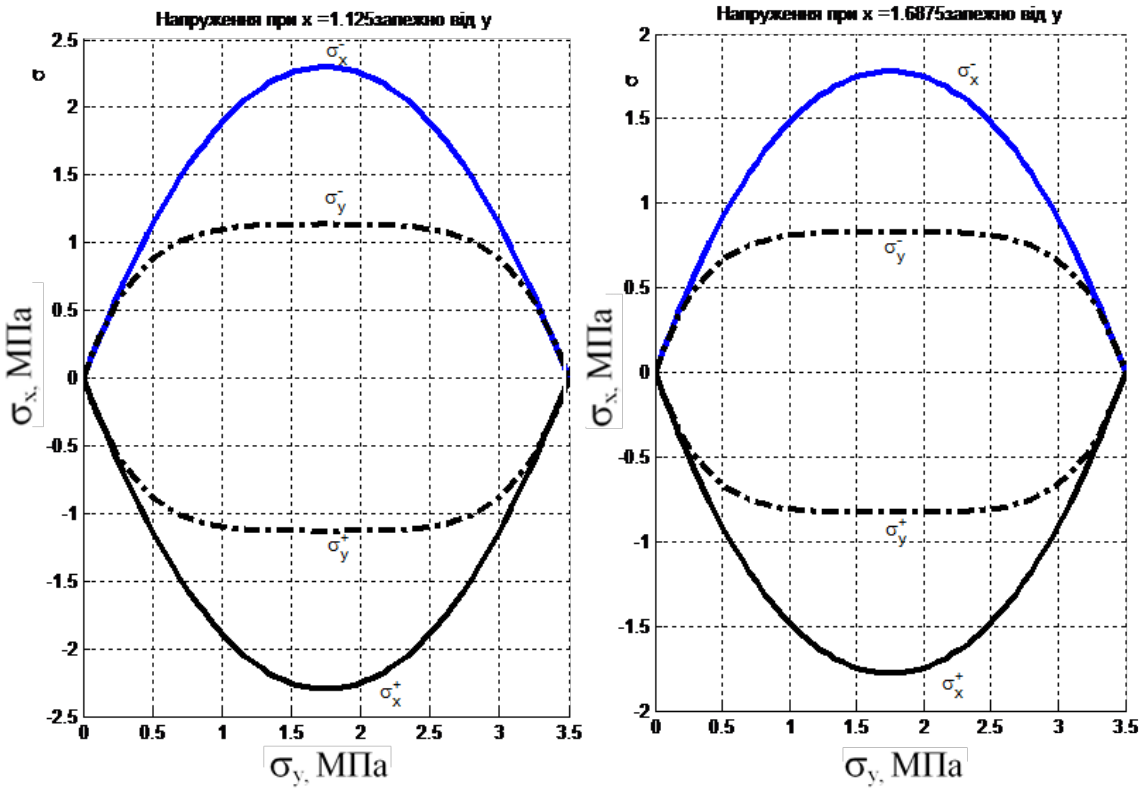


Рисунок 4.22 – Напруження в плиті від дії снігового навантаження при $a = 2.25, b = 3.5, h = 0.05$

Видно, що напруження у оболонці виявились дещо меншими, ніж в плиті. При великих значеннях b розглянута задача зводиться до розгляду балки:

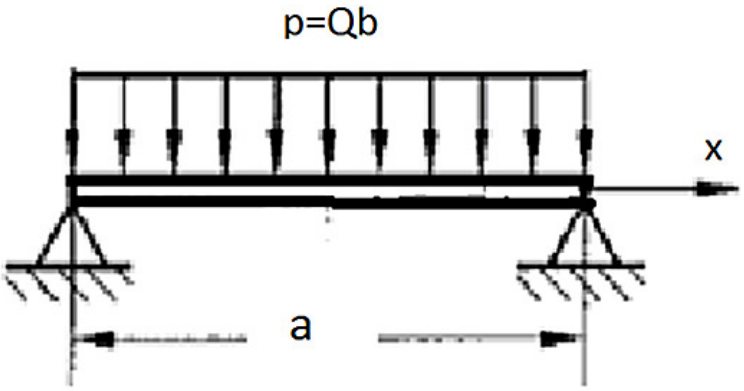


Рисунок 4.23 – Схема балки

Найбільші напруження будуть в центрі і визначаються за формулами [97]

$$\sigma_{\max} = 0.75 p \frac{a^2}{bh^2} = 0.75 V \frac{a^2}{h^2}.$$

Тобто, при великих значеннях b в даному випадку напруження будуть 3,5 МПа, що узгоджується із наведеними вище даними.

4.6. Гіпар при шарнірно-нерухомому обпиранні на жорсткий контур

Розглянемо гіпар, рівняння якого $z = \frac{z_0}{ab} yx$.

Кривини для неї визначаються так $k_1 = 0, k_2 = 0,\ k_{12} = \frac{z_0}{ab}$

Ключові рівняння пологих оболонок для неї мають вигляд [24,79]:

$$\begin{cases} D\Delta^2 w + 2k_{12}\dfrac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} = q, \\ \dfrac{1}{Eh}\Delta^2 \varphi - 2k_{12}\dfrac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = 0. \end{cases} \tag{4.12}$$

Умови на контурі оболонки будуть [79]

$$x = 0, x = a: \quad w = 0; \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0; \ \frac{\partial \varphi}{\partial x} = 0; \frac{1}{Eh}\left[\frac{\partial^3 \varphi}{\partial x^3} + \nu' \frac{\partial^3 \varphi}{\partial x \partial y^2}\right] + k_2 \frac{\partial w}{\partial x} = 0,$$

$$y = 0, y = b: \quad w = 0; \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0; \ \frac{\partial \varphi}{\partial y} = 0; \frac{1}{Eh}\left[\frac{\partial^3 \varphi}{\partial y^3} + \nu' \frac{\partial^3 \varphi}{\partial x^2 \partial y}\right] + k_1 \frac{\partial w}{\partial y} = 0.$$

Враховуючи, що для гіпара $k_1 = k_2 = 0$, отримуємо умови

$$x = 0, x = a: \quad w = 0; \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} = 0; \ \frac{\partial \varphi}{\partial x} = 0; \frac{\partial^3 \varphi}{\partial x^3} = 0,$$

$$y = 0, y = b: \quad w = 0; \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} = 0; \ \frac{\partial \varphi}{\partial y} = 0; \frac{\partial^3 \varphi}{\partial y^3} = 0.$$

Домножимо перше рівняння (4.12) зліва й справа на $g^s_{nm}(x, y) = \sin \alpha_n x \sin \beta_m y$ та друге рівняння на $g^c_{nm}(x, y) = \cos \alpha_n x \cos \beta_m y$ і проінтегруємо їх по області S: $0 < x < a, 0 < y < b$. Наведемо необхідні допоміжні співвідношення.

Розглянемо довільні функції f, g. Використаємо формулу Гріна

$$\int_S g \Delta f \, dS = \int_S f \Delta g \, dS + \int_L f \frac{\partial g}{\partial N} ds - \int_L g \frac{\partial f}{\partial N} ds,$$

де L – межа області S, $\frac{\partial w}{\partial N}, \frac{\partial g}{\partial N}$ – похідні вздовж зовнішньої нормалі до області S на її межі, ds – диференціал дуги межі L.

Звідси отримуємо також співвідношення

$$\int_S g\Delta^2 f\, dS = \int_S f\Delta^2 g\, dS + \int_L \Delta f \frac{\partial g}{\partial N} ds - \int_L \frac{\partial \Delta f}{\partial N} g\, ds + \int_L f \frac{\partial \Delta g}{\partial N} ds - \int_L \frac{\partial f}{\partial N} \Delta g\, ds\,.$$

Використаємо також формулу

$$\frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y} g = \frac{\partial^2 (fg)}{\partial x \partial y} - \frac{\partial}{\partial x}\left(f \frac{\partial g}{\partial y} \right) - \frac{\partial}{\partial y}\left(f \frac{\partial g}{\partial x} \right) + \frac{\partial^2 g}{\partial x \partial y} f\,.$$

Звідси

$$\int_S \frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y} g dS = (fg)\Big|_{x=0}^{x=a}\Big|_{y=0}^{y=b} - \int_0^b \left(f \frac{\partial g}{\partial y} \right)\Big|_{x=0}^{x=a} dy - \int_0^a \left(f \frac{\partial g}{\partial x} \right)\Big|_{y=0}^{y=b} dx + \int_S \frac{\partial^2 g}{\partial x \partial y} f dS\,.$$

При $g = g_{nm}^s$ звідси отримуємо

$$\int_S g_{nm}^s \Delta^2 f\, dS = \int_S f\Delta^2 g_{nm}^s\, dS + \int_L \Delta f \frac{\partial g_{nm}^s}{\partial N} ds + \int_L f \frac{\partial \Delta g_{nm}^s}{\partial N} ds =$$

$$= \gamma_{nm}^2 \int_S f g_{nm}^s\, dS + \int_L \left(\Delta f - \gamma_{nm} f \right) \frac{\partial g_{nm}^s}{\partial N} ds,$$

$$\int_S g_{nm}^c \Delta^2 f\, dS = \int_S f\Delta^2 g_{nm}^c\, dS - \int_L \frac{\partial \Delta f}{\partial N} g_{nm}^c\, ds - \int_L \frac{\partial f}{\partial N} \Delta g_{nm}^c\, ds =$$

$$= \gamma_{nm}^2 \int_S f g_{nm}^s\, dS - \int_L \left(\frac{\partial \Delta f}{\partial N} - \gamma_{nm} \frac{\partial f}{\partial N} \right) g_{nm}^s\, ds,$$

$$\int_S \frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y} g_{nm}^s dS = \int_S f \frac{\partial^2 g_{nm}^s}{\partial x \partial y} f dS = \alpha_n \beta_m \int_S f g_{nm}^c dS\,,$$

$$\int_S \frac{\partial^2 f}{\partial x \partial y} g_{nm}^c dS = (f g_{nm}^c)\Big|_{x=0}^{x=a}\Big|_{y=0}^{y=b} - \int_0^b \left(f \frac{\partial g_{nm}^c}{\partial y} \right)\Big|_{x=0}^{x=a} dy - \int_0^a \left(f \frac{\partial g_{nm}^c}{\partial x} \right)\Big|_{y=0}^{y=b} dx + \int_S \frac{\partial^2 g_{nm}^c}{\partial x \partial y} f dS =$$

$$= \beta_m \int_0^b \left[(-1)^n f(a,y) - f(0,y) \right] \sin \beta_m y \Big| dy + \alpha_n \int_0^a \left[(-1)^m f(x,b) - f(x,0) \right] \sin \alpha_n x \Big| dx +$$

$$+ (f g_{nm}^c)\Big|_{x=0}^{x=a}\Big|_{y=0}^{y=b} + \alpha_n \beta_m \int_S g_{nm}^s f dS.$$

Використовуючи наведені співвідношення та враховуючи граничні умови (4.4), після інтегрування (4.12) отримуємо рівняння

$$\begin{cases} D\gamma_{nm}^2 w_{nm}^s + 2k_{12}\alpha_n\beta_m\varphi_{nm}^c = q_{nm}^s, \\ \dfrac{1}{Eh}\gamma_{nm}^2\varphi_{nm}^c - 2k_{12}\alpha_n\beta_m w_{nm}^s = 0. \end{cases}$$

де

$$q_{nm}^s = \int_S q(x,y)g_{nm}^s(x,y)dS, w_{nm}^s = \int_S w(x,y)g_{nm}^s(x,y)dS, \varphi_{nm}^c = \int_S \varphi(x,y)g_{nm}^c(x,y)dS.$$

Із цієї системи рівнянь отримуємо

$$w_{nm}^s = \frac{q_{nm}^s}{Dc_{nm}},\ \varphi_{nm}^c = 2k_{12}\frac{Eh}{D}\alpha_n\beta_m\frac{w_{nm}^s}{\gamma_{nm}^2}.$$

де

$$\gamma_{nm} = \alpha_n^2 + \beta_m^2,\ c_{nm} = \gamma_{nm}^2 + 4k_{12}^2\frac{Eh}{D}\frac{\alpha_n^2\beta_m^2}{\gamma_{nm}^2}.$$

Після знаходження коефіцієнтів ключові функції знаходяться за формулами

$$w = \frac{4}{ab}\sum_{n,m=1}^{\infty} w_{nm}^s \sin\alpha_n x \sin\beta_m y, \varphi = \frac{4}{ab}\sum_{n,m=0}^{\infty}\varepsilon_n\varepsilon_m\varphi_{nm}^c\cos\alpha_n x\cos\beta_m y,$$

де $\varepsilon_n = 1, n > 0; \varepsilon_0 = 0{,}5$.

Зусилля й моменти на основі формул (4.2) будуть

$$N_1 = -\frac{4}{ab}\sum_{n,m=0}^{\infty}\varepsilon_n\varepsilon_m\beta_m^2\varphi_{nm}^c\cos\alpha_n x\cos\beta_m y, N_2 = -\frac{4}{ab}\sum_{n,m=0}^{\infty}\varepsilon_n\varepsilon_m\alpha_n^2\varphi_{nm}^c\cos\alpha_n x\cos\beta_m y$$

$$M_1 = \frac{4}{ab}D\sum_{n,m=1}^{\infty}\left(\alpha_n^2 + \nu\beta_m^2\right)w_{nm}^s\sin\alpha_n x\sin\beta_m y, M_2 = \frac{4}{ab}D\sum_{n,m=1}^{\infty}\left(\nu\alpha_n^2 + \beta_m^2\right)w_{nm}^s\sin\alpha_n x\sin\beta_m y,$$

Далі розглянемо випадок, коли $q = Q = const$. Тоді ненульові коефіцієнти розкладу в ряд будуть:

$q_{nm}^s = \dfrac{16}{\pi^2 nm}V$, при *n, m* – непарних.

Розглянемо детальніше прямокутні в плані оболонки, в яких контури є прямими. Розрахунки виконані стосовно до бетонних покрівель, для яких приймали модуль Юнга, коефіцієнт Пуассона й густину відповідно рівними

$E{=}2{\times}10^4$МПа, $\nu = 0.17$, $\rho = 2200\dfrac{kg}{m^3}$.

Нижче розрахунки проводились за наведеними вище рядами при

$a = 2.25, b = 3.5, h = 0.03$. Приймалось, що оболонка навантажена рівномірно розподіленим навантаженням, в якому враховувалась власна вага оболонки та вага снігу. Тоді на основі [79] прийнято V=(1250+22000h)= 1,91 *кПа.*

Розраховані напруження $\sigma_x^{\pm}, \sigma_y^{\pm}$ в різних перерізах вздовж оболонки $x = 0,5a; 0,6a; 0,7a; 0,8a; 0,9a; 0,99a$ залежно від координати y наведено на рис. 4.24-4.26.

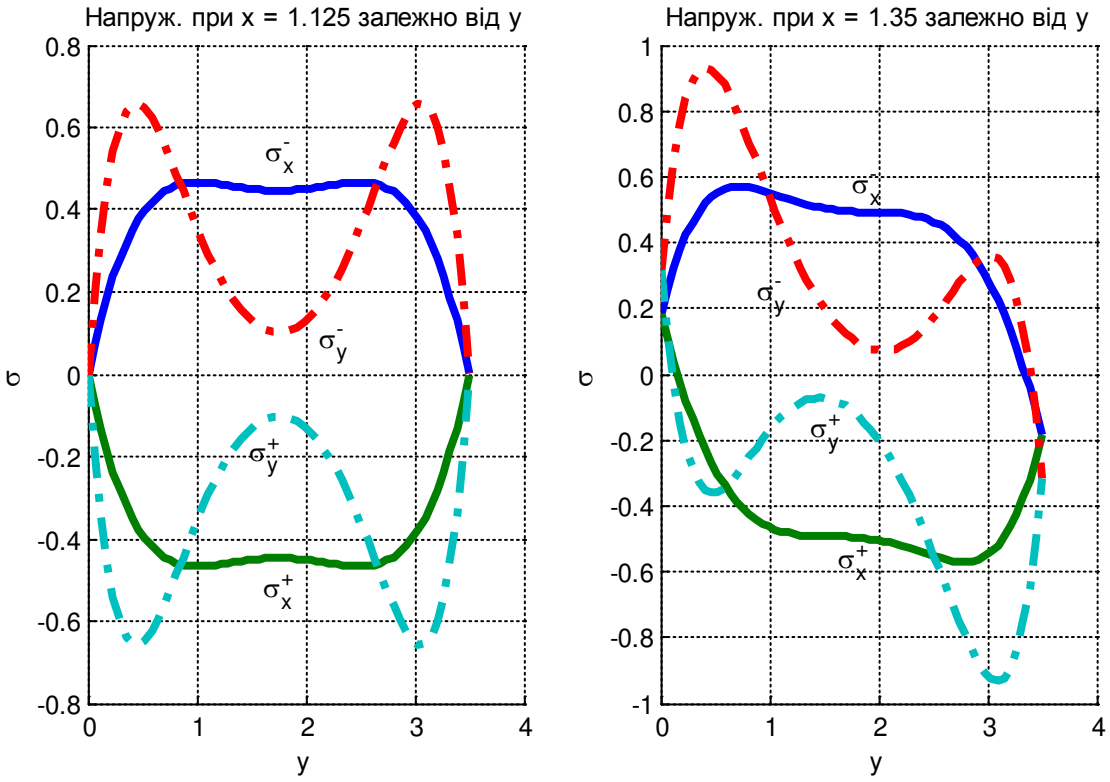


Рисунок 4.24 – Напруження в оболонці від дії снігового навантаження в перерізах $x = 0,5a;\ x = 0,6a$

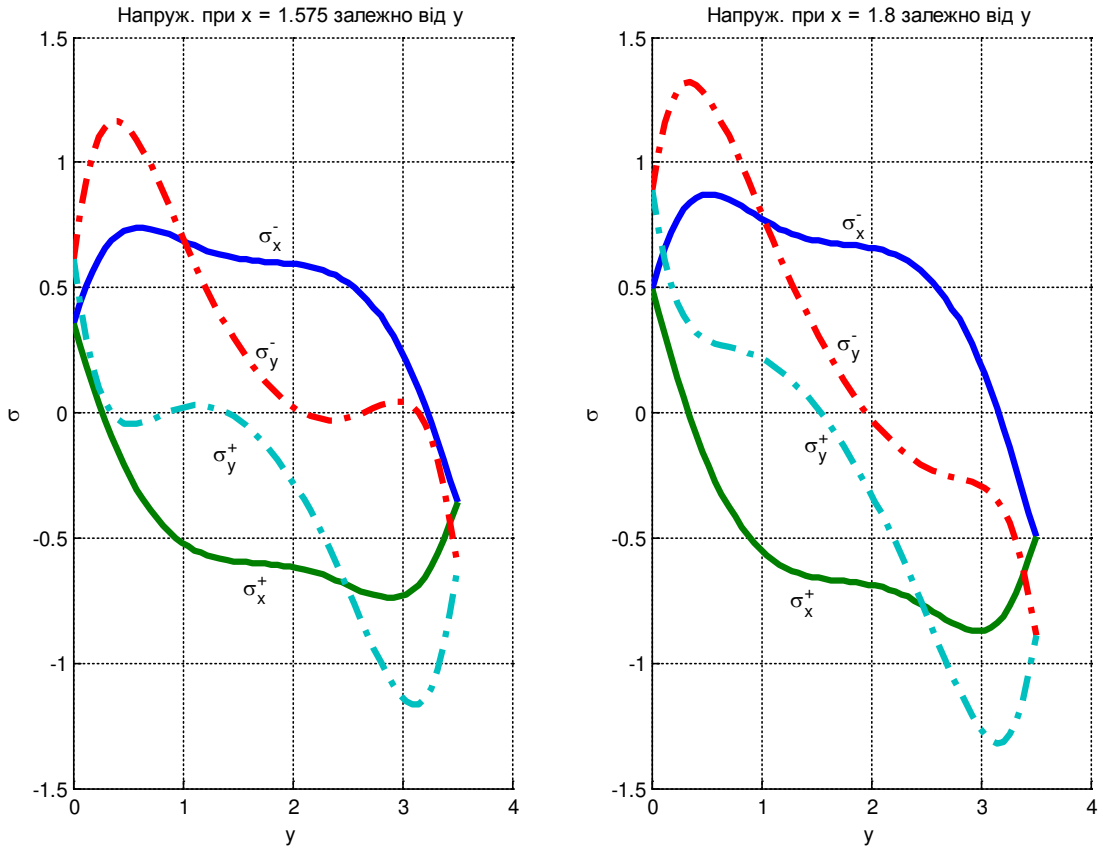


Рисунок 4.25 – Напруження в оболонці від дії снігового навантаження в перерізах $x = 0,7a;\ x = 0,8a$

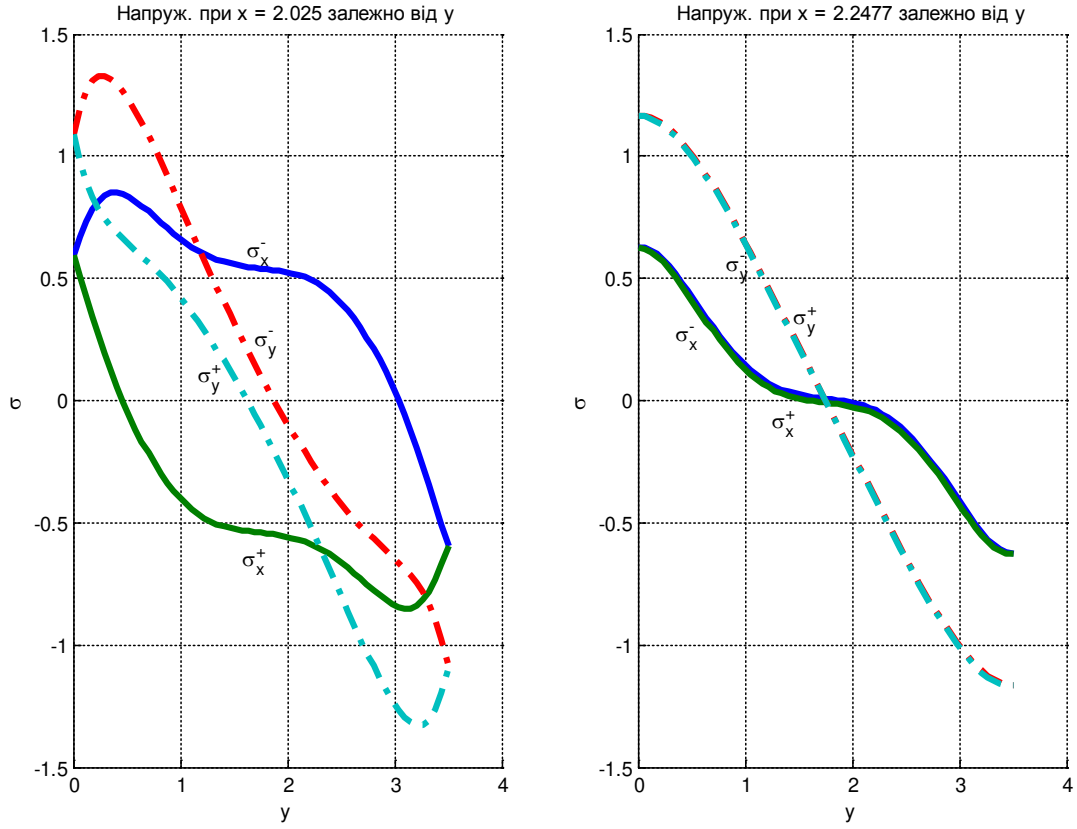


Рисунок 4.26 – Напруження в оболонці від дії снігового навантаження в перерізах $x = 0,9a;\ x = 0,99a$

На основі проведених розрахунків можна зробити висновки:

- ✓ напруження при шарнірно-нерухомому закріпленні контуру оболонки приблизно в два рази менші за величиною, ніж при вільному закріпленні;
- ✓ максимальні напруження виникають біля контурів оболонки;
- ✓ для розглянутої оболонки максимальні напруження значно менші за величиною, ніж допустимі напруження для сталефібробетону.

4.7. Порівняльний аналіз теоретичних розрахунків із експериментальними даними

В дисертаційній роботі виконані розрахунки напружень і прогинів в тонкостінних оболонках у формі гіперболічного параболоїда із армоцементу та з сталефібробетону, що виготовлені для експериментальних досліджень їх надійності. Приймалось, що гіпар геометрично є прямокутним в плані, в якого контур утворюють прямі лінії. (рис. 4.27).

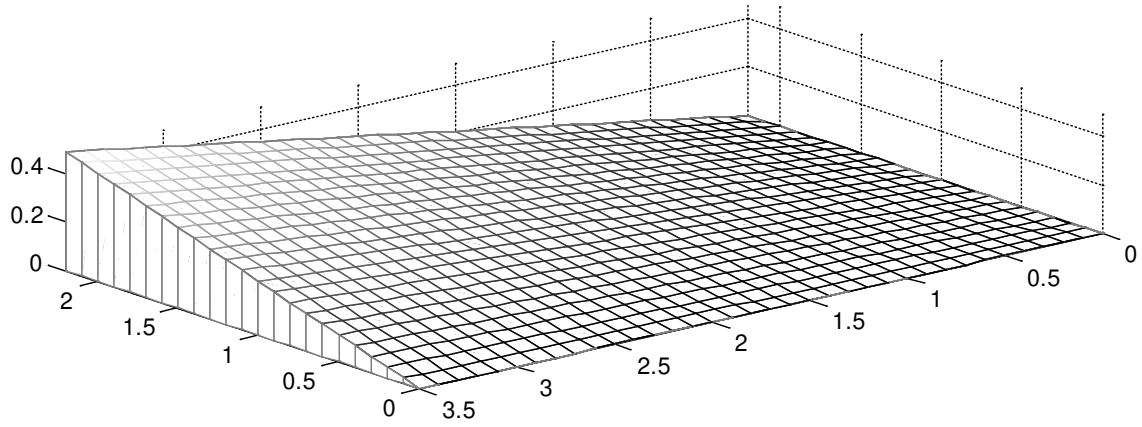


Рисунок 4.27 – Геометричні розміри тонкостінної дослідної оболонки у формі гіперболічного параболоїда

Теоретичні розрахунки виконані стосовно до оболонки із сталефібробетону, для якої приймали модуль Юнга, коефіцієнт Пуассона й густину, що відповідно рівні: E=1.9×10^{4}МПа;, $\nu = 0.17$, $\rho = 2200\frac{kg}{m^3}$ при наступних ширині, довжині та товщині: $a = 2.25m, b = 3.5m, h = 0.03m$ – у відповідності до п. 2.3.2). Для аналогічної оболонки у формі гіперболічного параболоїда, що була виготовлена з армоцементу (відповідно до п. 2.3.1) приймали E=1.9×10^{4}МПа; $\nu = 0.17$, $\rho = 2150\frac{kg}{m^3}$.

Приймалось, що оболонки з армоцементу та сталефібробетону перебувають під дією рівномірно розподіленого навантаження, в якому враховувалась власна вага оболонки та вага снігу, в зв'язку з чим це навантаження описували формулою – Q=(1250+22000*h*) *Па=1,91 кПа.*

Задавалося, що гіперболічний параболоїд шарнірно-нерухомо обпертий на жорсткий контур (відповідно до рис. 2.6).

Напруження та прогини в тонкостінних оболонках, що мають форму гіперболічного параболоїда визначалися на основі розробленої методику розрахунку, яка базується на рівняннях моментної теорії пологих оболонок (детально алгоритм розрахунків представлено в п.п. 4.2 – 4.6). Для розв'язування основних рівнянь узагальнено метод подвійних рядів Фур'є, в якому враховано кривину кручення гіпарів. Розв'язок для вільно опертих по контуру гіпарів прямокутної в плані форми знайдено через подвійні ряди Фур'є з додатковим застосуванням методу ітерацій. При цьому коефіцієнти в рядах визначені в аналітичному вигляді за рекурентними формулами.

Прогини оболонки визначались за формулою:

$$w = \frac{4}{ab}\sum_{n,m=1}^{\infty} w_{nm}^{s} \sin\alpha_n x \sin\beta_m y, \tag{4.13}$$

де $w_{nm}^{s} = \frac{q_{nm}^{s}}{Dc_{nm}}$, $q_{nm} = \frac{16}{\pi^2 nm}Q$, Q=(1250+22000h) *Па.*

$D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ – циліндрична жорсткість,

$$\gamma_{nm} = \alpha_n^2 + \beta_m^2,\ c_{nm} = \gamma_{nm}^2 + 4k_{12}^2\frac{Eh}{D}\frac{\alpha_n^2\beta_m^2}{\gamma_{nm}^2},\ \alpha_n = \frac{\pi n}{a},\ \beta_m = \frac{\pi m}{b}. \tag{4.14}$$

Кривини визначаються так: $k_1 = 0, k_2 = 0,\ k_{12} = \frac{z_0}{ab}$

Зусилля й моменти визначаються за формулами:

$$N_1 = -\frac{4}{ab}\sum_{n,m=0}^{\infty}\varepsilon_n\varepsilon_m\beta_m^2\varphi_{nm}^{c}\cos\alpha_n x\cos\beta_m y, N_2 = -\frac{4}{ab}\sum_{n,m=0}^{\infty}\varepsilon_n\varepsilon_m\alpha_n^2\varphi_{nm}^{c}\cos\alpha_n x\cos\beta_m y$$

$$M_1 = \frac{4}{ab}D\sum_{n,m=1}^{\infty}\left(\alpha_n^2 + \nu\beta_m^2\right)w_{nm}^{s}\sin\alpha_n x\sin\beta_m y, M_2 = \frac{4}{ab}D\sum_{n,m=1}^{\infty}\left(\nu\alpha_n^2 + \beta_m^2\right)w_{nm}^{s}\sin\alpha_n x\sin\beta_m y,$$

де $\varphi_{nm}^{c} = \frac{2Ehk_{12}}{D}\frac{\alpha_n\beta_m w_{nm}^{s}}{\gamma_{nm}^2}$.

При обчисленнях в рядах утримувалось до 100 членів за коефіцієнтами n,m (всього обчислювалось 10000 членів). Теоретичні розрахунки було проведено за допомогою розробленої авторської програми. Тривалість розрахунків не перевищували 1 хв.

Варто відмітити, що основною задачею теоретичного розрахунку напружено-деформованого стану тонкостінної у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону є оцінка впливу на конструкцію саме експлуатаційних навантажень, – а не руйнівних. При виникненні та розвитку таких процесів, як повзучість матеріалу, пластичне його деформування, тріщиноутворення (що відбуваються в конструкції при дії руйнівних навантажень) надзвичайно складно та практично не можливо теоретично розв'язати таку задачу. Через те, що такий матеріал, як сталефібробетон має складну структуру з дисперсним армуванням та нелінійну діаграму деформування.

В таблиці 4.2. представлено результати експериментального дослідження несучої здатності та прогинів гіперболічних параболоїдів виготовлених із армоцементу та сталефібробетону при дії одноразового навантаження, а також теоретично розраховані значення цих параметрів та їх збіжність.

Таблиця 4.2.

Порівняння теоретично розрахованих значень із експериментально отриманими даними

Параметр	Армоцементна оболонка			Сталефібробетонна оболонка		
	Теоретично встановлене значення	Експериментально встановлене значення	Збіжність	Теоретично встановлене значення	Експериментально встановлене значення	Збіжність
Прогин*, f, мм	7,2	6,6 (max-20,4)	92 %	6,2	5,83 (max-9,9)	94 %

*Прогин, f, мм - 5,625 мм (згідно вимог до з/б оболонки даного розміру).

Згідно даних, які представлені в табл. 4.2 можна стверджувати, що теоретичні розрахунки проведені за допомогою розробленої програми на основі «Matlab» (що була написана на основі п.4.2 – п.4.6) дають збіжність результатів із експериментально встановленими даними в межах 85…95 %.

Матеріали розділу опубліковані в роботах [18,73,74,75]

Висновки до четвертого розділу

1. Здійснено за допомогою програмного комплексу ПК Ліра САПР 2016 моделювання роботи оболонок у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону з врахуванням фізичної нелінійності матеріалу зі збіжністю результатів із експериментальними даними 80 %.

2. Отримано співвідношення для визначення напруження та прогинів у тонких оболонках покриттів в аналітичному вигляді для деяких типів закріплення. Побудовані на їх основі графіки дають можливість оцінювати напруження і прогини для широкого класу пологих оболонок подвійної кривини у формі гіперболічного параболоїда.

3. Вперше розроблено методику розрахунку напружень і прогинів в тонкостінних оболонках, що мають форму гіперболічного параболоїда, яка базується на рівняннях моментної теорії пологих оболонок. Для розв’язування основних рівнянь узагальнено метод подвійних рядів Фур’є, в якому враховано кривину кручення гіпар. Розв’язок для вільно опертих на контурах гіпарів прямокутної форми в плані знайдено через подвійні ряди Фур’є з додатковим застосуванням методу ітерацій. При цьому коефіцієнти в рядах визначені в аналітичному вигляді за рекурентними формулами. Запропоновано підхід до дослідження напружено-деформованого стану прямокутних у плані гіпарів із закріпленим контуром.

4. Встановлено, що при шарнірному закріпленні максимальні напруження виникають у центральній частині сталефібробетонної оболонки, тоді як при жорсткому її закріпленні – біля контуру.

5. Теоретично встановлено, що при жорсткому закріпленні контуру оболонки у формі гіперболічного параболоїда відбувається зменшення значення виникаючих напружень більш ніж в два рази в порівнянні з вільним обпиранням. Це можна пояснити тим, що значну частину навантаження сприймає (передається на) закріплення.

Загальні висновки

1. Встановлено, що сталефібробетон, як ефективний матеріал, доцільно використовувати під час зведення тонкостінних оболонок покриття від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда.

2. Розроблено та запатентовано модель конструкції тонкостінної оболонки зі сталефібробетону у формі гіперболічного параболоїда з кращими показниками несучої здатності та тріщиностійкості, ніж аналогічні конструкції покриття зі звичайного залізобетону або армоцементу.

3. Отримано нові експериментальні дані щодо несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості тонкостінної оболонки від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда зі сталефібробетону під час дії одноразових та повторних навантажень та встановлено особливості її напружено-деформовного стану.

4. Зафіксовано, що тонкостінні оболонки від'ємної ґаусової кривини у формі гіперболічного параболоїда, які виготовлені зі сталефібробетону з відсотком армування 1,5%, за показниками несучої здатності перевищують відповідні показники типових залізобетонних тонкостінних оболонок.

5. Визначено, що жорсткість оболонки у формі гіпара зі сталефібробетону в порівнянні з жорсткістю армоцементної оболонки в при дії одноразових навантажень вища в 1,9…2,1 рази.

6. Встановлено, що тонкостінні оболонки покриття з сталефібробетону у формі гіперболічного параболоїда за показниками тріщиностійкості при одноразових і повторних навантаженнях мають суттєві переваги порівняно із аналогічними конструкціями з армоцементу. Під час прикладання до оболонки зі СФБ повторних навантажень експлуатаційного рівня появи процесу тріщиноутворення не було зафіксовано, а в тонкостінному покритті з армоцементу під аналогічними повторними навантажень вздовж увігнутої твірної спостерігалася поява тріщин та їх розкриття. Зафіксовано, що тріщини в СФБ оболонках були з нечіткими контурами та вираженою плетінчастістю, що характеризує плетінчасту природу під час процесу тріщиноутворення.

7. Зафіковано, що при однаковому рівні повторних навантажень зафіксовані деформації в сталефібробетоні були в 3,1…3,5 разів менші, ніж в армоцементі.

8. Подано алгоритм розрахунку тонкостінної оболонки методом скінченних елементів за допомогою ПК ЛИРА-САПР 2016 з врахуванням фізичної нелінійності матеріалу зі збіжністю отриманих результатів із експериментальними даними 80 %.

9. Отримано співвідношення для визначення напруження та прогинів у тонкостінних оболонках покриттів з ненульовою кривиною кручення в аналітичному вигляді. Для розв'язування основних рівнянь узагальнено застосування методу подвійних рядів Фур'є, в якому враховано кривину кручення гіперболоїда та адаптовано уточнений числовий метод скінченних елементів, який базується на гіпотезі Тимошенко. Побудовано на основі отриманих співвідношень графіки, що дають можливість оцінювати напруження та прогини для широкого класу пологих оболонок подвійної кривини у формі гіпарів.

10. Теоретично встановлено, що: при шарнірному закріпленні максимальні напруження виникають у центральній частині сталефібробетонної оболонки, тоді як при жорсткому її закріпленні – біля контуру; при жорсткому закріпленні контуру оболонки відбувається зменшення значення виникаючих напружень більш ніж в два рази в порівнянні з вільним обпиранням.

11. Розроблено програму розрахунку напружень і прогинів в тонкостінних оболонках, що мають форму гіперболічного параболоїда (базується на рівняннях моментної теорії пологих оболонок), що при розрахунку навантажень експлуатаційних рівнів дає збіжність результатів із експериментально встановленими даними в межах 85…95 %.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Азизов Т.Н. Теория пространственной работы перекрытий. – Киев: Науковий світ, 2001. – 276 с.

2. Азізов Т.Н. Просторова робота залізобетонних перекриттів. Теорія та методи розрахунку: Автореф. дисс. … докт. техн. наук: 05.23.01 / Полтавський національный технічний університет. – Полтава, 2006. – 35 с.

3. Андрійчук О. В. Дослідження тонкостінного сталефібробетонного покриття у формі гіперболічного параболоїда за допомогою програмного комплексу «ЛИРА-САПР» / О. В. Андрійчук, А. Б. Григорчук, С. О. Ужегов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Рівне : НУВГП, 2017. – Вип. 34. – С. 176–183.

4. Андрійчук О. В. Робота і розрахунок елементів кільцевого перерізу зі сталефібробетону при повторних навантаженнях : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 „Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / О. В. Андрійчук. – Львів, 2008. – 20 с.

5. Андрійчук О. В. Сталефібробетонні безнапірні труби : монографія / О. В. Андрійчук, Є. М. Бабич. – Луцьк : РВВ Луцького НТУ, 2012. – 150 с.

6. Абовский Н. П. К расчету пологих оболочек типа гиперболического параболоида / Н. П. Абовский, И. И. Самольянов // Строительная механика и расчет сооружений. –1969. – № 6. – С. 7–12.

7. Абовский Н. П. Оболочки типа гиперболического параболоида : учебн. для студ. высших учебных заведений / Н. П. Абовский, И. И. Самольянов. – Красноярск : Изд-во Красноярского политехнического института, 1968. – 60 с.

8. Артюхин Ю.П., Грибов А.П. Решение задач нелинейного деформирования пластин и пологих оболочек методом граничных элементов. Казань: Фэн, 2002. 199 с.

9. Бабич Є. М. Вплив повторних навантажень на роботу сталефібробетонних елементів кільцевого перерізу / Є. М. Бабич, О. В. Андрійчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Рівне : НУВГП, 2010. – Випуск 20. – С. 125–132.

10. Бабич Є.М. Дослідження опору високоміцних бетонів та фібробетонів пробиванню / Є.М. Бабич, Д.В. Кочкарьов, С.В. Філіпчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - 2017. - Вип. 34. - С. 71-85.

11. Бабич Є. М. Експериментальні дослідження роботи сталефіброзалізобетонних балок при повторних навантаженнях / Є. М. Бабич, С. Я. Дробишинець // Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво : збірник наукових праць. – Рівне, 2003. – Випуск 28. – С. 44–52.

12. Бабич Є.М. Механічні характеристики швидкотверднучих високоміцних бетонів / Є.М. Бабич, В.Є. Бабич, С.В. Філіпчук, Д.В. Кочкарьов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. - 2016. - Вип. 33. - С. 114-120.

13. Бабич Є. М. Робота і розрахунок згинальних сталефібробетонних елементів : монографія / Є. М. Бабич, С. Я. Дробишинець. – Луцьк : ЛНТУ, 2012. – 194 с.

14. Бабич Є. М. Робота сталефібробетонних та сталефіброзалізобетонних балок при одноразовому та повторних малоциклових навантаженнях / Є. М. Бабич, С. Я. Дробишинець // Сталезалізобетонні конструкції : дослідження, проектування, будівництво, експлуатація : збірник наукових статей. – Випуск 6. – Кривий Ріг : КТУ, 2004. – С. 65–71.

15. Построение и исследование кривых нагружения механических систем / В. А. Баженов, Е. А. Гоцуляк, В. И. Гуляев, Е. С. Дехтярюк // Вычислительная и прикладная математика. – 1982. – №46. – С. 84–96.

16. Железобетонные конструкции: Спец. курс. Учебное пособие для вузов / В. Н. Байков, П. Ф. Дроздов, И. А. Трифонов и др.; Под ред. В. Н. Байкова. – 3-е изд. перераб. – М.: Стройиздат, 1981. – 767 с.

17. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. - М.: Стройиздат, 1982. - 447 с.

18. Бернакевич І. Є. Розрахунок напружено-деформованого стану будівельних споруд на основі уточнених теорій оболонок / І. Є. Бернакевич, П. П. Вагін, С. О. Ужегов // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2014. – Вип. 54. – С. 42–49.

19. Прочность, устойчивость, колебания. Справочник в трех томах. Том 1. Под ред. И. А. Биргера, Я. Г. Пановко. „МАШИНОСТРОЕНИЕ" М., 1988. - 831 с.

20. Білозір В. Визначення необхідної довжини анкерування фібри в бетоні / В. Білозір, А. Височенко // Вісник Львівського національного аграрного університету. Сер : Архітектура і сільськогосподарське будівництво. - 2013. - № 14. - С. 64-70.

21. Борисюк О. П. Методика експериментальних досліджень залізобетонних балок, підсилених у стиснутій і розтягнутій зонах / О. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2013. – Вип. 27. – С. 27–32.

22. Борисюк О. П. Напружено-деформований стан залізобетонних балок підсилених під навантаженням сталефібробетоном і композитами при дії малоциклових навантажень / О. П. Борисюк, Ю. Ю. Зятюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне : НУВГП, 2016. – Вип. 33. – С. 303–313.

23. Власов В. З. Избранные труды. Т. I. М., Издание АН СССР, 1962.

24. Власов В. З. Общая теория оболочек и ее применение в технике : учебн. для студ. высших учеб. заведений / В. З. Власов. – М. : Гостехиздат, 1949. – 784 с.

25. Власов В. З. Основные дифференциальные уравнения общей теории упругих оболочек / В. З. Власов // Прикладная математика и механика. – 1944. – Том 8. – Вып. 2. – С. 109–140.

26. Вольмир А. С. Гибкие пластинки и оболочки : учебн. для студ. высших учебных заведений / А.С. Вольмир. – М. : Гостехиздат, 1956. – 419 с.

27. Вольмир А. С. Устойчивость упругих систем : учебн. для студ. высших учебных заведений / А. С. Вольмир. – М. : Госфизматлит, 1963. – 880 с.

28. Вольмир А. С. Устойчивость деформируемых систем : учебн. для студ. высших учебных заведений / А. С. Вольмир. – М. : Наука, 1967. – 984 с.

29. Гавриленко Г. Д. Методики численного расчета устойчивости подкрепленных оболочек : учебн. для студ. высших учебных заведений / Г. Д. Гавриленко. – К. : Наукова думка, 1991. –176 с.

30. Гольденвейзер А. Л. Теория тонких упругих оболочек : учебн. для студ. высших учебных заведений / А. Л. Гольденвейзер. – М. : Наука, 1976. – 512 с.

31. ГОСТ 28840-90 «Машины для испытания материалов на растяжение, сжатие и изгиб. Общие технические требования». – М. : ИПК Издательство стандартов, 1990. – 8 с.

32. ГОСТ 10180-2012 «Бетоны. Методы определения прочности по контрольным образцам». Межгосударственный стандарт. – М. : Стандартинформ, 2013. – 35 с.

33. ГОСТ 24452-80 «Бетоны. Методы определения призменной прочности, модуля упругости и коэффициента Пуассона». – М. : Стандартинформ, 2005. – 14 с.

34. Григоренко Я. М., Мукоед А. П. Решение нелинейных задач теории оболочек на ЭВМ. - Киев: - Вища школа. Головное изд-во, 1983. - 286 с.

35. Гуляев В.И., Баженов В.А., Лизунов П.П. Неклассическая теория оболочек и ее приложение к решению инженерных задач. Львов: Вища школа, 1978. 192 с.

36. Дворкін Л. Й. Базальтофібробетон на малоклінкерному шлакопортландцементі / Л. Й. Дворкін, Ю. О. Степасюк // Строительные материалы и изделия. – 2015. – № 2. – С. 18–21.

37. Дворкін Л. Й. Оптимізація складу високоміцного сталефібробетону / Л. Й. Дворкін, Т. В. Ковальчук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2016. – Вип. 32. – С. 45–54.

38. Дворкін Л. Й. Розв’язування будівельно-технологічних задач методами математичного планування експерименту / Л. Й. Дворкін, О. Л. Дворкін, В. В. Житковський : навч. посібник. – Рівне : НУВГП, 2011. – 174 с.

39. Дворкін Л. Й. Високоміцні швидкотверднучі бетони та фібробетони : монографія / Є. М. Бабич, В. В. Житковський та ін. – Рівне : НУВГП, 2017. – 331 с.

40. Дворкін Л. Й. Розрахунок складу бетону зі сталевою фіброю / Л. Й. Дворкін, О. Л. Дворкін, В. В. Житковський // Бетон и железобетон в Украине : научно-технический и производственный журнал. – Полтава : ПЦНТІЕ, 2010. – Випуск 2(54). – С. 2–4.

41. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні

положення / ДБН В.2.6-98:2009. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с.

42. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об’єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ / ДБН В.1.2-14-2009. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009.

43. ДБН В.1.2-2:2006 «Навантаження і впливи. Норми проектування». –К. : Мінбуд України, 2006. – 75 с.

44. Демина А. В. Здания с большепролетными покрытиями : пособие для студ. высш. учебных завед. / А. В. Демина. – Тамбов : Изд-во Тамб. гос. техн. университет, 2003. – 88 с.

45. Долженко А. В. Вклад инженера-конструктора Владимира Григорьевича Шухова в развитие гиперболоидных конструкций / А. В. Долженко, Д. Н. Иванов // Сучасні технології, матеріали і конструкції в будівництві. – Вінниця: ВНТУ, 2011. – С. 22–27.

46. Дорофеев В.С. Технологическая поврежденность строительных материалов и конструкций: Монография / В.С. Дорофеев, В.Н. Выровой //– Одесса: Город мастеров, 1998. – 168 с.

47. Дробишинець С. Я. Вплив повторних малоциклових навантажень на механічні характеристики сталефібробетону та роботу згинальних елементів на його основі : дис. канд. тех. наук : 05.23.01 / С. Я. Дробишинець. – Луцьк, 2005. – 191 с.

48. ДСТУ-Н Б В.2.6-78:2009. Конструкції будинків і споруд. Настанова з проектування та виготовлення сталефібробетонних конструкцій. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 46 с.

49. ДСТУ Б В.2.6-156:2010 «Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону». – К. : Мінбуд України, 2010. – 166 с.

50. ДСТУ Б В.2.6-204:2015 «Розрахунок і конструювання армоцементних конструкцій будівель та споруд». – К. : Мінрегіон України, 2015. – 42 с.

51. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 «Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками». – К. : Мінрегіонбуд України, 2010. – 43 с.

52. ДСТУ Б В.2.7-221:2009 «Бетони. Класифікація і загальні технічні вимоги». Національний стандарт України. – К. :Мінрегіонбуд України, 2010. – 10 с.

53. ДСТУ Б В.2.7-112-2002 «Будівельні матеріали. Цементи. Загальні технічні умови» К. : Держбуд України, 2002. – 43 с.

54. ДСТУ Б В.2.7-29-96 «Будівельні матеріали. Дрібні заповнювачі природні, із відходів промисловості, штучні для будівельних матеріалів, виробів, конструкцій та робіт. Класифікація» – К. : Держкоммістобудування України, 1996. – 35 с.

55. Жилин П.А. Прикладная механика. Основы теории оболочек: Учебное пособие. Санкт Петербург: Издательство Политехнического ун-та, 2006. 167 с.

56. Инженерная математика.М.: Изд. дом «Додека – XXI», 2008.-544 с.

57. Зятюк Ю. Ю. Робота залізобетонних балок підсилених у стиснутій та розтягнутій зонах при дії малоциклових навантажень / Ю. Ю. Зятюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2016. – Вип. 5. – С. 215–222.

58. Кабриц С.А., Михайловский Е.И., Товстик П.Е., Черных К.Ф., Шамина В.А. Общая нелинейная теория упругих оболочек. Санкт Петербург: Изд-во Санкт Петербургского ун-та, 2002. 388 с.

59. Кильчевський Н. А. Основы аналитической механики оболочек : учебн. для студ. высших учебных заведений / Н. А. Кильчевський. – К. : Наукова думка, 1963. – 353 с.

60. Курант Р. Методы математической физики : у 2 т. / Р. Курант, Д. Гильберт. – М.-Л. : Гостехтеоретиздат, 1951. – Том 1. – 356 с.

61. Ланцош К. Вариационные принципы механики / К. Ланцош. – М. : Изд-во Мир, 1965. – 408 с.

62. Лейбензон Л. С. Вариационные методы решения задач теории упругости / Л. С. Лейбензон. – М. : Гостехиздат, 1943. – 420 с.

63. Лурье А. И. Статика тонкостенных упругих оболочек / А. И. Лурье – М. : Гостехиздат, 1948. – 252 с.

64. Макаренко Л. П. Влияние уровня длительного сжатия и растяжения бетона на его прочность при перемене знака усилий в преднапряженных элементах / Л. П. Макаренко, Г. А. Фенко, И. Д. Свинаренко // Вопросы надежности

железобетонных конструкций : сб. тр. – Куйбышев, 1973. – С. 151 –154.

65. Муштари Х. М. Нелинейная теория оболочек : учебн. для студ. высших учебных заведений / Л. С. Срубщик, Х. М. Муштари, К. З. Галимов. – Казань : Таткнигоиздат, 1957. – 432 с.

66. Назаров А. А. Основы теории и методы расчета пологих оболочек : учебн. для студ. высших учебных заведений / А. А. Назаров. – Л. : Стройиздат, 1966. – 304 с.

67. Никиреев В. М. Практические методы расчета оболочек / В. М. Никиреев, В. Л. Шадурский. – М. : Стройиздат, 1966. – 272 с.

68. Нінічук М. В. Вивчення роботи нерозрізних залізобетонних балок з різними способами армування / М. В. Нінічук // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві. – 2014. – Вип. 1. – С. 105–111.

69. Нінічук М. В. Вплив комбінованого армування на прогини нерозрізних залізобетонних балок / М. В. Нінічук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2016. – Вип. 32. – С. 220–225.

70. Нінічук М. В. Вплив способу армування сталевими фібрами нерозрізних залізобетонних балок на їх напружено-деформований стан / М. В. Нінічук // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2015. – Вип. 31. – С. 459–466.

71. Новожилов В. В. Теория тонких оболочек / В. В. Новожилов. – Л. : Судпромгиз, 1962. – 432 с.

72. Огибалов П. М. Вопросы динамики и устойчивости оболочек : учебн. для студ. высших учебных заведений / П. М. Огибалов. – М. : Изд-во Московского университета, 1963. – 419 с.

73. Пасічник Р. В. Алгоритм розв’язку задач міцності та стійкості оболонок обертання методом сіток / Р. В. Пасічник, С. О. Ужегов, О. С. Пасічник // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць. – Випуск 3. – Луцьк : Луцький НТУ, 2015. – С. 120–126.

74. Пасічник Р. В. Застосування методу скінченних різниць до розрахунку однопорожнинного гіперболоїда / Р. В. Пасічник, С. О. Ужегов, Т. В. Горбатюк //

Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Рівне, 2015. – Випуск 30. – С. 384–389.

75. Пасічник Р. В. Комп’ютерна програма «розрахунок оболонок». Область застосування та можливості / Р. В. Пасічник, С. О. Ужегов, О. С. Пасічник // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць. – Випуск 4. – Луцьк : Луцький НТУ, 2015. – С. 54–61.

76. Петропавловская И. А. Гиперболические конструкции в строительной механике : справочное пособие / И. А. Петропавловская. – М. : Наука, 1988. – 230 с.

77. Пикус Г. А. Технология сталефибробетона, обеспечивающая повышение его конструктивных свойств : дис. канд. техн. наук : 05.23.01 – Строительные конструкции здания и сооружения, 05.23.08 – Технология и организация строительства / Г. А. Пикус. – Челябинск, 2000. – 211 с.

78. Самольянов И. И. Устойчивость седловидной оболочки / И. И. Самольянов // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987. – №4. – С. 21–25.

79. Справочник по теории упругости (для инженеров-строителей) под редакцией Варвака П. М. и Рябова А. Ф. Киев, «Будівельник», 1971, стр. 418.

80. Сунак О. П. Внутрішні зусилля у пологій оболонці від'ємної ґаусової кривини при дії вертикального навантаження / О. П. Сунак, С. О. Ужегов, О. А. Пахолюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць – Випуск 1. Луцьк : РВВ Луцького НТУ, 2014. – С. 139–145.

81. Сунак О. П. До визначення внутрішніх зусиль у пологій оболонці від’ємної Ґаусової кривини при дії вертикального навантаження / О. П. Сунак, С. О. Ужегов, О. А. Пахолюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Вип. 24. – Рівне, 2012. – С. 413-418.

82. Сунак О. П. Оцінювання надійності сталефібробетонних елементів: монографія / О. П. Сунак, П. О. Сунак. – Луцьк : ЛДТУ, 2001. – 142 с.

83. Сунак О. П. Сталефібробетонні конструкції : навчальний посібник – К. : ІЗіМН, 1999. – 158 с.

84. Сяський А. А. Расчет сварных ортотропных сферических оболочек с

ребрами жесткости / А. А. Сяський // Прикладная механика – 1985. – Том 21. – №1.– С. 66–73.

85. Талантова К. В. Строительные конструкции с заданными свойствами на основе сталефибробетона : дис. д. техн. наук: 05.23.01 – Строительные конструкции, здания и сооружения / К. В. Талантова. – Барнаул, 2009. – 476 с.

86. Тимошенко С. П. Пластинки и оболочки / С. П. Тимошенко. – М. : Гостехиздат, 1948. – 480 с.

87. Тимошенко С. П. Пластинки и оболочки / С. П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М. : Стройиздат, 1963. – 635 с.

88. Тимошенко С. П. Курс теории упругости. К., Наук. думка, 1971. – 510 с.

89. ТУ У 28.7-32564661-001:2008 «Сітки дротяні ткані з квадратними чарунками». – 2008

90. ТУ У 322-00190319-1172-95 «Сетка сварня». – 1995.

91. ТУ У 28.7-05393145-004:2005 «Стальная фибра». – 2005.

92. ТУ У В.2.7-28.7-00191046-015:2007 «Фибра с загнутыми концами». – 2007.

93. Ужегов С. О. Дослідження впливу окремих факторів на міцність сталефібробетону методом математичного планування експерименту / С. О. Ужегов // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць. – Випуск 5. – Луцьк : Луцький НТУ. 2016. – С. 174–183.

94. Ужегов С. О. Моделювання армоцементної оболонки // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Рівне, 2015. – Випуск 30. С. 277–284.

95. Ужегов С. О. Порівняння різновидів добавок для бетону та їх застосування у тонкостінних конструкціях покриття / С. О. Ужегов // Товарознавчий вісник. Збірник наукових праць. – Випуск 11. – Луцьк : Луцький НТУ, 2018. – С. 152–159.

96. Ужегов С. О. Розрахунок сталефібробетонних згинальних елементів за міцністю нормальних перерізів / С. О. Ужегов, О. А. Ужегова, Р. В. Пасічник, О. В. Андрійчук, С. Я. Дробишинець // Сучасні технології та методи розрахунків в будівництві. – Випуск 3. – 2015. с. 179-184

97. Филин А. П. Элементы теории оболочек / А. П. Филин – Л. : Стройиздат,

1960. – 383 с.

98. Флюгге В. Статика оболочек / В. Флюгге. – М. : Госстройиздат, 1962. – 280 с.

99. Цибульник І. О. Підсилення залізобетонних плит сталефібробетоном : автореферат дис. канд. техн. наук : 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди / І. О. Цибульник. – Київ, 2004. – 15 с.

100. Черных К. Ф. Линейная теория оболочек : учебн. для студ. высших учебных заведений / К. Ф. Черных. – Л. : Изд-во ЛГУ, 1962. – Ч. 1. – 374 с.

101. Черных К. Ф. Линейная теория оболочек : учебн. для студ. высших учебных заведений / К. Ф. Черных. – Л. : Изд-во ЛГУ, 1964. – Ч. 2. – 395 с.

102. Balaguru P. N., Shah S. P. Fiber-reinforced cement composites / Perumalsamy N. Balaguru, Surendra P. Shah // McGraw-Hill. – 1992. – 530 p.

103. Billington D. P. Thin Shell Concrete Structures. Mc Graw Hill, 1982. 322 p.

104. Candela F. General Formulas for Membrane Stresses in Hyperbolic Paraboloidical Shells / F. Candela // I.A.C.I. – 1960. - 32, № 4. – P. 43 – 49.

105. Candela F. Structural Applications of Hyperbolic Paraboloidical Shells / F. Candela. // Journal of the American Concrete Institute – 1955. – 26. – P. 397 – 416.

106. Chetty S.M.K. An investigation into the bending analysis of hyperbolic paraboloid Shells / S.M.K. Chetty, H. Tottenham // Indian Concrete I. – 1964. – 38, № 7. – P. 248 – 258.

107. Currà E., Russo M. (2018) Reinforced concrete in Italy through the works of two generations of engineers: Mario and Giorgio Baroni. The 6th International Congress on Construction History – July 2018, Brussels.

108. Damjakob H., Back to the future of the hyperbolic concrete tower / Hans Damjakob, Nic. Tummers // Natural Draught Cooling Towers, Taylor & Francis Group, London. – 2004. – P. 3–22.

109. di Prisco M., Dozio D., Belletti B. On the fracture behaviour of thin-walled SFRC roof elements / M. di Prisco // Materials and Structures – 2013, Volume 46, Issue 5, p. 803–829.

110. Domingo A., Lazaro C., Serna P. Design of a thin shell steel fiber reinforced concrete hypar roof / A. Damingo // Shell and Spatial Structures: from recent past to the

next millennium, CEDEX – 1999. P. 169-179.

111. Domingo A., Lazaro C., Serna P. Use of steel fiber reinforced concrete in thin shell structures: Evaluation of fiber performance through testing of shell speciments / A. Damingo // Congress of Computation of Shell & Spatial Structures IASS-IACM – 2000. Chania-Crete, Greece. P. 176-177

112. Dvorkin L. A method for optimal design of steel fiber reinforced concrete composition / L. Dvorkin, O. Dvorkin, Y. Ribakov // Materials and Design. – 2011.

113. Gergely P. Buckling of orthotropic hyperbolic paraboloidal shells / P. Gergely // J. of the structural division, ASCE. – 1972. – 98, № 1. – P. 395–399.

114. Gionci V. Teoria de incovoiere a paraboloidului hiperbolic marginit de generatoare drepte. Studii si cercetaride mec / V. Gioncu // Apl. Acad. RPR. – 1964. – 15, №1. – P. 217–234;

115. Gionci V. Teoria de incovoiere a paraboloidului hiperbolic marginit de generatoare drepte. Studii si cercetaride mec / V. Gioncu // Apl. Acad. RPR. – 1964. – 15, №2 – P. 339–359.

116. Hruban K. Hyperbolic Paraboloid Concrete Roofs in Czechoslovakia / K. Hruban // Conc. Constr. Eng. – 1949. – Vol. 44, № 8. – P. 83–91.

117. Leone Donald I. Buckling of hyperbolic paraboloid shells / Donald Leone I., Wang Leon Ru-Liang. // J. Eng. Mech. Div. Proc. ASCE. – 1975. – 101, № 3. – P. 295 – 299.

118. Lin T.Y. Tests of Prestressed Concrete Paraboloid Shell / T.Y. Lin, R. Itaya // Journal of the Prestressed Concrete Institute – 1958. – 3, № 1. – P. 70-78.

119. Naaman A. E. Ferrocement & Laminated Cementitious Composites / Antonie E. Naaman // Techno Pr 3000. – 2000. – 372 p.

120. Novak Otakar. Elastic behavior of thin shallow saddle shells / Otakar Novak // Acta techn. ČSAV. – 1975. – 20, №3. – P. 41-49.

121. Parme A. Elementary Analysis of Hyperbolic Paraboloid Shells / A. Parme.// Bulletin of the International Association for Shell Structures. – 1960. – № 4. – P. 81-87.

122. Russo M. (2018) Conoid surfaces by Giorgio Baroni for thin concrete shell roofs. ArTec/Colloquiate Congress – September 2018, Cagliari.

123. Sabir A. B. The application of the finite element method of analysis to hyperbolic paraboloids with edge beams / A. B. Sabir, B. B. Sabir // Stavebn. cas. – 1975. – 23, №5. – P. 268-281.

124. Uzhegov S. Badanie pokryć żelbetowych / S. Uzhegov // PL-NTU Transgraniczna wymiana doświadczeń. Tom 2. Monografie. – Lublin: Politechnika Lubelska, 2015. – 75–84 p.

125. Uzhehov S. The influence of repeated loading on work of the steel fiber concrete drainage trays and pipes on the roads / O. Andriichuk, V. Babich, I. Yasyuk, S. Uzhehov // MATEC Web of Conferences. N 116. P. 02001, 1–9, DOI: 10.1051/matecconf/20171160200

126. Ventsel E., Krouthammer T. Thin Plates and Shells/ Thery,Analysis and Shells,New-York 666 p.

127. Zienkiewicz O.C., Taylor R.L. The Finite Element Method, Vol.1. The Basis, Butterworrth, oxford,2000,, 689 p.

ДОДАТОК А

Конструкція призм, що досліджувалися на центральний розтяг

(на основі авторського свідоцтва СРСР № 387248 від 1973 року)

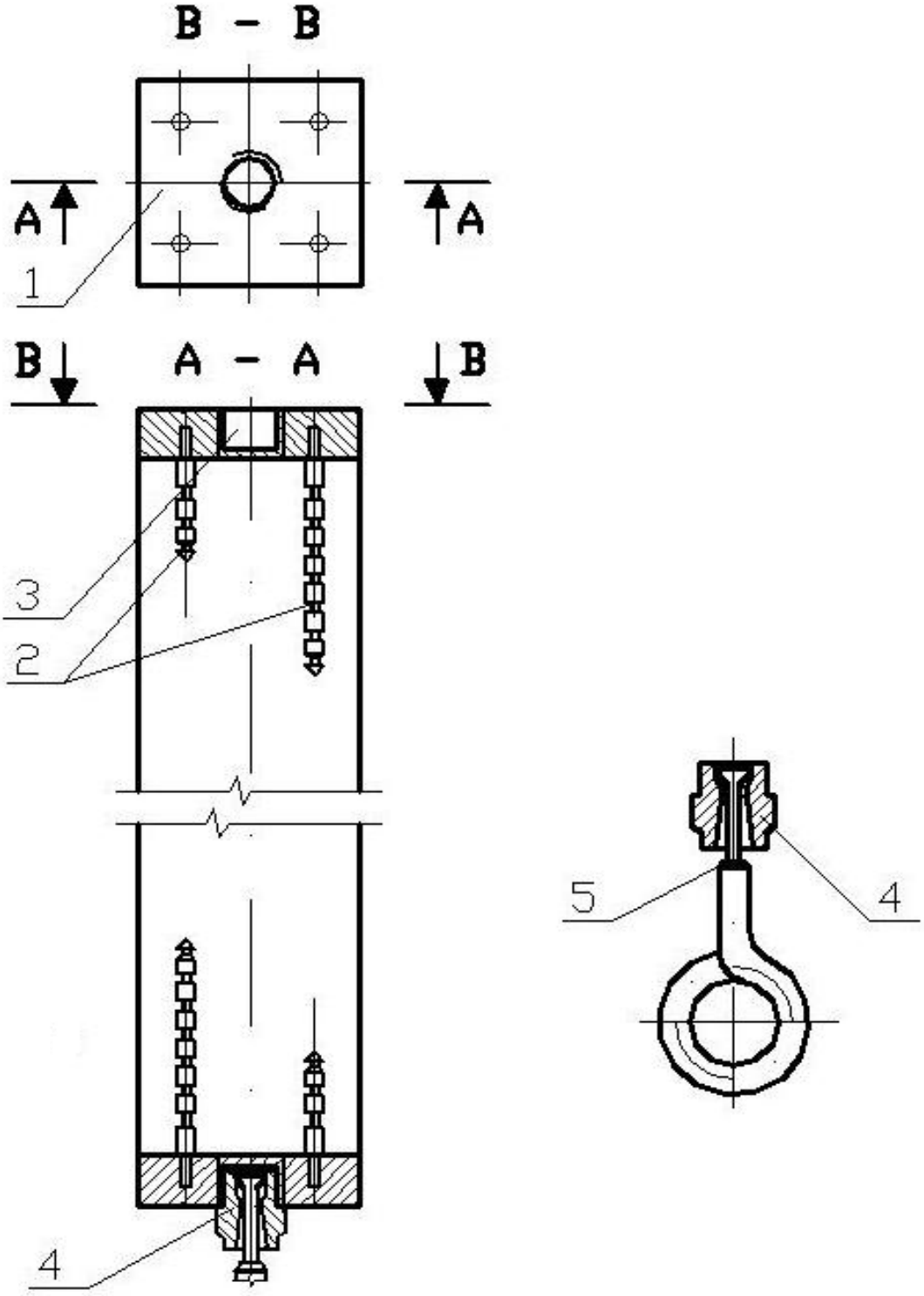


Рисунок А.1 – Анкерно-шарнірний пристрій для випробувань призм на осьовий розтяг: 1 - анкерна плита, 2 - анкерні болти, 3 - гніздо анкерної плити, 4 - шаровий шарнір, 5 - шарнірні тяги

ДОДАТОК Б

ДЕФОРМАЦІЇ АРМОЦЕМЕНТУ ТА СТАЛЕФІБРОБЕТОНУ, ЩО ОТРИМАНІ З ВИКОРИСТАННЯМ ТЕНЗОМЕТРИЧНОГО КОМПЛЕКСУ ВНП-8

Таблиця Б.1.

Деформації тонкостінної оболонки Г-А-1 з армоцементу, х10^{-5} м

№ датчика	Етапи завантаження									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,0000	5,11	9,42	13,23	18,09	20,59	29,35	43,65	133,25	-
2	0,0000	1,81	4,79	6,89	14,62	18,1	31,33	-	-	-
3	0,0000	1,25	2,89	5,19	12,46	14,37	24,60	49,75	-	-
4	0,0000	0,83	2,70	6,49	9,66	12,22	20,18	22,68	122,38	-
5	0,0000	0,19	0,16	1,20	2,63	2,54	5,85	6,23	9,32	17,7
6	0,0000	-0,06	-0,14	-0,40	-1,54	-2,33	-3,02	-4,75	-11,00	-25,74
7	0,0000	-0,01	-0,14	-0,29	-1,12	-1,72	-1,46	-2,26	-8,66	-18,18
8	0,0000	-0,09	-0,15	-0,51	-1,67	-2,46	-3,12	-4,85	-12,36	-26,08
9	0,0000	0,11	0,16	0,32	0,76	1,50	3,77	5,23	134,61	-
10	0,0000	0,18	1,22	1,62	3,00	2,80	6,24	6,28	173,36	-
11	0,0000	0,94	4,21	9,34	15,79	19,04	33,67	98,78	-	-
12	0,0000	1,89	4,27	9,15	15,20	18,34	31,43	-	-	-
13	0,0000	3,84	8,10	12,21	16,81	19,98	28,34	43,38	137,25	-224,9
14	0,0000	-6,53	-12,07	-16,97	-23,18	-26,39	-31,45	-41,23	-72,96	-86,18
15	0,0000	-3,44	-5,25	-6,65	-14,42	-22,02	-32,63	-40,90	-74,36	-95,23
16	0,0000	-2,00	-3,09	-5,99	-14,15	-21,37	-30,42	-40,55	-73,29	-84,5
17	0,0000	-0,75	-1,53	-5,61	-14,03	-17,25	-24,96	-28,10	-54,13	-75,22
18	0,0000	-0,38	-1,26	-2,95	-7,03	-8,18	-11,96	-16,80	-32,08	-48,93
19	0,0000	-0,20	-0,59	-2,02	-3,39	-4,17	-5,59	-7,49	-16,95	-26,41
20	0,0000	-0,09	-0,19	-0,77	-1,99	-2,49	-2,99	-4,24	-11,45	-17,72
21	0,0000	-0,06	-0,23	-0,64	-1,40	-2,12	-2,59	-2,69	-8,54	-11,7
22	0,0000	0,00	-0,15	-0,24	-0,94	-1,33	-1,59	-2,34	-4,55	-9,45
23	0,0000	-0,22	-0,69	-1,92	-4,51	-5,34	-6,92	-8,84	-14,07	-21,09
24	0,0000	-0,87	-2,54	-5,21	-10,32	-19,97	-24,91	-33,00	-49,94	-67,05
25	0,0000	-2,18	-3,21	-6,68	-13,05	-21,24	-27,43	-35,60	-56,79	-78,63
26	0,0000	-3,44	-5,27	-7,05	-15,85	-21,63	-30,29	-40,80	-71,89	-
27	0,0000	-6,49	-12,20	-15,91	-22,20	-25,94	-31,07	-45,35	-73,85	-
28	0,0000	-1,17	-2,71	-5,84	-12,74	-19,71	-25,97	-37,53	-69,59	-139,9
29	0,0000	-0,47	-2,04	-4,28	-8,26	-15,44	-20,07	-26,23	-47,60	-90,42
30	0,0000	-0,24	-0,82	-1,66	-5,50	-12,94	-14,59	-21,60	-28,33	-59,5
31	0,0000	0,00	0,01	0,16	1,30	1,28	1,59	6,60	10,45	22,91
32	0,0000	0,00	0,42	1,30	3,14	6,32	9,67	14,75	75,21	100,64
33	0,0000	0,00	0,30	0,82	2,23	4,25	7,79	13,68	54,71	94,15
34	0,0000	0,00	0,23	0,64	1,57	3,68	4,47	9,96	32,63	66,89
35	0,0000	-0,11	-0,32	-1,01	-2,87	-3,06	-3,89	-4,99	-10,77	-26,39
36	0,0000	-0,36	-1,39	-3,23	-5,63	-8,64	-11,73	-18,09	-33,45	-66,85
37	0,0000	-0,43	-2,03	-4,02	-9,74	-14,12	-19,29	-24,88	-42,08	-79,53
38	0,0000	-0,54	-2,55	-5,37	-11,62	-14,25	-23,63	-34,71	-60,56	-132,02
39	0,0000	-0,97	-3,00	-7,10	-13,22	-17,22	-24,61	-36,34	-65,62	-131,9
40	0,0000	-0,45	-1,66	-3,51	-10,46	-14,32	-22,05	-32,64	-45,86	-86,68
41	0,0000	-0,28	-1,35	-1,65	-6,20	-9,16	-16,32	-25,54	-41,75	-85,5
42	0,0000	-0,06	-0,19	-0,64	-1,71	-2,56	-3,19	-5,43	-10,09	-23,21
43	0,0000	0,13	1,22	1,86	2,80	3,73	4,98	7,35	-	-
44	0,0000	0,27	1,66	2,17	4,55	5,93	7,61	9,85	-	-
45	0,0000	0,24	0,73	1,32	1,72	3,59	6,37	9,96	29,85	59,11
46	0,0000	-0,08	-0,19	-0,61	-2,86	-4,31	-5,19	-5,11	-9,43	-18,7
47	0,0000	-0,14	-0,19	-1,00	-3,56	-5,09	-5,92	-6,23	-10,74	-22,55
48	0,0000	-0,42	-1,35	-4,28	-9,83	-14,65	-18,51	-23,10	-34,86	-67,98
49	0,0000	-0,55	-3,24	-7,21	-13,83	-17,39	-20,10	-24,44	-37,08	-77,87
50	0,0000	-0,79	-3,90	-8,06	-15,82	-18,70	-21,03	-30,96	-46,79	-104,8

Таблиця Б.2.

Абсолютні деформації тонкостінної оболонки Г-СФБ-1 зі сталефібробетону, $x10^{-5}$ м

№ датчика	Етапи завантаження									
	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	0,0000	2,005	3,49	4,975	6,46	7,95	11,29	17,46	48,455	118,23
2	0,0000	0,71	1,775	2,59	5,22	6,99	12,05	95,75	-	-
3	0,0000	0,49	1,07	1,95	4,45	5,55	9,46	19,9	92,03	-
4	0,0000	0,325	1	2,44	3,45	4,72	7,76	9,07	44,5	65,6
5	0,0000	0,075	0,06	0,45	0,94	0,98	2,25	2,49	3,39	5,2
6	0,0000	-0,025	-0,05	-0,15	-0,55	-0,9	-1,16	-1,9	-4	-7,665
7	0,0000	-0,005	-0,05	-0,11	-0,4	-0,665	-0,56	-0,905	-3,15	-5,635
8	0,0000	-0,035	-0,055	-0,19	-0,595	-0,95	-1,2	-1,94	-4,495	-7,825
9	0,0000	0,045	0,06	0,12	0,27	0,58	1,45	2,09	48,95	50,06
10	0,0000	0,07	0,45	0,61	1,07	1,08	2,4	2,51	63,04	78,4
11	0,0000	0,37	1,56	3,51	5,64	7,35	12,95	39,51	95,04	-
12	0,0000	0,74	1,58	3,44	5,43	7,08	12,09	89,5	-	-
13	0,0000	1,505	3	4,59	6,005	7,715	10,9	17,35	49,91	107,09
14	0,0000	-2,56	-4,47	-6,38	-8,28	-10,19	-12,095	-16,49	-26,53	-45,36
15	0,0000	-1,35	-1,945	-2,5	-5,15	-8,5	-12,55	-16,36	-27,04	-45,35
16	0,0000	-0,785	-1,145	-2,25	-5,055	-8,25	-11,7	-16,22	-26,65	-43,685
17	0,0000	-0,295	-0,565	-2,11	-5,01	-6,66	-9,6	-11,24	-19,685	-33,945
18	0,0000	-0,15	-0,465	-1,11	-2,51	-3,16	-4,6	-6,72	-11,665	-23,66
19	0,0000	-0,08	-0,22	-0,76	-1,21	-1,61	-2,15	-2,995	-6,165	-13,66
20	0,0000	-0,035	-0,07	-0,29	-0,71	-0,96	-1,15	-1,695	-4,165	-7,195
21	0,0000	-0,025	-0,085	-0,24	-0,5	-0,82	-0,995	-1,075	-3,105	-5,645
22	0,0000	0	-0,055	-0,09	-0,335	-0,515	-0,61	-0,935	-1,655	-3,625
23	0,0000	-0,085	-0,255	-0,72	-1,61	-2,06	-2,66	-3,535	-5,115	-11,635
24	0,0000	-0,34	-0,94	-1,96	-3,685	-7,71	-9,58	-13,2	-18,16	-34,095
25	0,0000	-0,855	-1,19	-2,51	-4,66	-8,2	-10,55	-14,24	-20,65	-35,06
26	0,0000	-1,35	-1,95	-2,65	-5,66	-8,35	-11,65	-16,32	-26,14	-45,1
27	0,0000	-2,545	-4,52	-5,98	-7,93	-10,015	-11,95	-18,14	-26,855	-45,56
28	0,0000	-0,46	-1,005	-2,195	-4,55	-7,61	-9,99	-15,01	-25,305	-36,06
29	0,0000	-0,185	-0,755	-1,61	-2,95	-5,96	-7,72	-10,49	-17,31	-32,73
30	0,0000	-0,095	-0,305	-0,625	-1,965	-4,995	-5,61	-8,64	-10,3	-12,63
31	0,0000	0	0,005	0,06	0,465	0,495	0,61	2,64	3,8	4,63
32	0,0000	0	0,155	0,49	1,12	2,44	3,72	5,9	27,35	47,925
33	0,0000	0	0,11	0,31	0,795	1,64	2,995	5,47	19,895	44,41
34	0,0000	0	0,085	0,24	0,56	1,42	1,72	3,985	11,865	32,27
35	0,0000	-0,045	-0,12	-0,38	-1,025	-1,18	-1,495	-1,995	-3,915	-6,685
36	0,0000	-0,14	-0,515	-1,215	-2,01	-3,335	-4,51	-7,235	-12,165	-22,17
37	0,0000	-0,17	-0,75	-1,51	-3,48	-5,45	-7,42	-9,95	-15,3	-25,2
38	0,0000	-0,21	-0,945	-2,02	-4,15	-5,5	-9,09	-13,885	-22,02	-35,045
39	0,0000	-0,38	-1,11	-2,67	-4,72	-6,65	-9,465	-14,535	-23,86	-36,06
40	0,0000	-0,175	-0,615	-1,32	-3,735	-5,53	-8,48	-13,055	-16,675	-26,28
41	0,0000	-0,11	-0,5	-0,62	-2,215	-3,535	-6,275	-10,215	-15,18	-21,795
42	0,0000	-0,025	-0,07	-0,24	-0,61	-0,99	-1,225	-2,17	-3,67	-5,65
43	0,0000	0,05	0,45	0,7	1	1,44	1,915	2,94	58,11	68,495
44	0,0000	0,105	0,615	0,815	1,625	2,29	2,925	3,94	61,4	70,45
45	0,0000	0,095	0,27	0,495	0,615	1,385	2,45	3,985	10,855	32,91
46	0,0000	-0,03	-0,07	-0,23	-1,02	-1,665	-1,995	-2,045	-3,43	-5,685
47	0,0000	-0,055	-0,07	-0,375	-1,27	-1,965	-2,275	-2,49	-3,905	-6,665
48	0,0000	-0,165	-0,5	-1,61	-3,51	-5,655	-7,12	-9,24	-12,675	-28,775
49	0,0000	-0,215	-1,2	-2,71	-4,94	-6,715	-7,73	-9,775	-13,485	-30,56
50	0,0000	-0,31	-1,445	-3,03	-5,65	-7,22	-8,09	-12,385	-17,015	-35,505

ДОДАТОК В.

Напруження, визначені за допомогою ПК «MATLAB»

Таблиця В.1. Товста плита

b/a	W	m_1	m_2	n_1	n_2
1	0,0444	0,0479	0,0479	0,0000	0,0000
1,1	0,0532	0,0555	0,0493	0,0000	0,0000
1,2	0,0617	0,0627	0,0501	0,0000	0,0000
1,3	0,0698	0,0694	0,0503	0,0001	0,0000
1,4	0,0774	0,0755	0,0506	0,0001	0,0000
1,5	0,0843	0,0812	0,0498	0,0001	0,0000
1,6	0,0907	0,0862	0,0493	0,0001	0,0000
1,7	0,0965	0,0908	0,0486	0,0001	0,0000
1,8	0,1017	0,0948	0,0479	0,0001	0,0000
1,9	0,1064	0,0985	0,0471	0,0001	0,0000
2	0,1106	0,1017	0,0464	0,0001	0,0001
2,5	0,1255	0,1129	0,0430	0,0002	0,0001
3	0,1336	0,1189	0,0406	0,0002	0,0002
3,5	0,1378	0,1219	0,0392	0,0001	0,0002
4	0,1400	0,1235	0,0384	0,0001	0,0003
4,5	0,1411	0,1242	0,0380	0,0001	0,0003
5	0,1416	0,1246	0,0377	0,0000	0,0003

Таблиця В.2. Оболонки від'ємної ґаусової кривини при $f_1 = 0,1a; f_2 = -f_1$

b/a	W	m_1	m_2	n_1	n_2
1	0,0445	0,0489	0,0489	0,0935	-0,0935
1,1	0,0534	0,0566	0,0507	0,1246	-0,0794
1,2	0,0620	0,0638	0,0518	0,1549	-0,0627
1,3	0,0703	0,0707	0,0525	0,1833	-0,0440
1,4	0,0780	0,0771	0,0529	0,2090	-0,0239
1,5	0,0852	0,0831	0,0531	0,2314	-0,0027
1,6	0,0919	0,0885	0,0531	0,2504	0,0194
1,7	0,0980	0,0934	0,0530	0,2661	0,0421
1,8	0,1036	0,0980	0,0527	0,2788	0,0654
1,9	0,1087	0,1020	0,0525	0,2887	0,0891
2	0,1134	0,1057	0,0521	0,2962	0,1131
2,5	0,1308	0,1195	0,0502	0,3092	0,2372
3	0,1414	0,1276	0,0483	0,3002	0,3639
3,5	0,1475	0,1321	0,0466	0,2806	0,4874
4	0,1508	0,1344	0,0451	0,2545	0,6004
4,5	0,1523	0,1351	0,0437	0,2244	0,6960
5	0,1524	0,1349	0,0425	0,1925	0,7689

Таблиця В.3. Оболонки від'ємної ґаусової кривини при $f_1 = 0,2a; f_2 = -f_1$

b/a	W	m_1	m_2	n_1	n_2
1	0,0449	0,0507	0,0507	0,1229	-0,1229
1,1	0,0538	0,0584	0,0527	0,1469	-0,1182
1,2	0,0625	0,0657	0,0541	0,1661	-0,1079
1,3	0,0709	0,0726	0,0551	0,1808	-0,0938
1,4	0,0787	0,0791	0,0556	0,1917	-0,0771
1,5	0,0861	0,0850	0,0559	0,1995	-0,0589
1,6	0,0929	0,0905	0,0560	0,2051	-0,0398
1,7	0,0991	0,0956	0,0559	0,2090	-0,0203
1,8	0,1049	0,1001	0,0557	0,2117	-0,0006
1,9	0,1101	0,1043	0,0554	0,2137	0,0191
2	0,1149	0,1081	0,0551	0,2151	0,0388
2,5	0,1332	0,1225	0,0533	0,2176	0,1369
3	0,1448	0,1314	0,0516	0,2157	0,2371
3,5	0,1521	0,1370	0,0502	0,2110	0,3414
4	0,1567	0,1405	0,0490	0,2040	0,4492
4,5	0,1595	0,1424	0,0479	0,1950	0,5583
5	0,1610	0,1433	0,0469	0,1841	0,6652

Таблиця В.4. Оболонки від'ємної ґаусової кривини при $f_1 = -0,1a; f_2 = -f_1$

b/a	W	m_1	m_2	n_1	n_2
1	0,0445	0,0489	0,0489	-0,0935	0,0935
1,1	0,0534	0,0566	0,0507	-0,1246	0,0794
1,2	0,0620	0,0638	0,0518	-0,1549	0,0627
1,3	0,0703	0,0707	0,0525	-0,1833	0,0440
1,4	0,0780	0,0771	0,0529	-0,2090	0,0239
1,5	0,0852	0,0831	0,0531	-0,2314	0,0027
1,6	0,0919	0,0885	0,0531	-0,2504	-0,0194
1,7	0,0980	0,0934	0,0530	-0,2661	-0,0421
1,8	0,1036	0,0980	0,0527	-0,2788	-0,0654
1,9	0,1087	0,1020	0,0525	-0,2887	-0,0891
2	0,1134	0,1057	0,0521	-0,2962	-0,1131
2,5	0,1308	0,1195	0,0502	-0,3092	-0,2372
3	0,1414	0,1276	0,0483	-0,3002	-0,3639
3,5	0,1475	0,1321	0,0466	-0,2806	-0,4874
4	0,1508	0,1344	0,0451	-0,2545	-0,6004
4,5	0,1523	0,1351	0,0437	-0,2244	-0,6960
5	0,1524	0,1349	0,0425	-0,1925	-0,7689

Таблиця В.5. Оболонки від'ємної ґаусової кривини при $f_1 = -0,2a; f_2 = -f_1$

b/a	W	m_1	m_2	n_1	n_2
1	0,0449	0,0507	0,0507	-0,1229	0,1229
1,1	0,0538	0,0584	0,0527	-0,1469	0,1182
1,2	0,0625	0,0657	0,0541	-0,1661	0,1079
1,3	0,0709	0,0726	0,0551	-0,1808	0,0938
1,4	0,0787	0,0791	0,0556	-0,1917	0,0771
1,5	0,0861	0,0850	0,0559	-0,1995	0,0589
1,6	0,0929	0,0905	0,0560	-0,2051	0,0398
1,7	0,0991	0,0956	0,0559	-0,2090	0,0203
1,8	0,1049	0,1001	0,0557	-0,2117	0,0006
1,9	0,1101	0,1043	0,0554	-0,2137	-0,0191
2	0,1149	0,1081	0,0551	-0,2151	-0,0388
2,5	0,1332	0,1225	0,0533	-0,2176	-0,1369
3	0,1448	0,1314	0,0516	-0,2157	-0,2371
3,5	0,1521	0,1370	0,0502	-0,2110	-0,3414
4	0,1567	0,1405	0,0490	-0,2040	-0,4492
4,5	0,1595	0,1424	0,0479	-0,1950	-0,5583
5	0,1610	0,1433	0,0469	-0,1841	-0,6652

Таблиця В.6. Оболонки двоякої кривини при $f_1 = 0,05a; f_2 = f_1$

b/a	W	m_1	m_2	n_1	n_2
1	0,0153	0,0141	0,0141	-1,2215	-1,2215
1,1	0,0185	0,0167	0,0145	-1,1921	-1,4870
1,2	0,0222	0,0199	0,0152	-1,1461	-1,7521
1,3	0,0263	0,0234	0,0161	-1,0880	-2,0108
1,4	0,0307	0,0273	0,0172	-1,0213	-2,2574
1,5	0,0355	0,0316	0,0184	-0,9488	-2,4871
1,6	0,0406	0,0362	0,0197	-0,8731	-2,6957
1,7	0,0460	0,0410	0,0210	-0,7960	-2,8798
1,8	0,0516	0,0460	0,0225	-0,7192	-3,0371
1,9	0,0572	0,0511	0,0239	-0,6441	-3,1663
2	0,0629 (0,0519)	0,0562 (0,0568)	0,0253 (0,0322)	-0,5716 (-0,534)	-3,2670 (-3,371)
2,5	0,0898	0,0801	0,0314	-0,2695	-3,3815
3	0,1107 (0,0954)	0,0985 (0,103)	0,0353 (0,0501)	-0,0791 (-,0383)	-3,0510 (-2,849)
3,5	0,1248	0,1106	0,0374	0,0221	-2,5508
4	0,1335 0,115	0,1181 (0,122)	0,0382 (0,0554)	0,0663 (0,170)	-2,0472 (1,72)
4,5	0,1385	0,1223	0,0384	0,0780	-1,6099
5	0,1412 (0,121)	0,1244 (0,128)	0,0384 (0,0557)	0,0732 (0,151)	-1,2566 (-0,958)

Таблиця В.7. Оболонки двоякої кривини при $f_1 = 0,1a; f_2 = f_1$

b/a	W	m_1	m_2	n_1	n_2
1	0,0047	0,0025	0,0025	-0,7593	-0,7593
1,1	0,0058	0,0032	0,0026	-0,7314	-0,9438
1,2	0,0071	0,0041	0,0029	-0,7008	-1,1399
1,3	0,0086	0,0054	0,0034	-0,6694	-1,3449
1,4	0,0104	0,0069	0,0041	-0,6384	-1,5565
1,5	0,0124	0,0088	0,0049	-0,6085	-1,7723
1,6	0,0148	0,0109	0,0058	-0,5798	-1,9899
1,7	0,0174	0,0134	0,0068	-0,5522	-2,2070
1,8	0,0204	0,0161	0,0079	-0,5254	-2,4211
1,9	0,0236	0,0191	0,0091	-0,4991	-2,6298
2	0,0272 (0,226)	0,0223 (0.0213)	0,0103 (0,0127)	-0,4731 (-0,455)	-2,8306 (-0,294)
2,5	0,0483	0,0416	0,0170	-0,3420	-3,6420
3	0,0719 (0,665)	0,0630 (0,067)	0,0236 (0,0399)	-0,2132 (-0,130)	-4,0173 (-4,099)
3,5	0,0938	0,0827	0,0291	-0,1034	-3,9653
4	0,111 (0,105)	0,0984 (0,107)	0,0331 (0,050)	-0,023 (-0,11)	-3,6265 (-3,55)
4,5	0,1242	0,1097	0,0358	0,0286	-3,1544
5	0,1330 (0,126)	0,1174 (0,128)	0,0373 (0,0572)	0,0570 (0,21)	-2,6568 (-2,471)

Таблиця В.8. Оболонки двоякої кривини при $f_1 = 0,2a; f_2 = f_1$

b/a	W	m_1	m_2	n_1	n_2
1	0,0011	-0,0003	-0,0003	-0,3439	-0,3439
1,1	0,0013	-0,0003	-0,0002	-0,3308	-0,4344
1,2	0,0016	-0,0003	0,0000	-0,3214	-0,5381
1,3	0,0021	-0,0002	0,0002	-0,3149	-0,6537
1,4	0,0026	0,0001	0,0004	-0,3103	-0,7797
1,5	0,0032	0,0005	0,0007	-0,3069	-0,9148
1,6	0,0039	0,0010	0,0010	-0,3041	-1,0577
1,7	0,0047	0,0016	0,0013	-0,3013	-1,2072
1,8	0,0057	0,0024	0,0017	-0,2982	-1,3624
1,9	0,0068	0,0034	0,0021	-0,2948	-1,5223
2	0,0080	0,0045	0,0025	-0,2910	-1,6861
2,5	0,0166	0,0122	0,0053	-0,2643	-2,5304
3	0,0294	0,0239	0,0093	-0,2264	-3,3266
3,5	0,0457	0,0387	0,0140	-0,1802	-3,9521
4	0,0639	0,0551	0,0191	-0,1304	-4,3224
4,5	0,0820	0,0714	0,0240	-0,0827	-4,4207
5	0,0983	0,0861	0,0282	-0,0412	-4,2889

ДОДАТОК Г

ПАТЕНТ НА КОРИСНУ МОДЕЛЬ «СТАЛЕФІБРОБЕТОННА ТОНКОСТІННА ОБОЛОНКА ПОКРИТТЯ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА»

УКРАЇНА

ПАТЕНТ

НА КОРИСНУ МОДЕЛЬ

№ 127805

СТАЛЕФІБРОБЕТОННА ТОНКОСТІННА ОБОЛОНКА ПОКРИТТЯ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА

Видано відповідно до Закону України "Про охорону прав на винаходи і корисні моделі".

Зареєстровано в Державному реєстрі патентів України на корисні моделі **27.08.2018.**

Заступник міністра економічного розвитку і торгівлі України М.І. Тітарчук

МІНІСТЕРСТВО ЕКОНОМІЧНОГО РОЗВИТКУ І ТОРГІВЛІ УКРАЇНИ ІДЕНТИФІКАЦІЙНИЙ КОД 37508596

(11) **127805**

(19) **UA**

(51) **МПК**
E04B 1/04 **(2006.01)**

(21) Номер заявки: **u 2018 01673**

(22) Дата подання заявки: **19.02.2018**

(24) Дата, з якої є чинними права на корисну модель: **27.08.2018**

(46) Дата публікації відомостей про видачу патенту та номер бюлетеня: **27.08.2018, Бюл. № 16**

(72) Винахідники:
Бабич Євген Михайлович, UA,
Андрійчук Олександр Валентинович, UA,
Ужегов Сергій Олегович, UA

(73) Власник:
ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ, вул. Львівська, 75, м. Луцьк, 43018, UA

(54) Назва корисної моделі:

СТАЛЕФІБРОБЕТОННА ТОНКОСТІННА ОБОЛОНКА ПОКРИТТЯ У ФОРМІ ГІПЕРБОЛІЧНОГО ПАРАБОЛОЇДА

(57) Формула корисної моделі:

Сталефібробетонна тонкостінна оболонка покриття у формі гіперболічного параболоїда, що виконана з армованого бетону, яка **відрізняється** тим, що вона виконана зі сталефібробетону та має форму гіперболічного параболоїда.

ДОДАТОК Д

ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Україна, 43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75
тел.: +38(0332)74-61-03
факс: +38(0332)77-48-40
e-mail: rector@lutsk-ntu.com.ua
www.lutsk-ntu.com.ua

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

LUTSK NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY

Ukraine, 43018, Lutsk, 75, Lvivska st.
tel.: +38(0332)74-61-03
fax: +38(0332)77-48-40
e-mail: rector@lutsk-ntu.com.ua
www.lutsk-ntu.com.ua

07.09.2018 № 1102-21-35

на № _____ від _____

ДОВІДКА

про впровадження результатів дисертаційної роботи
УЖЕГОВА Сергія Олеговича в навчальний процес

Дана УЖЕГОВУ С.О., асистенту кафедри будівництва та цивільної інженерії Луцького НТУ, у тому, що результати його кандидатської дисертаційної роботи на тему: «***Несуча здатність, деформативність і тріщиностійкість тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» з використанням сталефібробетону***» були використані:

під час виконання науково-дослідної держбюджетної теми Луцького НТУ «Дослідження напружено-деформованого стану сталефібробетонних конструкцій, удосконалення методики оцінки надійності та технології їх виготовлення» (державний реєстраційний номер 0115U002205, 2015-2016 р.р.);

при розробці наукової частини магістерської роботи студентки групи ПЦБз-61 Соколовської Р.А. використано отримані залежності механічних характеристик сталефібробетонних зразків;

при оновленні конспектів лекцій з нормативних дисциплін підготовки бакалавра «Будівельне матеріалознавство», «Будівельні конструкції», а також доповнено і розширено теоретичний і практичний матеріал вибіркових навчальних дисциплін «Технологія та організація будівельного виробництва», «Будівельні конструкції, будівлі та споруди».

Ректор П.П.Савчук

Декан факультету будівництва та дизайну О.Г. Бондарський

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

ЛУЦЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Україна, 43018, м. Луцьк, вул. Львівська, 75
тел.: +38(0332)74-61-03
факс: +38(0332)77-48-40
e-mail: rector@lutsk-ntu.com.ua
www.lutsk-ntu.com.ua

MINISTRY OF EDUCATION AND SCIENCE OF UKRAINE

LUTSK NATIONAL TECHNICAL UNIVERSITY

Ukraine, 43018, Lutsk, 75, Lvivska st.
tel.: +38(0332)74-61-03
fax: +38(0332)77-48-40
e-mail: rector@lutsk-ntu.com.ua
www.lutsk-ntu.com.ua

12.12.2017 №1591-19-33

на № _____ від _____

А К Т

впровадження результатів науково-дослідної роботи
«Міцність, тріщиностійкість і деформативність тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» із використанням сталефібробетону»,
виконаної в Луцькому національному технічному університеті

В Луцькому НТУ ведеться підготовка бакалаврів та магістрів за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія. У їх навчальний процес впроваджено результати науково-дослідної роботи «Міцність, тріщиностійкість і деформативність тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» із використанням сталефібробетону» (№ д/р 0117U004769. Шифр 46-17 к), яку виконував асистент кафедри будівництва та цивільної інженерії Сергій Ужегов:

- результати науково-дослідної роботи використані при виконанні курсового проекту з дисципліни «Залізобетонні конструкції»;
- у підготовці магістрів за спеціальністю 192 – Будівництво та цивільна інженерія;
- у підготовці аспірантів за спеціальністю 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди;
- доповнено і розширено теоретичний і практичний матеріал нормативних дисциплін підготовки бакалавра «Будівельне матеріалознавство», «Будівельні конструкції»;
- доповнено і розширено теоретичний і практичний матеріал вибіркових дисциплін підготовки бакалавра (циклів вільного вибору студента) «Технологія та організація будівельного виробництва», «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» за спеціалізацією «Промислове та цивільне будівництво».

Проректор з науково-педагогічної роботи В.І.Талах

Декан факультету будівництва та дизайну О.Г.Бондарський

Приватне підприємство
«ПРОМБУД-5»
43020, м. Луцьк, вул. Електроапаратна, 5-В, тел.факс (0332) 78-51-98
ЄДРПОУ 36716793, р/р 26008015442901 ПАТ «Альфа-Банк», МФО 300346

№ 174 «13» грудня 2017 р.

ЗАТВЕРДЖУЮ
Директор ПП «Промбуд-5»
_____ П.А.Семерей

А К Т
впровадження результатів науково-дослідної роботи
«Міцність, тріщиностійкість і деформативність тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» із використанням сталефібробетону»,
виконаної у Луцькому національному технічному університеті

Під час виконання будівельно-монтажних робіт ПП «Промбуд-5» при спорудженні кормосховища на території тваринницької ферми в с. Підгайці Млинівського району Рівненської області було влаштовано конструкцію тонкостінної оболонки покриття зі сталефібробетону у формі гіперболічного параболоїда.

При виготовленні тонкостінної оболонки покриття зі сталефібробетону було впроваджено результати науково-дослідної роботи «Міцність, тріщиностійкість і деформативність тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» із використанням сталефібробетону» (№ д/р 0117U004769. Шифр 46-17 к), виконаної у Луцькому національному технічному університеті, розробник С.О.Ужегов. Завдяки дотримання запропонованої у роботі технології вдалося уникнути утворення «їжаків» при приготуванні сталефібробетонної суміші.

В процесі виготовлення гіпара зі сталефібробетону, а саме, при монтажі елементів контуру, влаштуванні опалубки, укладанні сталефібробетоннної суміші і формуванні тіла оболонки використано запропоновану у науково-дослідній роботі технологію. Лінійність елементів опалубки забезпечила простоту виготовлення тонкостінної оболонки, дозволила скоротити терміни та знизити вартість будівельно-монтажних робіт.

Головний інженер _____ Б.М. Світліковський

КОМУНАЛЬНЕ ПІДПРИЄМСТВО "ВОЛИНЬПРОЕКТ»

ВОЛИНСЬКОЇ ОБЛАСНОЇ РАДИ

43000 Волинська область, м. Луцьк, вул. Винниченка, 67

код за ЄДРПОУ 36892551,тел.(0332) 282192, е –mail: volynproekt@gmail.com

А К Т

впровадження результатів науково-дослідної роботи

«Міцність, тріщиностійкість і деформативність тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» із використанням сталефібробетону»,

виконаної в Луцькому національному технічному університеті

КП «Волиньпроект» при виконанні проекту «Нове будівництво спортивного залу КЗ «Луцький НВК ЗОШ І - ІІІ ступенів » на вул. Дубнівській,32 в м.Луцьку. було передбачено використання конструкції тонкостінної оболонки покриття зі сталефібробетону у формі гіперболічного параболоїда.

При розрахунку і конструюванні тонкостінної оболонки покриття зі сталефібробетону було впроваджено результати науково-дослідної роботи «Міцність, тріщиностійкість і деформативність тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» із використанням сталефібробетону» (№ д/р 0117U004769. Шифр 46-17 к), виконаної в Луцькому національному технічному університеті, розробник С.О.Ужегов.

Розрахунок тонкостінної оболонки покриття виконувався у розробленій комп'ютерній програмі «Розрахунок оболонок», що призначена для обчислення деформацій та дослідження стійкості оболонок, в т.ч. оболонок обертання з від'ємною гаусовою кривиною типу однопорожнинного гіперболічного параболоїда.

Впровадження розробок науково-дослідної роботи «Міцність, тріщиностійкість і деформативність тонкостінних оболонок типу «гіперболічний параболоїд» із використанням сталефібробетону» забезпечує надійність розрахунків тонкостінних інженерних конструкцій на стадії їх проектування та удосконалення технології їх виготовлення, що дозволить підвищити експлуатаційні показники конструкції, термін їх експлуатації, знизити їх собівартість за рахунок запровадження у виробництво заходів з ресурсо- та енергозбереження.

Директор КП «Волиньпроект» ВОР - А.М. Доротій

ДОДАТОК Е

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ ТА ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

Список публікацій здобувача:

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Сунак О. П. До визначення внутрішніх зусиль у пологій оболонці від'ємної Ґаусової кривини при дії вертикального навантаження / О. П. Сунак, С. О. Ужегов, О. А. Пахолюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Вип. 24. – Рівне, 2012. – С. 413-418. *(Особистий внесок автора: отримано результати аналітичного визначення внутрішніх зусиль від вертикального навантаження в оболонці у формі гіпара).*

2. Пасічник Р. В. Застосування методу скінченних різниць до розрахунку однопорожнинного гіперболоїда / Р. В. Пасічник, С. О. Ужегов, Т. В. Горбатюк // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Рівне, 2015. – Випуск 30. – С. 384–389. *(Особистий внесок автора: отримано результати розрахунку оболонок від'ємної гаусової кривини методом скінченних різниць).*

3. Бернакевич І. Є. Розрахунок напружено-деформованого стану будівельних споруд на основі уточнених теорій оболонок / І. Є. Бернакевич, П. П. Вагін, С. О. Ужегов // Містобудування та територіальне планування : наук.-техн. збірник. – К.: КНУБА, 2014. – Вип. 54. – С. 42–49. *(Особистий внесок автора: отримано результати розрахунку напружень в оболонках).*

4. Пасічник Р. В. Алгоритм розв'язку задач міцності та стійкості оболонок обертання методом сіток / Р. В. Пасічник, С. О. Ужегов, О. С. Пасічник // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць. – Випуск 3. – Луцьк : Луцький НТУ, 2015. – С. 120–126. *(Особистий внесок автора: застосовано алгоритм розв'язку задач міцності та стійкості оболонок обертання скінченно-різницевим методом).*

5. Пасічник Р. В. Комп'ютерна програма «розрахунок оболонок». Область застосування та можливості / Р. В. Пасічник, С. О. Ужегов, О. С. Пасічник // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць. – Випуск 4. – Луцьк : Луцький НТУ, 2015. – С. 54–61. *(Особистий внесок автора: розроблено комп'ютерну програму «Розрахунок оболонок» для обчислення*

деформацій та дослідження стійкості оболонок обертання).

6. Ужегов С. О. Дослідження впливу окремих факторів на міцність сталефібробетону методом математичного планування експерименту / С. О. Ужегов // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць. – Випуск 5. – Луцьк : Луцький НТУ. 2016. – С. 174–183. *(Особистий внесок автора: досліджено міцність сталефібробетону на розтяг шляхом використання математичного моделювання на основі трирівневого плану другого порядку Бокса-Бенкена*).

7. Андрійчук О. В. Дослідження тонкостінного сталефібробетонного покриття у формі гіперболічного параболоїда за допомогою програмного комплексу «ЛИРА–САПР» / О. В. Андрійчук, А. Б. Григорчук, С. О. Ужегов // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : збірник наукових праць. – Рівне : НУВГП, 2017. – Вип. 34. – С. 176–183. *(Особистий внесок автора: отримано результати напружень і деформацій в тонкостінній оболонці покриття у формі гіпара зі сталефібробетону за допомогою ПК «ЛИРА–САПР»*.

8. Ужегов С. О. Порівняння різновидів добавок для бетону та їх застосування у тонкостінних конструкціях покриття / С. О. Ужегов // Товарознавчий вісник. Збірник наукових праць. – Випуск 11. – Луцьк : Луцький НТУ, 2018. – С. 152–159. *(Особистий внесок автора:встановлено вплив сталевої фібри на тріщиностійкість, деформативність та несучу здатність тонкостінних оболонок у формі гіпара).*

Стаття у науковому періодичному виданні, що включено до міжнародної наукометричної бази Scopus:

9. Uzhehov S. The influence of repeated loading on work of the steel fiber concrete drainage trays and pipes on the roads / O. Andriichuk, V. Babich, I. Yasyuk, S. Uzhehov // MATEC Web of Conferences. N 116. P. 02001, 1–9, DOI: 10.1051/matecconf/20171160200 *(Особистий внесок автора: ефективність додавання сталевої фібри до бетонних конструкцій, що сприймають повторні навантаження).*

Наукові праці, які додатково відображають наукові результати

дисертації:

10. Сунак О. П. Внутрішні зусилля у пологій оболонці від'ємної гаусової кривини при дії вертикального навантаження / О. П. Сунак, С. О. Ужегов, О. А. Пахолюк // Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві : збірник наукових праць – Випуск 1. Луцьк : РВВ Луцького НТУ, 2014. – С. 139–145. *(Особистий внесок автора: наведено вирази для аналітичного визначення внутрішніх зусиль від вертикального навантаження в оболонці у формі гіперболічного параболоїда).*

11. Uzhegov S. Badanie pokryć żelbetowych / S. Uzhegov // PL-NTU Transgraniczna wymiana doświadczeń. Tom 2. Monografie. – Lublin: Politechnika Lubelska, 2015. – 75–84 p. *(Особистий внесок автора: розраховано армоцементне покриття у формі гіпара, а також моделювання його конструкції для проведення експериментального дослідження).*

Патенти:

12. Ужегов С. О. Свідоцтво про реєстрацію авторського права на твір №59810 «Комп'ютерна програма «Розрахунок оболонок»» // Р.В. Пасічник, С.О. Ужегов, О.В. Андрійчук, О.А. Ужегова, В.В. Божидарнік. Дата реєстрації 22.05.2015.

13. Бабич Є.М. Свідоцтво про реєстрацію авторського права на твір №81301 Комп'ютерна програма «Розрахунок оболонок двоякої кривини» / Є.М. Бабич, О.В. Андрійчук, С.О. Ужегов. Дата реєстрації 07.09.2018 р.

Апробація результатів дисертації. Матеріали дисертації доповідались і були схвалені на:

1. XXVI Науково-технічній конференції професорсько-викладацького складу «Актуальні проблеми та перспективи науки і виробництва» (м. Луцьк, 2012);

2. Міжнародній науково-технічній конференції молодих учених та студентів «Актуальні задачі сучасних технологій» (м. Тернопіль, 2012);

3. XXXVI Університетській студентській науково-технічній конференції «Україна сьогодні: інтеграція освіти та науки» (м. Луцьк, 2013);

4. І Міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих учених та студентів «Інновації у будівництві» (м. Луцьк, 2014);

5. ІІ Міжнародній науково-практичній виставці-конференції молодих учених та студентів «Інновації у будівництві» (м. Луцьк, 2016);

6. VI Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті (Трансбуд–2017)» – Харків, Український державний університет залізничного транспорту, 19–21 квітня 2017 року.

7. VII Міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті Трансбуд–2018» (Український державний університет залізничного транспорту, м. Харків, 14–16 листопада 2018 року).