

Національний транспортний університет
Міністерство освіти і науки України

Національний транспортний університет
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

КОТ ДМИТРО ВЛАДИСЛАВОВИЧ

УДК 624.21.012.45

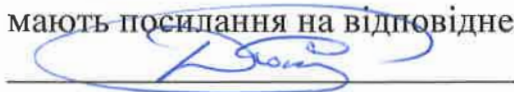
ДИСЕРТАЦІЯ

УДОСКОНАЛЕННЯ МЕТОДУ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗНІМНИМИ ОПАЛУБКАМИ НА ТРАНСПОРТНИХ СПОРУДАХ

Спеціальність: 05.22.11 – автомобільні шляхи та аеродроми

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.



Дмитро КОТ

Науковий керівник –

Коваль Петро Миколайович

кандидат технічних наук, професор

Ідентичність усіх примірників дисертації

Засвідчую

В. о. вченого секретаря

спеціалізованої вченої ради

доктор економічних наук, професор



Олена ЛОЖАЧЕВСЬКА



Київ 2025

АНОТАЦІЯ

Кот Д.В. Удосконалення методу проектування плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах. Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.22.11 – автомобільні шляхи та аеродроми. Національний транспортний університет, 2025.

Дана дисертаційна робота направлена на вирішення актуального науково-практичного завдання – підвищення довговічності та ефективності застосування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах автомобільних доріг загального користування за рахунок удосконалення методу їх проектування. Які на стадії будівництва прогонової будови виконують роль незнімної опалубки плити проїзної частини, а на стадії експлуатації (при дотриманні низки конструктивних вимог) можуть бути включеним в спільну роботу з бетоном плити як збірно-монолітна конструкція.

У першому розділі роботи проведено аналіз наукових досліджень, розробок та методів проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах, встановлено, що незважаючи на широке застосування збірних елементів заводського виготовлення, для зведення плити проїзної частини необхідно застосовувати опалубку різних типів; при цьому кожен проєкт транспортної споруди з точки зору опалублювання плити проїзної частини є індивідуальним. Це породжує необхідність розробки детального проєктування опалублювальних конструкцій та процесів, вимагає додаткового часу як на проєктування, так і на монтаж опалубки та підтримуючих пристроїв; здійснення демонтажу опалубки затримується до набору бетоном плити певного рівня міцності, а також є необхідним в удосконаленні методу проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах від дії навантаги з урахуванням конструктивних та матеріалозначчих параметрів. Позбутись цих недоліків дозволяє застосування незнімної опалубки,

яке практикується достатньо тривалий період часу. Використання незнімної опалубки для малих залізобетонних мостів з прольотами між балками до 1,2м дозволяє зекономити до 2,5% вартості влаштування конструкції, у випадку позакласних сталі-залізобетонних мостів з прольотами між балками до 4м показник економії вартості складає від 8 –15%, в залежності від складності споруди та типу перешкоди.

У другому розділі наведено теоретичні аспекти щодо розрахунку залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах від дії навантаги. Розроблено розрахункові схеми і аналітичні залежності для розрахунку залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах, що враховує конструктивні, матеріалознавчі параметри для їх ефективного проектування. Удосконалено метод проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками, що дозволяє оцінювати міцність, тріщиностійкість, деформативність таких конструкцій на транспортних спорудах від дії навантаги.

У третьому розділі наведено результати експериментальних досліджень конструктивних, матеріалознавчих параметрів натурних моделей залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах від дії навантаги і оцінити їх міцність, тріщиностійкість, деформативність. При дослідженні встановлено розбіжність результатів порівняння знаходиться в межах 12%, при рівні довірчої вірогідності 0,95, що засвідчує високий рівень адекватності запропонованого методу проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних споруд. Загалом по всім конструкціям незнімних опалубок відповідність експериментальних та розрахункових напруг від дії розрахункових навантаг склала від 90 до 99%. Але слід зауважити, що в серіях ПО – 2 – ПО – 5 арматура вже розрахована на сумісну роботу збірно-монолітного перерізу.

У четвертому розділі наведені практичні рекомендації щодо застосування отриманого методу з проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах за рахунок конструктивних,

матеріалознавчих параметрів від дії навантаги, розташованих: на автомобільних дорогах загального користування, вулицях і дорогах міст та сільських населених пунктів; на внутрішньогосподарських дорогах та проїздах; пішохідних транспортних споруд над залізницями, автомобільними і міськими дорогами. При проєктуванні залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах необхідно враховувати матеріалознавчі та конструктивні параметри, а також розрахункову навантагу.

За результатами дисертаційного дослідження отримано науково-прикладні результати, які слугуватимуть основою для більш ефективного проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками – це дозволить отримувати ефективні економічно-обґрунтовані рішення щодо проєктування та експлуатації таких конструкцій на транспортних спорудах автомобільних доріг.

Ключові слова: автодорожній міст, транспортна споруда, плита проїзної частини моста, залізобетонні незнімні опалубки, випробування бетону, метод скінченних елементів, статична навантага, проєктування, довговічність, тріщиностійкість, прогонова будова.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ РОБІТ ПО ТЕМІ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, у яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Монографія:

1. Онищенко А.М., Кот Д.В., Башкевич І.В. Теоретичні та практичні методи проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах: монографія. К. Видавництво Людмила. 2024. 476 с. ISBN 978-617-555-207-0 https://doi.org/10.32751/Mono_plyty2024.

Статті у виданнях іноземних держав або у виданнях України, які включені до міжнародних науко метричних баз:

2. Koval' M. P., Kot D. V. Usage of permanent formwork for bridge deck slabs in bridge building in Ukraine. *Science, Technology and Higher Education* 2013 Vol. II. P. 171–177.

3. Kot D., Kot O. Testing of models of bridge decks with reinforced concrete fixed formwork. *World Science*. Vol 3(85), URL: https://doi.org/10.31435/rsglobal_ws/30092024/8221

Статті у наукових фахових виданнях України:

4. Кот Д.В., Коваль М.П. Незнімна залізобетонна опалубка для плит проїзної частини мостів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* : науково-технічний збірник. 2015. Вип. 93. С. 206 – 216. URL: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/93/206-216.pdf

5. Кот Д.В. Випробування моделей плит проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками методом оптико-цифрової спекл-кореляції зображень. *Дороги і мости* : збірник наукових праць. 2022. Вип. 26. С. 183–191. URL: <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2022.26.183>

6. Кот Д.В. Дослідження зразків плит незнімних залізобетонних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини мостів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* : науково-технічний збірник. 2022. Вип. 111. С. 174–183. URL: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/111/174-183.pdf

Опубліковані праці апробаційного характеру:

7. Онищенко А.М., Кот Д.В. Експериментальні дослідження зразків плит незнімних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини транспортних споруд. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2023. №. 1. С. 13 – 16.

8. Кот Д.В. Випробування зразків моделей плит проїзної частини мостів з незнімною залізобетонною опалубкою. *LXX наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2014. –С. 142

9. Кот Д.В. Плити проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками. *LXXVIII Наукова конференція професорсько-викладацького складу*,

аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету. Київ, НТУ, 2022, Вип. 78 – С. 141.
[DOI: 10.33744/2786-6459-2022-78](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2022-78)

10. Онищенко А.М., Кот Д.В. Аналіз експериментальних досліджень зразків плит незмінних залізобетонних опалубко з напруженою арматурою для плит проїзної частини транспортних споруд. *LXXVIV Наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету.* – Київ, НТУ, 2023, Вип. 79 – С. 196 – 197. [DOI: 10.33744/2786-6459-2023-79](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2023-79)

11. Онищенко А.М., Башкевич І.В., Кот Д.В., Мусурівський Б.Д. Удосконалення методу проєктування плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах. *Ювілейна наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету.* – Київ, НТУ, 2024, Вип. 80 – С. 247 – 248 [DOI: 10.33744/2786-6459-2024-80](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2024-80)

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

12. МР В.2.3-0207915-862:2015 Методичні рекомендації з проєктування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою.

https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=63356

ABSTRACT

Kot D.V. Improving the method of designing a roadway slab with fixed formwork on transport structures. – Qualification scientific work in the form of a manuscript.

Dissertation for the degree of Candidate of Technical Sciences in the specialty 05.22.11 – highways and airfields. – National Transport University, 2025.

This dissertation work is aimed at solving a relevant scientific and practical problem – increasing the durability and efficiency of using reinforced concrete roadway slabs with non-removable formwork on transport structures of public roads by improving their design method. Which, at the construction stage of the span structure, perform the role of non-removable formwork for the carriageway slab, and at the operation stage

(subject to a number of design requirements) can be included in joint work with the concrete slab as a prefabricated monolithic structure.

The first section of the work analyzes scientific research, developments and methods for designing reinforced concrete roadway slabs with fixed formwork on transport structures, and it is established that despite the widespread use of prefabricated factory-made elements, it is necessary to use formwork of various types for the construction of roadway slabs; at the same time, each transport structure project from the point of view of formwork for the roadway slab is individual. This creates the need to develop detailed design of formwork structures and processes, requires additional time for both design and installation of formwork and supporting devices; dismantling of the formwork is delayed until the concrete of the slab reaches a certain level of strength, and is also necessary to improve the method for designing reinforced concrete roadway slabs with fixed formwork on transport structures from the action of the load, taking into account structural and material parameters. The use of fixed formwork, which has been practiced for a sufficiently long period of time, allows getting rid of these shortcomings. The use of fixed formwork for small reinforced concrete bridges with spans between beams up to 1.2m allows saving up to 2.5% of the cost of constructing the structure, in the case of extra-class steel-reinforced concrete bridges with spans between beams up to 4m, the cost savings are from 8 – 15%, depending on the complexity of the structure and the type of obstacle.

The second section presents theoretical aspects of the calculation of reinforced concrete slabs of the roadway with fixed formwork on transport structures from the action of the load. Calculation schemes and analytical dependencies have been developed for the calculation of reinforced concrete slabs of the roadway with fixed formwork on transport structures, which takes into account structural and material science parameters for their effective design. The method of designing reinforced concrete slabs of the roadway with fixed formwork has been improved, which allows assessing the strength, crack resistance, deformability of such structures on transport structures from the action of the load.

The third section presents the results of experimental studies of the structural, material science parameters of full-scale models of reinforced concrete slabs of the carriageway with non-removable formwork on transport structures from the action of the load and assess their strength, crack resistance, deformability. The study established that the discrepancy in the comparison results is within 12%, at a confidence level of 0.95, which indicates a high level of adequacy of the proposed method for designing reinforced concrete slabs of the carriageway with non-removable formwork on transport structures. In general, for all structures of non-removable formwork, the correspondence of experimental and design stresses from the action of design loads was from 90 to 99%. But it should be noted that in the PO-2 – PO-5 series, the reinforcement is already designed for the combined operation of a prefabricated-monolithic section.

The fourth section provides practical recommendations for the application of the obtained method for designing a reinforced concrete slab of a roadway with fixed formwork on transport structures at the expense of structural, material science parameters from the action of the load, located: on public highways, streets and roads of cities and rural settlements; on internal roads and driveways; pedestrian transport structures over railways, highways and city roads. When designing a reinforced concrete slab of a roadway with fixed formwork on transport structures, it is necessary to take into account material science and structural parameters, as well as the calculated load.

According to the results of the dissertation research, scientific and applied results were obtained that will serve as the basis for more effective design of a reinforced concrete slab of a roadway with fixed formwork – this will allow obtaining effective economically justified solutions for the design and operation of such structures on transport structures of highways.

Key words: road bridge, transport structure, bridge deck slab, reinforced concrete permanent formwork, concrete testing, finite element method, static loading, design, durability, crack resistance, span structure.

LIST OF PUBLISHED WORKS ON THE THEME OF THE DISSERTATION

Scientific works in which the main scientific results of the dissertation are published:

Monograph:

1. Онищенко А.М., Кот Д.В., Башкевич І.В. Теоретичні та практичні методи проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах: монографія. К. Видавництво Людмила. 2024. 476 с. ISBN 978-617-555-207-0 https://doi.org/10.32751/Mono_plyty2024.

Articles in publications of foreign countries or in publications of Ukraine, which are included in international scientometric databases:

2. Koval' M. P., Kot D. V. Usage of permanent formwork for bridge deck slabs in bridge building in Ukraine. *Science, Technology and Higher Education* 2013 Vol. II. P. 171–177.

3. Kot D., Kot O. Testing of models of bridge decks with reinforced concrete fixed formwork. *World Science*. Vol 3(85), URL: https://doi.org/10.31435/rsglobal_ws/30092024/8221

Articles in scientific professional publications of Ukraine:

4. Кот Д.В., Коваль М.П. Незнімна залізобетонна опалубка для плит проїзної частини мостів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* : науково-технічний збірник. 2015. Вип. 93. С. 206 – 216. URL: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/93/206-216.pdf

5. Кот Д.В. Випробування моделей плит проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками методом оптико-цифрової спекл-кореляції зображень. *Дороги і мости* : збірник наукових праць. 2022. Вип. 26. С. 183–191. URL: <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2022.26.183>

6. Кот Д.В. Дослідження зразків плит незнімних залізобетонних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини мостів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* : науково-технічний збірник. 2022. Вип. 111. С. 174–183. URL: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/111/174-183.pdf

Published works of an approbatory nature:

7. Онищенко А.М., Кот Д.В. Експериментальні дослідження зразків плит незнімних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини транспортних споруд. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2023. №. 1. С. 13 – 16.

8. Кот Д.В. Випробування зразків моделей плит проїзної частини мостів з незнімною залізобетонною опалубкою. *LXX наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2014. –С. 142

9. Кот Д.В. Плити проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками. *LXXVIII Наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. Київ, НТУ, 2022, Вип. 78 – С. 141.
[DOI: 10.33744/2786-6459-2022-78](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2022-78)

10. Онищенко А.М., Кот Д.В. Аналіз експериментальних досліджень зразків плит незнімних залізобетонних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини транспортних споруд. *LXXVIV Наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2023, Вип. 79 – С. 196 – 197. [DOI: 10.33744/2786-6459-2023-79](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2023-79)

11. Онищенко А.М., Башкевич І.В., Кот Д.В., Мусурівський Б.Д. Удосконалення методу проєктування плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах. *Ювілейна наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2024, Вип. 80 – С. 247 – 248 [DOI: 10.33744/2786-6459-2024-80](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2024-80)

Scientific works that confirm the approval of the dissertation materials:

12. МР В.2.3-0207915-862:2015 Методичні рекомендації з проєктування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою.
https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=63356

ЗМІСТ

ВСТУП.....	17
РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ НАУКОВИХ ДОСЛІДЖЕНЬ І РОЗРОБОК ЩОДО ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗМІННИМИ ОПАЛУБКАМИ НА ТРАНСПОРТНИХ СПОРУДАХ.....	24
1.1 Основні передумови дослідження.....	24
1.2 Аналіз існуючих опалубок для монолітних залізобетонних плит.....	30
1.3 Аналіз існуючих конструктивних особливостей при проєктуванні залізобетонних плит проїзної частини з незмінними опалубками для транспортних споруд.....	34
1.4 Існуючий досвід практичного застосування залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах України.....	37
1.5 Аналіз методів проєктування та розрахунку залізобетонних плит проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах....	41
Висновки до розділу 1.....	55
РОЗДІЛ 2 ТЕОРЕТИЧНІ АСПЕКТИ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗМІННИМИ ОПАЛУБКАМИ НА ТРАНСПОРТНИХ СПОРУДАХ.....	56
2.1 Загальні положення.....	56
2.2 Розрахунок залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубки як несного елементу (на стадії виготовлення плити).....	57
2.3 Розрахунки міцності похилих перерізів незмінної опалубки по поперечній силі.....	60
2.4 Розрахунок монолітної плити із залізобетонною незмінною опалубкою як шаруватої системи.....	63
2.4.1 Метод розрахунку.....	64

2.4.2 Класичні та неklasичні теорії.....	65
2.4.3 Числові методи і підходи	67
2.5 Алгоритм розрахунку шаруватої плити проїзної частини з незнімними опалубками за допомогою методу скінченних елементів.....	72
2.6 Числово-аналітичний підхід.....	76
2.7 Моделювання та розрахунок композитної шаруватої плити проїзної частин сумісно з балками сталевий прогонової будови.....	86
2.8 Розрахунки плити проїзної частини як елемента деформівної конструкції.....	89
Висновки до розділу 2.....	96
РОЗДІЛ 3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗНІМНОЮ ОПАЛУБКОЮ.....	99
3.1 Програма експериментальних досліджень	99
3.2 Конструювання та виготовлення зразків.....	101
3.2.1 Конструкція незнімних опалубок марки ПО.....	101
3.2.2 Конструювання залізобетонних плит проїзної частини з незнімною опалубкою марки ПО.....	106
3.2.3 Виготовлення плит незнімної опалубки.....	110
3.2.4 Виготовлення зразків плит проїзної частини з незнімними опалубками.....	115
3.3 Експериментальні дослідження зразків.....	118
3.3.1 Випробування зразків незнімної опалубки.....	118
3.3.2 Випробування дослідних зразків плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою.....	124

3.4 Аналіз результатів випробувань дослідних зразків незнімної опалубки.....	141
3.5 Аналіз результатів випробувань дослідних зразків плит проїзної частини транспортних споруд із залізобетонною незнімною опалубкою..	143
Висновки до розділу 3.....	150
РОЗДІЛ 4 ПРАКТИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ З МЕТОДИКИ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗМІННИМИ ОПАЛУБКАМИ НА ТРАНСПОРТНИХ СПОРУДАХ	154
4.1 Сфера застосування	154
4.2 Загальні положення з проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах.....	155
4.3 Вимоги до матеріалів.....	155
4.4 Конструктивні вимоги.....	156
4.5 Розрахунок залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками на стадії виготовлення плити проїзної частини транспортних споруд.....	159
4.5.1 Визначення навантаг.....	159
4.5.2 Розрахунок міцності нормальних перерізів незнімної опалубки (по згинальному моменту).....	160
4.5.3 Розрахунок міцності похилих перерізів незнімної опалубки (по поперечній силі).....	162
4.5.4 Розрахунок нахилених перерізів елементів з поперечною арматурою на дію поперечної сили.....	163
4.6 Розрахунок залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубки по деформаціях (прогинах).....	166
4.7 Розрахунок тріщиностійкості залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубки.....	168

4.8 Розрахунок монолітної плити проїзної частини із залізобетонною незнімною опалубкою (на стадії експлуатації)	168
4.9 Розрахунок міцності нормальних перерізів плити (по згинальному моменту).....	169
4.10 Розрахунок міцності похилих перерізів плити (по поперечній силі)	174
4.11 Розрахунок плити проїзної частини по деформаціях (прогинах)....	182
4.12 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість.....	184
4.13 Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини.....	185
4.14 Розрахунок міцності стикового з'єднання.....	185
Висновки до розділу 4.....	189
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	192
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	196
ДОДАТКИ.....	209
Додаток А Результати приладів при випробуванні зразків плит ПО – 1 та ПО – 2.....	210
Додаток Б. Приклад розрахунку та випробування плити ЗБНО, що не включається в сумісну роботу з плитою проїзної частини.....	243
Додаток В Комп'ютерна програма для розрахунку плит проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками.....	261
Додаток Г. Довідки із практичного впровадження результатів дисертаційної роботи.....	270
Додаток Д. Список публікацій здобувача за темою дисертації та відомості про апробацію результатів дисертації.....	276

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ ТА СКОРОЧЕНЬ

ГБН Галузеві будівельні норми;

ДБН Державні будівельні норми;

ДСТУ Державний стандарт України;

ЗБНО – залізобетонна незнімна опалубка;

ППЧ – плита проїзної частини.

НДС – напружено-деформований стан.

МСЕ – метод скінчених елементів.

A'_b – площа перерізу стиснутої зони бетону;

A_b – площа перерізу всього бетону;

A_{red} – приведена площа перерізу елемента;

A_s – площа перерізу ненапруженої розтягнутої поздовжньої арматури;

A'_s – площа перерізу ненапруженої стиснутої поздовжньої арматури;

A_{si} – площа поперечного перерізу похилих арматурних стрижнів;

A_{sw} – площа поперечного перерізу арматурних стрижнів, нормальних до поздовжньої осі елемента;

$\overline{B}$ – жорсткість суцільного перерізу при короткочасній дії тимчасової навантаги з урахуванням утворення тріщин;

$\overline{B}_g^*$ – жорсткість перерізу при дії постійної навантаги з урахуванням утворення тріщин і повзучості бетону;

I_{red} – момент інерції приведенного перерізу елемента відносно його центра тяжіння;

M – розрахункове значення згинального моменту, що діє на нормальний переріз;

N – поздовжня сила;

Q – максимальна величина поперечної сили від зовнішньої навантаги, розташованого по один бік від розглядуваного похилого перерізу;

Q_b – поперечне зусилля, яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу;

R_b – розрахунковий опір бетону осьовому стиску;

R_{b1} – розрахунковий опір збірному бетону осьовому стиску;

R_{b2} – розрахунковий опір монолітного бетону осьовому стиску;

R_{bn} – нормативний опір бетону осьовому стиску;

R_{bt} – нормативний опір бетону осьовому розтягненню;

$R_{bt,1}$ – розрахунковий опір збірному бетону осьовому розтягненню;

$R_{bt,2}$ – розрахунковий опір монолітного бетону осьовому розтягненню;

R_{bt} – розрахунковий опір бетону осьовому розтягненню;

$R_{b,ser}$ – розрахунковий опір осьовому стиску при розрахунку за граничними станами другої групи;

$R_{b.mc1}$ – розрахунковий опір бетону осьовому стиску при розрахунку на стійкість проти утворення поздовжніх мікротріщин (mc) при попередньому напруженні, транспортуванні й монтажі;

$R_{b.mc2}$ – розрахунковий опір бетону осьовому стиску при розрахунку на експлуатаційну навантагу за формулами опору пружних матеріалів (розрахунок на спільний вплив силових чинників і несприятливих впливів зовнішнього середовища);

$R_{b.sh}$ – розрахунковий опір бетону сколюванню при згині;

R_s – розрахунковий опір розтягу ненапруженої арматури;

R_{sc} – розрахунковий опір стиску ненапруженої арматури;

R_{sh} – середній по довжині ділянки зсуву сумарний опір зсуву контактного шва;

R_{sn} – нормативний опір розтягу ненапруженої арматури;

R_{sw} – розрахунковий опір ненапруженої арматури у розрахунках міцності похилих перерізів з урахуванням коефіцієнтів, визначуваних згідно з 3.40 ДБН В.2.3-14;

W_{red} – момент опору приведенного перерізу елемента для крайнього розтягнутого волокна;

a – захисний шар бетону для нижньої арматури;

a' – захисний шар бетону для верхньої арматури;

a_{cr} – ширина розкриття тріщин у розтягнутій зоні плити проїзної частини;

ВСТУП

Актуальність теми. Зростання темпів транспортного будівництва в Україні вимагає освоєння та впровадження нових високоефективних технологій на базі науково-технічних досягнень з урахуванням умов ринку та перспектив його розвитку. Це, зі свого боку, потребує осучаснення наявних технологій зведення інженерних споруд з метою забезпечення їх міцності, стійкості, жорсткості, тріщиностійкості, надійності та довговічності несних конструкцій. Одним із сучасних підходів до спорудження збірно-монолітних конструкцій прогонових будов є використання незнімної опалубки, яку можна розглядати як один із заходів, спрямованих на досягнення необхідних конструктивних та технологічних параметрів, скорочення строків будівництва та покращення експлуатаційних характеристик транспортних споруд. Водночас традиційні методи спорудження збірно-монолітних конструкцій із використанням незнімної опалубки потребують значних конструктивних і матеріальних затрат та часу на виконання робіт, що призводить до суттєвих втрат і негативно впливає на експлуатаційні показники транспортних споруд.

Сьогодні в Україні відома обмежена кількість раціональних рішень прогонових будов транспортних споруд, які відповідають вимогам надійності та довговічності. Крім того, усі типові та індивідуальні проєкти, що застосовуються нині, не розраховані на високий рівень навантаг відповідно до нових норм і реальних умов експлуатації. Це зумовлює необхідність внесення істотних змін до наявних або розроблення нових типів конструкцій, а також удосконалення технологій виготовлення та монтажу.

Наявні методи розрахунку залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками не повною мірою враховують конструктивні та матеріалознавчі чинники під час проєктування транспортних споруд з погляду їх міцності, тріщиностійкості та довговічності за дії навантаги.

Таким чином, актуальність роботи обумовлена необхідністю вирішення важливого науково-практичного завдання – удосконалення методу проєктування

залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах автомобільних доріг з урахуванням конструктивних та матеріалознавчих параметрів за дії навантаги.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертація виконана відповідно до планів науково-дослідних робіт Національного транспортного університету, зокрема за держбюджетною темою: «Розробка методичних рекомендацій із проєктування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою та відповідної розрахунково-аналітичної системи» (ДР № 0113U003711).

Тема дисертації відповідає актуальним напрямам науково-технічної політики України у сфері управління експлуатаційною надійністю та довговічністю споруд і конструкцій, зокрема напрямам і завданням державної науково-технічної програми «Національна транспортна стратегія України на період до 2030 року» (Розпорядження Кабінету Міністрів України від 30.05.2018 р. № 430-р).

Мета і завдання дослідження. Метою дисертаційної роботи є удосконалення методу проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах з урахуванням конструктивних та матеріалознавчих параметрів за дії навантаги.

Для досягнення зазначеної мети були поставлені такі **завдання**:

- проаналізувати наукові дослідження, розробки та методи проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах;
- розробити розрахункові схеми та встановити аналітичні залежності для розрахунку залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах, що враховує конструктивні, матеріалознавчі параметри для їх ефективного проєктування;
- експериментально дослідити конструктивні та матеріалознавчі параметри натурних моделей залізобетонних плит проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах за дії навантаги та оцінити їхню міцність, тріщиностійкість і деформативність;

– розробити практичні рекомендації щодо застосування отриманого методу проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах з урахуванням конструктивних та матеріалознавчих параметрів за дії навантаги.

Об'єкт дослідження – процес сприйняття навантаги залізобетонною плитою проїзної частини з незнімною опалубкою.

Предмет дослідження – удосконалення методу проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах з урахуванням конструктивних та матеріалознавчих параметрів, що впливають на її міцність, тріщиностійкість і деформативність.

Методи досліджень. Для вирішення поставлених завдань у дисертаційній роботі використано експериментальні дослідження з застосуванням традиційних методів вимірювання деформацій, методу електротензометрії, методу оптико-цифрової мікроскопії та методу цифрової кореляції зображень. Теоретичні дослідження базуються на методі розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами та методі скінченних елементів. Адекватність методу проєктування перевірялась шляхом порівняння результатів розрахунків із експериментальними вимірюваннями.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

- вперше представлено загальну блок-схему розрахунку залізобетонної плити проїзної частини з залізобетонними незнімними опалубками на транспортних спорудах;
- удосконалено метод проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою, що дозволяє оцінювати міцність, тріщиностійкість і деформативність таких конструкцій на транспортних спорудах за дії навантаги;
- вперше проведені експериментальні дослідження на натурних моделях зразків плит як незнімної залізобетонної опалубки, так і збірно-монолітних плит проїзної частини мостів;

- подальшого розвитку дістали методи: числові методи та підходи розв'язування задач теорії пружності й пластичності з використанням аналітичних функцій неперервних аргументів; розрахунок шаруватої плити проїзної частини з незнімною опалубкою за допомогою методу скінченних елементів; моделювання та розрахунок композитної шаруватої плити проїзної частини спільно з балками сталеві прогонової будови; розрахунок плити проїзної частини як елемента деформівної конструкції. Застосування цих методів дозволяє ефективніше розраховувати та проєктувати залізобетонну плиту проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах з урахуванням зазначених факторів.

Практичне значення одержаних результатів

У результаті проведення досліджень:

1) розроблено метод проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах за дії навантаг, який враховує конструктивні та матеріалознавчі параметри для оцінювання її міцності, тріщиностійкості та деформативності;

2) встановлено вимоги до розрахунку та проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою щодо конструкційних і матеріалознавчих характеристик;

3) запропоновано практичні рекомендації та методику розрахунку плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою, що дозволяють проєктувати їх як об'єднаний збірно-монолітний переріз, що значно підвищує ефективність використання ЗБНО;

4) розроблено авторську програму для розрахунку плит проїзної частини транспортних споруд із залізобетонною незнімною опалубкою, що підвищує продуктивність проєктних робіт при проєктуванні транспортних споруд.

Нові підходи, положення та результати досліджень були використані під час виконання науково-дослідної роботи МР В.2.3-0207915-862:2015 «Методичні рекомендації з проєктування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою» для їх розробки та впровадження у транспортне будівництво.

Уточнений метод, розроблений у рамках дисертаційної роботи, застосовувався під час виконання науково-дослідних робіт (номер держреєстрації 0113U003711) на кафедрі опору матеріалів і машинознавства НТУ.

Результати дисертаційної роботи впроваджено в навчальний процес за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія (освітні програми: «Мости і транспортні тунелі», «Автомобільні дороги, вулиці та дороги населених пунктів», «Технології будівельних конструкцій, виробів і матеріалів». Апробація основних теоретичних та практичних результатів дисертації на підприємствах та організаціях підтверджуються відповідними актами впровадження.

Особистий внесок здобувача:

Дисертація є самостійним науковим дослідженням. Результати, викладені в роботі, отримані автором особисто. Зокрема, розроблено, досліджено та практично апробовано удосконалений метод проєктування залізобетонних плит проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах. Формулювання мети й завдань дисертації, планування експериментів та обговорення результатів виконано спільно з науковим керівником. Усі основні результати дисертаційної роботи отримані самостійно.

Особистий внесок автора в працях, надрукованих у [1–7, 12], полягає в одержанні наукових результатів, викладених у цій роботі, зокрема:

- проаналізовано наукові дослідження, розробки та методи проєктування залізобетонних плит проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах [1, 3, 4];
- удосконалено метод проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою, що дозволяє оцінювати міцність, тріщиностійкість та деформативність таких конструкцій на транспортних спорудах за дії навантаги, з урахуванням аналітичних залежностей, а також конструктивних і матеріалознавчих параметрів [1, 5, 6, 11, 12];
- розроблено метод розрахунку залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах для її проєктування з оцінкою міцності, тріщиностійкості та деформативності за дії навантаги [1, 11];

- експериментально досліджено конструктивні та матеріалознавчі параметри, а також міцність, тріщиностійкість і деформативність залізобетонних плит проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах [1–3, 5–7, 8–10];

- розроблено практичні рекомендації з методу проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах з урахуванням конструктивних і матеріалознавчих параметрів за дії навантаги [1, 12].

Обґрунтованість та достовірність отриманих в роботі результатів підтверджується:

- збіжністю теоретичних розрахунків та експериментальних досліджень;
- достатнім обсягом експериментальних даних, отриманих з використанням сучасного лабораторного обладнання;
- апробацією результатів роботи під час виробничого впровадження.

Апробація результатів дисертації. Основні положення і результати дисертаційної роботи були представлені на наукових конференціях професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету Національного транспортного університету № № 78–80 у 2022–2024 рр.; на Міжнародній конференції «Впровадження інноваційних матеріалів і технологій при проектуванні, будівництві та експлуатації об'єктів транспортної інфраструктури в рамках програми Велике будівництво» у 2022 р.; на Міжнародній науково-практичній конференції «Наука, освіта і суспільство: тенденції, виклики, перспективи» (м. Орхус (Данія), 2024 р.), в рамках Міжнародної науково-практичній конференції «Інноваційні підходи у відновленні транспортної інфраструктури в особливих умовах воєнного стану: виклики і перспективи» (НТУ, м. Київ, 2024 р.).

Публікації. Основні положення дисертаційної роботи опубліковані в 12 наукових працях, серед яких: 3 статті у фахових виданнях, 2 – у закордонних виданнях; 1 монографія, 1 державні методичні рекомендації; 5 тез доповідей у збірниках наукових конференцій.

Структура та обсяг роботи. Робота складається з анотації, вступу, чотирьох розділів, загальних висновків, списку використаних джерел та додатків. Загальний обсяг дисертації становить 278 сторінок, з них основного тексту – 208 сторінок. Дисертація містить 147 рисунків та 9 таблиць. Список використаних джерел налічує 114 найменувань та займає 14 сторінок. Додатки (5) розміщено на 70 сторінках.

РОЗДІЛ 1 АНАЛІЗ НАУКОВИХ ДОСЛІДЖЕНЬ І РОЗРОБОК ЩОДО ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗМІННИМИ ОПАЛУБКАМИ НА ТРАНСПОРТНИХ СПОРУДАХ

1.1 Основні передумови дослідження

Зростання темпів дорожнього будівництва в Україні вимагає освоєння і впровадження нових ефективних технологій і конструкцій, зокрема під час будівництва та реконструкції транспортних споруд за новими нормативними документами. Сьогодні в Україні відома незначна кількість типових рішень прогонових будов мостів, які відповідають вимогам надійності і довговічності. Крім того, всі типові проєкти, які діяли до цього часу, не розраховані на такий високий рівень навантаж згідно з новими нормами [1], а це вимагає внесення істотних змін до існуючих або розроблення нових типів конструкцій, вдосконалення технологій виготовлення і монтажу, використання досконаліших розрахункових обґрунтувань.

На шляхах сполучення України на даний момент експлуатується близько 28,4 тис мостів та шляхопроводів загальною довжиною 818,2 км, з них автодорожніх – 19,3 тис. Більшість мостів – залізобетонні (26,6 тис), малих та середніх прогонів. Значна частина мостового парку України була створена в 60 – 70-х рр. XX століття – широке впровадження збірних та збірно-монолітних конструкцій дозволило пришвидшити темпи розвитку транспортної мережі держави (89,3 % мостів України складають типові збірні залізобетонні конструкції). Проте численні конструктивні, будівельні та експлуатаційні помилки призвели до важкого стану штучних споруд на українських дорогах: 63 % мостів на дорогах загального користування не задовольняють вимоги чинного ДБН В.2.3-14:2006 «Мости та труби»; 13 % мостів на дорогах загального користування потребують негайного капітального ремонту та реконструкції; 72 % комунальних мостів не задовольняють вимоги безпеки руху; 13 % комунальних мостів потребують негайного ремонту та реконструкції.

Значна кількість мостів побудована за технічними нормами, які діяли до 1962 р., і сьогодні не відповідає умовам руху автотранспорту як за вантажопідйомністю, так і за габаритами проїзної частини. На дорогах державного значення експлуатується близько 1500 мостів, що мають габарит проїзної частини менш ніж 8 м, тобто з відсутніми смугами безпеки, але навіть мости із габаритом 9 м здебільшого не відповідають вимогам чинних норм і потребують розширення [2 – 18].

Незадовільний технічний стан збірних залізобетонних мостів України пояснюється низкою причин – конструктивні недоліки (наприклад, недостатня товщина захисного шару бетону), будівельні недоліки (недотримання проєктного положення балок), розрахункові помилки (невірний вибір розрахункової моделі) тощо. Зокрема, більшість дефектів існуючих мостів пов'язані із ненадійними та неефективними конструкціями плит проїзної частини – дефекти комплексу проїзної частини швидко призводять до появи дефектів прогонової будови в цілому [2 – 20].

Найпоширенішим типом автодорожніх мостів малих і середніх прогонів в Україні є споруди із залізобетонними балочними розрізними прогоновими будовами. В Радянському Союзі, до складу якого входила Україна, до 50-х років ХХ ст., залізобетонні мости малих і середніх прогонів будували переважно монолітними. Монолітні плитні мости довжиною 2.....6 м і ребристі довжиною 8....15м, побудовані до 50-х років ХХ ст. характеризуються великим розкидом характеристик використаних матеріалів: бетон класу В10...В25, арматура гладка Ст.3 чи періодичного профілю Ст.5. В роботі [17] показані основні фрагменти монолітних ребристих прогонових будов з прольотами 16,0 – 20,0 м з бетону марки М–300. Товщина плити в таких мостах коливається від 120 мм до 250 мм (в масивних прогонових будовах з потовщеною плитою проїзної частини). Плита проїзної частини в таких мостах – суцільна, не розділена швами, армується зварними сітками з вкладанням додаткових стержнів з відгинами, величина захисного шару становить 25 – 30 мм [17].

У разі хорошої просторової роботи і значної довговічності основним недоліком монолітних мостів було виникнення труднощів під час їх будівництва, особливо забезпечення відповідної міцності бетону та виконання опалубочних робіт. З 60-х років будівництво розрізних прогонових будов автодорожніх і міських мостів виконували переважно з використанням балок та плит заводського виготовлення, в яких плита проїжджої частини входить до складу перерізу збірного елемента. Розробляючи проекти прогонових будов, залежно від величин прогонів переважно застосовували плитні, плитно-ребристі і коробчасті конструкції постійної та змінної висоти [17, 18].

З 70-х років ХХ ст. для перекриття прогонів 15–33 м широко використовували уніфіковані збірні попередньо напружені бездіафрагмові балки. Об'єднання збірних балок у просторову систему влаштовували тільки по плиті проїзної частини замонолічуванням випусків арматури. Під час будівництва автомобільних доріг поточковим методом використання збірних конструкцій дає змогу споруджувати малі і середні мости швидкісними методами. Весь виробничий цикл під час будівництва збірних транспортних споруд може бути широко індустріалізований, оскільки більша частина арматурних і бетонних робіт переноситься на заводи. Але збірні конструкції прогонових будов мають і істотні недоліки. Досвід експлуатації таких конструкцій показує їх малу довговічність через наявність великої кількості поздовжніх і поперечних швів. На шляхах сполучення України на даний момент експлуатується близько 28,4 тис мостів та шляхопроводів завдовжки 818,2 км, з них автодорожніх – 19,3 тис. Більшість мостів – залізобетонні (26,6 тис), малих та середніх прогонів. Значну частину мостового парку України було споруджено в 60–70-х рр. ХХ століття – широке впровадження збірних та збірно-монолітних конструкцій дозволило пришвидшити темпи розвитку транспортної мережі держави. Проте чисельні конструктивні, будівельні та експлуатаційні помилки призвели до погіршення експлуатаційного стану транспортних споруд на дорогах України.

Практика вітчизняного і закордонного будівництва доводить доцільність широкого застосування під час зведення автодорожніх і міських мостів збірно-

монолітного залізобетону. Збірно-монолітні конструкції поєднують переваги збірних та монолітних конструкцій, є ефективнішими, з погляду довговічності, і економічно доцільнішим різновидом залізобетонних конструкцій.

Завдяки низці переваг такі конструкції знайшли широке застосування як в мостобудуванні, так і в промисловому і цивільному будівництві. У мостах один з найважливіших елементів прогонової будови – плита проїжджої частини – влаштовується з монолітного бетону, що підвищує тривалість і надійність експлуатації конструкції. Основна ідея збірно-монолітного перерізу полягає в тому, що найбільш відповідальні і трудомісткі елементи виготовляють індустріальним способом на заводах чи полігонах, а менш складний елемент – плиту, виконують на місці.

Збірні елементи слугують за риштування (підтримуючі конструкції) і дуже часто опалубкою для укладання бетону замонолічування. Бетон монолітної частини після набору міцності зв'язує збірні елементи в єдину робочу систему. Використання принципу збірно-монолітності дозволяє в деяких випадках досягти підвищення просторової жорсткості і зменшення будівельної висоти. Найпоширенішим в Україні типом збірно-монолітних конструкцій, що застосовують під час будівництва розрізних прогонових будов мостів, є плитні, зокрема пустотні, плитно-ребристі та коробчаті.

Поперечні перерізи збірно-монолітних плитних прогонових будов показані наведені в роботі [17]. Збірні елементи виконують у вигляді коритоподібних плит або перевернутих таврів з попередньо напруженою арматурою, пустотних попередньо напружених плит. Збірно-монолітні ребристі прогонові будови складаються з мінімальної кількості уніфікованих попередньо напружених елементів. Збірні балки виготовляють прямолінійними прямокутного, таврового або двотаврового перерізу з напруженою арматурою. Під час влаштування монолітних діафрагм ненапружену арматуру приварюють до випусків зі збірних балок або виконують поперечний обтиск прогонових будов з влаштуванням каналів у балках для пропуску поперечної напруженої арматури. Для транспортних споруд з прогонами 12 – 30 м раціонально використовувати конструкцію зі збірних

бездіафрагмових балок трапецієподібного перерізу (які в прогоновій будові слугують ребрами), об'єднаних з монолітною плитою проїзної частини [17]. Об'єднання виконується за допомогою випусків арматурних каркасів або жорстких упорів.

У разі невеликих прогонів 12 – 18 м збірні балки здебільшого виготовляють зі звичайним армуванням в касетних опалубках із бортами, що не відкриваються. Для виймання готових балок опалубки повинні мати технологічні ухили, і конфігурація балок є трапецієподібна із розширенням у верхній частині [17]. Основним недоліком конструкцій зі звичайного залізобетону є те, що у разі експлуатаційної навантаги в бетоні розтягнутої зони утворюються тріщини, а тому виникає необхідність у збільшенні розмірів балок, внаслідок чого власна вага балки значно збільшується. При прогонах 18–33 м доцільно використовувати попередньо напружені балки. У цьому разі більш раціональним є поперечний переріз у вигляді трапеції із ширшою основою знизу. Доволі часто використовують збірно-монолітні конструкції з попередньо напруженими П-подібними балками [17]. Недоліком таких конструкцій є складна форма поперечного перерізу збірних балок, що ускладнює їхнє виготовлення, а також значний загальний об'єм залізобетону прогонової будови. Економічним з погляду витрат матеріалів є використання збірних конструкцій типу структур [17]. Для практичного використання таких конструкцій необхідно вирішити проблеми технологічності їх виготовлення і монтажу. Практичними у використанні є збірно-монолітні конструкції, в яких застосовуються попередньо напружені балки коробчатого перерізу [17]. Пливу влаштовують монолітну, причому її товщина становить не менше 20 см. Інколи використовують збірні попередньо напружені панелі як опалубку, а також для того, щоб запобігти утворенню і розвитку тріщин на нижній поверхні монолітної плити [17]. Основний недолік в цих конструкціях – це випадки скупчень води в балках від затікання через пошкоджені деформаційні шви і водовідвідні трубки, що крім корозії збільшує постійну вагу на прогонову будову. Ефективними з погляду влаштування та довговічності є збірно-монолітні прогонові будови мостів з використанням збірних елементів заводського виготовлення, які

розробляли в інституті ДерждорНДІ. Збірні елементи (як залізобетонні, так і металеві) об'єднують монолітною плитою підвищеної товщини, причому можливий варіант влаштування вутів (рис. 1.8, а). Такий підхід дозволяє komponувати різні варіанти поперечного перерізу моста: з тротуарами в рівні плити, підвищеними або без тротуарів [17].

У разі використання збірних уніфікованих балок можливий варіант влаштування монолітної плити за проєктом інституту «Укрдіпродор», який наведений в монографії [17]. Перспективними напрямками вдосконалення конструкцій збірно-монолітних прогонових будов є: максимальне спрощення форми перерізу збірних залізобетонних балок; виконання плити проїжджої частини повністю монолітною; економічність у використанні; вдосконалення технологій виготовлення та монтажу. У ДерждорНДІ розроблено проєкти прогонових будов мостів із залізобетонними балками типу «3Bet-90» та «3Bet-120» [17 – 19] в діапазоні прогонів 18 – 33 м, які розраховані на нові навантаги відповідно до вимог чинних норм. Балки заввишки 900 та 1200 мм армовані попередньо напруженими канатами розраховані для збірно-монолітного варіанта прогонової будови [17 – 20], який передбачає влаштування монолітної плити проїжджої частини завтовшки 210 – 230 мм. У проєкті передбачено використання незнімної опалубки – композитних плит, що полегшує роботи, пов'язані з монтажем і демонтажем інвентарної опалубки. Максимальний крок між балками становить 1850 мм [19].

Незважаючи на широке застосування збірних елементів заводського виготовлення, для зведення плити проїзної частини необхідно застосовувати опалубку різних типів; при цьому кожен проєкт транспортної споруди з точки зору опалублювання плити проїзної частини є індивідуальним. Це породжує необхідність розробки детального проєктування опалублювальних конструкцій та процесів, вимагає додаткового часу як на проєктування, так і на монтаж опалубки та підтримуючих пристроїв; здійснення демонтажу опалубки затримується до набору бетоном плити певного рівня міцності, а також є необхідним в удосконаленні методу проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах України.

Позбутись цих недоліків дозволяє застосування незнімної опалубки, яке практикується достатньо тривалий період часу.

1.2 Аналіз існуючих опалубок для монолітних залізобетонних плит

Опалубка – це тимчасова конструкція, яка є формою для бетонної суміші та арматури, при зведенні бетонних та залізобетонних споруд (житлових будинків, мостів, тунелів, споруд промислового призначення тощо) та монтується безпосередньо на місці їх будівництва.

За призначенням опалубка буває: вертикальна та горизонтальна. Вертикальна опалубка – використовується для бетонування вертикальних та похило-вертикальних монолітних конструкцій (стін, колон, фундаментів, ліфтових шахт тощо). Горизонтальна опалубка використовується для бетонування горизонтальних, горизонтально-похилих та сферичних монолітних конструкцій, у тому числі: перекриттів, куполів, естакад, прогонових будов мостів тощо.

Розбірна опалубка – це окремі формувальні, підтримувальні, з'єднувальні елементи, з яких можна скласти різні варіації опалубних конструкцій. До них відносяться такі опалубні системи: дрібнощитова рамна опалубка, що складається із малогабаритних каркасних щитів, масою до 50 кг; монтується вручну; її використовують переважно на дрібних об'єктах. Великощитова рамна опалубка складається із великогабаритних каркасних щитів, масою більше ніж 50 кг; її монтаж відбувається, переважно, за допомогою підйомного крану [19]. Модульна рамна опалубка складається з дрібно- та великогабаритних каркасних щитів із фіксованими розмірами, що кратні певному модулю; сукупність таких щитів складає модульний ряд, який дає можливість вирішувати практично будь-які архітектурні задачі.

Блочна опалубка – це окремі просторові блоки для формування замкнутого внутрішнього/зовнішнього контуру монолітних споруд (приміщень, колон тощо) [21]. Об'ємно-переставна – для одночасного бетонування стін та перекриття використовують опалубні секції, які при встановленні в робоче положення утворюють у поперечному перерізі конструкції П-подібної та Г-подібної форми.

Ковзна опалубка – використовується для будівництва мостів, тунелів та є опалубною конструкцією, яка безперервно переміщується вертикально або горизонтально, в процесі бетонування, за допомогою домкратів або інших механізмів для переміщення.

Підйомно-переставна опалубка – це система, яка працює за принципом відокремлення щитів від поверхні, що бетонується, шляхом підйому з наступним обпиранням на конструкції споруди [22]. На даний час близько 80% об'єму опалублювальних робіт виконується з застосуванням розбірних та об'ємно-переставних опалубок усіх типів [23].

Останніми роками при влаштуванні монолітних залізобетонних конструкцій, зокрема у висотних будівлях та мостах, застосовуються інвентарні щитові опалубки багаторазового використання. Проте інвентарна опалубка має високу вартість, а швидке її обертання стримується часом, необхідним для набуття бетоном необхідної міцності.

При виробництві збірних залізобетонних конструкцій у заводських умовах використовується стаціонарна металева опалубка, яка відрізняється простотою монтажу та демонтажу, можливістю багаторазового використання. Металева опалубка та необхідність термічної обробки значно підвищують вартість залізобетонних виробів. Вартість стаціонарної опалубки є дуже високою і для виготовлення потребує багато сталі. Її застосування економічно виправдано лише у випадках багаторазового використання при виготовленні збірних залізобетонних конструкцій не менше, ніж 500 разів [24 – 26].

У деяких випадках опалубка після бетонування стає невід'ємною частиною готової будівлі – незнімна опалубка, і може служити в якості додаткової гідроізоляції, декоративного оздоблення тощо. Крім опалубки, при зведенні монолітних залізобетонних споруд необхідні відповідні підтримувальні конструкції. До них відносяться інвентарні сталеві стійки різної конструкції, в тому числі й телескопічні, висота яких може змінюватись у разі необхідності.

Підтримувальні конструкції мають високу вартість, а багаторазове їх обертання з різних причин не завжди можливе. Для мостів у ряді випадків

застосування риштувань дуже ускладнене, наприклад, при значній висоті опор на мостах через великі річки, шляхопроводах, при пересіченні залізниць або діючих автомобільних доріг та вулиць.

Увесь період розвитку залізобетону характеризувався боротьбою із недоліками застосування різних типів опалубки при зведенні конструкцій. Одним із прикладів, що характеризують цю проблему, є застосування збірно-монолітних конструкцій. При будівництві збірно-монолітних конструкцій є можливість відмовитись від застосування риштувань та опалубки на будівельному майданчику. Класифікація конструкцій у незнімних опалубках. Схему класифікації незнімних опалубок залізобетонних плит наведено на рисунку 1.1.



Рисунок 1.1 – Класифікація незнімних опалубок

Залізобетонні плити зі сталевим профільованим настилом застосовуються у промисловому і цивільному будівництві як перекриття будівель та споруд. Застосування профільованого настилу як зовнішньої арматури дещо обмежене через жорсткі вимоги пожежної безпеки (врахування профільованого настилу як арматури дозволяється лише при надійній термоізоляції настилу), тому дослідження таких конструкцій продовжується. Сталеві профільовані настили широко застосовуються в сучасному будівництві як ефективний покрівельний матеріал з високою несною здатністю [27], і як незнімна опалубка для легких

перекрить [28], а також як зовнішня арматура будівельних конструкцій [29]. З метою забезпечення довговічності та естетичного вигляду поверхні вони можуть бути оцинкованими або вкритими спеціальними полімерними покриттями.

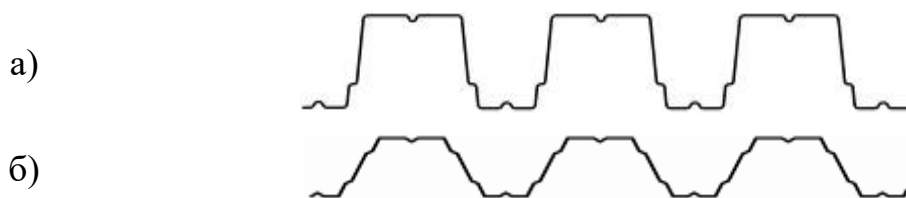


Рисунок 1. 2 – Приклади поперечного перерізу сталевих профільованих настилів: а) – настил Н114-600 за [18]; б) – настил Т113-89L-750 за [19].

Основним типом профільованих настилів, що застосовуються в Україні, є настили, регламентовані вимогами відповідного стандарту [17 – 30]. Він розповсюджується на сталеві листові профілі холодного гнuttя з трапецієподібною формою гофра.

Профільований настил як незнімну опалубку плити проїзної частини моста було успішно застосовано на різних об'єктах і довело ефективність застосування такої конструкції. Нижче наведено схему поперечного перерізу прогонової будови з застосуванням профільного настилу в якості незнімної опалубки

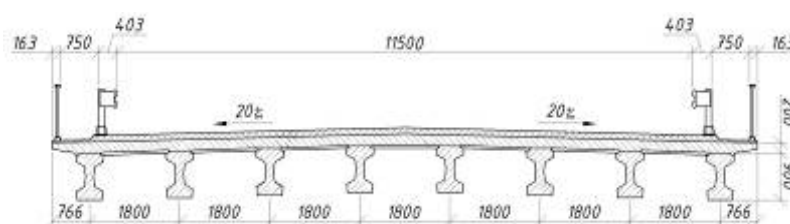


Рисунок 1.3 – Поперечний переріз прогонової будови з застосуванням профільного настилу в якості незнімної опалубки

Балки об'єднано монолітною залізобетонною плитою проїзної частини зі сталевим профільованим настилом, у якого гофри розташовано впоперек вісі прогонової будови. По висоті плита армується двома сітками. Щоб зафіксувати арматурні сітки по висоті, до петлевих випусків з балок уздовж осей балок

приварювали монтажні стержні, на які в проектне положення укладено робочу арматуру, до якої в'язальним дротом кріпилась поперечна арматура (див. рис. 1.4).



Рисунок 1.4 – Перерізи плити проїзної частини

Монолітні плити з незнімною опалубкою у вигляді залізобетонних плит широко застосовуються при будівництві промислових, цивільних споруд та мостів. Їхня робота розглядається як робота звичайних залізобетонних плит без урахування сумісної роботи збірного і монолітного бетону.

1.3. Аналіз існуючих конструктивних особливостей при проєктуванні залізобетонних плит проїзної частини з незмінними опалубками для транспортних споруд

З метою проєктування залізобетонних плит проїзної частини з незмінними опалубками для транспортних споруд існує кілька конструктивних рішень для влаштування незнімної залізобетонної опалубки залежно від довжини прольоту:

- залізобетонні плити, армовані звичайною та попередньо напруженою арматурою з прольотами від 0,5 до 2 м (див. рис. 1.5);
- залізобетонні плити з зовнішнім армуванням з прольотами від 2 м до 7 м (див. рис. 1.6);
- залізобетонні плити ребристі, арочні (див. рис. 1.7).

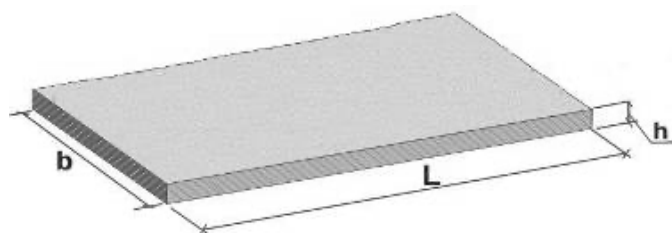


Рисунок 1.5 – Плоска плита опалубки

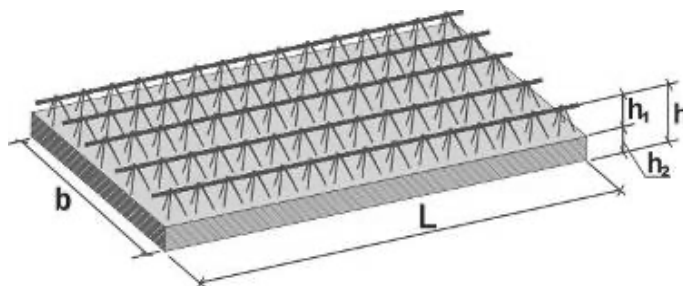


Рисунок 1.6 – Плити опалубки з зовнішнім каркасним армуванням

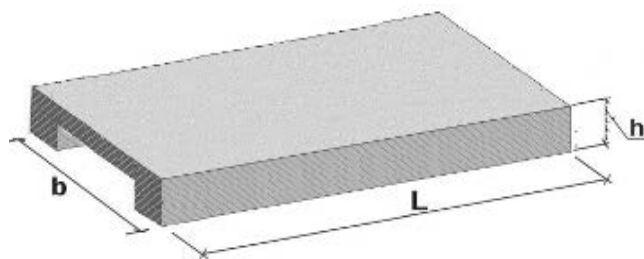


Рисунок 1.7 – Ребристі плити опалубки

Монолітні плити з незнімною опалубкою у вигляді деревостружкових плит на цементному в'язучому [21] застосовуються при використанні мостових балок з метою скорочення строків будівництва.

Конструкція деревостружкової плити на цементному в'язучому використовується як незнімна опалубка при влаштуванні плити прогонової будови транспортних споруд. У роботі [21] наведено, результати випробувань плити ВЕТОНУР, які проведено працівниками ДерждорНДІ ім. Шульгіна в лабораторії і на заводі.

Плита ВЕТОНУР була використана як незнімна опалубка і розглядалась як балка, що зацемлена на двох опорах.

Порівняння розрахункових та експериментальних даних першої та другої груп граничних станів для плит ВЕТОНУР свідчать про їхню збіжність, що дає підстави стверджувати про придатність її використання як незнімної опалубки для влаштування плити проїзної частини прогонових будов.

З огляду на вищенаведене можна ввести ще одну класифікацію за схемою роботи незнімної опалубки в конструкції: опалубка, що включена в роботу;

опалубка, що не працює разом з монолітною плитою, а лише сприймає вагу плити на етапі зведення конструкції.

Для спільної роботи елементів незнімної опалубки з монолітним бетоном плити проїзної частини забезпечується зчеплення збірних елементів опалубки з бетоном, який вкладається на місці, а також анкерування кінцевих ділянок плити [17 – 33]. На поверхнях збірних елементів, що контактують з монолітним бетоном, влаштовують шпонки, шорстку поверхню контакту, поздовжні виступи і пази, відповідно до розрахункових або конструктивних вимог. Шорсткість поверхні може бути досягнуті природним (незагладжений бетон) і штучним шляхом (насічка, обдирання поверхневого шару, хімічний спосіб тощо). Конструкцію шпонок, наведено на рисунку 1.8.

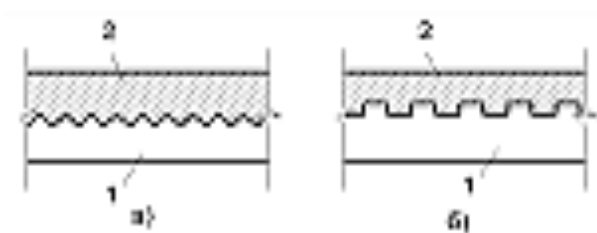


Рисунок 1.8 – Конструкція шпонок.

а – трикутні; б – прямокутні. 1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон.

При використанні різних видів збірних залізобетонних опалубок постає проблема об'єднання стиків опалубочних елементів. На рисунку 1.8 показано об'єднання за рахунок шпоночних швів.

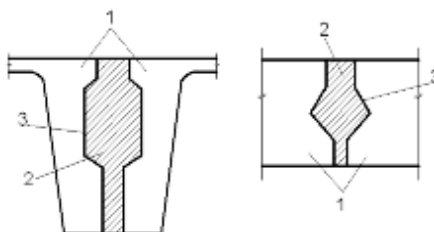


Рисунок 1.8 – З'єднання конструктивних елементів збірної ребристої опалубки

1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон; 3 – поздовжній виступ/паз.

Також можливе об'єднання за допомогою випусків арматури (див. рис. 1.9), а саме – продовження хомутив, поперечних стержнів, зварних каркасів, поздовжньої робочої арматури. Вся поперечна арматура в зоні контакту має надійне анкерування як в бетоні збірного елемента, так і в монолітному бетоні.

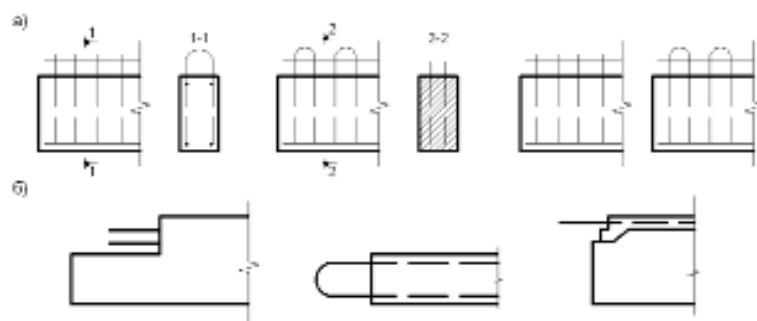


Рисунок 1.9 – Випуски арматури

а – випуски поперечної арматури; б – випуски поздовжньої арматури

1.4 Існуючий досвід практичного застосування залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах України

Естакада на Поштовій площі у м. Києві. У місті Київ при реконструкції транспортної розв'язки на Поштовій площі, за проєктом ТОВ "Містпроєкт", було застосовано незнімну опалубку з плит зі звичайною арматурою завтовшки 45 мм зі змінними прогонами за рахунок розміщення балок віялом (див. рис. 1.10).

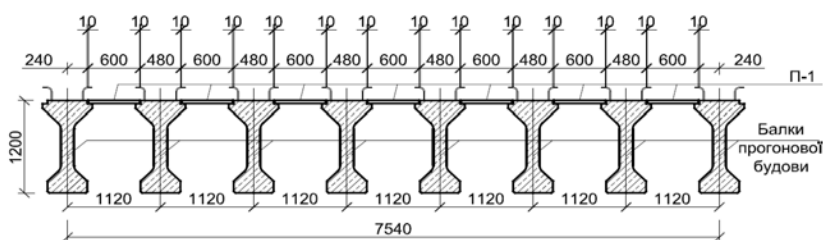


Рисунок 1.10 – Приклад розкладки плит незнімної опалубки

Плити було армовано арматурною сіткою Вр I Ø5 з чарункою 100×100 згідно з ГОСТ 6727-80*.

У цьому випадку плити не враховувались у роботі самої конструкції, а лише виконували функцію незнімної опалубки для рухомої бетонної суміші і дозволяли витримувати монтажні навантаги.

Шляхопроводи на перетині бульвару Дружби народів і Набережного шосе у м. Київ. При реконструкції транспортної розв'язки на перетині бульвару Дружби Народів і Набережного шосе», проєкт яких виконано ТОВ «НВП «МОСТОВИЙ ЦЕНТР»» у 2011 році, було прийнято схему аналогічну тій, що використовувалась на Поштовій площі. В поперечному перерізі шляхопроводу тунельного типу встановлено 20 попередньо напружених балок «ЗВet-90» [33] з кроком 1650 мм

У цьому випадку плити незнімної опалубки було виготовлено плити 3200 x 1210 x 50, армовані арматурою класу АІІІ.

Стики між торцями плити і верхнім вутом балок заповнювались цементним розчином. Стики між плитами заклеювали герметичною стрічкою. Ці плити, як і в попередньому випадку, не було враховано при розрахунку конструкції.

Міст через р. Бистриця Солотвинська. Наприкінці 2008 року ТзОВ «Науково-виробниче підприємство «Тріада»» (м. Львів) виконало проєкт мостового переходу на км 103+555 автомобільної дороги державного значення Стрий – Івано-Франківськ – Чернівці – Мамалига через р. Бистриця Солотвинська. Міст являє собою сталезалізобетонну нерозрізну конструкцію.

У поперечному перерізі знаходяться 5 металевих балок, об'єднаних залізобетонною плитою проїзної частини (див. рис. 1.11), де в якості незнімної опалубки було використано ребристі плити. Ці плити включено до спільної роботи з монолітною плитою.

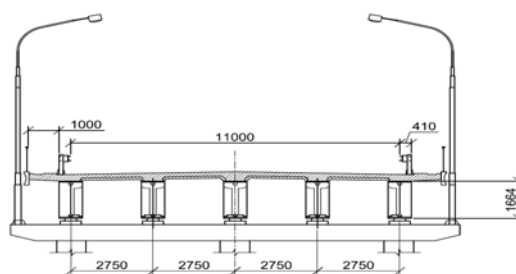


Рисунок 1.11 – Поперечний переріз

Загальний вигляд плити незнімної опалубки наведено на рисунку 1.12.

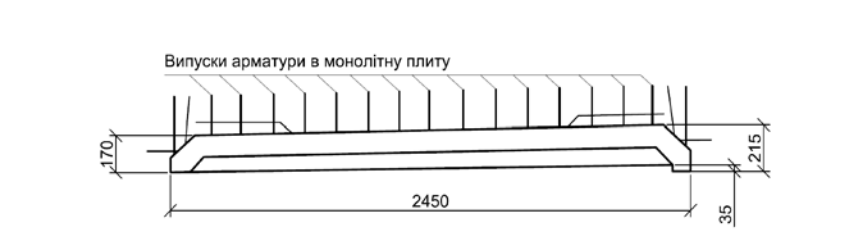


Рисунок 1.12 – Загальний вигляд ребристої плити незнімної опалубки

Незнімна опалубка компанії «Oberbeton». Досить широкого застосування залізобетонні плити незнімної опалубки отримали в промисловому та цивільному будівництві. На території України лідером з виробництва такої опалубки є компанія «OBERBETON». Збірні залізобетонні плити незнімної опалубки «OBERBETON» (див. рис. 1.13) призначено для влаштування збірно-монолітних залізобетонних перекриттів [17 – 40].

Залізобетонні елементи незнімної опалубки складаються з плоских конструкцій різних розмірів та конфігурацій, несних арматурних просторових каркасів трикутного перерізу, які забезпечують транспортну та монтажну стійкість і необхідне поєднання між збірними плитами та монолітним бетоном.

Збірні залізобетонні плити незнімної опалубки вперше було використано в 2010 році при будівництві цеху бортового харчування в Міжнародному аеропорту «Бориспіль» для влаштування перекриттів (див. рис. 1.13).



Рисунок 1.13 – Улаштування назнімної опалубки цеху бортового харчування в Міжнародному аеропорту «Бориспіль»

Приклади використання залізобетонної незнімної опалубки за кордоном. Широкого використання незнімна опалубка набула в країнах Європи.

Лідером серед виробників залізобетонної незнімної опалубки для мостових конструкцій є британська компанія «Hanson», яка вже понад 10 років успішно застосовує свою продукцію в мостовому будівництві [35].

Конструкція плит нагадує плити «OBERBETON», фірма-виробник має цілу серію розроблених конструкцій для великої номенклатури товщин плит проїзної частини, а також прольотів між балками.

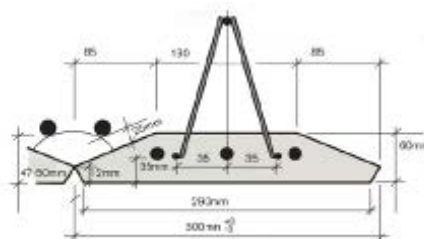


Рисунок 1.14 – Залізобетонні плити незнімної опалубки фірми «Hanson»

Опалубку фірми «Hanson» було використано при спорудженні арочного мосту Халма в Манчестері. Цей міст, який перекриває 25-метровою аркою Принцес-роуд, побудовано в 1996 році під керівництвом бюро Wilkinson Eyre Architects. Досить цікаво вирішене питання незнімної опалубки фірмою Humes (Австралія). Фірмою розроблено дві системи незнімної залізобетонної опалубки HumeSlab і HumeSpan.

Система HumeSlab – проста варіативна система HumeSlab [17 – 40]. Плити виготовлено з легкого бетону, зі вставками із полістиролу для забезпечення утворення розривів в опалубці для розташування поздовжніх балок. *Система HumeSpan* – надзвичайно легкі плити завтовшки 50 мм. Загальні розміри варіюються, ця система дозволяє повністю виконати армування плити проїзної частини, що значно підвищує темпи будівництва.

Крім залізобетонних опалубочних плит із зовнішнім армуванням ще використовуються тонкі ребристі скловолокнисті бетонні плити. Такі плити виробляються фірмою BCM GRC Ltd. Товщина плити становить до 20 мм. Проте

за рахунок ребристої форми, такими плитами можна перекривати прольоти по 1200 мм (див. рис. 1.15).



Рисунок 1.15 – Система опалубки HumeSlab: загальний вигляд опалубки перед бетонуванням

1.5 Аналіз методів проєктування та розрахунку залізобетонних плит проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах

Основні теорії і класичні методи розрахунку залізобетонних плит проїзної частини на транспортних спорудах на міцність та довговічність викладені у роботах [2 – 40]: О.Є. Андрейків, А.Я. Барашиков, І.П. Бабяк, С.О. Бугаєвський, С.Ю. Беляєвою, В.Г. Дегтяр, А.С. Городецький, Б.Г. Гнідець, Й.Й. Лучко, П.М. Коваль, М.П. Коваль, В.В. Ковальчук, М.М. Корнієв, Я.Д. Лівшиц, А.І. Лантух-Лященко, М.Р. Хархаліс, І.Ю. Мартинюк, К.В. Медведєв, А.М. Онищенко, Л.Л. Янчук, В.П. Снітко, Н.Є. Страхова, П.М. Сташук, В.Г. Піскунов, О.В. Марчук, О.О. Рассказов, А.Є. Фаль, Д.М. Каплінський, Д.Й. Тарнопольський, І.В. Мельник, В.М. Трач, О.В. Шимановський, Є.Є. Гібшман, Н.W. Schreitr, M. Maleca та інші дослідники.

Проєктування та розрахунки монолітних плит із залізобетонною незнімною опалубкою проводяться відповідно до технології виготовлення конструкцій та конструктивних особливостей розрахункової схеми роботи плити.

До отримання монолітним бетоном плити кубикової міцності 10 МПа слід розраховувати незнімну опалубку як залізобетонну несну конструкцію на дію транспортних навантаж, вагу монолітного бетону, монтажні навантаги від людей і обладнання та вплив інших навантаж, що можуть виникати під час зведення споруди.

На стадії експлуатації плити проїзної частини її розрахунки слід проводити згідно з п. 3.49 – 3.115 [17] на вплив постійних та тимчасових навантаж згідно з вимогами [5].

Аналіз методу проектування та розрахунку залізобетонної плити проїзної частини з незнімної опалубки як несного елементу (на стадії виготовлення плити). Розрахунок незнімної опалубки на стадії спорудження плити проїзної частини виконують на навантагу від ваги рухомої бетонної суміші.

Розрахунок прямокутних перерізів необхідно виконувати згідно з вимогами [1, 5, 17], умова міцності на дію згинального моменту має вигляд:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (1.1)$$

висота стиснутої зони x визначається з рівняння:

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x, \quad (1.2)$$

де M – розрахунковий згинальний момент, кНм;

R_b – розрахунковий опір бетону на стиск, МПа;

b – розрахункова ширина плити, м;

x – висота стисненої зони, м;

h_0 – робоча висота перерізу, м;

R_{sc} та σ_{pc} – розрахункові опори на стиск напруженої і ненапруженої арматури, МПа;

A_s' та A_p' – переріз стиснутої напруженої і ненапруженої арматури, м²;

a_s' та a_p' – захисний шар напруженої і ненапруженої арматури, м.

R_s та R_p – розрахункові опори на розтяг напруженої і ненапруженої арматури, МПа;

A_s та A_p – переріз розтягнутої напруженої і ненапруженої арматури, м².

Висота h_0 відраховується від верхньої грані плити незнімної опалубки до точки прикладення рівнодійної зусилля в арматурі A_p та A_s . За відсутності напружуваної арматури h_0 приймається як відстань до центру ваги ненапруженої арматури.

Висота стиснутої зони має задовольняти вимогу $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$.

Для залізобетонних елементів без поперечної арматури має дотримуватися умова відповідно до [1, 5, 17],]:

$$Q \leq Q_b + Q_w^r, \quad (1.3)$$

де
$$Q_b = \frac{2 \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0^2}{c} \leq m \cdot R_{bt} \cdot b \cdot h_0;$$

$$Q_w^r = 1000 \cdot A_w^r;$$

R_{bt} – розрахунковий опір на розтяг бетону, МПа;

c – довжина проекції найневигіднішого похилого перерізу на поздовжню вісь елемента, обумовлена порівняльними розрахунками, м;

m – коефіцієнт умов роботи.

Найневигідніший похилий переріз і відповідну йому проекцію на поздовжню вісь елемента C визначається за допомогою порівняльних розрахунків з умови мінімуму поперечної сили, що сприймається бетоном і арматурою. При цьому на ділянках завдовжки $2h_0$ від опорного перерізу виконується перевірка похилих перерізів з кутом похилу до опорного (вертикального) перерізу 45° для конструкцій з ненапружуваною арматурою і 60° – із напружуваною. При сконцентрованій дії навантаги поблизу опори найбільш небезпечний похилий переріз спрямовано від навантаги до опори.

Залізобетонні конструкції незнімної опалубки залежно від застосованої арматури та умов роботи мають задовольняти категорії вимог за тріщиностійкістю [1, 5, 17].

Утворення тріщин, нормальних до поздовжньої вісі елемента, не припускається в конструкціях мостів, що проєктуються за вимогами категорії тріщиностійкості 2а за винятком випадку перевірки на пропуск по мосту монтажного крана. При цьому не виключається імовірність утворення випадкових поперечних тріщин.

Ширину розкриття нормальних і похилих до поздовжньої вісі тріщин у залізобетонних елементах, що проєктуються за вимогами категорій тріщиностійкості 2б, 3а, 3б і 3в, визначаються за формулою:

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (1.4)$$

де σ – напруга в бетоні, МПа;

E – модуль пружності бетону, МПа;

ψ – коефіцієнт розкриття тріщин.

Δ_{cr} – максимальне розкриття тріщини, м.

Аналіз методу проєктування та розрахунку монолітної плити проїзної частини з залізобетонною незнімною опалубкою (на стадії експлуатації). Розглянемо випадок спільної роботи монолітної плити та збірної незнімної оплубли.

Метод проєктування та розрахунку збірно-монолітних конструкцій за першою групою граничних станів передбачає розрахунок елементів за міцністю і витривалістю.

Розрахунок збірно-монолітних елементів за міцністю проводиться для нормальних і похилих до поздовжньої вісі перерізів та контактних швів між збірними елементами і монолітним бетоном, а за наявності крутних моментів виконуються також розрахунки за міцністю просторових перерізів.

За наявності в перерізі збірно-монолітного елемента бетону і арматури різних класів їх ураховують з відповідними з розрахунковими опорами, які відповідають

цим класам. Розрахунок міцності нормальних перерізів виконують відповідно до [1, 5, 17].

Розрахунок прямокутних перерізів з напружуваною і звичайною арматурою у розтягнутій і стиснутій зонах збірно-монолітного елемента виконують залежно від положення границі стиснутої зони (див. рис. 1.16):

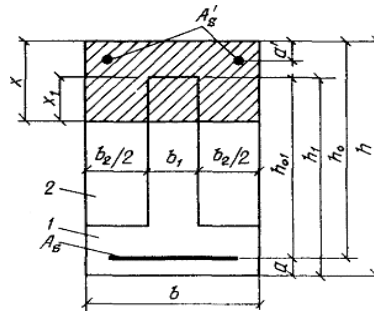


Рисунок 1.16 – Поперечний переріз збірно-монолітного елемента

1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон

а) якщо границя стиснутої зони знаходиться в межах монолітного бетону, тобто $x \leq h - h_1$, то задовольняється умова

$$R_p A_p + R_s A_s \leq R_{b2} (h - h_1) b + R_{sc} A_s'. \quad (1.5)$$

Розрахунок виконують як для елемента з монолітного бетону

$$M \leq R_{b2} b x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A_s' (h_0 - a'), \quad (1.6)$$

висоту стиснутої зони x визначають з умови:

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A_s' = R_{b2} b x, \quad (1.7)$$

або

$$x = \frac{R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_{b2} b}, \quad (1.8)$$

де M – розрахунковий згинальний момент, кНм;

R_{b2} – розрахунковий опір монолітного бетону на стиск, МПа;

b – розрахункова ширина плити, м;

x – висота стисненої зони, м;

h_0 – робоча висота перерізу, м;

R_{sc} та σ_{pc} – розрахункові опори на стиск напруженої і ненапруженої арматури, МПа;

A_s та A_p – переріз стиснутої напруженої і ненапруженої арматури, м²;

a_s та a_p – захисний шар напруженої і ненапруженої арматури, м.

R_s та R_p – розрахункові опори на розтяг напруженої і ненапруженої арматури, МПа;

A_s та A_p – переріз розтягнутої напруженої і ненапруженої арматури, м².

б) якщо умова (1.5) не задовольняється, тобто $x > h - h_1$, розрахунок проводять з урахуванням різних класів бетонів у стиснутій зоні елемента:

$$M \leq R_{b2} b x (h_0 + 0,5x) + (R_{b1} - R_{b2}) x_1 b_1 (h_{01} - 0,5x_1) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (1.9)$$

де $x_1 = x - h + h_1$, м.

Висоту стиснутої зони x визначають з умови:

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_{b2} b x + (R_{b1} - R_{b2}) (x - h + h_1) b_1, \quad (1.10)$$

або

$$x = \frac{R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s + (R_{b1} - R_{b2}) (h - h_1) b_1}{R_{b1} b_1 + R_{b2} b}, \quad (1.11)$$

де R_{b1} і R_{b2} – розрахункові опори на стиск для бетону збірних елементів і монолітного бетону відповідно, МПа.

Розрахунок збірно-монолітних елементів для похилих перерізів виконують двічі за двома схемами розрахунку:

- по робочій висоті і міцності бетону збірного елементу h_{01} , R_{b1} , R_{bt1} ;
- по робочій висоті збірно-монолітного елементу h_0 і міцності монолітного бетону R_{b2} , R_{bt2} ;

Приймають результат з найбільшою несною здатністю.

Розрахунок елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилому перерізу виконується за [1 – 40] з умови:

$$Q \leq Q_b, \quad (1.12)$$

де Q – поперечна сила від зовнішньої навантаги, що діє у нормальному перерізі на відстані не менше ніж h_0 від опори, кН;

Q_b – поперечна сила, що сприймається бетоном, залежно від типу збірно-монолітної конструкції і схеми розрахунку (по робочій висоті збірного елементу або по робочій висоті збірно-монолітного елементу).

Значення поперечної сили Q_b визначають за формулою

$$Q_b = M_b / c, \quad (1.13)$$

де c – довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента, обумовлена як відстань від вершини похилої тріщини до опори, м;

M_b і Q_b – характеристики зусиль, які сприймаються бетоном похилого перерізу.

Для збірно-монолітної конструкції значення M_b і Q_b приймають такими, що дорівнюють:

- при розрахунку по робочій висоті збірного елементу

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n)R_{bt1}bh_{01}^2, \quad (1.14)$$

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt1}bh_{01}, \quad (1.15)$$

- при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елементу

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt2}bh_0^2, \quad (1.16)$$

$$Q_b = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f)R_{bt2}bh_0, \quad (1.17)$$

де $\varphi_{b2} = 2$;

$\varphi_{b3} = 0,6$;

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив попереднього напруження в збірному елементі й визначається за формулою:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt1}b_j h_{01}}, \quad (1.18)$$

але не більше ніж 0,5,

φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стислих полиць з монолітного бетону та визначається за формулою:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}, \quad (1.19)$$

але не більше ніж 0,5.

Розрахунок збірно-монолітних конструкцій на витривалість виконують шляхом порівняння напруг у бетоні збірного елементу, в монолітному бетоні і в арматурі з відповідними розрахунковими опорами та коефіцієнтами умов роботи m_{bt1} і m_{asl} [1, 5, 17]. Напруги в бетоні та арматурі, як до і після набрання монолітним бетоном заданої міцності, визначають як для пружного тіла від дії зовнішніх сил і

зусилля попереднього обтиснення. Розрахунок на витривалість перерізів, нормальних до поздовжньої вісі елемента, виконують за умов:

- для стисненого бетону

$$\sigma_{b, \max 1} \leq R_{b1}, \quad (1.20)$$

$$\sigma_{b, \max 2} \leq R_{b2}, \quad (1.21)$$

- для розтягнутої арматури

$$\sigma_{s, \max 1} \leq R_s, \quad (1.22)$$

де $\sigma_{b, \max 1}$, $\sigma_{b, \max 2}$ — максимальні нормальні напруги в бетоні збірного елемента і монолітному бетону, відповідно, МПа;

$\sigma_{s, \max}$ — максимальна нормальна напруга в розтягнутій арматурі, МПа.

Максимальні напруги в бетоні й арматурі обчислюють за формулами:

$$\sigma_{b, \max 1} = \frac{M}{I'_{red}}(x_0 - h + h_1) + \frac{N_{tot}}{A'_{red}}, \quad (1.23)$$

$$\sigma_{b, \max 2} = \left(\frac{M}{I'_{red}}x_0 + \frac{N_{tot}}{A'_{red}} \right) \frac{n'_1}{n'_2} - \sigma_{b2} \quad (1.24)$$

$$\sigma_{s, \max} = \left(\frac{M}{I'_{red}}(h_0 - x_0) - \frac{N_{tot}}{A'_{red}} \right) n'_1 + \sigma_{sp}, \quad (1.25)$$

для згинаних конструкцій

$$M = M_1 + P(e_{sp} - h_0 + x_0) + M_{2, \max} + M_f + N_f(x_0 - y'_2), \quad (1.26)$$

$$N_{tot} = P + N_f, \quad (1.27)$$

де x_0 – відстань від крайньої стиснутої грані конструкції до центру ваги (з урахуванням коефіцієнтів n'_1 і n'_2) перерізу, м;

e_{sp} – відстань від точки прикладання рівнодійної зусилля попереднього напруження арматури до центру ваги перерізу арматури, що відповідає робочій висоті h_0 , м;

y'_2 – відстань від точки докладання зусиль N_1 до крайньої стиснутої грані елемента, м.

Значення M_f і N_f визначають за формулами

$$M_f = 0,85\alpha_2 E_{b1} I_2 \left(\frac{1}{r} \right)_1, \quad (1.28)$$

$$N_f = 0,85\alpha_2 E_{b1} A_2 (h - y'_2) \left(\frac{1}{r} \right)_1 + \sigma_{b1} \alpha_2 A_2. \quad (1.29)$$

У формулі (1.24):

- за відсутності тріщин у збірному елементі до набрання монолітним бетоном заданої міцності

$$\sigma_{b2} = \left(\sigma'_{b1} + \frac{h - h_1}{h_1} (\sigma'_{b1} - \sigma_{b1}) \right) \frac{n'_1}{n_2}, \quad (1.30)$$

де σ_{bi} – напруги в найменш і найбільш обжатих гранях збірного елементу до моменту набуття монолітним бетоном заданої міцності, що визначаються за формулами опору пружних матеріалів при $\gamma_f > 1$, МПа;

- за наявності тріщин

$$\sigma_{b2} = \frac{n'_1}{n_2} E_{b1} (1/r)_1 (h - h_1 + x_1), \quad (1.31)$$

де x_1 і $(1/r)_1$ визначають відповідно до [25] при $\gamma_f > 1$.

Наведені характеристики перерізу A'_{red} , S'_{red} , I'_{red} , визначають таким чином. Якщо в перерізі не утворюються нормальні тріщини, тобто якщо виконуються умови [17, 25], при заміні значень $R_{bt,ser1}$ на R_{bt1} і $R_{b,ser2}$ на R_{bt2} приведений переріз включає в себе повний переріз бетонів (збірного і монолітного), а також площу перерізу всієї поздовжньої арматури з коефіцієнтом приведення n'_1 . Якщо в перерізі утворюються нормальні тріщини, приведений переріз включає площу перерізу бетонів, розташованих у стиснутій зоні, а також площу перерізу всієї поздовжньої арматури, з коефіцієнтом приведення n'_1 . В останньому випадку висоту стиснутої зони визначають з рівняння:

$$\frac{M}{N_{tot}} = \frac{I_{b1} + \frac{n'_1}{n_2} I_{b2} + n'_1 \sum_{i=1}^k I_{si}}{S_{b1} + \frac{n'_1}{n_2} S_{b2} - n'_1 \sum_{i=1}^k A_{si} (h_{0i} - x)}, \quad (1.32)$$

де M – визначають за формулою (1.26) або (1.28) із заміною x_0 на x_1 , кНм;

N_{tot} – за формулою (1.27) або (1.29), кН;

I_{b1} – момент інерції стиснутої зони збірного елемента щодо нульової лінії, м⁴;

I_{b2} – те саме, монолітного бетону, м⁴;

I_{si} – момент інерції площі перерізу i -го стержня арматури щодо нульової лінії, м⁴;

S_{b1} і S_{b2} – статичні моменти стиснутої зони для збірного елемента і монолітного бетону відносно нульової лінії відповідно, м³;

A_{si} – площа перерізу i -го стержня арматури, м²;

h_{0i} – відстань від стиснутої грані елемента до центра ваги i -го стержня арматури, м.

Коефіцієнти асиметрії циклу обчислюють за формулами:

- для бетонів

$$\rho_{b1} = \sigma_{b, \min 1} / \sigma_{b, \max 1}, \quad (1.33)$$

$$\rho_{b2} = \sigma_{b, \min 2} / \sigma_{b, \max 2}, \quad (1.34)$$

- для арматури

$$\sigma_s = \sigma_{s, \min} / \sigma_{s, \max}, \quad (1.35)$$

де $\sigma_{b, \min 1}$, $\sigma_{b, \min 2}$ і $\sigma_{s, \min}$ – нормальні напруги у збірному та монолітному бетоні елемента на рівні крайньої стиснутої грані відповідно і в розтягнутій арматурі, МПа.

Стиснуту арматуру на витривалість не розраховують.

Збірно-монолітні конструкції, залежно від прийнятих вимог до тріщиностійкості, розраховують на утворення тріщин.

Розрахунок на утворення нормальних тріщин виконують з умови:

$$M_r \leq M_{crc}, \quad (1.36)$$

де M_r – момент зовнішніх сил, прикладених до конструкції, кНм;

M_{crc} – момент, що сприймається перерізом конструкції при утворенні тріщин, кНм.

Момент, що сприймається перерізом конструкції при утворенні нормальних тріщин, визначають за формулою

$$M_{crc} = M_{rp} + R_{bt, ser 1} W_{pl}, \quad (1.37)$$

$$M_{rp} = P(e_{0p} + r_1) \frac{rA_{red}}{W_{red 1}} + M_1 \left(1 - \frac{rA_{red}}{W_{red 1}} \right), \quad (1.38)$$

де r_1 – відстань від центру ваги приведенного перерізу збірного елемента до точки (умовної), найбільш віддаленої від розтягнутої зони, м.

За умови, що збірний елемент потрапляє до стиснутої зони конструкції

$$r_1 = \varphi_1 \frac{W_{red\ 1}}{A_{red\ 1}} = \varphi_1 a_{n1}, \quad (1.39)$$

$$\varphi_1 = 1,6 - (\sigma'_{b1} + \sigma'_b / R_{b, ser\ 1}), \quad (1.40)$$

де σ'_{b1} – напруга в найменш стиснутій грані збірного елементу до набрання монолітним бетоном заданої міцності, МПа;

σ'_b – напруга в крайній стиснутій грані збірного елемента від зовнішніх навантаж, прикладених після набрання монолітним бетоном заданої міцності, за умови, що $0,7 \leq \varphi_1 \leq 1$, МПа.

У випадку, коли збірний елемент не потрапляє до стиснутої зони конструкції, то відстань $r_1 = a_{n1}$. Значення σ'_b визначають за формулою:

$$\sigma'_b = (\sigma_{b1} + 2R_{bt, ser\ 1}) \frac{y'_{red\ 1}}{y_{red\ 1}}, \quad (1.41)$$

де $y'_{red\ 1}$ і $y_{red\ 1}$ – відстані від центра ваги приведенного перерізу конструкції збірного елементу до найменш і найбільш обтиснутих граней зазначеного перерізу, м.

Значення W_{pl} визначають за формулою:

$$W_{pl} = \frac{2(I_{b0} + \alpha_1 I_{s0} + \alpha_1 I'_{s0})}{h - x} + S_{b0}. \quad (1.42)$$

Положення нейтральної вісі приведенного перерізу конструкції збірного елементу визначають з умови:

$$S'_{b0} + \alpha_1 S'_{s0} - \alpha_1 S_{s0} - 0,5(h - x)A_{bt} = 0. \quad (1.43)$$

де I_{b0} – момент інерції площі стиснутої зони приведенного перерізу конструкції збірного елементу, відносно його нейтральної вісі, м⁴;

I_{s0} і I'_{s0} – моменти інерції площі перерізу арматури S і нейтральної вісі приведенного перерізу відповідно, м^4 ;

S_{b0} – статичний момент площі стиснутої зони приведенного перерізу конструкції збірного елементу відносно нейтральної вісі, м^3 ;

S_{s0} і S' – статичний момент площі перерізу арматури S і S' відносно нейтральної вісі відповідно, м^3 ;

A_{bt} – площа розтягнутого бетону в перерізі конструкції, приведенного до бетону збірного елементу, м^2 .

Якщо монолітний бетон потрапляє до розтягнутої зони конструкції і не виконується умова

$$h - h_2 \geq y_{red} \left(1 - \frac{2\alpha_2 R_{bt, ser 1}}{\sigma_{b1} + 2R_{bt, ser 1}} \right), \quad (1.44)$$

де σ_{b1} – напруга в найбільш стиснутій грані збірного елементу до набуття монолітним бетоном заданої міцності.

Розрахунок на утворення тріщин при дії багаторазово повторюваної навантаги виконують за умов, МПа:

$$\sigma_{bt 1} \leq R_{bt, ser 1}, \quad (1.45)$$

$$\sigma_{bt 2} \leq R_{bt, ser 2}, \quad (1.46)$$

де $\sigma_{bt 1}$ і $\sigma_{bt 2}$ – максимальні нормальні напруги розтягу в збірному і монолітному бетоні, МПа, що визначаються за формулами:

$$\sigma_{bt 1} = \frac{M}{I_{red}} y_0 - \frac{N_{tot}}{A_{red}}, \quad (1.47)$$

$$\sigma_{bt 2} = \frac{\alpha'_1}{\alpha'_2} \left[\frac{M}{I_{red}} (y_0 - a) - \frac{N_{tot}}{A_{red}} - \sigma_{b1} \left(1 - \frac{a}{h_1} \right) - \sigma'_{b1} \frac{a}{h_1} \right], \quad (1.48)$$

де A_{red} – площа приведенного перерізу конструкції, з урахуванням площі перерізу всієї арматури, помноженої на коефіцієнт приведення α_1 м²;

I_{red} – власний момент інерції приведенного перерізу, м⁴;

y_0 – відстань від розтягнутої грані конструкції до нейтральної вісі приведенного перерізу, м²;

a – відстань від розтягнутої грані конструкції до крайньої розтягнутої грані монолітного бетону, м.

Значення M_f , N_f визначають з коефіцієнтом надійності $\gamma_f = 1$

Висновки до розділу 1

З проведеного літературного аналізу наукових досліджень, розробок та методів проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах встановлено, що незважаючи на широке застосування збірних елементів заводського виготовлення, для зведення плити проїзної частини необхідно застосовувати опалубку різних типів; при цьому кожен проєкт транспортної споруди з точки зору опалублювання плити проїзної частини є індивідуальним. Це породжує необхідність розробки детального проєктування опалублювальних конструкцій та процесів, вимагає додаткового часу як на проєктування, так і на монтаж опалубки та підтримуючих пристроїв; здійснення демонтажу опалубки затримується до набору бетоном плити певного рівня міцності, а також є необхідним в удосконаленні методу проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах від дії навантаги з урахуванням конструктивних та матеріалознавчих параметрів. Позбутись цих недоліків дозволяє застосування незнімної опалубки, яке практикується достатньо тривалий період часу.

Використання незнімної опалубки для малих залізобетонних мостів з прольотами між балками до 1,2м дозволяє зекономити до 2,5% вартості влаштування конструкції, у випадку позакласних сталі-залізобетонних мостів з прольотами між балками до 4м показник економії вартості складає від 8 – 15%, в залежності від складності споруди та типу перешкоди.

РОЗДІЛ 2 ТЕОРЕТИЧНІ АСПЕКТИ ЩОДО РОЗРАХУНКУ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗНІМНИМИ ОПАЛУБКАМИ НА ТРАНСПОРТНИХ СПОРУДАХ

2.1 Загальні положення

Розробка методу проектування та розрахунку залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах базується на результатах власних досліджень [17, 41 – 47], а також вимог України та теоретичних і експериментальних положень інших наукових дослідників [1 – 40].

Проектування та розрахунки монолітних плит із залізобетонною незнімною опалубкою слід вести згідно з технологічним циклом виготовлення конструкцій: на стадії виготовлення плити та на стадії її експлуатації.

До отримання монолітним бетоном плити кубикової міцності 10 МПа слід розраховувати незнімну опалубку як залізобетонну несну конструкцію на дію транспортних навантаж, вагу монолітного бетону, монтажні навантаги від людей і обладнання та вплив інших навантаж, що можуть виникати під час зведення споруди.

На стадії експлуатації плити проїзної частини її розрахунки слід проводити згідно з п. 3.49 – 3.115 [1] на вплив постійних та тимчасових навантаж згідно з вимогами [5].

В чинних нормах проектування мостів [17] при розрахунку залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками не враховані всі особливості розрахунку монолітної плити, а лише сформульовані загальні вимоги. Загальна блок-схема розрахунку залізобетонної збірно-монолітної конструкції прогонової будови моста наведена на рисунку 2.1. Вихідними даними для розрахунку є:

- геометричні розміри конструкції – проліт, розміри поперечних перерізів на всіх етапах виготовлення конструкції плити проїзної частини з незнімними опалубками;
- характеристики матеріалів елементів залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками та перерізу;

- навантаги – величини на кожному етапі виготовлення конструкції;
- послідовність конструктивного формування конструкції – зміна перерізів, розрахункових схем.

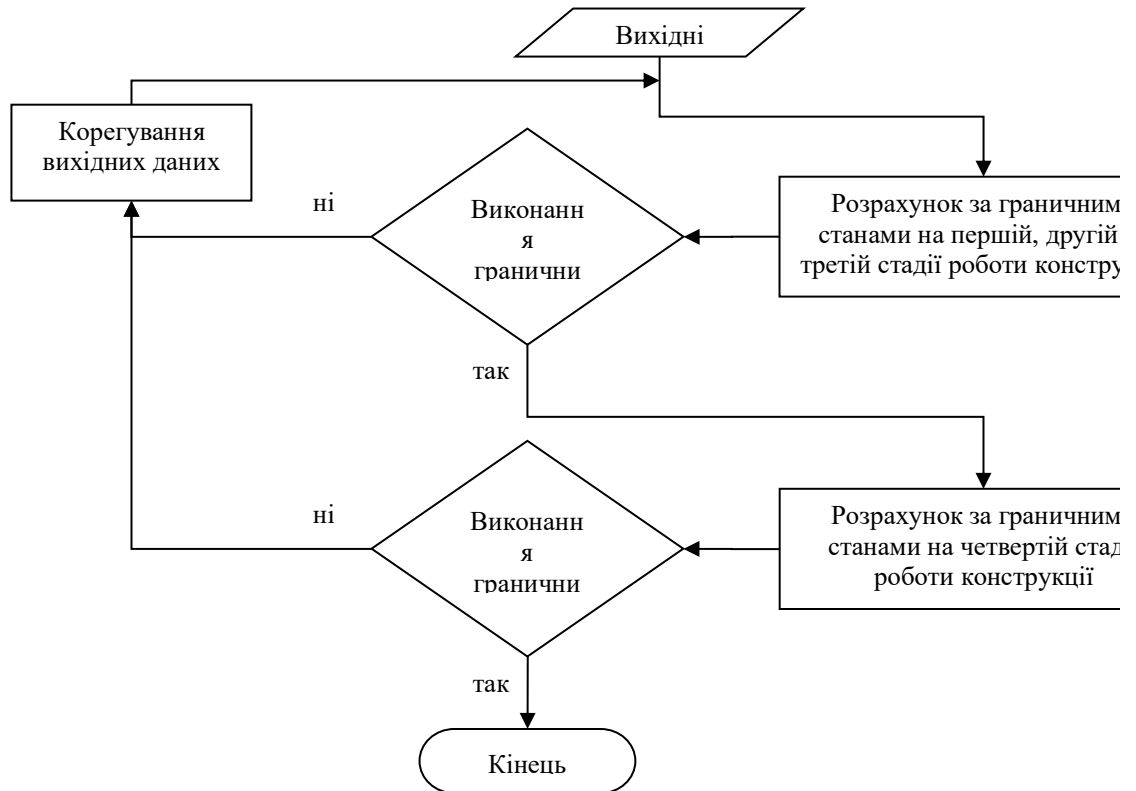


Рисунок 2.1 – Загальна блок-схема розрахунку залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах

2.2 Розрахунок залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубки як несного елемента (на стадії виготовлення плити)

Розрахунок незнімної опалубки на стадії спорудження плити проїзної частини виконують на навантагу від ваги рухомої бетонної суміші. Зрозуміло, що на цій стадії виконуються розрахунки на міцність нормального, похилого перерізів та на тріщиностійкість. Розрахунки міцності нормальних перерізів незнімної опалубки (по згинальному моменту). Розрахунок прямокутних перерізів (див. рис. 2.1) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$ необхідно виконувати згідно з вимогами [1, 17]. При цьому має виконуватись умова:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (2.1)$$

при цьому висоту стиснутої зони x слід визначати за формулою

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x, \quad (2.2)$$

де M – розрахунковий згинальний момент, кНм;

R_b – розрахунковий опір бетону на стиск, МПа;

b – розрахункова ширина плити, м;

x – висота стисненої зони, м;

h_0 – робоча висота перерізу, м;

R_{sc} та σ_{pc} – розрахункові опори на стиск напруженої і ненапруженої арматури, МПа;

A'_s та A'_p – переріз стиснутої напруженої і ненапруженої арматури, м²;

a'_s та a'_p – захисний шар напруженої і ненапруженої арматури, м.

R_s та R_p – розрахункові опори на розтяг напруженої і ненапруженої арматури, МПа;

A_s та A_p – переріз розтягнутої напруженої і ненапруженої арматури, м².

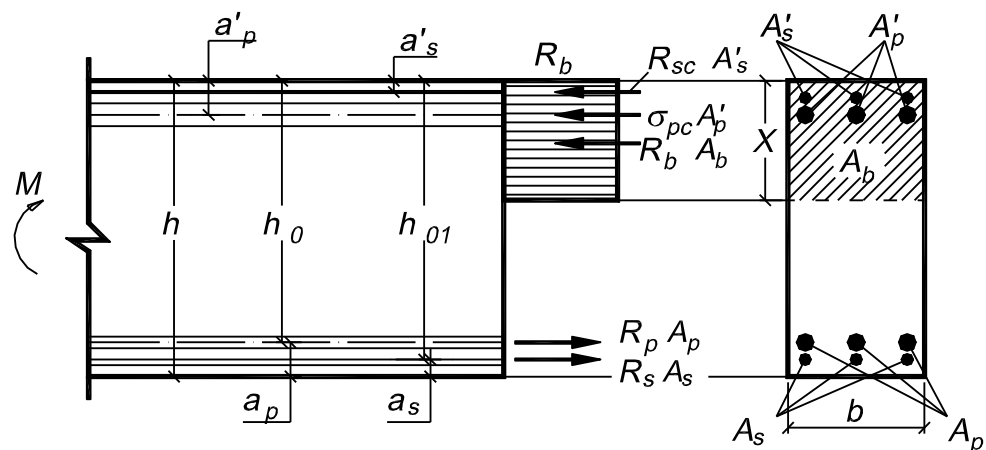


Рисунок 2.1 – Розрахункова схема зусиль і епюра напруг у перерізі, нормальному до поздовжньої осі залізобетонного згинаного елемента при розрахунку його міцності

Тут та в інших формулах допускається висоту h_0 приймати від точки прикладення рівнодійної зусилля в арматурі A_p та A_s . При відсутності напруженої арматури $h_0 = h_{01}$. Розрахунок таврових, двотаврових і коробчатих перерізів із плитою в стиснутій зоні при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$ необхідно виконувати в залежності від розташування границі стиснутої зони:

а) якщо границя стиснутої зони проходить у плиті (див. рис. 2.2,а), тобто виконується умова

$$R_p A_p + R_s A_s < R_b b'_f x + R_{sc} A'_s + \sigma_{pc} A'_p; \quad (2.3)$$

розрахунок слід виконувати як для прямокутного перерізу шириною b'_f ;

б) якщо границя стиснутої зони проходить у ребрі (див. рис. 2.2, б), тобто умова (2.3) не виконується, розрахунок слід виконувати, виходячи з умови

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_{01} - a'_s) + \sigma_{pc} A'_p (h_0 - a'_p), \quad (2.4)$$

при цьому висоту стиснутої зони бетону x необхідно визначати за формулою

$$R_p A_p + R_s A_s - R_{sc} A'_s - \sigma_{pc} A'_p = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f, \quad (2.5)$$

де b'_f – розрахункова ширина верхньої грані, м;

h'_f – розрахункова висота верхньої грані, м;

A'_s та A'_p – переріз стиснутої напруженої і ненапруженої арматури, м²;

R_s та R_p – розрахункові опори на розтяг напруженої і ненапруженої арматури, МПа;

A_s та A_p – переріз розтягнутої напруженої і ненапруженої арматури, м².

x – висота стисненої зони, м;

h_0 – робоча висота перерізу, м;

R_{sc} та σ_{pc} – розрахункові опори на стиск напруженої і ненапруженої арматури, МПа;

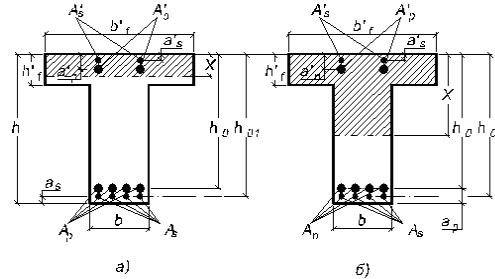


Рисунок 2.2 – Розрахункова схема форми стиснутої зони в перерізах залізобетонних елементів із плитою в стиснутій зоні

а – при розташуванні границі стиснутої зони в плиті;

б – при розташуванні границі стиснутої зони в ребрі

2.3 Розрахунки міцності похилих перерізів незнімної опалубки по поперечній силі

Для залізобетонних елементів з поперечною арматурою згідно з вимогами [1, 17] має бути дотримана умова, що забезпечує міцність по стиснутому бетону між нахиленими тріщинами:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0, \quad (2.6)$$

де Q – поперечна сила на відстані не ближче h_0 від осі опори;

$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w$, при розміщенні хомутів нормально до поздовжньої осі $\varphi_{w1} \leq 1,3$.

φ_{w1} – коефіцієнт, що враховує положення похилих стрижнів;

φ_{b1} – емпіричний коефіцієнт врахування роботи бетону.

Коефіцієнт φ_{b1} визначається за формулою

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b. \quad (2.7)$$

Розрахунок нахилених перерізів елементів з поперечною арматурою на дію поперечної сили (див. рис. 2.3) необхідно виконувати з 2-х умов.

Для елементів з ненапруженою арматурою:

$$Q \leq \sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b; \quad (2.8)$$

де R_{sw} – розрахунковий опір на розтяг похилої та нормальної арматури, МПа;
 A_{si} та A_{sw} – переріз розтягнутої похилої та нормальної арматури, м²;
 Q_b – поперечне зусилля, що передається на бетон, кН.

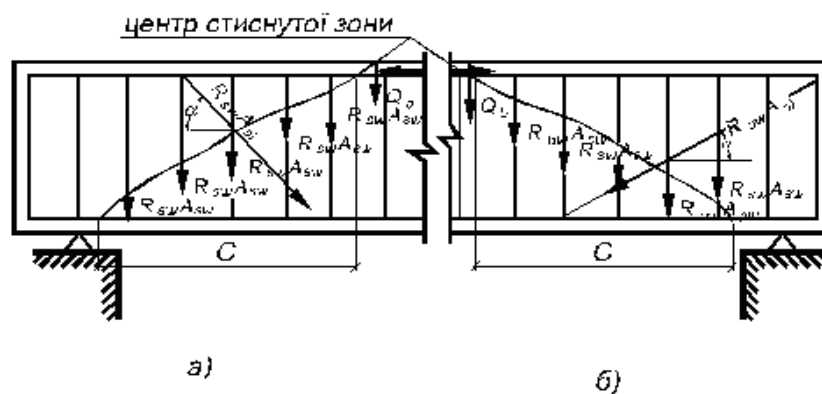


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема зусиль у перерізі, нахиленому до поздовжньої осі залізобетонного елемента, при розрахунку його міцності на дію поперечної сили
 а – з ненапруженою арматурою; б – з напруженою арматурою.

Для елементів з напруженою арматурою при наявності ненапружуваних хомутив:

$$Q \leq \sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + \sum R_{pw} A_{pw} + Q_b. \quad (2.9)$$

де $\sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha$, $\sum R_{sw} A_{sw}$ – суми проекцій зусиль усієї перетнутої ненапруженої (похилої і нормальної до поздовжньої осі елемента) арматури, МПа;

$\sum R_{pw} A_{pi} \sin \alpha$, $\sum R_{pw} A_{pw}$ – те ж, в напружуваній арматурі, що має зчеплення з бетоном, МПа;

R_{sw}, R_{pw} – розрахункові опори ненапруженої і напруженої арматури, МПа.

α – кут похилих стрижнів, град.

Поперечне зусилля Q_b , яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу й обумовлене формулою:

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \leq mR_{bt}bh_0, \quad (2.10)$$

де R_{bt} – розрахунковий опір на розтяг бетону, МПа;

c – довжина проекції найневигіднішого похилого перерізу на поздовжню вісь елемента, обумовлена порівняльними розрахунками, м;

m – коефіцієнт умов роботи

$$m = 1,3 + 0,4\left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1\right), \quad (2.11)$$

але не менше 1,3 та не більше 2,5,

де $R_{b,sh}$ – розрахунковий опір на сколювання при згині;

τ_q – найбільша сколювальна напруга від нормативної навантаги, МПа, при $\tau_q \leq 0,25R_{b,sh}$ перевірку міцності нахилених перерізів допускається не виконувати, а при $\tau_q > R_{b,sh}$ переріз має бути перепроєктовано.

Q_w^r – зусилля, яке сприймає горизонтальна арматура, кгс:

$$Q_w^r = 1000A_w^r \cdot K, \quad (2.12)$$

де A_w^r – площа горизонтальної арматури – напружуваної і не напружуваної, см², яка перетинається нахиленим перерізом під кутом β , град.

Значення коефіцієнта K :

$$Q \leq K = \frac{\beta - 50^0}{40^0} \leq 1. \quad (2.13)$$

В перерізах між хомутами при $\beta = 90^0$, $Q_w^r = 1000A_w^r$

Найневигідніший похилий переріз і відповідну йому проекцію на поздовжню вісь елемента необхідно визначати за допомогою порівняльних розрахунків з умови мінімуму поперечної сили, що сприймається бетоном і арматурою. При цьому на ділянках довжиною $2h_0$ від опорного перерізу необхідно виконувати перевірку нахилених перерізів з кутом нахилу до опорного (вертикального) перерізу 45° для конструкцій з ненапруженою арматурою і 60° – із напруженою. При сконцентрованій дії навантаги поблизу опори найбільш небезпечний похилий переріз має направлення від навантаги до опори.

Для залізобетонних елементів без поперечної арматури має дотримуватися умова $Q \leq Q_b + Q_w^r$, що обмежує розвиток нахилених тріщин.

2.4 Розрахунок монолітної плити із залізобетонною незнімною опалубкою як шаруватої системи

Загальні підходи до розрахунку шаруватих систем. Монолітну плиту із залізобетонною незнімною опалубкою можна представити як багат шарову систему, складену з шарів неоднакової товщини, що мають різні фізико-механічні характеристики (див. рис. 2.4).

Реалізація моделей деформування шаруватих систем дає змогу отримувати розв'язки актуальних прикладних задач у галузях мостобудування, приймати більш економічні та надійні проєктно-конструкторські рішення.

Шарувата плита є кусково-неоднорідним конструктивним елементом.

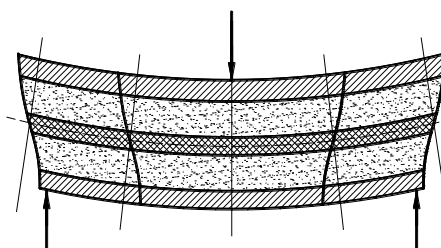


Рисунок 2.4 – Шарувата конструкція в деформованому стані

При оцінці міцності цих систем приймають до уваги тільки основні несучі шари, а технологічні шари, наприклад опалубка, розглядають як конструктивні.

Врахування сумісної роботи опалубки з несучими шарами монолітної плити дозволяє виявити запаси міцності всієї системи.

Розглянемо деякі основні досягнення та принципові ідеї в області розрахунку шаруватих систем: аналітичні, числові та числово-аналітичні методи розрахунку.

2.4.1 Метод розрахунку

Тривимірні моделі шаруватих систем та методи приведення їх до двовимірних. Тривимірний розв'язок отриманий шляхом розв'язання рівнянь теорії пружності. Для шаруватих систем такі розв'язки побудовані аналогічно розв'язкам для однорідних систем.

При певних умовах модель шаруватих плит можливо будувати на основі рівнянь Ляме [17]. Для тришарової плити симетричної будови при відносно тонких та жорстких зовнішніх шарах справедливі гіпотези Кірхгофа Брюккером [17]. Дана гіпотеза полягає в осередненні деформації зсуву по товщині пакету шарів – приймається гіпотеза прямої лінії, znana як гіпотеза недеформівної нормалі.

В межах тривимірного підходу отримано точні розв'язки задачі згину анізотропних плит, кососиметрично-армованих по товщині та нетонких плит з врахуванням проковзування шарів; розглянуто задачі статички для шаруватих ортотропних плит [17, 48 – 50].

У зв'язку з певною обмеженістю використання тривимірних рівнянь до розрахунку шаруватих систем очевидна необхідність побудови наближених моделей шляхом приведення тривимірних рівнянь до двовимірних.

Проблема побудови моделей на основі двовимірних рівнянь теорії оболонок і пластин розв'язується різними методами, які умовно розділяють на аналітичні [43 – 51] та метод гіпотез [17].

Аналітичні методи базуються на регулярному процесі наближення тривимірної задачі шляхом послідовного зведення її до двовимірної. Будь-які гіпотези та спрощуючі припущення не вводяться. Це не означає, що аналітичні методи вільні від обмежень та огріхів, оскільки будь-який метод дозволяє знайти лише наближений розв'язок задачі теорії пружності.

Точні аналітичні методи можуть мати певну похибку при виконанні арифметичних обрахунків, незалежно від того, як записано результат, чи у вигляді формули, чи у вигляді послідовності арифметичних операцій.

Розповсюдженим аналітичним методом розв'язку вказаної проблеми є асимптотичний [17]. Енергоасимптотичний метод побудови двовимірних рівнянь, що базується на варіаційному принципі Рейснера. Відомі наближені моделі, які будуються методом гіпотез, можна розглядати як те чи інше наближення енергоасимптотичного методу. Наприклад, теорія пластин Е. Рейснера відповідає першому наближенню.

Розвиток аналітичного методу полягає в приведенні тривимірної задачі до двовимірної при використанні розкладання шуканих функцій в ряди по товщині неоднорідної системи [17].

В методі гіпотез можна виокремити два напрямки при побудові двовимірних моделей теорії кусково-неоднорідних систем. Моделі або теорії першого напрямку, в якій для описання шаруватої структури гіпотези застосовуються окремо для кожного шару – дискретно, отримали назву «дискретно-структурних». Теорії другого напрямку, в якому вводяться загальні гіпотези, що неперервно описують шаруватість по товщині, названі «неперервно-структурними».

2.4.2 Класичні та некласичні теорії

В класичній теорії шаруватих систем модель побудована на основі єдиних гіпотез Кірхгофа-Лява для пакету шарів в цілому [17].

Класична теорія може бути застосована для обмеженого класу задач: для тонких ізотропних і слабо анізотропних оболонок, у яких жорсткості шарів одного порядку.

В неоднорідних плитах, особливо з мало жорсткими шарами, при відносно великій товщині пакету, при трансверсальній ізотропії матеріалу та в інших випадках, класична теорія є непридатною. Потрібно враховувати поперечний зсув, а в ряді випадків – і обтиснення шарів.

Необхідність врахування даних факторів призвела до розвитку, так званих, званих «некласичних» моделей. Розглянемо варіанти некласичних моделей однорідних конструкцій, які отримали узагальнення на неоднорідні оболонки та пластини.

Некласичні неперервно-структурні моделі теорії шаруватих систем сформулювалися на основі поєднань:

а) ідеї класичної теорії шаруватих тонкостінних конструкцій про введення гіпотез, загальних для пакету шарів, і приведення неоднорідної системи до деякої квазіоднорідної;

б) тих або інших гіпотез про розподіл компонентів напружено-деформованого стану по товщині пакету шарів системи, отриманих з класичної теорії або запозичених з різних варіантів уточнених теорій однорідних систем.

Згідно теорії С.О. Амбарцумяна [17] вводяться гіпотези про розподіл поперечних дотичних напруг по товщині пакету. Поперечні дотичні напруги в межах кожного шару характеризуються певним законом зміни та модулем поперечного зсуву.

Тангенційні переміщення в теорії О.Ф. Рябова [51] нелінійні по товщині та мають окрім «класичних» складових додаткову, що визначає викривлення нормалі за рахунок деформацій зсуву.

Зміна нормальних переміщень по товщині пакету шарів може бути пов'язана з ефектом Пуассона, що недостатньо для врахування різниці нормальних переміщень на навантаженій та вільній від навантаг поверхні оболонки або пластини.

Уточнення врахування поперечного зсуву і обтіснення в некласичних теоріях. В сучасних некласичних теоріях введено ряд уточнень при врахуванні поперечного зсуву.

Вплив деформацій поперечного зсуву як для однорідних ізотропних оболонок та пластин, так і для шаруватих, особливо тришарових систем, вивчено достатньо детально [17, 53 – 64].

Існують класи задач механіки деформівного твердого тіла, в яких врахування поперечного обтиснення значно впливає на результат. Це задачі контакту плит з жорсткими тілами (штампами). Для шаруватих систем, що мають підвищену піддатливість в поперечному напрямку, вплив цього фактору є особливо суттєвим.

2.4.3 Числові методи і підходи

Розв'язування задач теорії пружності та пластичності із застосуванням аналітичних функцій неперервних аргументів (здобування так званих аналітичних розв'язків) у багатьох випадках, що зустрічаються при розрахунку реальних конструкцій, зокрема, шаруватих або приведених до шаруватості систем, пов'язане із значними труднощами внаслідок складності розрахункових схем. Тому застосовуються так звані числові методи розрахунку – методи розв'язування задачі, що дають змогу звести її до числових розрахунків (розв'язання систем алгебраїчних рівнянь). Розв'язки становлять числові значення шуканих функцій в окремих точках об'єкта розрахунку, які називають дискретними значеннями. Отже, задача розрахунку неперервного, або континуального, об'єкта – континуальна задача – зводиться до її дискретного аналога. Спосіб зведення залежить від особливостей числового методу.

Серед числових методів можна виділити два: метод скінченних різниць та метод скінченних елементів.

Метод скінченних різниць.

Метод скінченних різниць (МСР) полягає в заміні точних значень похідних від функцій, що застосовуються для розв'язування завдання, наближеними числовими співвідношеннями. Її виражають через дискретні значення функцій у вузлах сітки, якою апроксимують (заміняють) зону об'єкта розрахунку. Цей метод іноді називають методом сіток.

Числові співвідношення зводять диференціальне рівняння, яке становить розв'язок континуальної задачі, до алгебраїчного рівняння довільного вузла сітки. Запис таких рівнянь у всіх вузлах дає систему, розв'язавши яку дістають числові значення функцій у вузлах – дискретні значення.

Існує кілька способів добування наближених співвідношень для похідних: операторний, розкладання в ряд Тейлора тощо.

Метод скінченних елементів

Широке застосування шаруватих систем в різних галузях техніки вимагає реалізації теорії їх розрахунку для аналізу напружено-деформованого стану реальних конструкцій, елементи яких в цілому мають шарувату композитну структуру. У зв'язку з цим виникла необхідність об'єднання теорії шаруватих плит та оболонок з найбільш ефективним та універсальним числовим методом механіки деформівного твердого тіла – методом скінченних елементів (МСЕ) [17, 61 – 85].

В рамках МСЕ можливе врахування шаруватої структури по товщині і кускової неоднорідності в плані (по поверхні) конструкції. Приклад дискретизації просторової будови наведено на рисунку 2.5.

Існує досвід побудови різних форм скінченних елементів (СЕ) кусково-неоднорідної (шаруватої) структури. СЕ можна класифікувати наступним чином:

- просторові тривимірні (перша група);
- спеціалізовані двовимірні для розрахунку тришарових конструкцій (друга група);
- двовимірні для розрахунку шаруватих систем з довільною кількістю шарів (третья група).

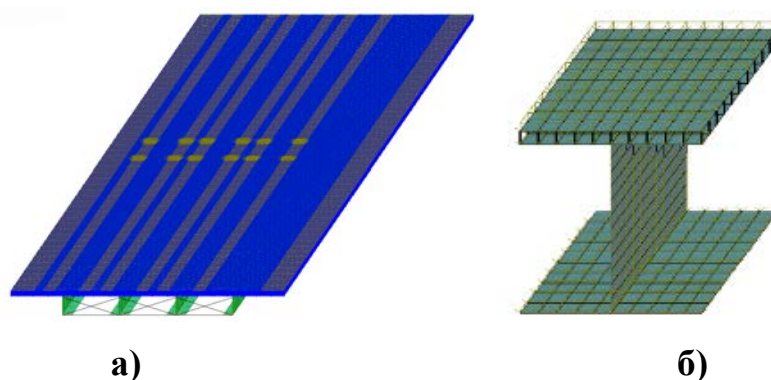


Рисунок 2.5 – Відображення елементів скінченно-елементної моделі в програмних комплексах

- а) візуалізація скінченно-елементної моделі сталезалізобетонної прогонової будови моста;
 б) візуалізація фрагменту СЕ моделі сталезалізобетонної прогової будови мосту

Застосування першої групи СЕ при розрахунках шаруватих конструкцій призводить до необхідності оперування з системами розв'язувальних рівнянь високих порядків, причому завдання ускладнюється при наявності тонких шарів та шарів з великою різницею в модулях пружностей.

Друга група може бути застосована лише для тришарових конструкцій, що обмежує поле їх застосування.

Третя група, в свою чергу, поділяється на елементи, що побудовані на основі гіпотези прямої нормалі, гіпотези прямої та більш загальних гіпотез, що враховують зсув та, подекуди, обтиснення.

Елементи, в яких число рівнянь не залежить від кількості шарів, підходять при розрахунках тонких плит (відношення товщини пакету шарів до довжини плити ≥ 10), шари яких мають достатньо близькі фізико-механічні характеристики.

Необхідно відмітити важливість розвитку як точних аналітичних розв'язків диференціальних рівнянь теорії пружності, так і розв'язків, отриманих на основі високочастотних числових підходів, таких як метод дискретної ортогоналізації. Ці розв'язки можуть доповнювати один одного.

Дискретно-континуальна схема МСЕ.

У зв'язку з необхідністю розширення застосування СЕ доцільною є побудова двовимірних елементів третьої групи, що ґрунтуються на більш загальних варіантах неklasичної теорії шаруватих конструкцій, які враховують нелінійний або кусково-лінійний закон зміни тангенціальних та нормальних переміщень по товщині пакету шарів, і в окремому випадку, призводять до моделей класичної теорії. Різноманітні СЕ такого типу та відомості про їх реалізацію викладені в [17, 61 – 85].

Неперервно-структурні неklasичні моделі шаруватих пологих оболонок та пластин, покладених в основу цих СЕ, дозволяють розглядати шаруваті системи з довільною будовою пакету шарів по товщині. Ця особливість розширює можливості для побудови процедур розрахунку неоднорідних систем на основі МСЕ. Вона призводить до дискретно-континуальної схеми розрахунку (ДКС МСЕ), коли дискретизація виконується тільки по поверхні системи, а по товщині кожна її частина (СЕ) є неоднорідним (шаруватим) континуумом. Вказані типи СЕ

характеризуються незалежністю числа ступенів свободи у вузлах від кількості шарів.

Застосування ДКС МСЕ в порівнянні зі схемою розрахунку шаруватих оболонок та пластин, що базується на глобальній дискретизації (по поверхні і по товщині), тобто дискретній схемі (ДС МСЕ), дозволяє суттєво скоротити число невідомих [17, 68 – 85].

Поєднання дискретних та аналітичних процедур є досить характерною рисою для сучасного етапу розвитку теорії розрахунку конструкцій та дозволяє суттєво зменшити об'єм розрахунків [17].

Аналіз різних теорій розрахунку шаруватих оболонок та пластин та методів їх реалізації приведений в роботі [79 – 83, 88], що виконана В.Г. Піскуновим, О.О. Рассказовим та О.В. Марчуком.

При розрахунку ребристих оболонок МСЕ для апроксимації ребер звичайно використовуються різноманітні стержневі, балочні або (що зустрічається значно рідше) тривимірні СЕ, деформування яких сумісне з деформуванням оболонки. При цьому не завжди враховуються деформації зсуву. Так, шари можна моделювати прямокутними фізично нелінійними плоскими елементами, причому, зчеплення шарів між собою при цьому можна реалізувати за допомогою стрижневих елементів із великим значенням жорсткості. Перспективною є використання універсальних просторових СЕ, побудованих на основі моментної схеми СЕ (МССЕ).

При розрахунку ребристих оболонок МСЕ для апроксимації ребер звичайно використовуються різноманітні стержневі, балочні або (що зустрічається значно рідше) тривимірні СЕ, деформування яких сумісне з деформуванням оболонки. При цьому не завжди враховуються деформації зсуву. Так, в [71 – 96] шари моделюються прямокутними фізично нелінійними плоскими елементами, причому, зчеплення шарів між собою реалізується за допомогою стрижневих елементів із великим значенням жорсткості. Перспективною є використання універсальних просторових СЕ, побудованих на основі моментної схеми СЕ

(МССЕ). МССЕ була розроблена, теоретично обґрунтована та підтверджена багатьма числовими дослідження в роботах О.С. Сахарова.

В роботі В.А. Баженова та інших авторів [98 – 101] висвітлено питання розробки з єдиних методологічних позицій тривимірної теорії термопружності скінченноелементного методу розв’язання статичних задач геометрично нелінійного термопружного деформування, стійкості та закритичної поведінки широкого класу тонких пружних неоднорідних оболонок складної форми та структури. На базі розробленого універсального просторового скінченного елемента з введеними додатковими змінними параметрами побудовано розрахункову модель, що враховує геометричні особливості конструктивних елементів і неоднорідності матеріалу тонкої оболонки. Зокрема, приділено увагу впливу кривизни на стійкість і закритичну поведінку ребристих панелей, проаналізовано вплив параметрів ребер на нелінійне деформування та стійкість квадратних у плані панелей. Дослідження впливу розмірів ребер виконано на прикладі панелей, що підкріплені з внутрішньої сторони (з боку утнутості) перехресними ребрами однакових розмірів, досліджено вплив ексцентричності розміщення ребер та вплив кількості ребер [80 – 105].

Залежність несучої здатності оболонок обертання, підкріплених кільцевими ребрами, від конструктивних параметрів досліджено О.О. Рассказовим та О.С. Дехтярем в [103].

В роботах О.В. Марчука [104] запропоновано два варіанти до розрахунку ребристих плит. В першому варіанті використовується континуальний підхід, за яким шаруваті конструкції за товщиною моделюються одним скінченим елементом. У другому варіанті застосовується дискретний підхід, за яким кожен шар моделюється окремо.

Результати інженерного розрахунку на міцність та жорсткість ребристих плит з трьома-чотирма поздовжніми ребрами та обшивками з фанери представлені в [100 – 104]. Розрахунок різнорідної плити проводився на основі приведених геометричних характеристик поперечного перерізу.

В роботах П.М. Коваля [98 – 107] здійснено оцінку напружено-деформованого стану залізобетонної плити при її сумісній роботі з балками у складі прогонової будови, для чого теоретичним методом виконано просторовий розрахунок моста з використанням обчислювального комплексу ЛІРА. Розрахункова схема передбачає урахування впливу розпору, що призводить до зменшення розрахункових згинальних моментів найнавантажениших перерізів посередині прольоту та на середніх опорах в порівнянні з моментами, обчисленими за прийнятою методикою пружного розрахунку.

Існує досвід застосування сучасних обчислювальних комплексів для розрахунку шаруватих конструкцій. В [17] Дж. Редді виконано аналіз геометрично нелінійних задач за допомогою СЕ підкріпленої композитної оболонки, що підпорядковується законам механіки суцільного середовища. В [88 – 105] представлено вдосконалення методики розрахунку конструктивно-анізотропних багатошарових жорстких дорожніх одягів на силові та температурні навантаги.

2.5 Алгоритм розрахунку шаруватої плити проїзної частини з незнімними опалубками за допомогою методу скінченних елементів

Шарувата плита може бути обчислена МСЕ за допомогою комплексів ЛІРА або SCAD [17, 87 – 100].

Розрахунок шаруватої плити в рамках МСЕ за допомогою обчислювального комплексу SCAD, який включає розвинену бібліотеку скінченних елементів (СЕ) для моделювання стрижневих, пластинчастих, твердотільних і комбінованих конструкцій, модулі аналізу стійкості, формування розрахункових сполучень зусиль, перевірки напруженого стану елементів конструкцій з різних теорій міцності, визначення зусиль взаємодії фрагмента з рештою конструкції, обчислення зусиль і переміщень від комбінацій завантажень.

Розрахунок шаруватої плити може бути виконаний як за допомогою спеціальних скінченних елементів, що враховують шаруватість систем (номер елемента, ступені свободи), так і просторових СЕ. Приведення реальної конструкції можливе до еквівалентної шаруватої системи з характеристиками шарів –

відповідними модулями пружності та коефіцієнтом Пуассона. Тобто залізобетонна плита приводиться до єдиного ізотропного шару. Так само арматура. На цьому етапі можливе врахування ізотропії та ортотропії матеріалу.

Для створення нового проєкту заходимо в меню – *Проект / Новий проєкт* (кнопка на панелі інструментів). В діалоговому вікні задаємо наступні параметри:

- назва проєкту, організація, об'єкт, норми проєктування;
- одиниці виміру;
- тип схеми (конструкція із багатошарових пластин).

Заходимо в меню *Розрахункова схема*, звідки потрапляємо в розрахунковий комплекс SCAD[17].

За допомогою закладки *Схема/Генерація прямокутної сітки елементів на площини*  виводимо на екран діалогове вікно *Генерація пластинчастої схеми*. В таблиці діалогового вікна (див. рис. 2.6) задаємо крок кінцево-елементної сітки відносно осей X і Y та присвоюємо нульові жорсткісні характеристики (в закладці *Жорсткість*).

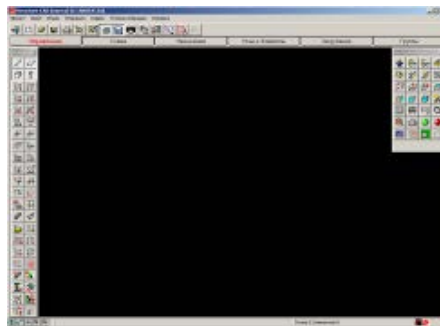


Рисунок 2.6 – Загальний вигляд інтерфейсу ПК SCAD

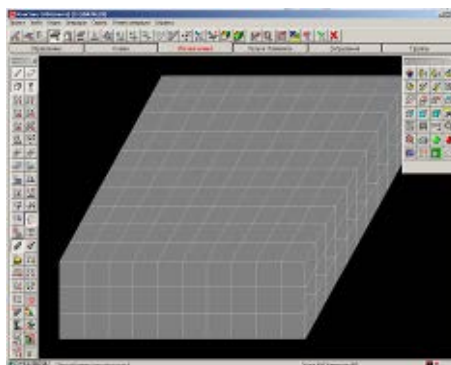


Рисунок 2.7 – Візуалізація розрахункової схеми у ПК SCAD

З плоскої змодельованої плити за допомогою кнопки *Копіювання схеми*  моделюємо перший шар в просторовій постановці. Аналогічно моделюємо інші шари (див. рис. 2.7).

Прямокутна плоска плита та просторові елементи повинні бути об'єднані через вузли. Для цього переходимо в закладку *Вузли і елементи / Вузли* та вибираємо функцію *Об'єднання співпадаючих вузлів* .

При завданні параметрів плити передбачається, що введення значень фізико-механічних характеристик шарів призначаються усім об'ємним елементам. Для введення характеристик переходимо в закладку *Назначення*, вибираємо функцію *Назначення жорсткостей об'ємним елементам*  та вводимо дані. При генерації конструкції для усіх елементів автоматично встановлюється тип елемента, відповідно до типу схеми, призначеному при створенні проєкту. Для зміни типу елемента натискаємо кнопку *Назначення типів кінцевих елементів*  та вибираємо необхідний тип.

Після того, як була створена схема, можна скористатися фільтрами управління відображенням та отримати інформацію про номери вузлів та елементів, типи жорсткостей та типи елементів. Функція введення навантаг знаходиться в розділі *Завантаження інструментальної панелі*.

Режим введення навантаг включає функції, які забезпечують автоматичне формування власної ваги конструкції, задаються динамічні та статичні навантаги різного типу на вузли та елементи схеми, збереження заданих навантаг у вигляді схем або груп завантажень.

Задаємо навантагу на шарувату структуру через плоску плиту нульової жорсткості, кнопка на інструментальній панелі – *Навантаги на пластину*  (розподілена навантага на елемент пластини). В діалоговому вікні вводимо потрібні параметри. Для завершення введення навантаг потрібно його зберегти  (*записати у проєкт*). Умови закріплення у вузлах схеми призначаються в діалоговому вікні *Зв'язки* , котре відкривається натисканням відповідної кнопки в розділі *Назначення інструментальної панелі*. Для призначення в'язей у вузлах потрібно вибрати за допомогою відповідних кнопок напрями ступенів вільності,

відносно яких накладаються зв'язки, вибрати на схемі вузли та виконати операцію натисненням кнопки – Ок. Введених даних достатньо, щоб виконати розрахунок шаруватої системи. Для цього необхідно повернутися в дерево проєкту, активізувати закладку *Управління* в інструментальній панелі та натиснути кнопку  *Вийти у екран управління проєктами*. Якщо позиція *лінійний* має вигляд , то розрахунок недоступний. Причиною цього, як правило, є повна або часткова відсутність обов'язкових вихідних даних. В тих випадках, коли дані відсутні або задані не для усіх елементів схеми, піктограма відповідної гілки дерева проєкту в розділі *Розрахункова схема* відображається зі знаком питання . Результати розрахунку відображаються як у графічній, так і в табличній формах. В графічній формі результати розрахунку переміщень виводяться у вигляді деформованої схеми (див. рис. 2.8), колірної і цифрової індикації значень переміщень у вузлах, а також ізополів і ізоліній переміщень для пластинчастих і об'ємних елементів, виконується анімація форм коливань для динамічних і процесу деформування для статичних завантажень.

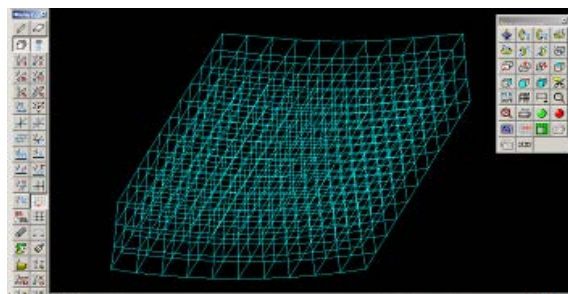


Рисунок 2.8 – Вигляд деформованої схеми плити

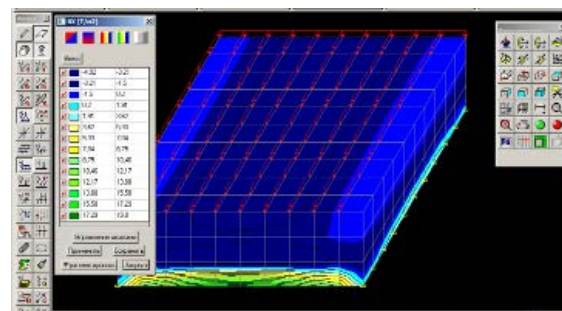


Рисунок 2.9 – Вигляд інструментальної панелі поля напруг

Зусилля і напруги в пластинчастих і об'ємних елементах виводяться у вигляді ізополів або ізоліній у зазначеному діапазоні колірної шкали з можливістю одночасного відображення числових значень у центрах і вузлах елементів.

Результати розрахунку в табличній формі можуть експортуватися в редактор MS Word або електронні таблиці MS Excel.

2.6 Числово-аналітичний підхід

При даному підході на різних етапах розрахунку поєднуються числовий та аналітичні методи розрахунку. Наприклад, етап моделювання просторової конструкції та етап збору вихідних даних виконується з використанням МСЕ, надалі використовується аналітичний метод, за допомогою якого враховується багатошаровість конструкції завдяки функціям розподілу напруг по висоті пакету шарів.

Об'єктом розрахунку є шаруваті плити проїзної частини прогонових будов, що працює спільно зі всією будовою в рамках просторової схеми. На рисунку 2.10 представлено приклад поперечного перерізу сталевої прогонової будови з шаруватою плитою проїзної частини.

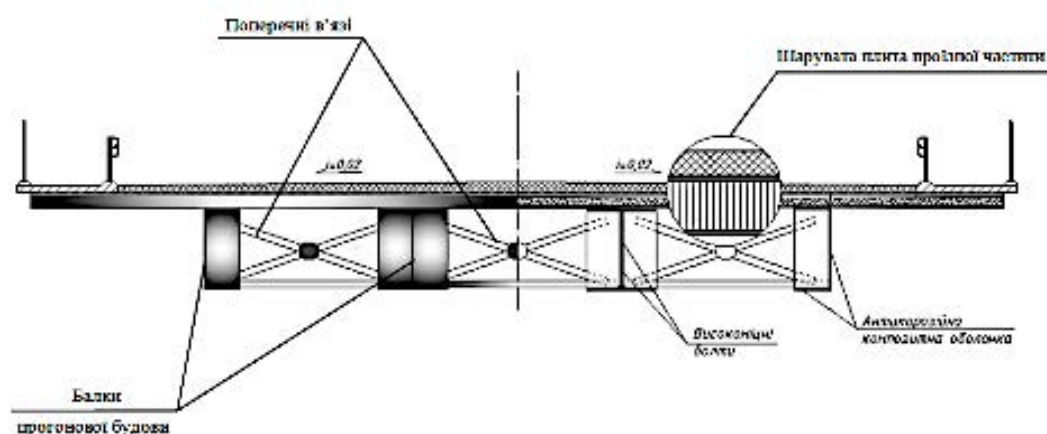


Рисунок 2.10 – Приклад конструкції мостової прогонової будови з шаруватою плитою (поперечний переріз)

Плита проїзної частини являє собою конструкцію, виготовлену з матеріалів різної жорсткості.

Такі плити піддатливі деформаціям поперечного зсуву, що не дозволяє прямого використання класичної (технічної) теорії, основаної на гіпотезах недеформованої нормалі. Отже, виникає необхідність використання теорії, яка враховує деформації зсуву.

Серед числово-аналітичних методів, можна виділити метод аналогій. Відмітимо основні положення даного підходу.

Вважається, що в межах шару фізичні константи E_k та ν_k (модуль пружності та коефіцієнт Пуасона відповідно) є постійними.

Положення поверхні приведення відносно її нижньої поверхні (див. рис. 2.11) вибирається, виходячи з умови $B_1 = 0$, тобто

$$B_1 = \int_{a_0}^{a_n} E_{0k} z dz = \sum_{k=1}^n E_{0k} \int_{a_{k-1}}^{a_k} z dz = 0. \quad (2.14)$$

Враховується, що

$$z = z_0 - \delta, \quad a_k = b_k - \delta, \quad a_{k-1} = b_{k-1} - \delta, \quad (2.15)$$

звідки отримується положення поверхні приведення.

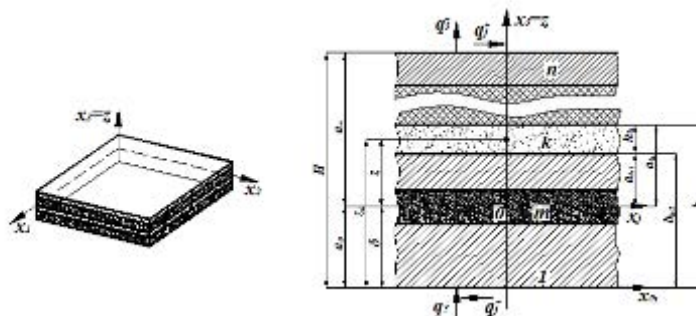


Рисунок 2.11 – До визначення положення поверхні приведення шаруватої пластини

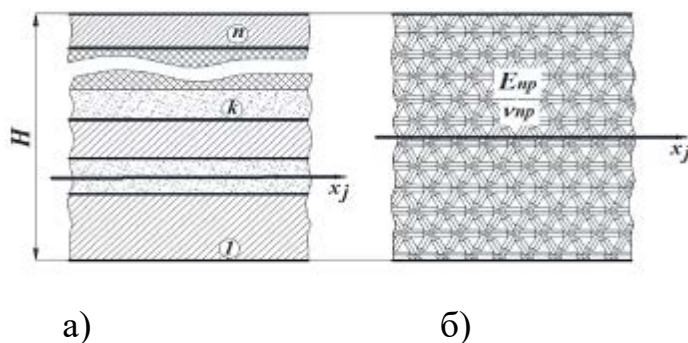


Рисунок 2.12 – Зведення пакету шарів до однорідної еквівалентної системи

а) – пакет шарів; б) – однорідна еквівалентна система

$$\delta = \frac{\sum_{k=1}^n E_{0k} \int_{b_{k-1}}^{b_k} z_0 dz_0}{\sum_{k=1}^n E_{0k} \int_{b_{k-1}}^{b_k} dz_0}. \quad (2.16)$$

Для виведення спрощеного рівняння для шаруватих пластин використовуються наступні припущення:

- відсутність тангенційної навантаги ($q_j^{\pm} = 0$);
- положення поверхні приведення визначається за формулою (2.16), а тангенційні переміщення на рівні поверхні приведення дорівнюють нулю ($u_1 = u_2 = 0$);
- для всіх шарів приймається приведений модуль пружності

$$E_{np} = \frac{12D_{11}(1 - \nu_{np}^2)}{H^3} \quad (2.17)$$

та приведений коефіцієнт Пуассона

$$\nu_{np} = \frac{B_{\nu}}{B}, \quad (2.18)$$

тобто заданий пакет шарів (див. рис. 2.12, система а) зводиться до еквівалентної однорідної системи (див. рис. 2.12, система б).

Отже, при таких припущеннях, отримано систему рівнянь рівноваги шаруватих плит в переміщеннях

$$\begin{cases} D_{21}\Delta^2 w + D_{22}\Delta^2 \chi - D_{21}\Delta \chi = 0, \\ D_{11}\Delta^2 w + D_{12}\Delta^2 \chi = q. \end{cases}, \quad (2.19)$$

де $q = q_3 = q_3^+ + q_3^-$ – нормальна навантага на лицьових поверхнях плити, кН/м;

D_{11} – жорсткість, що враховує згин, кН/м;

D_{22} – жорсткість, що враховує зсув, кН/м;

$D_{21} = D_{12}$ – жорсткість взаємовпливу згину та зсуву.

Система (2.19) має загальний восьмий порядок. На кожному краю повинні бути задоволені наступні граничні умови:

Для краю $x_1 = const$ маємо:

шарнірно-рухоме обпирання –

$$w = \chi = 0; \quad M_{11}^{(1)} = M_{11}^{(2)} = 0; \quad (2.20)$$

жорстке закріплення –

$$w = \chi = 0; \quad w_{,1} = \chi_{,1} = 0; \quad (2.21)$$

вільний край –

$$\begin{aligned} M_{11}^{(1)} &= M_{11}^{(2)} = 0; \\ M_{11,1}^{(1)} + 2M_{12,2}^{(1)} &= 0; \\ M_{11,1}^{(2)} + 2M_{12,2}^{(2)} - Q_1^{(2)} &= 0. \end{aligned} \quad (2.22)$$

Для подальших перетворень рівнянь системи (2.19) використаємо наближену залежність між характеристиками жорсткості, запропоновану В.Г. Піскуновим [83],

$$\frac{D_{22}}{D_{21}} \approx \frac{D_{21}}{D_{11}}, \quad (2.23)$$

звідки $D_{22} = D_{12} \cdot D_{12} / D_{11}$ при $D_{12} = D_{21}$.

Підставимо вираз для D_{22} в перше рівняння системи (2.19)

$$\begin{cases} D_{11}\Delta^2 w + D_{12}\Delta^2 \chi = D_{11}\Delta \chi; \\ D_{11}\Delta^2 w + D_{12}\Delta^2 \chi = q. \end{cases} \quad (2.24)$$

В результаті отримаємо:

$$\begin{cases} D_{11}\Delta \chi = q; \\ D_{11}\Delta^2 w + D_{12}\Delta^2 \chi = q. \end{cases} \quad (2.25)$$

В розгорнутому вигляді система (2.25) має вид

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 \chi}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \chi}{\partial x_2^2} = \frac{q}{D_{11}}; \\ \left(\frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} \right) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2} \right) + \frac{D_{12}}{D_{11}} \left(\frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} \right) \left(\frac{\partial^2 \chi}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 \chi}{\partial x_2^2} \right) = \frac{q}{D_{11}}. \end{cases} \quad (2.26)$$

Якщо прийняти $G'_k = \infty$ і як наслідок $D_{12} = D_{21} = 0$, то друге рівняння системи (2.26) буде диференціальним рівнянням згину тонкої плити, що засновано на гіпотезі плоских перерізів:

$$\left(\frac{\partial^2}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2}{\partial x_2^2} \right) \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2} \right) = \frac{q}{D_{11}}. \quad (2.27)$$

Згідно перетворенню Marcus H., викладеному С.П. Тимошенком та С. Войновські-Кригером, диференційне рівняння четвертого порядку (2.27) можливо замінити системою двох рівнянь другого порядку, а саме

$$\begin{cases} \frac{\partial^2 M}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 M}{\partial x_2^2} = -q; \\ \frac{\partial^2 w}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 w}{\partial x_2^2} = -\frac{M}{D_{11}}, \end{cases} \quad (2.28)$$

де M – узагальнений вираз для розподілених згинальних моментів

$$M = \frac{M_{11} + M_{22}}{1 + \nu_{np}} = \frac{M_{x1} + M_{x2}}{1 + \nu_{np}}. \quad (2.29)$$

Звернемо увагу на те, що прослідковується математична аналогія між першим рівнянням системи (2.19) та першим рівнянням згину тонких пластин (2.28).

Для реалізації методу аналогій вводиться поняття про фіктивну навантагу:

$$q_\phi = -\frac{q}{D_{11}}, \quad (2.30)$$

з врахуванням якого перше рівняння системи [17] набуває форми, аналогічній першому рівнянню системи

$$\frac{\partial^2 M^\phi}{\partial x_1^2} + \frac{\partial^2 M^\phi}{\partial x_2^2} = q_\phi, \quad (2.31)$$

де $M^\phi(x_1, x_2) = \frac{M^\phi_{x1} + M^\phi_{x2}}{1 + \nu_{np}}$ – узагальнений фіктивний момент, що є аналогом функції зсуву, тотожний при шарнірному закріпленні та защемленні по контуру плити.

В результаті розв'язку рівняння (2.31) знаходиться значення фіктивного моменту.

Друге рівняння системи (2.28) можливо представити у наступному вигляді:

$$D_{11}\Delta^2\left(w_{\text{точ}} + \frac{D_{12}}{D_{11}} \cdot \chi\right) = q. \quad (2.32)$$

Якщо ввести функцію узагальнених лінійних переміщень

$$\Phi = w_{\text{точ}} + \frac{D_{12}}{D_{11}} \cdot \chi, \quad (2.33)$$

система (2.34) приймає вигляд

$$\begin{cases} D_{11}\Delta\chi = q; \\ D_{11}\Delta^2\Phi = q. \end{cases} \quad (2.34)$$

де Φ – аналог прогину, знайденого на основі рівнянь класичної теорії, м.

Граничні умови будуть наступними:

шарнірно-рухоме обпирання –

$$\Phi = \Phi_{,11} = \chi = 0; \quad (2.35)$$

жорстке закріплення –

$$\Phi = \Phi_{,1} = \chi = 0; \quad (2.36)$$

вільний край –

$$\begin{aligned} \Phi_{,11} + \nu\Phi_{,22} &= 0; \\ [\Phi_{,11} + (2 - \nu)\Phi_{,22}]_1 &= 0; \quad \chi_{,1} = 0. \end{aligned} \quad (2.37)$$

З формули (2.96) визначається уточнений прогин

$$w_{\text{точ}} = \Phi - (D_{12} / D_{11}) \cdot \chi = w_{\text{кл}} - (D_{12} / D_{11}) \cdot \chi, \quad (2.38)$$

де $w_{\text{кл}}$ – прогин, знайдений на основі рівнянь класичної теорії, м.

Для числової реалізації вищенаведеного методу необхідно мати значення прогину $w_{\text{кл}}$ та зусиль M_{x_1} і M_{x_2} у вузлах схеми з кроком λ (див. рис. 2.33), визначених за класичною теорією.

Класичний прогин та згинальні моменти пропонується отримувати шляхом розв’язку задач МСЕ, зокрема, можливе використання обчислювальних комплексів SCAD, ЛИРА та інших [17, 89 – 102]. При цьому застосовуються скінченний елемент оболонки нульової кривизни. При моделюванні конструкції шаруватої плити з ребрами жорсткості формуються умови контакту нижньої поверхні плити з ребрами, об’єднавши в точках контакту переміщення та кути повороту.

Компоненти тензору напруг визначаються через модулі пружності шарів $E_{0k} = \frac{E_k}{(1-\nu_k^2)}$ та через похідні від знайдених функцій (w_{ym}, χ) у вузлах розрахункової схеми (див. рис. 2.13).

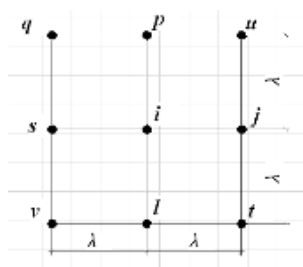


Рисунок 2.13 – Порядок нумерації вузлів поруч з характерною точкою i

$$\sigma_{11}^{(k)}(z) = E_{0k} \left[(\aleph_{11}^{(1)} + \nu_k \aleph_{22}^{(1)})z + (\aleph_{11}^{(2)} + \nu_k \aleph_{22}^{(2)})\psi_k(z) \right], \quad (2.39)$$

$$\sigma_{22}^{(k)}(z) = E_{0k} \left[(\aleph_{11}^{(2)} + \nu_k \aleph_{22}^{(2)})z + (\aleph_{11}^{(1)} + \nu_k \aleph_{22}^{(1)})\psi_k(z) \right], \quad (2.40)$$

$$\sigma_{12}^{(k)}(z) = E_{0k} (1 - \nu_k) (\aleph_{12}^{(1)} z + \aleph_{12}^{(2)} \psi_k(z)), \quad (2.41)$$

$$\sigma_{13}^{(k)}(z) = \aleph_{13} f_k(z), \quad (2.42)$$

$$\sigma_{23}^{(k)}(z) = \aleph_{2k} f_k(z), \quad (2.43)$$

$$\sigma_{33}^{(k)}(z) \approx 0. \quad (2.44)$$

Похідні ($\aleph$), що входять в формули для напруг (2.39 – 2.44), визначаються методом скінченних різниць:

$$\aleph_1 = \chi_{,1} = \frac{\chi_j - \chi_s}{2\lambda}, \quad (2.45)$$

$$\aleph_2 = \chi_{,2} = \frac{\chi_p - \chi_l}{2\lambda} \quad (2.46)$$

$$\aleph_{11}^{(1)} = -w_{,11} = -\frac{w_j - 2w_i + w_s}{\lambda^2}, \quad (2.47)$$

$$\aleph_{22}^{(1)} = -w_{,22} = -\frac{w_p - 2w_i + w_l}{\lambda^2}, \quad (2.48)$$

$$\aleph_{11}^{(2)} = -\chi_{,11} = -\frac{\chi_j - 2\chi_i + \chi_s}{\lambda^2}, \quad (2.49)$$

$$\aleph_{22}^{(2)} = -\chi_{,22} = -\frac{\chi_p - 2\chi_i + \chi_l}{\lambda^2}, \quad (2.50)$$

$$\aleph_{12}^{(1)} = -w_{,12} = -\frac{(w_u + w_v) - (w_q + w_t)}{4\lambda^2}, \quad (2.51)$$

$$\aleph_{12}^{(2)} = -\chi_{,12} = -\frac{(\chi_u + \chi_v) - (\chi_q + \chi_t)}{4\lambda^2}. \quad (2.52)$$

Нижче наведено методику розрахунку шаруватих плит проїзної частини будов сумісно з балками прогонових будов мостів.

Визначення геометричних та фізико-механічних характеристик шарів плити (див. рис. 2.11):

$$E_{0k} = \frac{E_k}{1 - \nu_k^2}. \quad (2.53)$$

G'_k – зведений модуль зсуву шарів:

$$G'_k = \frac{E_k}{2(1 + \nu_k)}, \quad (2.54)$$

де n – кількість шарів (k – номер шару);

h_k – товщина k -го шару ($H = \sum_{k=1}^n h_k$ – загальна товщина пакету шарів), м;

b_k – координата границі k -го шару відносно нижньої поверхні пакету шарів – вісі x_{0j} , ($b_0 = 0$, $b_k = h_k + b_{k-1}$), м;

E_k – модуль пружності k -го шару, МПа;

ν_k – коефіцієнт Пуассона k -го шару;

E_{0k} – зведений модуль пружності шарів, МПа.

Визначення жорсткості на розтяг пакету шарів B та B_v

$$B = \sum_{k=1}^n E_{0k} h_k = E_{01} h_1 + E_{02} h_2 + \dots + E_{0n} h_n, \quad (2.55)$$

$$B_v = \sum_{k=1}^n E_{0k} \nu_k h_k = E_{01} \nu_1 h_1 + E_{02} \nu_2 h_2 + \dots + E_{0n} \nu_n h_n. \quad (2.56)$$

Визначення положення координатної поверхні – поверхні приведення

Положення поверхні приведення, що проходить через шар m на відстані δ від осі x_{0j} , визначається за наступною формулою:

$$\begin{aligned} \delta &= \frac{\sum_{k=1}^n E_{0k} \int_{b_{k-1}}^{b_k} z_0 dz_0}{B} = \\ &= \frac{\sum_{k=1}^n E_{0k} (b_k^2 - b_{k-1}^2)}{2B} = \frac{E_{01} (b_1^2 - b_0^2) + E_{02} (b_2^2 - b_1^2) + \dots + E_{0n} (b_n^2 - b_{n-1}^2)}{2B}. \end{aligned} \quad (2.57)$$

В новій системі $x_j 0z$ обчислюються координати границь шарів:

$$a_k = b_k - \delta, \quad a_{k-1} = b_{k-1} - \delta. \quad (2.58)$$

Визначення жорсткості пакету шарів на згин

$$\begin{aligned} D_{11} &= \sum_{k=1}^n \int_{a_{k-1}}^{a_k} E_{0k} z^2 dz = \frac{\sum_{k=1}^n E_{0k} (a_k^3 - a_{k-1}^3)}{3} = \\ &= \frac{1}{3} [E_{01} (a_1^3 - a_0^3) + E_{02} (a_2^3 - a_1^3) + \dots + E_{0n} (a_n^3 - a_{n-1}^3)]. \end{aligned} \quad (2.59)$$

Приведення пакету шарів (див. система *a* рис. 2.12) до еквівалентної однорідної системи (див. система *б* рис. 2.12).

Приведений коефіцієнт Пуассона –

$$\nu_{np} = \frac{B_\nu}{B}, \quad (2.60)$$

приведений модуль пружності –

$$E_{np} = \frac{12 D_{11} (1 - \nu_{np}^2)}{H^3}. \quad (2.61)$$

2.7. Моделювання та розрахунків композитної шаруватої плити проїзної частин сумісно з балками сталеві прогонової будови

В якості базового приймається метод скінченних елементів, який реалізується за допомогою обчислювальних комплексів. Дискретизація зведеної шаруватої плити (див. система *б* рис. 2.12) виконується скінченними елементами оболонки нульової кривизни. При цьому плита включається до складу просторової системи.

Розрахунків системи «плита – прогонова будова» виконується на різні види навантаг. Згідно з [1] розглядається дія постійних (власна вага конструкції) та тимчасових навантаг (А–15, НК–100) з урахуванням коефіцієнтів перевантаження.

При цьому виникає необхідність визначення небезпечних комбінацій навантаж для оцінки напружено-деформованого стану (НДС).

В результаті розрахунку отримуються поля переміщень $w_{\kappa l}$ та зусиль M_{x1} і M_{x2} по області плити, визначені за класичною (технічною) теорією. Значення переміщень та зусиль отримуються у вузлах скінченно-елементної схеми з кроком λ (див. рис. 2.13).

7. Визначення уточнених прогинів

Уточнені прогини в точках шаруватої композитної плити знаходяться згідно залежності (для точки i):

$$w_{ym_i} = w_{\kappa l_i} - \frac{D_{12}}{D_{11}} \chi_i, \quad (2.62)$$

де χ_i – функція зсуву;

$$\chi_i = \frac{M_{x1i} + M_{x2i}}{D_{11}(1 + \nu_{i0})}, \quad (2.63)$$

де M_{x1i} та M_{x2i} – значення моментів у плиті, знайдені з розрахунку просторової системи, в якій робота плити розглядається спільно з балочним ростверком.

Жорсткість D_{12} пакету шарів, що враховує взаємовплив згину та зсуву, знаходиться за наступним виразом:

$$D_{12} = \sum_{k=1}^n \int_{a_{k-1}}^{a_k} E_{0k} \psi_k(z) z dz = \sum_{k=1}^n \left\{ -\frac{E_{0k}^2}{2G'_k} \left[\frac{a_k^5}{15} - \frac{a_k^3}{3} a_{k-1}^2 + \frac{a_{k-1}^3}{3} a_k^2 - \frac{3}{5} a_{k-1}^5 \right] - \right. \\ \left. - E_{0k} \sum_{r=1}^{k-1} \frac{E_{0r}}{2G'_k} (a_r^2 - a_{r-1}^2) \left(\frac{a_k^3}{3} - \frac{a_{k-1}}{2} a_k^2 + \frac{5a_{k-1}^3}{6} \right) + c_k E_{0k} \frac{(a_k^2 - a_{k-1}^2)}{2} \right\}. \quad (2.64)$$

Функцію $\psi_k(z)$, що входить у вираз для D_{12} , має вигляд

$$\psi_k(z) = - \int_{a_{k-1}}^z \frac{1}{G'_k} \left[\int_{a_{k-1}}^z E_{0k} z dz + \sum_{r=1}^{k-1} \int_{a_{r-1}}^{a_r} E_{0r} z dz \right] dz + c_k, \quad (2.65)$$

де c_k – постійні інтегрування, що входять до формули (2.65):

$$\begin{aligned} c_k = & \int_{a_{m-1}}^0 \frac{1}{G'_m} \left[\int_{a_{m-1}}^z E_{0m} z dz + \sum_{r=1}^{m-1} \int_{a_{r-1}}^{a_r} E_{0r} z dz \right] dz + \sum_{r=1}^{m-1} \int_{a_{r-1}}^{a_r} \frac{1}{G'_r} \left[\int_{a_{r-1}}^z E_{0r} z dz + \sum_{s=1}^{r-1} \int_{a_{s-1}}^{a_s} E_{0s} z dz \right] dz - \\ & - \sum_{r=1}^{k-1} \int_{a_{r-1}}^{a_r} \frac{1}{G'_r} \left[\int_{a_{r-1}}^z E_{0r} z dz + \sum_{s=1}^{k-1} \int_{a_{s-1}}^{a_s} E_{0s} z dz \right] dz = \frac{1}{2G'_m} \left[\frac{2E_{0m}}{3} a_{m-1}^3 - \sum_{r=1}^{m-1} E_{0r} (a_r^2 - a_{r-1}^2) a_{m-1} \right] + \\ & + \sum_{r=1}^{m-1} \frac{E_{0r}}{2G'_r} \left[\frac{a_r^3}{3} - a_{r-1}^2 a_r + \frac{2}{3} a_{r-1}^3 \right] + \sum_{r=1}^{m-1} \frac{1}{G'_r} \sum_{s=1}^{r-1} \frac{E_{0s}}{2} (a_s^2 - a_{s-1}^2) (a_r - a_{r-1}) - \\ & - \sum_{r=1}^{k-1} \frac{E_{0r}}{2G'_r} \left[\frac{a_r^3}{3} - a_{r-1}^2 a_r + \frac{2}{3} a_{r-1}^3 \right] - \sum_{r=1}^{k-1} \frac{1}{G'_r} \sum_{s=1}^{r-1} \frac{E_{0s}}{2} (a_s^2 - a_{s-1}^2) (a_r - a_{r-1}), \end{aligned} \quad (2.66)$$

або в остаточному вигляді функція $\psi_k(z)$ набуває вигляду:

$$\psi_k(z) = - \frac{E_{0k}}{2G'_k} \left[\frac{z^3}{3} - a_{k-1}^2 z + \frac{2a_{k-1}^3}{3} \right] - \sum_{r=1}^{k-1} \frac{E_{0r}}{2G'_k} (a_r^2 - a_{r-1}^2) (z - a_{k-1}) + c_k. \quad (2.67)$$

Визначення компонентів тензору напруг

Компоненти тензору напруг визначаються через зведені модулі пружності шарів (2.66) та через похідні від знайдених функцій w_{ym} та χ у вузлах розрахункової схеми за формулами (2.39 – 2.44).

Функція $\psi_k(z)$ знаходиться за формулами (3.169 – 3.170), а функція розподілу дотичних напруг по нормалі $f_k(z)$ – за наступними формулами:

$$f_k(z) = \left(\int_{a_{k-1}}^z E_{0k} z dz + \sum_{r=1}^{k-1} \int_{a_{r-1}}^{a_r} E_{0r} z dz \right) = \frac{E_{0k}}{2} (z^2 - a_{k-1}^2) + \sum_{r=1}^{k-1} \frac{E_{0r}}{2} (a_r^2 - a_{r-1}^2). \quad (2.68)$$

Похідні ($\aleph$), що входять в формули для напруг, визначаються за МСР – методом скінченних різниць.

Визначення головних напруг

Головні напруги – $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – є коренями наступного кубічного рівняння:

$$\sigma^3 - I_1\sigma^2 + I_2\sigma - I_3 = 0, \quad (2.69)$$

де коефіцієнти цього рівняння наступні:

$$I_1 = \sigma_{11} + \sigma_{22}, \quad (2.70)$$

$$I_2 = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{13} \\ \sigma_{31} & 0 \end{vmatrix} + \begin{vmatrix} \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{32} & 0 \end{vmatrix}, \quad (2.71)$$

$$I_3 = \begin{vmatrix} \sigma_{11} & \sigma_{12} & \sigma_{13} \\ \sigma_{21} & \sigma_{22} & \sigma_{23} \\ \sigma_{31} & \sigma_{32} & 0 \end{vmatrix}. \quad (2.72)$$

Для нерозрізних будов транспортних споруд величини граничних прогинів w_{gr} допускається збільшувати на 20%.

Жорсткість плити визначається шляхом порівняння максимального вертикального прогину з граничним значенням.

2.8 Розрахунки плити проїзної частини як елемента деформівної конструкції

Плита проїзної частини балкових автодорожніх мостів зазнає складного напружено-деформованого стану від впливу статичних і динамічних навантаж та інших негативних факторів. Складний напружений стан, що виникає в плиті від впливу навантаги спричиняє утворення зон значних розтягуючих напруг, які при одночасному впливові інших факторів знижують її надійність і довговічність. Тому на стадії проектування потрібно чітко враховувати всі фактори, що можуть впливати на довговічність плити [17, 67 – 102].

Розрахунки плити умовно можна розділити на дві групи:

- статичні і динамічні розрахунки за класичними моделями будівельної механіки. За цими моделями плита розглядається як елемент просторової конструкції [17];

- статичні і міцнісні розрахунки за спрощеними моделями, які дозволяють отримати внутрішні зусилля і виконати перевірку міцності.

При розрахунку мостів для детального дослідження напруженого стану застосовують програми, які побудовані на основі класичної форми методу кінцевих елементів (МКЕ). Оскільки не набули поширення програми, які б були пристосовані безпосередньо для розрахунку мостів, то найчастіше використовують універсальні комплекси: ЛІРА та SCAD. Інтелектуальне середовище обчислювального комплексу дозволяє виконати числовий аналіз напружено-деформованого стану по моделі МКЕ. Комплекс орієнтований на вирішення задач статички, динаміки і стійкості.

Оскільки точний розрахунок плит, жорстко защемлених в опорах, пов'язаний зі складними математичними обчисленнями і вельми трудомісткий, то для практичного використання СоюздорНИИ була розроблена спрощена методика розрахунку балкових плит [17]. В основу її покладені передумови, що враховують жорсткий зв'язок плит з балками, які пружно повертаються при розташуванні навантаги в прольоті між балками і прогинаються при навантаженні на балки. Згідно цієї методики згинальні моменти в прольотах і на опорах цієї балки визначають за моментом M_0 однопрогонової балки з допомогою поправочного коефіцієнту n_l , що враховує зниження моменту за рахунок защемлення плити в ребрах і податливості останніх.

$$M_0 = \frac{gl_p^2}{8} + (1 + \mu) \times (\gamma_{fA} q_K + \gamma_{fAT} q_T) \times \frac{l_p^2}{8} \quad (2.73)$$

Поперечну силу визначають як в однопрогоновій балці без урахування нерозрізності.

$$Q_0 = \frac{gl_p}{2} + (1 + \mu) \left(\gamma_{fA} \frac{q_{пол}}{2} \sum_{i=1}^2 y_i + \gamma_{fAT} \frac{P_{\epsilon}}{2} \sum_{i=1}^2 \frac{y_i}{a_i} \right). \quad (2.74)$$

Як зусилля однопрогонової плити для розрахунків на міцність і тріщиностійкість приймають найбільші зусилля, отримані при різних схемах навантаг плити: в прогоні плити розміщують одну колію навантаги А–11; дві колії навантаги А–11 від двох смуг, максимально наближених одна до одної; одне колесо навантаги НК–80. Моменти нерозрізної плити визначають, використовуючи графіки, наведені у [17, 100 – 107] або коефіцієнти з таблиці 2.11 [108] в залежності від значення параметру n_1 :

$$n_1 = 0.001 \frac{Dl_p^3}{G_b I_k}, \quad (2.75)$$

де D – циліндрична жорсткість плити, l_p – розрахунковий проліт плити, G_b – модуль зсуву бетону, I_k – момент інерції балки на кручення.

$$D = \frac{E_b h_f^3}{12(1 - \nu^2)}, \quad (2.76)$$

де E_b – початковий модуль пружності бетону, h_f – товщина плити, ν – коефіцієнт Пуассона.

Далі виконують розрахунок плити за двома групами граничних станів. В результаті розрахунку приймають симетричне армування зварними сітками.

Питаннями вдосконалення і уточнення розрахунку плит проїзної частини займалась низка вітчизняних вчених Калміков М.Я. одним з перших займався розробкою співвідношень для визначення розрахункового моменту в балковій плиті при дії декількох навантаг і намагався встановити вплив товщини дорожнього одягу над плитою на величину розрахункових згинальних моментів в плиті. Встановлено, що при прольотах плити від 1,8 до 2,2 м зміна товщини шару дорожнього одягу майже не відбивається на величині згинального моменту в плиті,

при більших прольотах – призводить до збільшення розрахункового моменту. Від зосереджених сил з врахуванням розподілу тиску шаром дорожнього одягу максимальний згинальний момент становить:

$$M_{\max} = \frac{P_1}{4l} [3(l-s)^2 - 4cl] - \frac{P_1 a_1}{8}, \quad (2.77)$$

де s – відстань від найближчої сили до осі рівнодіючої всіх сил, c – відстань між силами.

Для урахування конструктивних елементів в складі плити товщиною h_l можна відповідно до їх розмірів еквівалентно збільшувати висоту плити Δh_l враховуючи різні модулі пружності бетону балки і конструктивних елементів [17, 15 – 108]. Внаслідок сумісної роботи основних конструкцій з бетонними шарами дорожнього одягу виявлені резерви несучої здатності. Спільна робота конструктивних елементів у складі плити підвищує її жорсткість і жорсткість прогонової будови в цілому, крутні зусилля, що діють на стінки балок зменшуються. Це сприяє більш рівномірному розподілу плитою тимчасових навантаж між елементами прогонової будови [17].

Згинальні моменти, які виникають від тимчасової навантаги в консольній плиті мають свої особливості. В загальному випадку момент на одиницю довжину плити обчислюють за формулою:

$$M = \frac{M_k}{b_2}, \quad (2.78)$$

де b_2 – довжина розподілу навантаги від одного колеса в напрямку руху.

Наближені методи розрахунку плит проїзної частини, які використовують в практиці проектування мостів, не враховують реального деформування перерізів плит при навантаженні їх місцевими тимчасовими зусиллями. При навантаженні плит місцевою навантагою відбувається горизонтальне пружне зміщення опор ділянки плити що розглядається, яке обумовлене видовженням верхніх поперечних

зв'язків і згином в горизонтальній площині верхніх поясів балок, згином консолей залізобетонних плит. Тому автори [17, 98 – 107] запропонували спосіб урахування пружної податливості опор залізобетонних плит сталезалізобетонних прогонових будов при дії на них тимчасових місцевих навантаж. Розрахунок з використанням уточнених розрахункових схем з урахуванням пружної податливості опор і розпору, що виникає переростає в розрахунок плити як просторового елемента, який працює в складі прогонової будови (див. рис. 2.14). Алгоритм методу розрахунку, котрий дозволяє врахувати просторовий характер роботи елементів прогонової будови і ймовірність утворення тріщин в плиті запропонований у роботі [17].

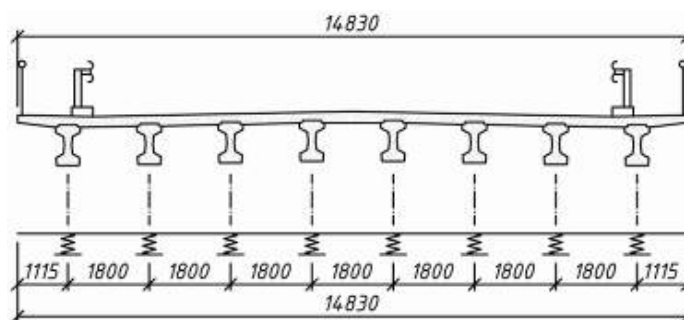


Рисунок 2.14 – Розрахункова статичної схеми плити проїзної частини як нерозрізної балки на пружньо просідаючих опорах

Відомо, що виникнення тріщин впливає на величину і характер розподілення зусиль в залізобетонних статично-невизначених системах. В зв'язку з цим виникає завдання дослідити розподіл зусиль у залізобетонних плитах при дії на них зосереджених навантаж. Наявність тріщин, особливо поздовжніх, в зонах контакту плити з ребрами вже при $a_{\text{сгс}} \leq 0,1$ мм призводить до перерозподілу моментів у чотирьохбалковій системі більш ніж на 20%. Утворення поздовжніх тріщин в плитах проїзної частини бездіафрагмових прогонових будов призводить, з одного боку, до погіршення розподілу зусиль в балках, а з другого – до покращення просторової роботи плит на тимчасову навантагу. В роботі [17] автор проводить дослідження роботи плити з товщиною, яка лінійно змінюється, і в якій наявні дискретно розташовані тріщини. Результати числового аналізу таких плит

показують, що розрахунок їх як плит постійного перерізу в ряді випадків сприяє зниженню запасу міцності, і відповідно, експлуатаційної надійності. При постійній товщині перерізу $h_f=100$ мм і коефіцієнту $\mu=0,3$ згинальний момент в консолі і прогин вільного краю плити становлять:

$$M = -0.509P; f = \frac{0.167Pa^2}{D}, \quad (2.79)$$

де P – зосереджена сила, a – ширина плити, D – циліндрична жорсткість плити.

Для випадку, коли товщина змінюється від $h_f=100$ мм до $h_f=150$ мм ці величини відповідно становлять:

$$M = -0.5775P; f = \frac{0.258Pa^2}{D_2}. \quad (2.79)$$

Таким чином, згинальний момент і прогин з урахуванням зміни товщини у 1,1...1,5 рази більше розрахункових величин, ніж для плити з постійним перерізом.

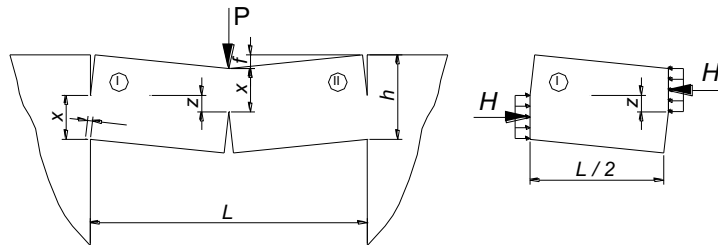


Рисунок 2.15 – Розрахунок плити за схемою пологої арки

При натурних випробуваннях залізобетонних плит проїзної частини мостів під навантагою в публікаціях періодично відзначається, що реальні напруги в арматурі набагато менші розрахункових. Це пояснюють тим, що при розрахунку плит не враховують горизонтальну неподатливість опор, внаслідок чого плити працюють під навантагою як розпирні конструкції, подібно до пологих арок (див. рис. 2.15).

Встановлено, що в багатьох випадках плити можуть бути бетонними безарматурними. В плитах на неподатливих опорах можна ставити тільки легку, конструктивну арматуру проти усадок.

Граничне значення розпору в плиті при такому підході становитиме:

$$H = x \times b \times R_{bn}, \quad (2.80)$$

де b – ширина плити, м;

R_{bn} – межа міцності бетону при позацентровому стиску, МПа.

При цьому висота стиснутої зони і величина прогину плити буде:

$$x = \frac{b + \sqrt{b^2 + 4ac}}{2a}, f = \frac{\Delta \times L}{2x}, \quad (2.81)$$

де $a = 2L - 3\Delta; b = (L - 2\Delta) \times h; c = \Delta \times \left(\frac{L}{2} - \Delta\right)^2$,

L – проліт плити в світлі, м;

Δ – укорочення половини плити I і II з кожного кінця внаслідок обтиску розпором при його граничному значенні: $\Delta = \frac{L}{4} \varepsilon_R$,

ε_R – граничне значення відносної стискальності бетону перед руйнуванням.

В роботі [17, 90 – 108] в ході досліджень впливу вутів на роботу плити встановлено, що вути повинні бути досить пологими. Для того, щоб плита працювала повним прольотом, довжину вутів треба призначати в залежності від прийнятої висоти вутів і прольоту плити:

$$l_{\text{вум}} = \left(0,05 + 0,35 \frac{h_{\text{вум}}}{h} \right) \times l, \quad (2.82)$$

де $h_{\text{вум}}$ – висота вутів, м;

h – товщина плити, м;

l – розрахунковий проліт плити, м.

Можливість зниження відсотку армування у плиті визначають врахуванням просторового характеру роботи прогонової будови, оцінкою впливу нормальної сили N_y , в експлуатаційній стадії (так званий арочний ефект), впливу багатошарової проїзної частини і уточнення розрахункової схеми для кінцевих ділянок плити (див. рис. 2.16). Особливості дії нормальної сили N_y розглядають виходячи з того, що для кожної панелі з тріщинами приймається розрахункова модель, що відповідає пологій складчастій оболонці [17].

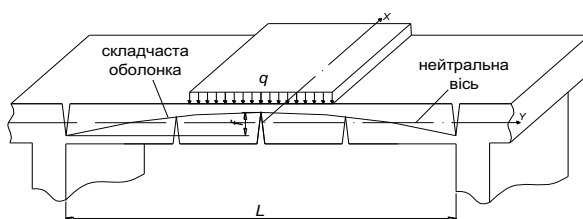


Рисунок 2.16 – Розрахункова модель плити у виді складчастої оболонки

Про суттєвий вплив розпору на несучу здатність залізобетонних конструкцій, закріплених від горизонтальних зміщень, свідчать результати ряду експериментів [17, 96 – 108].

Плитні елементи входять складовими прогонових будов залізобетонних мостів, та їх міцність може визначати несучу здатність конструкції у цілому. Під дією зовнішніх зусиль бетон стиснутої зони плитних елементів працює при двовісному напруженому стані. При двовісному центральному стиску граничний опір бетону на стиск R_1 в напрямку дії більшої стискаючої напруги зростає у порівнянні з призмовою міцністю R_b , а гранична відносна деформація стиску в цьому напрямку ε_1 збільшується з граничною деформацією при одноосному стиску [17].

Висновки до розділу 2

1. Розроблено розрахункові схеми та встановлено аналітичні залежності та конструктивні параметри з оцінки міцності, тріщиностійкості та деформативності

залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах від дії навантаги для удосконалення методу їх проектування.

2. Отримані аналітичні залежності для розрахунку міцності, тріщиностійкості та деформативності залізобетонної плити від різних факторів (матеріалознавчих, конструктивних, технологічних) та дії навантаги. Запропоновано умову міцності стану залізобетонної плити проїзної частини по згинальним моментам і поперечним силам, що дозволяє проектувати залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах підвищеної міцності.

3. Розроблені методики розрахунку залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах, яка відображає дійсні умови їх роботи. Це дозволяє визначити НДС залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками на будь-якій стадії завантаження, внутрішні зусилля та деформації конструкції, її несну здатність. Розрахунок на кожній наступній стадії виготовлення-завантаження балки виконується з урахуванням напруг та деформацій, отриманих елементом на попередній стадії. Розроблені алгоритми та програма розрахунку.

4. Удосконалено метод проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах за міцністю, тріщиностійкістю і витривалості, що дозволяє проектувати плити проїзної частини з незнімними опалубками підвищеної міцності на стадії виготовлення та експлуатації плити а також від дії навантаги.

5. Запропоновано числово-аналітичний підхід, який дозволяє на різних етапах розрахунку поєднувати числовий та аналітичні методи розрахунку. Наприклад, етап моделювання просторової конструкції та етап збору вихідних даних виконується з використанням МСЕ, надалі використовується аналітичний метод, за допомогою якого враховується багатошаровість конструкції завдяки функціям розподілу напруг по висоті пакету шарів.

6. Запропоновано розрахунок монолітної плити із залізобетонною незнімною опалубкою як шаруватої системи. Монолітну плиту із залізобетонною незнімною

опалубкою можна представити як багатошарову систему, складену з шарів неоднакової товщини, що мають різні фізико-механічні характеристики. Реалізація моделей деформування шаруватих систем дає змогу отримувати розв'язки актуальних прикладних завдань у галузях мостобудування, приймати більш економічні та надійні проектно-конструкторські рішення.

7. Запропоновано розрахунки плити проїзної частини як елемента деформівної конструкції. Плита проїзної частини балкових транспортних споруд зазнає складного напружено-деформованого стану від впливу статичних і динамічних навантаж та інших негативних факторів. Складний напружений стан, що виникає в плиті від впливу навантаження спричиняє утворення зон значних розтягуючих напруг, які при одночасному впливі інших факторів знижують її надійність і довговічність. Тому на стадії проектування потрібно чітко враховувати всі фактори, що можуть впливати на довговічність залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах .

8. Викладена запропонована автором методика розрахунку монолітних плит проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах, за граничними станами при дії статичного, малоциклового та повторюваного навантаж; удосконалено методику аналітичного визначення прогинів монолітних плит із залізобетонними незнімними опалубками.

Основні результати досліджень четвертого розділу висвітлено в роботах автора: [17,41, 45].

РОЗДІЛ 3 ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТА КОНСТРУЮВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗНІМНОЮ ОПАЛУБКОЮ

3.1 Програма експериментальних досліджень

Для ефективного застосування, підвищення надійності та адекватного підходу до розрахунку конструкції «монолітна плита – незнімна опалубка» було проведено ряд експериментальних досліджень.

Дослідження проводились етапами окремо для структури «монолітна плита – незнімна опалубка» та окремо для незнімної опалубки. Для цього було розроблено дві програми досліджень.

Основним завданням досліджень першого етапу було отримання реальної картини напружено-деформованого стану конструкції «монолітна плита – незнімна опалубка» з різними конструктивними формами. Випробування конструкцій проводились серіями для перевірки відповідності досліджуваних конструкцій проєктним та нормативним вимогам щодо несної здатності, жорсткості та тріщиностійкості, а також для визначення переваг та недоліків перед впровадженням їх у масове виробництво, виявлення можливостей застосування у сучасних конструкціях.

У кожній серії зразки доводились до руйнування, що давало змогу виявити найслабкіші місця, визначити фактичні запаси міцності та, за необхідності, передбачити внесення корегувань до конструктивної форми.

Об'єктом дослідження було визначення напружено-деформованого стану конструкції «монолітна плита – незнімна опалубка» та окремо незнімної опалубки.

Предметом досліджень була залізобетонна плита проїзної частини моста, влаштована на залізобетонній незнімній опалубці.

Досліджувані зразки відрізнялись конструктивними формами та способами армування.

Автором розроблено дві програми комплексних випробувань залізобетонних зразків конструкції «монолітна плита – незнімна опалубка» та окремо незнімної

опалубки. Кожна програма передбачала проведення експериментальних досліджень зразків п'яти серій.

Робочу програму досліджень «монолітна плита – незнімна опалубка» наведено в таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Робоча програма досліджень залізобетонних плит проїзної частини з незнімною опалубкою

Тип зразка	Тип опалубки	Маркування	Марка бетону	Кіл-ть зразків	Спосіб випробування	Методи досліджень, прилади
Монолітна плита без урахування опалубки	Плоска плита зі звичайною арматурою	ПМ-1	B30	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади
Монолітна плита з врахуванням опалубки	Плоска плита зі звичайною арматурою	ПМ-2	B30	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади
Монолітна плита з урахуванням опалубки	Плоска плита з попередньо напруженою арматурою	ПМ-3	B30	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади
Монолітна плита з урахуванням опалубки	Плоска плита з просторовим армуванням	ПМ-4	B30	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади
Монолітна плита з урахуванням опалубки	Ребриста плита зі звичайною арматурою	ПМ-5	B30	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади

Для проведення експериментальних досліджень незнімної опалубки з прийнятих класів бетону (таблиця 3.1) було забезпечено відповідні фізико-механічні характеристики. Зразки бетону при виготовленні залізобетонної незнімної опалубки було відібрано та випробувано відповідно до [113, 114].

Окремо було досліджено типи незнімної опалубки, які використовуються при виготовленні монолітних плит проїзної частини мосту, і які передбачено в програмі випробувань (таблиця 3.1).

Робочу програму досліджень залізобетонних збірних плит незнімної опалубки, типи та кількість зразків незнімної опалубки наведено в таблиці 3.2.

Таблиця 3.2 – Робоча програма досліджень залізобетонних збірних плит незнімної опалубки

Тип опалубки	Маркування	Марка бетону	Кількість зразків	Спосіб випробування	Методи досліджень, прилади
Плоска плита зі звичайною арматурою	ПО–1	B40	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади
Плоска плита зі звичайною арматурою	ПО–2	B40	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади
Плоска плита з попередньо напруженою арматурою	ПО–3	B40	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади
Плоска плита з просторовим армуванням	ПО–4	B40	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади
Ребриста плита зі звичайною арматурою	ПО–5	B40	2	Одноразовий згин $\eta = 0...1$	Мікроскопія, механічні прилади

3.2 Конструювання та виготовлення зразків

3.2.1 Конструкція незнімних опалубок марки ПО

Для дослідження в даній роботі прийнято 5 типів незнімної опалубки:

- *ПО–1: плоска плита зі звичайною арматурою.* Плину опалубки не включено в роботу загального перерізу, тому розрахунок проводився тільки на дію від навантаги власної ваги бетонної суміші;

- *ПО–2: плоска плита зі звичайною арматурою.* Плину опалубки включено в роботу повного перерізу плити проїзної частини, армування її підібране після розрахунку моделі плити проїзної частини за схемою нерозрізної двохпрогонової плити;

- *ПО–3: плоска плита з попередньо напруженою арматурою.* Пливу опалубки включено в роботу повного перерізу плити проїзної частини;

- *ПО–4: плоска плита з просторовим армуванням.* Просторовий каркас відіграє роль зовнішнього армування, що дозволяє при збереженні товщини плити, збільшити прогін опалубки, тому її можна використовувати при більшій відстані між балками прогонової будови. У цьому випадку збірну плиту опалубки включено до спільної роботи плити проїзної частини;

- *ПО–5: ребриста плита зі звичайною арматурою.* Плита опалубки має збільшену будівельну висоту, її також можна використовувати при збільшених відстанях між балками прогонової будови.

Конструкцію плити ПО–1 наведено на рисунку 3.1.

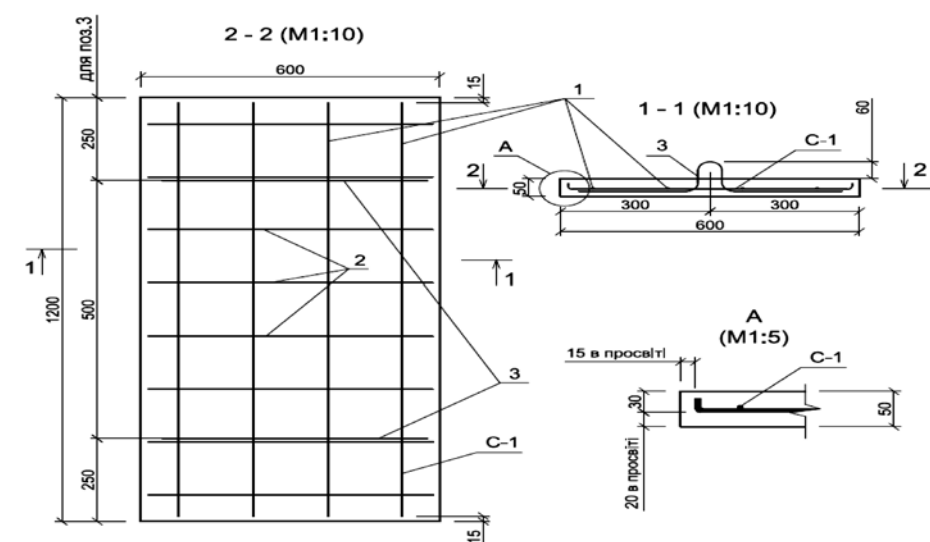


Рисунок 3.1 – Конструкція плити опалубки ПО–1 (ПО–2)

1 – арматурні стержні Ø8A240 (А–І) (ПО–2 – Ø12 А–ІІІ; 2 – арматурні стержні Ø8 A240 (А–І); 3 – монтажні петлі Ø8 A240 (А–І)

Плита не враховується в робочому перерізі плити проїзної частини, тому її армування розраховано лише на дію власної ваги бетонної суміші та технологічного обладнання. Плита має розміри в плані 1200 х 600 мм, армування плити виконано арматурною сіткою з 4-х стержнів Ø8 класу арматури А240 (А–І) з кроком стержнів 100 мм у поздовжньому напрямку. В поперечному напрямку сітка

має 8 стержнів Ø8 арматури класу A240 (A–I) з кроком 150 мм. Краї арматурних стержнів загнуті (див. рис. 3.1, вузол А) з метою забезпечення надійної передачі сил зчеплення на бетон та унеможливлення утворення поздовжніх тріщин і розколювання бетону. Бетон плити ПО–1 прийнято класу В–40. Застосування бетону високого класу обумовлено малою товщиною плити та необхідністю забезпечення відповідного класу морозостійкості. Плита ПО–1 є опалубкою монолітної плити проїзної частини завтовшки 200 мм, тому розрахункова навантага рівномірно розподілене на плиту становить $2,9 \text{ кН/м}^2$. Плити ПО–1 запроєктовано з індивідуальним армуванням, проте для спрощення технології виготовлення в заводських умовах можна організувати лінію виробництва плит на повну довжину арматурного прута з подальшим бетонуванням. Отримана конструкція нарізається на плити необхідної довжини, що в разі підвищить темпи виробництва опалубочних плит.

Конструкція плити ПО–2 аналогічна до конструкції плити ПО–1 (див. рис. 3.1). Технологічною особливістю плити ПО–2 є включення її в роботу загального перерізу плити проїзної частини, тому армування плити ПО–2 змінено. Робочою арматурою плити ПО–2 є 4 стержні Ø12 А–III.

Плити ПО–3 армовані трьома попередньо напруженими канатами К–7 Ø9 мм, площа поперечного перерізу одного канату – 53 мм^2 . Зусилля натягу одного каната становить 4 т або 40 кН. Зусилля натягу канатів підібране з урахуванням вимог норм [1, 5, 17] відповідно до категорії тріщиностійкості 2а. Конструкцію плити ПО–3 наведено на рисунку 3.2.

Плита ПО–4 (див. рис. 3.3) є також плоскою, але має просторове армування. В результаті застосування просторової ферми було збережено товщину плити, але вдалося значно збільшити несну здатність опалубочної плити. Товщина бетону плити проїзної частини, що буде вкладатися поверх плити ПО–3, приймається 200 мм. Для зменшення ваги конструкції окремої збірної плити було зменшено ширину плити до 300 мм. З обох боків плити влаштовано фаски завглибшки 34 мм, для конструктивного підсилення стиків між плитами опалубки, в зонах виникнення додаткової концентрації напруг. Решітчаста арматурна балка, використання якої

обумовлено технологією даного типу опалубки, може одночасно бути опорою для верхньої арматурної сітки.

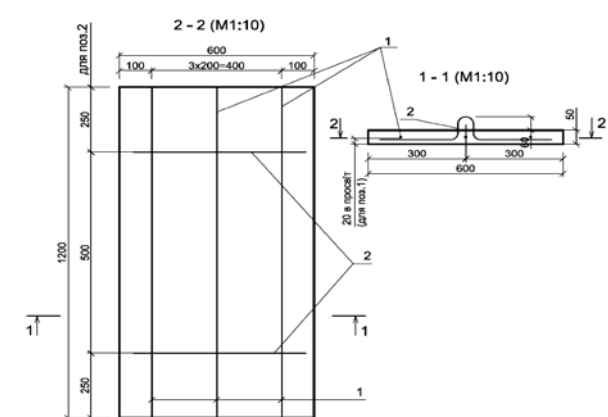


Рисунок 3.2 – Конструкція плити опалубки ПО–3

1 – канати К-7 Ø9 мм; 2 – монтажні петлі Ø8 А240 (А–І).

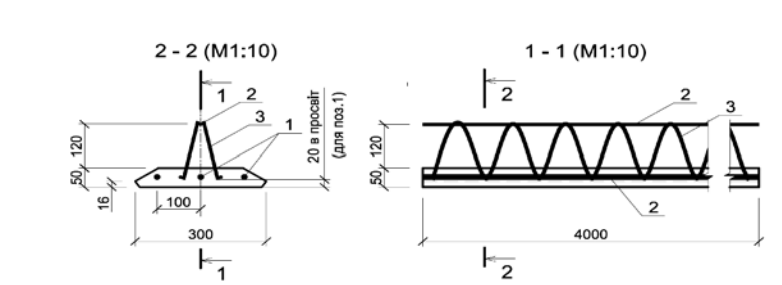


Рисунок 3.3 – Конструкція плити опалубки ПО–4

1 – арматурний стержень Ø14 А–ІІІ; 2 – арматурний стержень Ø14 А–ІІІ;

3 – монтажні петлі Ø8 А240 (А–І).

Останньою з прийнятих варіантів плит незнімної опалубки є ребриста плита ПО–5 (див. рис. 3.4). Використання ребристої плити доцільно лише для великих прольотів між балками, незважаючи на технологічну складність виготовлення. За рахунок застосування ребер (тобто збільшення робочої висоти плити) виникає можливість відмовлення від просторового каркасу, за умови забезпечення надійного зчеплення збірної плити з монолітним бетоном плити проїзної частини. У цій роботі прийнято, що об'єднання в спільну роботу збірної плити опалубки ПО–5 з монолітною плитою проїзної частини, виконується за рахунок шорсткості поверхні плити ПО–5. Для цього при виготовленні плити поверхню, що буде

контактувати з монолітною плитою проїзної частини, не загладжують. Згідно з розрахунком на зсувні зусилля, таке рішення об'єднання доцільне, проте його ефективність слід перевірити додатковими експериментами.

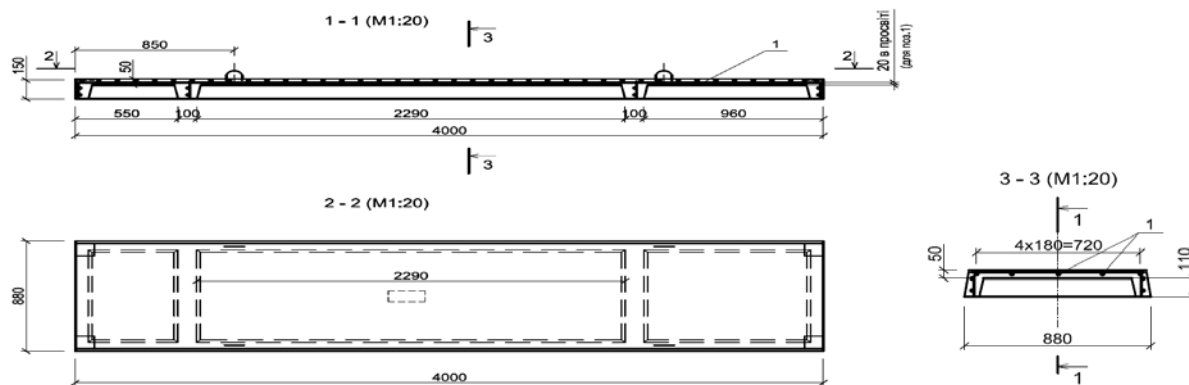


Рисунок 3.4 – Конструкція плити опалубки ПО–5

1 – арматурний стержень Ø22А–ІІІ.

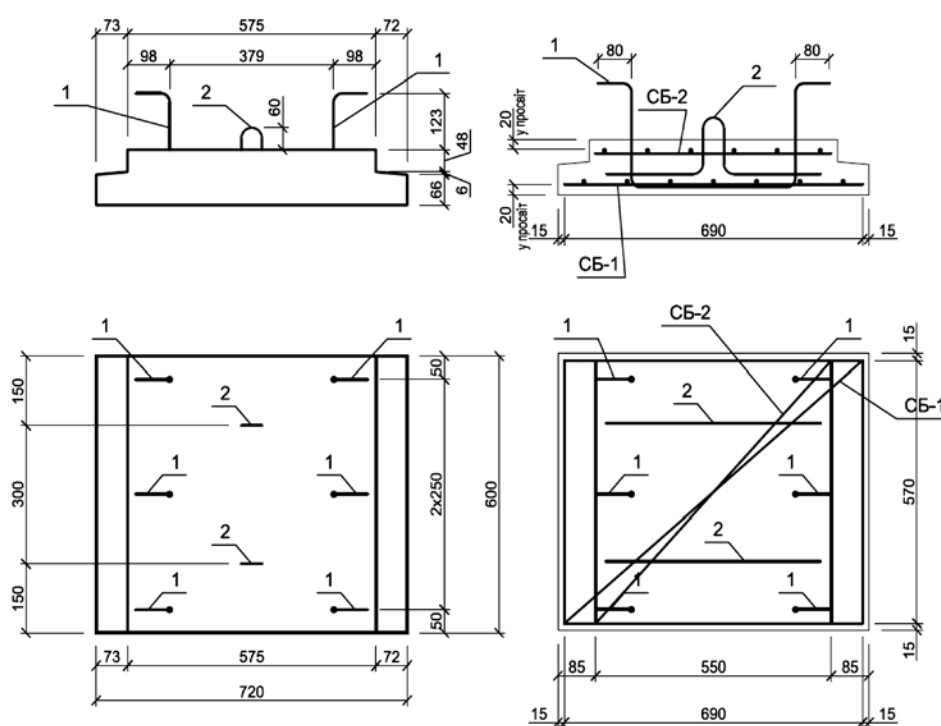


Рисунок 3.5 – Опорний блок Б–1

1 – арматурний стержень Ø16 А–ІІІ; 2 – монтажні петлі Ø8 А240 (А–І).

Для коректного відтворення конструктивної форми верху балок прогонової будови було запроєктовано опорні блоки, на які монтуються плити ПМ–1, ПМ–2, ПМ–3. Маркування блоків Б–1 (центральный) та Б–2 (бокові). Вони повторюють

верхню частину збірних залізобетонних попередньо напружених балок 3Bet–120 виробництва заводу «3 бетони» м. Калуш. Блоки мають такі ж самі випуски арматури, як і балки 3Bet–120. Загальну конструкцію блоків Б–1 та Б–2 наведено на рисунках 3.5 та 3.6 відповідно.

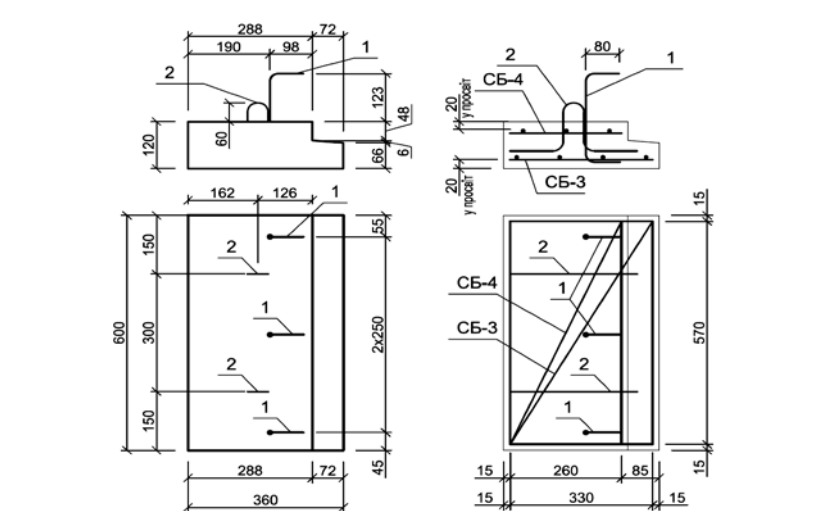


Рисунок 3.6 – Опорний блок Б–2

1 – арматурний стрижень Ø16 А–III; 2 – монтажні петлі Ø8 А240 (А–I).

3.2.2 Конструювання залізобетонних плит проїзної частини з незнімною опалубкою марки ПО

У даній роботі для проведення досліджень прийнято 5 типів конструкцій монолітної плити проїзної частини, що бетонуються на незнімній опалубці:

- ПМ–1: тип плити проїзної частини з опалубочними плитами ПО–1, в цьому зразку конструкцію плити незнімної опалубки ПО–1 не включено в спільну роботу повного перерізу плити проїзної частини;

- ПМ–2: тип плити проїзної частини з опалубочними плитами ПО–2, в цьому зразку конструкцію плити незнімної опалубки ПО–2 включено в роботу повного перерізу плити проїзної частини;

- ПМ–3: тип плити проїзної частини з опалубочними плитами ПО–3, в цьому зразку конструкцію плити незнімної опалубки ПО–3 включено в роботу повного перерізу плити проїзної частини;

- ПМ-4: тип плити проїзної частини з опалубочними плитами ПО-4, цьому зразку конструкцію плити незнімної оплукки ПО-5 включено в роботу повного перерізу плити проїзної частини;

- ПМ-5: тип плити проїзної частини з опалубочними плитами ПО-5, цьому зразку конструкцію плити незнімної оплукки ПО-5 включено в роботу повного перерізу плити проїзної частини.

Конструкцію плити ПМ-1 наведено на рисунку 3.7.

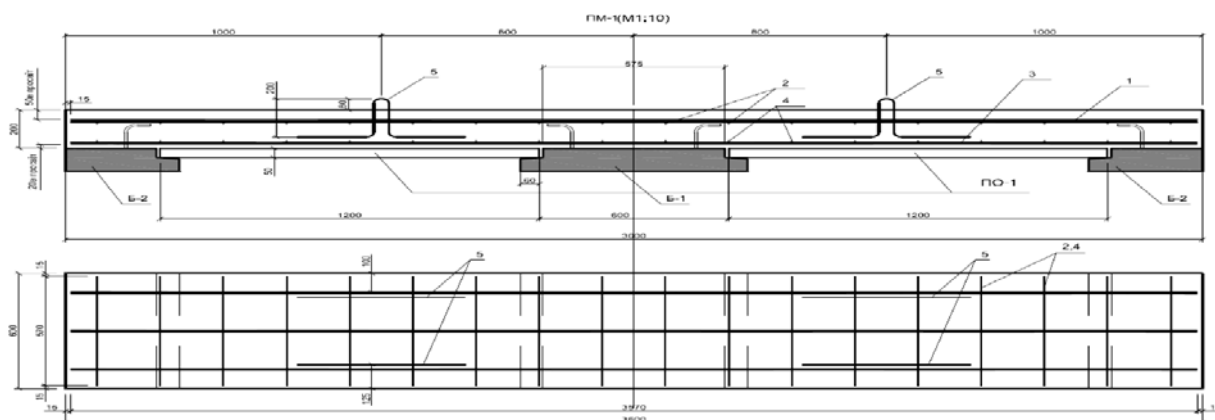


Рисунок 3.7 – Конструкція зразків монолітної плити проїзної частини ПМ-1

1 – арматурні стержні Ø18 А-III; 2 – арматурні стержні Ø8 А240 (А-I);

3 – арматурні стержні Ø18 А-III; 4 – арматурні стержні Ø8 А240 (А-I);

5 – монтажні петлі Ø12 А240 (А-I).

Для проведення експерименту обрано двопрогонову плиту, з метою наближення до реальної роботи конструкції плити проїзної частини. Плити ПО-1 монтуються на опорні блоки Б-1 та Б-2. На плити укладається шар монолітного бетону завтовшки 200 мм. Клас бетону монолітної плити – В30. Армування монолітної плити складається з двох сіток: верхньої та нижньої, обидві сітки є розрахунковими.

Монолітну плиту розраховано на навантагу А-15 та НК-100. Розрахункова довжина монолітної плити проїзної частини становить 3600 мм, тому на плиті розміщується лише один тандем АК [17, 109 – 111]. Проведено розрахунки

тріщиностійкості та витривалості. В результаті цих розрахунків армування плити прийнято:

- верхня сітка 3 Ø18 АІІ з кроком 200 мм;
- нижня сітка 3 Ø18 АІІ з кроком 200 мм.

Плити ПМ–2 та ПМ–3 (див. рис. 3.8) мають однакову конструкцію. Для цих типів конструкції проїзної частини плити ПО–2 та ПО–3 монтуються на опорні блоки Б–1 та Б–2.

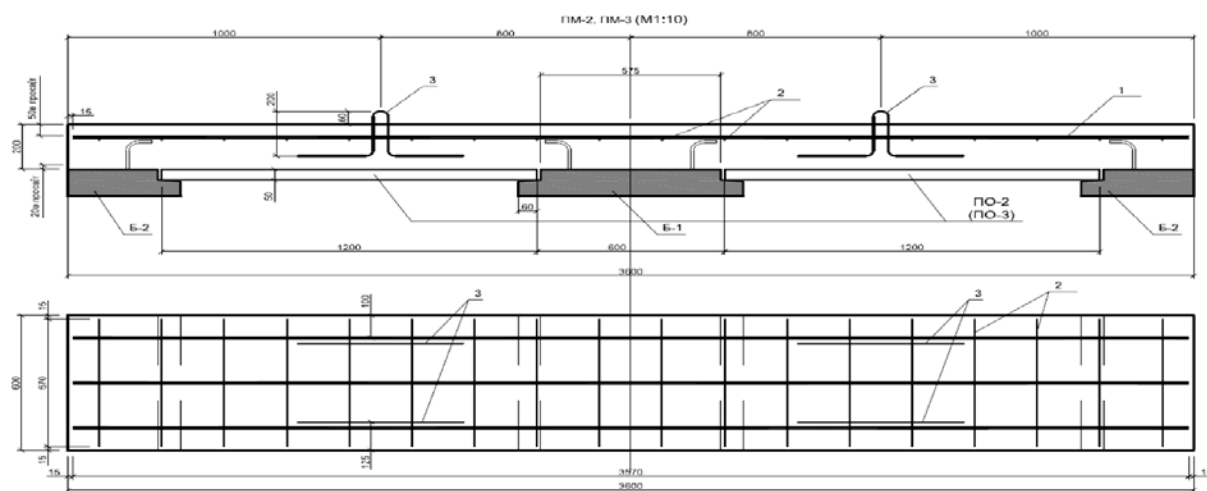


Рисунок 3.8 – Конструкція зразків монолітних плит
проїзної частини ПМ–2 та ПМ–3

- 1 – арматурні стержні Ø18 А–ІІІ; 2 – арматурні стержні Ø8 А240 (А–І);
3 – монтажні петлі Ø12 А240 (А–І)

Для типів конструкцій ПМ–2 та ПМ–3 на плити незнімної опалубки вкладається шар монолітного бетону завтовшки 200 мм. Клас бетону монолітної плити – В30. Армування монолітної плити проїзної частини виконано однією верхньою сіткою. Додатній момент в прольоті плит проїзної частини сприймається арматурою, яка розташована в плиті незнімної опалубки. Для ПМ–2 плити незнімної опалубки заармовано звичайною арматурою, а для ПМ–3 використано попередньо напружені канати. Включення плит незнімної опалубки в роботу призвело до збільшення робочої висоти перерізу, що, в свою чергу, дало змогу зменшити площу необхідної арматури в середині прольоту плити проїзної частини моста. Зусилля, що виникають у конструкціях типів ПМ–2 та ПМ–3 тотожні до

зусиль у конструкціях типу ПМ–1, бо розрахункові схеми всіх трьох типів зразків однакові. Проведено розрахунки тріщиностійкості та витривалості.

Конструкцію плит типів ПМ–4 та ПМ–5 наведено на рисунку 3.9.

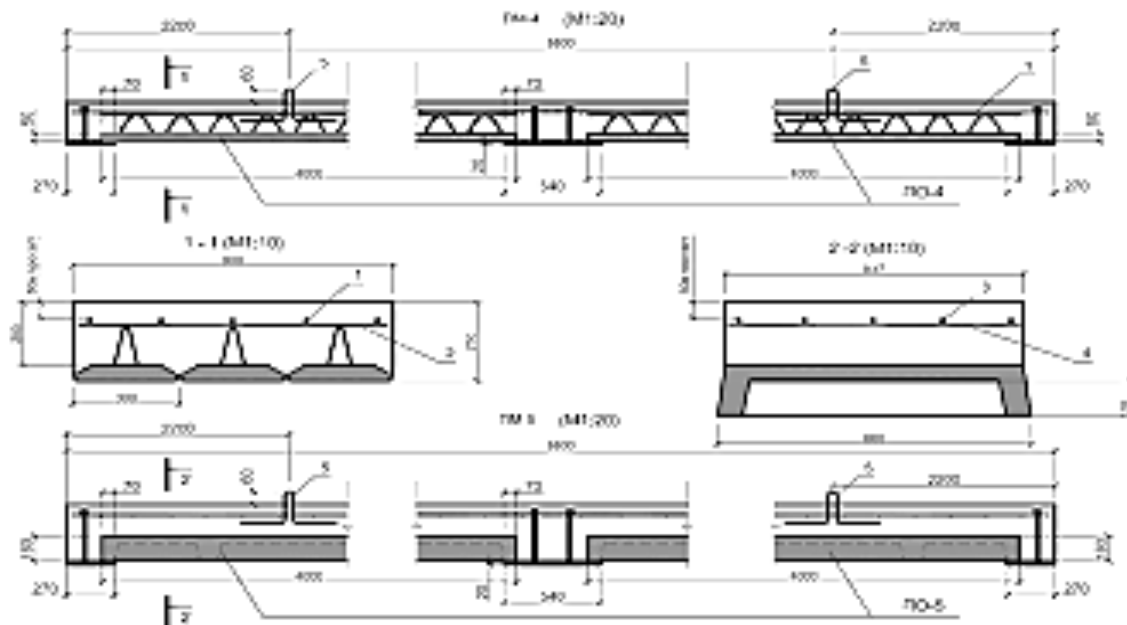


Рисунок 3.9 – Конструкція монолітної плити проїзної частини ПМ–4, ПМ–5

1 – арматурні стержні $\varnothing 22$ А–III; 2 – арматурні стержні $\varnothing 8$ А–I; 3 – арматурні стержні $\varnothing 22$ А–III; 4 – арматурні стержні $\varnothing 8$ А240 (А–I); 5 – монтажні петлі $\varnothing 12$ А240 (А–I)

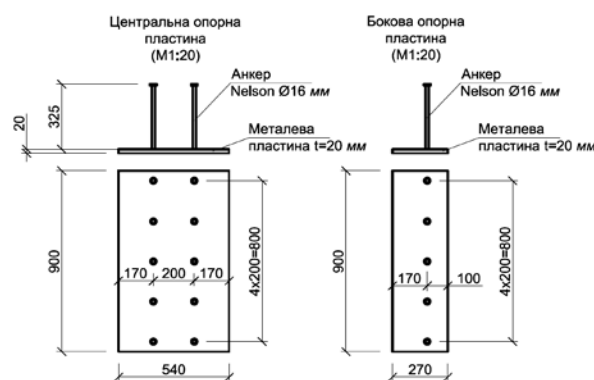


Рисунок 3.10 – Конструкція опорних пластин для ПМ–4 та ПМ–5

Для виготовлення зразка плити типу ПМ–4 використовується незнімна опалубка з просторовими каркасами ПО–4. Наявність просторового каркасу забезпечує надійне зчеплення монолітного бетону плити проїзної частини з бетоном збірної плити. Для моделювання роботи реальної конструкції використано

зразок ПМ–4 плити проїзної частини нерозрізної конструкції, який має два прольоти. В одному прольоті розміщено 3 опалубочні плити ПО–4. Плити ПО–4 монтуються на опорні пластини. Опорні пластини (див. рис. 3.10) – металеві листи завтовшки 20 мм з привареними до них гнучкими упорами з висадженими голівками типу «Nelson».

Використання анкерів обумовлене необхідністю забезпечення максимального зчеплення опорних пластин з монолітним бетоном плити проїзної частини мосту. На відміну від опорних блоків Б–1, Б–2, які виконано з залізобетону і, які мають випуски арматури, зчеплення монолітного бетону з гладким металевим листом мінімальне. Передбачається з'єднання упорів з металевої пластиною за допомогою напіваавтоматичного контактного зварювання. Клас бетону монолітної плити – В30. Армування монолітної плити складається з однієї верхньої сітки. Армування, яке розраховано на додатній момент у прольоті плит проїзної частини, закладено до плити незнімної опалубки.

Конструкція монолітної плити типу ПМ–5 майже ідентична до конструкції плити типу ПМ–4. Відмінність конструкцій в тому, що замість опалубочних плит з просторовими каркасами використано ребристі плити незнімної опалубки ПО–5.

Зразки плит типів ПМ–4 та ПМ–5 мають однакову розрахункову схему, їхня довжина становить 8800 мм.

Метою дослідження і випробувань плит типів ПМ–4 та ПМ–5 є визначення оптимальних довжин відповідних конструкцій, перевіряння достатності несної спроможності контактної шви між монолітним та збірним бетоном, а також доцільності застосування матеріалоемного просторового армування.

3.2.3 Виготовлення плит незнімної опалубки

Плити незнімної опалубки ПО–1, ПО–2 та ПО–3, а також опорні блоки Б–1 та Б–2 виготовлялись на заводі ТОВ «Бетон Комплекс», який входить до промислово-будівельної групи «Ковальська».

Основою для формування збірних конструкцій був опалубочний піддон для порожнистих залізобетонних панелей перекриття. Використання піддону обумовлено необхідністю пропарювання заформованих конструкцій.

Виготовлення конструкцій проводилось серіями: 3 плити незнімної плоскої опалубки, один центральний опорний блоку Б–1 та два бокових опорних блоки Б–2.

Армування плит незнімної опалубки та опорних блоків виконувалось згідно з вищенаведеними конструктивними схемами (див. рис. 3.11).



Рисунок 3.11 – Армування збірних елементів

а) опалубочна плита ПО–1; б) опалубочна плита ПО–1; в) опорний блок Б–1;
г) опорний блок Б–2.

Усі з'єднання арматурних елементів виконувалось за допомогою в'язального дроту.

Після закінчення арматурних робіт піддон встановлювався на вібростіл та виконувалось бетонування конструкцій. Для контролю якості бетонної суміші було виготовлено зразки кубиків з подальшим випробуванням їх міцностних характеристик. Поверхня бетону не загладжувалась для створення необхідної шорсткості контактного шва.



Рисунок 3.12 – Бетонування
а) процес бетонування; б) вібрація бетону

По завершенню бетонних робіт (див. рис. 3.12) піддон із заформованими збірними конструкціями на 24 год. Поміщали до пропарочної камери.

Характеристики заповнювачів, цементу та склад бетонної суміші, які використовувались для виготовлення зразків, наведено в таблицях 3.3 та 3.4. Для надання рухомості суміші до складу бетону було додано добавку STACHEMENT 2597, як пластифікатор.

Таблиця 3.3 – Характеристики заповнювачів та цементу

Марка цементу (завод)	Дрібний заповнювач M_k (кар'єр)	Крупний заповнювач $\rho_{ш}$ (кар'єр) фракція	Крупний заповнювач $\rho_{ш}$ (кар'єр) фракція	Крупний заповнювач $\rho_{ш}$ (кар'єр) фракція	Добавка
М-500 (Подільський цемент)	1,784 (Черкаський)	1,290 (Омелянівський) 2–5	1,310 (Омелянівський) 5–10	1,490 (Омелянівський) 10–20	Stm 2597

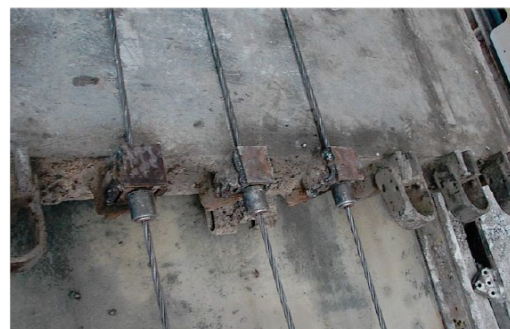
Таблиця 3.4 – Склад бетонної суміші

Склад бетонної суміші, кг/м ³					В/Ц	Марка цементу
Ц	П	Щ(5–10)	Щ(5–10)	Щ(10–20)		
400	500	190	415	740	0,38	500

Особливу увагу було приділено технології виготовлення плит незнімної опалубки з попереднім напруженням. Піддон було переобладнано для натягу канатів типу К–7 [17, 42 – 46, 109 – 111].



а)



б)

Рисунок 3.13 – Обладнання для натягування канатів

а) гідравлічний домкрат PAUL; б) відкриті цанги PAUL типу А.

Для натягування канатів було застосовано гідравлічний автоматичний домкрат фірми PAUL ([17]) (див. рис. 3.13, а) та відкриті цанги PAUL типу А (див. рис. 3.13, б). Натягування відбувалось на упори опалубочного піддону.

Характеристики домкратів наведено в таблиці 3.5.

Таблиця 3.5 – Характеристики домкратів

Максимальне зусилля натягування, кН	Максимальна величина ходу, мм	Мінімальний виступ арматури, мм	Вага, кг
60	600	185	28
180	500	245	43

Процес натягування попередньо напружуваних канатів К–7 наведено на рисунку 3.14.

Зусилля натягу канатів контролювалось за допомогою датчика насосної станції домкратів (див. рис. 3.15, а), а також проводилось замірювання видовження канатів (див. рис. 3.15, б).



Рисунок 3.14 – Натягування арматурних канатів К–7 гідравлічним домкратом



Рисунок 3.15 – Обладнання для натягування канатів

а) апаратний контроль зусилля натягу канатів;

б) інструментальний контроль зусилля натягу канатів

Виготовлення елементів незнімної опалубки плит ПО–4 та ПО–5 проводилось відповідно до конструктивних схем, наведених вище. Процес створення цих елементів наведено на рисунках 3.16, 3.17 та 3.18.



Рисунок 3.16 – Просторові каркаси плит ПО–4 та ПО–5



а)



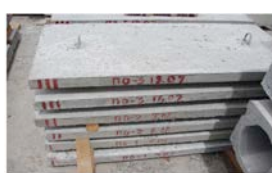
б)

Рисунок 3.17 – Плити ПО–4 та ПО–5

а) опалубочна плита ПО–4; б) опалубочна плита ПО–5



а)



б)



в)



г)

Рисунок 3.18 – Готові залізобетонні елементи

а) опалубочні плити ПО–1, ПО–2, ПО–3, Б–1, Б–2; б) опалубочні плити ПО–1 ПО–2, ПО–3; в) опалубочні плити ПО–4; г) опалубочні плити ПО–5.

3.2.4 Виготовлення зразків плит проїзної частини з незнімними опалубками

Виготовлення зразків плит проїзної частини ПМ-1, ПМ-2 та ПМ-3 проводилось на заводі КВП (Комбінат виробничих підприємств) АТ «Київметробуд».

Спочатку виконувалось монтування збірних плит незнімної опалубки та блоків Б-1 та Б-2. Контроль точності монтажу проводився оптичним нівеліром Н-ЗКЛ. Маса найважчого елемента, блока Б-1, – 120 кг. Маса плоских плит незнімної опалубки – 70 кг, у деяких випадках монтування плит ПО виконувалось вручну. Плити ПО монтувались на цементно-піщаний розчин М-200 (див. рис. 3.19).

У якості опалубки зразків плит проїзної частини ПМ використовувались блоки ФБС-24-3-6, між ними та конструкцією встановлювався лист ДВП заввишки 200 мм для влаштування гладкої поверхні, верхня кромка листа слугувала кондуктором при укладці бетонної суміші.



Рисунок 3.19 – Монтування збірних елементів ПО-3



а)



б)

Рисунок 3.20 – Армування зразків плит проїзної частини

а) армування плит ПМ-1; б) армування плит ПМ-2 та ПМ-3.

Після закінчення монтування збірних елементів проводилось армування зразків плит проїзної частини відповідно до прийнятих схем. Плити проїзної частини ПМ–1 армувались двома сітками (див. рис. 3.20 а), плити ПМ–2 та ПМ–3 відповідно однією (див. рис. 3.20 б). Всі з'єднання арматурних елементів проводились за допомогою в'язального дроту.

Далі проводилось бетонування конструкцій. При бетонуванні відбиралась необхідна кількість зразків бетонних кубиків та призм для визначення міцностних характеристик бетону. Після закінчення укладання бетонної суміші поверхня бетону загладжувалась для встановлення вимірювальних приладів, а також для заміру розкриття ширини тріщин (див. рис. 3.21).



Рисунок 3.21– Зразки плити ПМ–1, ПМ–2, ПМ–3

а) зразок плити ПМ–3; б) загальний вид монолітних плит проїзної частини.

При бетонуванні всіх монолітних плит проїзної частини ПМ–1, ПМ–2 та ПМ–3 використовувався бетон класу В30. Характеристики заповнювачів цементу та склад бетонної суміші наведено в таблицях 3.6 та 2.7 відповідно. Для надання рухомості суміші до бетону було введено добавку CONWISOL SM–12.

Таблиця 3.6 – Характеристики заповнювачів та цементу зразків плити проїзної частини ПМ

Марка цементу (завод)	Дрібний заповнювач M_k (кар'єр)	Крупний заповнювач, $\rho_{ш}$ (кар'єр) фракція	Крупний заповнювач $\rho_{ш}$ (кар'єр) фракція	Добавка
М–500 (Волинський цемент)	1,760 (Черкаський)	1,320 (Омелянівський) 5–10	1,510 (Омелянівський) 10–20	SM–12

Таблиця 3.7 – Склад бетонної суміші зразків плити проїзної частини ПМ

Склад бетонної суміші, кг/м ³				В/Ц	Марка цементу
Ц	П	Щ(5–10)	Щ(10–20)		
380	520	500	760	0,36	500

З огляду на те, що зразки плит ПМ–4 та ПМ–5 мають значну довжину та масу, виготовлення елементів незнімної опалубки виконувалось на заводі ЗБК «Бетон Комплекс». Спочатку проводилось монтування збірних елементів. Маса найважчого елемента, плити ПМ – 5750 кг. Маса плит незнімної опалубки ПО–4 – 150 кг.

У деяких випадках монтаж плит ПО виконувався вручну. Точність монтажу контролювалась оптичним нівеліром Н–ЗКЛ. Для бетонування зразків плит ПМ–4 та ПМ–5 було використано дерев'яну опалубку. Щити опалубки виготовлено з фанери завтовшки 10 мм, які об'єднувались між собою дерев'яними брусами.

Загальний вигляд на встановлену опалубку показано на рисунках 3.24. Після встановлення опалубки проводилося армування плит проїзної частини відповідно до прийнятих схем. Армування зразка монолітної плити ПМ–4 показано на рисунку 3.25, а плити ПМ–5 показано на рисунку 3.26.



Рисунок 3.24 – Монтаж бокової опалубки плит ПО–5



Рисунок 3.25 – Армування зразка плити ПМ–4



Рисунок 3.26 – Армування зразка плити ПМ–5

Бетонування конструкцій, відбір зразків бетонних кубиків та призм проводилось за вищенаведеною процедурою. Характеристики заповнювачів цементу та склад бетонної суміші наведено в таблицях 3.6 та 3.7 відповідно. Для надання рухомості суміші до бетону вводилась добавка STACHEMENT 2597.

Таблиця 3.8 – Характеристики заповнювачів та цементу

Марка цементу (завод)	Дрібний заповнювач M_k (кар'єр)	Крупний заповнювач $\rho_{ш}$ (кар'єр) фракція	Крупний заповнювач $\rho_{ш}$ (кар'єр) фракція	Добавка
М–500 (Подільський цемент)	1,784 (Черкаський)	1,310 (Омелянівський) 5–10	1,490 (Омелянівський) 10–20	Stm 2597

Таблиця 3.9 – Склад бетонної суміші

Склад бетонної суміші кг/м ³				В/Ц	Марка цементу
Ц	П	Щ(5–10)	Щ(10–20)		
385	515	510	750	0,355	500

3.3 Експериментальні дослідження зразків

3.3.1 Випробування зразків незнімної опалубки

Випробування плоских плит зі звичайною арматурою

Плоскі плити зі звичайною арматурою представлено двома зразками ПО–1 та ПО–2. Плити випробовувались на одноразовий згин за схемою чистого згину. Метою випробувань було визначення несної здатності вищенаведеної конструкцій, а також визначення прогинів та напруг у бетоні та арматурі на етапі вкладання бетонної суміші на плити незнімної опалубки. Схему випробувань показано на рисунку 3.27.

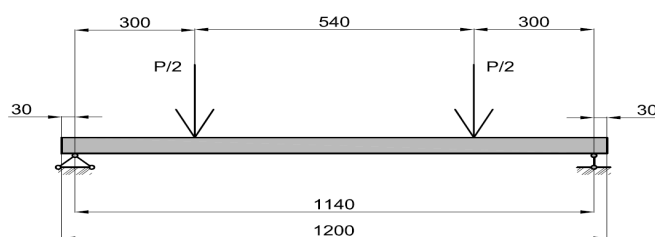


Рисунок 3.27 – Схема випробування залізобетонних плит незнімної опалубки ПО–1,2,3.

Випробування проводились на силовому стенді (див. рис. 3.28) двома зосередженими силами. В якості навантажувального пристрою було використано 10-ти тонний гідравлічний домкрат у комплекті з насосною станцією. Загальний вигляд випробувальної установки наведено на рисунку 3.28. При випробуванні

проводили визначення прогинів плит під навантагою. Фіброві деформації бетону плит вимірювались за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу з базою 200 мм. Навантаги проводились ступенями з подальшим збільшенням навантаг кожної ступені. Фіксацію ширини розкриття тріщин, їхній розвиток та положення виконувалось на кожній ступені навантаги. Ширина розкриття тріщин вимірювалась за допомогою мікроскопа МПБ–2 з ціною поділки 0,05 мм.

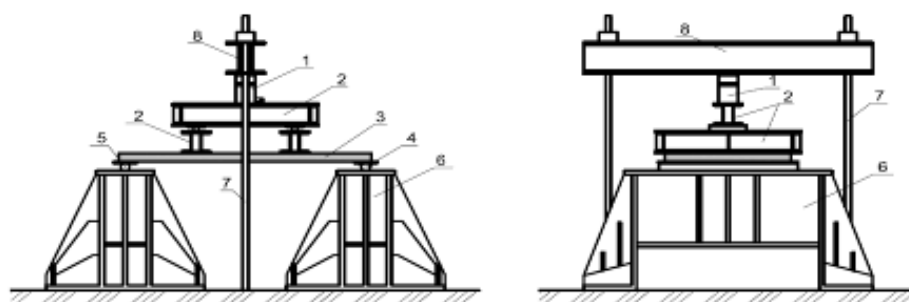


Рисунок 3.28 – Стенд для випробування залізобетонних плит незнімної опалубки

- 1 – гідравлічний домкрат 10 т; 2 – розподільчі траверси; 3 – дослідний зразок;
4 – нерухома опора; 5 – рухома опора; 6 – опорна тумба; 7 – тяга;
8 – верхня упорна траверса.

Рівень навантаги контролювався показами манометра насосної станції.

Загальний вигляд стенду для випробування плит наведено на рисунку 3.29.



Рисунок 3.29 – Загальний вигляд стенду для випробування плит незнімної опалубки

У рамках випробувань було випробувано 4 плити (2 плити ПО–1 та 2 плити ПО–2). Схему розміщення та позначення приладів при проведенні випробувань показано на рисунку 3.4: прилади І – 1...6 – мікроіндикатори годинникового типу (0,01 мм), ПІ – 1...4 – індикатори (0,01 мм), ПА – 1, ПА – 2 – прогиноміри Аістова (0,01 мм).

Показники приладів при випробуваннях зразків плит ПО–1 та ПО–2 наведено в Додатку А в таблицях А.1 та А.2 відповідно.

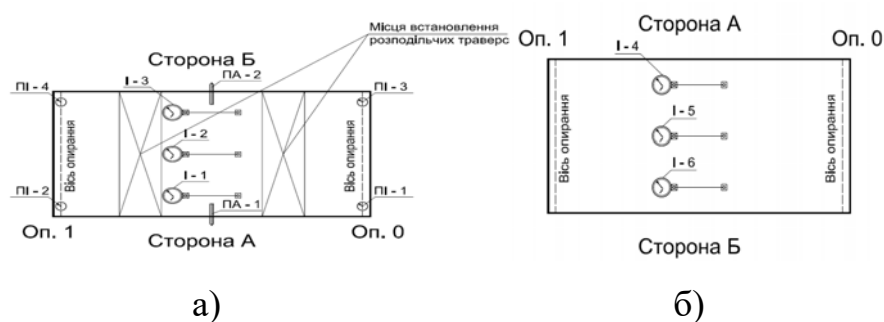


Рисунок 3.30 – Схема розміщення приладів

а – вид зверху; б – вид знизу

Навантага, при якій утворились перші тріщини, під час проведення випробувань ПО–1 та ПО–2 становило 0,85 т та 0,4 т відповідно. Загальний вигляд та характер руйнувань плити ПО–1 після випробувань показано на рисунку 3.31, плити ПО–2 – на рисунку 3.32.

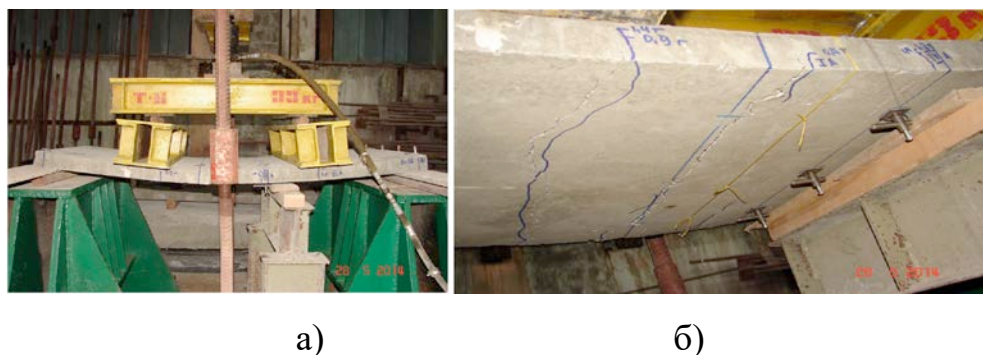


Рисунок 3.31 – Характер руйнувань плити ПО–1,

а – загальний вигляд; б – вид знизу

Плоскі плити з попередньо напруженою арматурою представлено дослідними зразками ПО–3. Плити випробовувались на одноразовий згин за схемою чистого згину. Схема навантаг та стенда для випробувань такі ж самі, як і для плит ПО–1 та ПО–2.



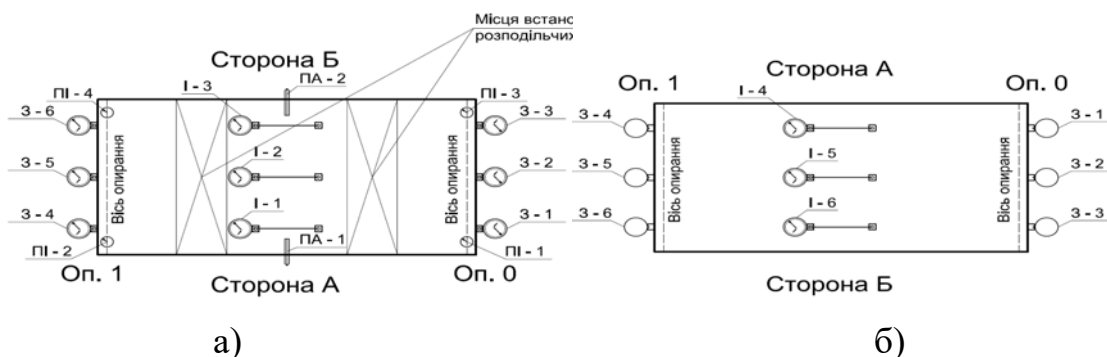
а)

б)

Рисунок 3.32 – Характер руйнувань плити ПО–2,

а – загальний вигляд; б – загальний вигляд плити після зняття її зі стенду

У торцях плит у місцях розміщення канатів встановлювались додаткові мікроіндикатори, які фіксували можливу величину проковзування канатів К–7. Схему розміщення та позначення приладів при проведенні випробувань показано на рисунку 3.33, на якому прилади І–1...6 – мікроіндикатори годинникового типу (0,001 мм), ПІ – 1...4 – індикатори (0,01 мм), ПА – 1, ПА – 2 – прогиноміри Аістова (0,01 мм), З – 1...6 – мікроіндикатори годинникового типу (0,001 мм).



а)

б)

Рисунок 3.33 – Схема розміщення приладів,

а – вид зверху; б – вид знизу.

Показники приладів, отримані при випробуваннях плит ПО–3, наведено в Додатку А таблиця А.3.

Навантага, при якій утворились перші тріщини під час випробування ПО–3, становила 2,1 т. Загальний вигляд та характер руйнувань плити ПО–3 після випробувань наведено на рисунку 3.34.



Рисунок 3.34 – Характер руйнувань плити ПО–3

Плити ПО–4 випробовувались на згин за схемою чистого згину. Схему навантаг та стенду для випробувань наведено на рисунку 3.35 та 3.36 відповідно.

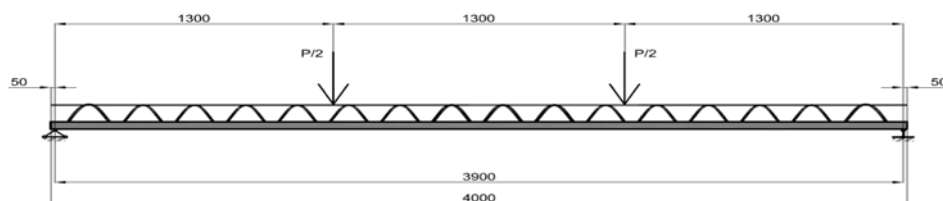


Рисунок 3.35 – Схема випробування залізобетонних плит незнімної опалубки ПО–4

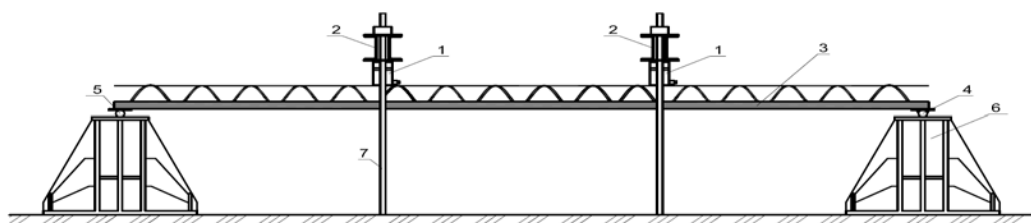


Рисунок 3.36 – Стенд для випробування залізобетонних плит незнімної опалубки ПО–4

1 – гідравлічний домкрат 5 т; 2 – верхня упорна траверса; 3 – дослідний зразок; 4 – нерухома опора; 5 – рухома опора; 6 – опорна тумба; 7 – тяга

У рамках випробувань було випробувано 2 плити. Схему розміщення та позначення приладів при проведенні випробувань показано на рисунку 3.37.

На рисунку 3.37 показано прилади І – 1...3 – мікроіндикатори годинникового типу (0,001 мм), ІІ – 1, ІІ – 2 – індикатори (0,01 мм), ПА – 1 – прогиномір Аістова (0,01 мм).

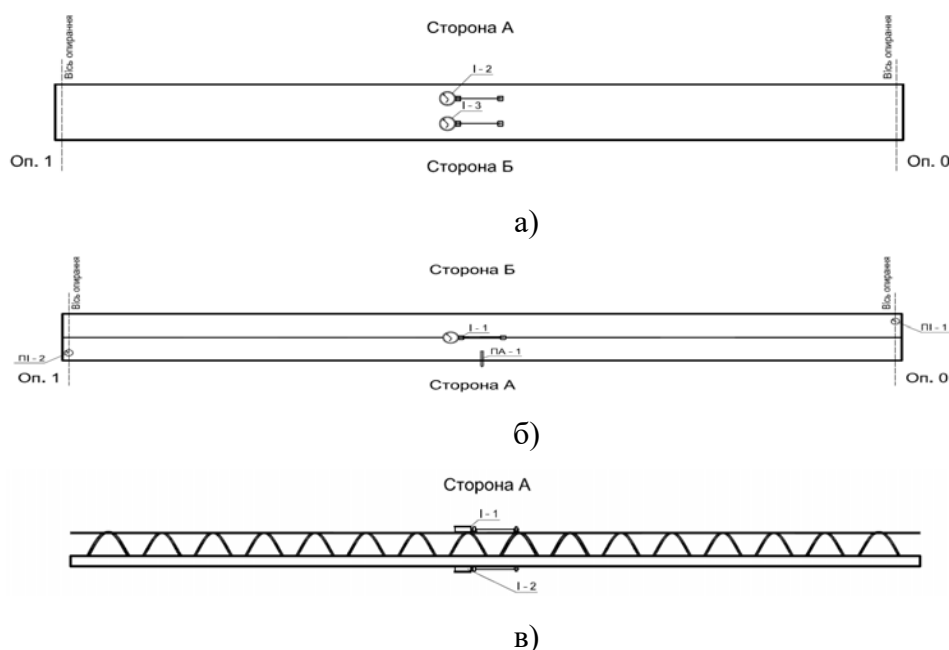


Рисунок 3.37 – Схема розміщення приладів на зразку ПО-4

а – вид знизу; б – вид зверху; в – вид зі сторони А

Показники приладів при випробуванні плит ПО-4(1) та ПО-4(2) наведено в Додатку А таблиці А.4 та А.5 відповідно.



Рисунок 3.38 – Загальний вигляд станку для випробування плит незнімної опалубки ПО-4,

а – загальний вигляд; б – вид збоку

Навантаги, при яких плити втратили несну здатність при випробуваннях ПО–4(1) та ПО–4(2), склали 1,4 т та 1,2 т відповідно на один домкрат. Загальний вигляд та характер руйнувань плит ПО–4 після випробувань показано на рисунку 3.38 і 3.39.



Рисунок 3.39 – Характер руйнування плит ПО–4

а – загальний вигляд; б – деформація похилих стержнів

Випробування ребристих плит незнімної опалубки

Ребристі плити випробовувались на одноразовий згин за схемою чистого згину. Метою випробувань було визначення несної здатності вищенаведеної конструкцій, а також визначення прогинів та напруг в бетоні та арматурі на етапі вкладання бетонної суміші на плити незнімної опалубки. Схема випробувань плит ПО–5 аналогічна схемі випробувань ПО–4.

Показники приладів при випробуванні плит ПО–5(1) та ПО–5(2) наведено в Додатку А таблиці А.6 та А.7 відповідно.

3.3.2 Випробування дослідних зразків плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою

Випробування зразків серії ПМ–1. Монолітна плита проїзної частини ПМ–1 представлена як двопрогонова нерозрізна система. Обпирання виконано через три площини: дві бокові 360 x 600 мм та центральну 720 x 600 мм. Для запобігання

нерівномірних просядок між опорними площинами та тумбами стенду встановлювались гумові прокладки. В якості незнімної опалубки в цих плитах використано плити ПО-1. Пливу ПО-1 не включено в роботу конструкції. Плити випробовувались на одноразовий згин. Метою випробувань було визначення несної здатності вищенаведених конструкцій, а також визначення прогинів та напруг в бетоні та арматурі. Схему випробувань показано на рисунку 3.40.

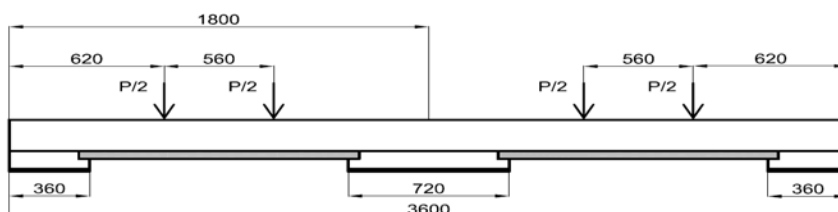


Рисунок 3.40 – Схема випробування залізобетонних плит незнімної опалубки ПМ-1,2,3.

Загальний вигляд випробувальної установки наведено на рисунку 3.41.



Рисунок 3.41 – Загальний вигляд випробувального стенду

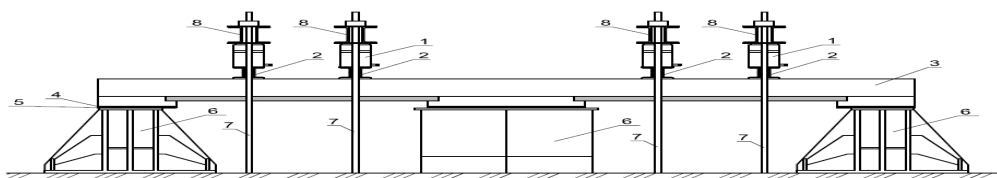


Рисунок 3.42 – Стенд для випробування залізобетонних плит незнімної опалубки:

- 1 – гідравлічний домкрат 450 т; 2 – розподільчі траверси;
- 3 – дослідний зразок; 4 – гумова прокладка; 5 – металева пластина $t=10$ мм;
- 6 – опорна тумба; 7 – тяга; 8 – верхня упорна траверса

Випробування здійснювали на силовому стенді чотирма зосередженими силами. Схему стенду показано на рисунку 3.42.

За навантажувальний пристрій правили чотири 50-ти тонні гідравлічні домкрати в комплекті з насосною станцією. При випробуванні визначали прогини плити під навантагою. Фіброві деформації бетону плити замірялись з використанням мікроіндикаторів годинникового типу з базою 200 мм.

Ширину розкриття тріщин визначали за допомогою мікроскопа МПБ–2 з ціною поділки 0,05 мм. Вимірювання проводили на кожній ступені навантаги з моменту появи тріщин. Проводили фіксацію ширини розкриття «старих» тріщин, їх розвиток та положення, а також появу «нових» тріщин на кожній ступені навантаги.

Рівень навантаги контролювався показами манометра насосної станції.

У рамках випробувань було випробувано 2 плити. Схему розміщення та позначення приладів при проведенні випробувань показано на рисунках 3.43 та 3.44.

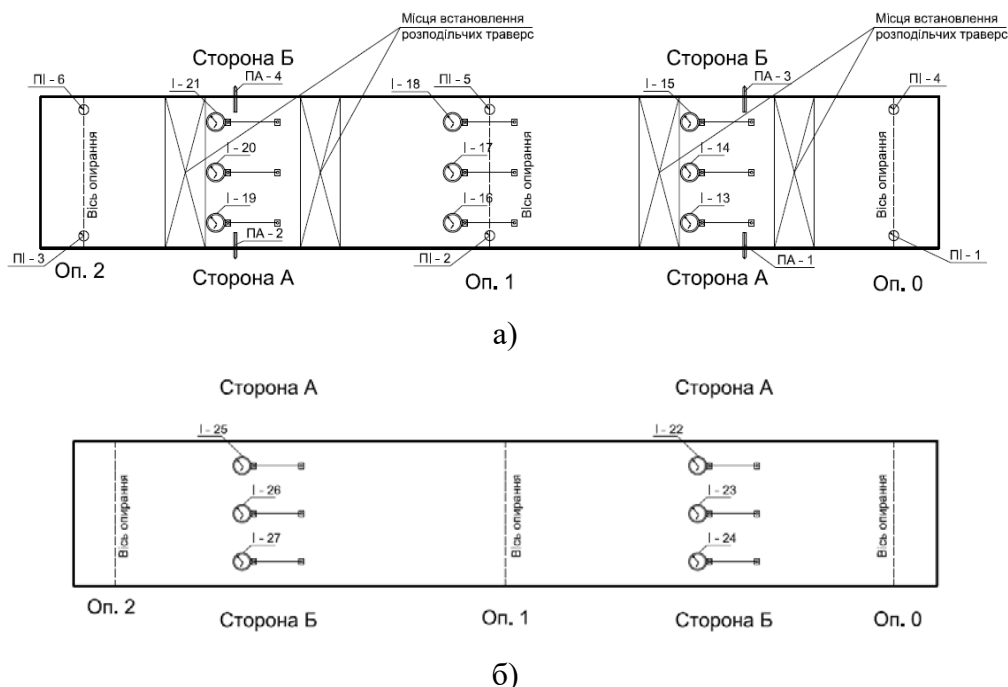


Рисунок 3.43 – Схема розміщення приладів на зразку ПМ–1,

а – вид зверху; б – вид знизу.

Прилади І – 1...27 – мікроіндикатори годинникового типу (0,001 мм),
 ІІ – 1...6 – індикатори (0,01 мм), ПА – 1...4 – прогиноміри Аістова (0,01 мм),
 В – 1...4 – мікроіндикатори годинникового типу (0,001 мм).

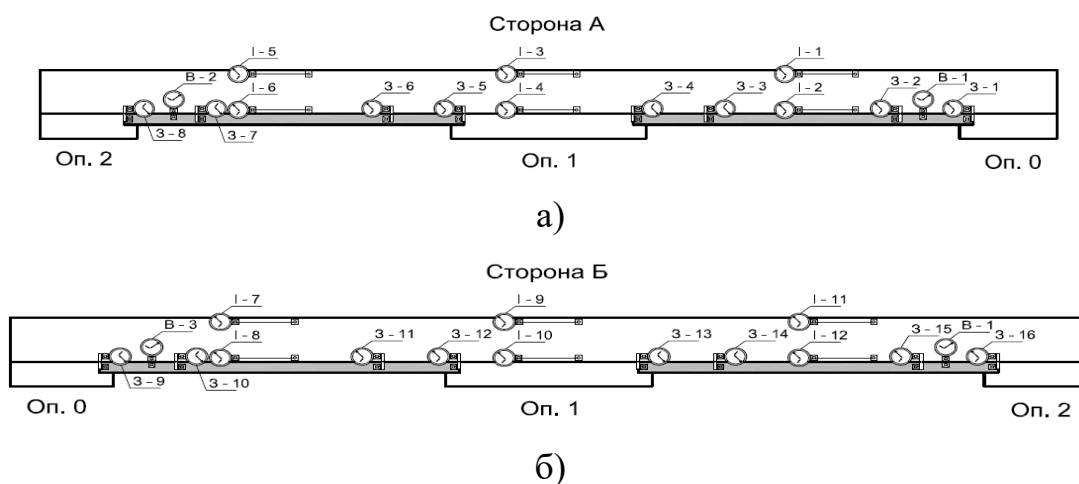


Рисунок 3.44 – Схема розміщення приладів на зразку ПМ-1,
 а – вид зі сторони А; б – вид зі сторони Б

Величину розкриття тріщин, які були зафіксовані при випробуванні плит ПМ-1 (1), наведено в Додатку А таблиця А.11.

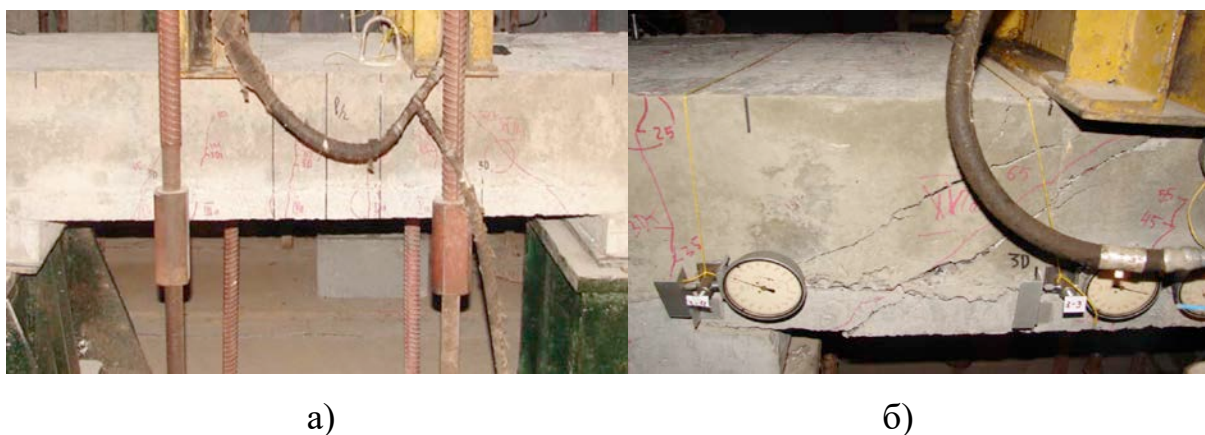


Рисунок 3.45 – Характер руйнувань плит ПМ-1 (1),
 а – в прольоті; б – руйнування від дії поперечної сили

Навантага, при якій утворились перші тріщини, при випробуваннях ПМ-1 (1) становило 44 т сумарно на всю конструкцію. Загальна руйнівна навантага – 150 т сумарно на всю конструкцію. Загальний вигляд та характер руйнувань плити ПМ-1 (1) після випробувань показано на рисунку 3.45.

Загальну схему розкриття тріщин показано на рисунку 3.46.

Показники приладів, отримані при випробуваннях плит ПМ–1 (2), наведено в таблиці Додатку А. Ширину розкриття тріщин при випробуванні плит ПМ–1 (2) наведено в Додатку А.

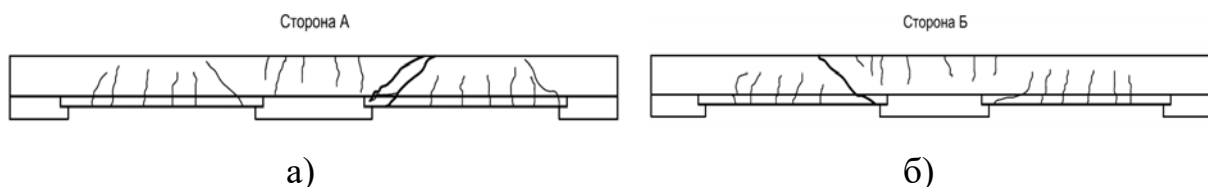


Рисунок 3.46 – Схема розкриття тріщин на зразку ПМ–1 (1)

а – вид зі сторони А; б – вид зі сторони Б.

Навантага, при якій утворились перші тріщини при випробуваннях ПМ–1 (2), становила 44 т сумарно на всю конструкцію. Загальна руйнівна навантага становила 140 т сумарно на всю конструкцію. Загальний вигляд та характер руйнувань плити ПМ–1 (2) після випробувань показано на рисунку 3.47.



Рисунок 3.47 – Характер руйнувань плит ПМ–1 (2)

а – в прольоті; б – руйнування від дії поперечної сили

Загальну схему розкриття тріщин показано на рисунку 3.48.

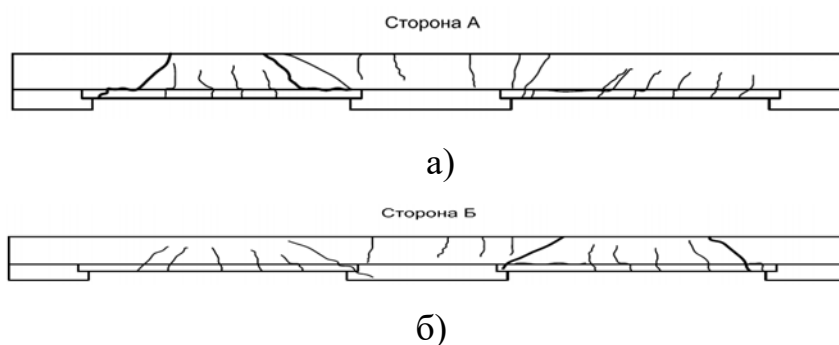


Рисунок 3.48 – Схема розкриття тріщин на зразку ПМ-1 (2)

а – вид зі сторони А; б – вид зі сторони Б

Також при випробуванні плит ПМ-1 було відмічено відшарування опалубочної плити ПО-1 від монолітного бетону (див. рис. 3.49).

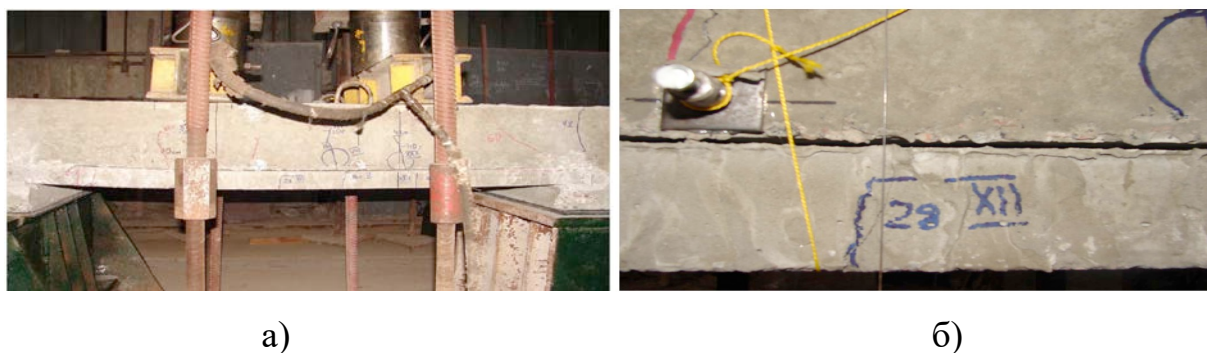


Рисунок 3.49 – Відшарування опалубочної плити ПО-1 від монолітного бетону

а – загальний вигляд відшарування; б – відшарування в центрі прольоту плити

Випробування зразків серії ПМ-2. Монолітна плита проїзної частини ПМ-2 – двопрогонова нерозрізна система. Обпирання зразка на дві бокові площини з розмірами 360 х 600 мм та центральну – 720 х 600 мм. Для запобігання нерівномірного навантаження зразка між опорними площинами та тумбами стенду встановлювались гумові прокладки. Навантага на зразок, яке моделює А15, для створення максимальних згинальних моментів у плиті було розташоване на обох прогонах. В якості незнімної опалубки в цих плитах використано плити ПО-2. Пливу ПО-2 включено в роботу всієї конструкції. Плити випробовувались на одноразовий згин. Метою випробувань було визначення несної здатності конструкцій, а також визначення прогинів та напруг у бетоні та арматурі.

Випробування проводились на стенді, до зразка було прикладено чотири зосереджені сили. Схему стенду показано на рисунку 3.42. При випробуванні проводили визначення прогинів плити під навантагою, а також фіброві деформації бетону плити з використанням мікроіндикаторів годинникового типу з базою 200 мм. Схему розміщення приладів на зразку ПМ–2, ПМ–3 показано на рисунках 3.50, 3.51. Ширину розкриття тріщин визначали за допомогою мікроскопа МПБ–2 з ціною поділки 0,05 мм. Вимірювання проводили на кожній ступені навантаги з моменту появи тріщин. Проводилась фіксація ширини розкриття тріщин, їх розвитку та положення, а також появи нових тріщин на кожній ступені навантаги. В рамках дослідження було випробувано 2 плити. На рисунках 3.23 та 3.24 прилади: І – 1...27 – мікроіндикатори годинникового типу (0,001 мм), ІІ – 1...6 – індикатори (0,01 мм), ПА – 1 ...4 – прогиноміри Аістова (0,01 мм), В – 1...4 – мікроіндикатори годинникового типу (0,001 мм). Показники приладів випробування плит ПМ–2 (1) наведено в Додатку А. Розкриття тріщин, які було зафіксовано, наведено в Додатку А.

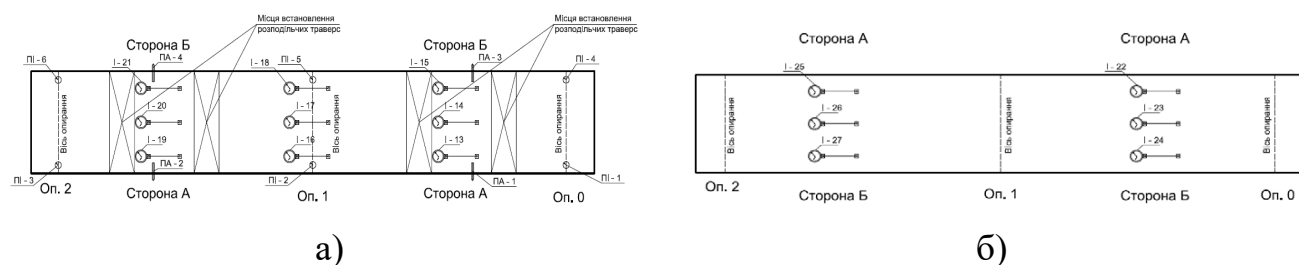
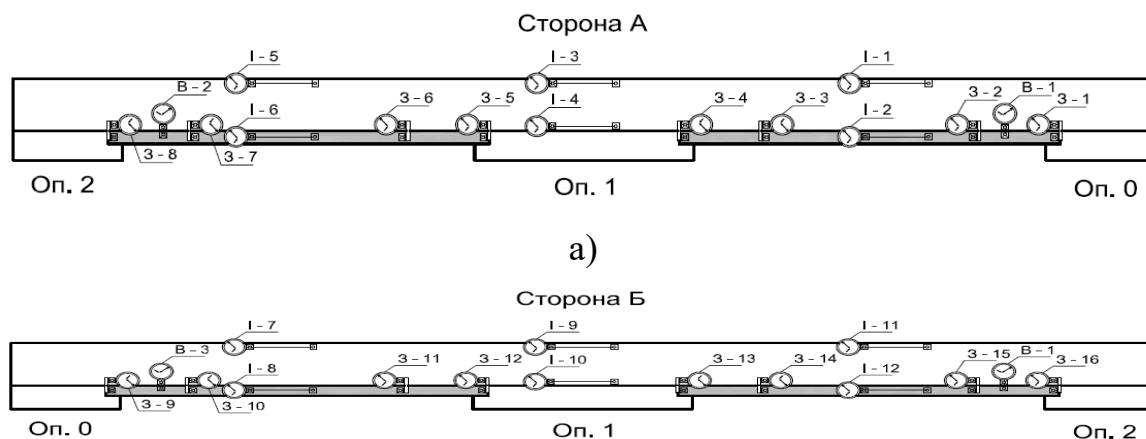


Рисунок 3.50 – Схема розміщення приладів на зразку ПМ–2, ПМ–3

а – вид зверху; б – вид знизу



б)

Рисунок 3.51 – Схема розміщення приладів на зразку ПМ–2, ПМ–3

а – вид зі сторони А; б – вид зі сторони Б

Навантага, при якій утворились перші тріщини при випробуваннях ПМ–2 (1), становила 36 т сумарно на всю конструкцію. Загальна руйнівна навантага – 110 т сумарно на всю конструкцію. Загальний вигляд та характер руйнувань плити ПМ–2 (1) після випробувань показано на рисунку 3.52.



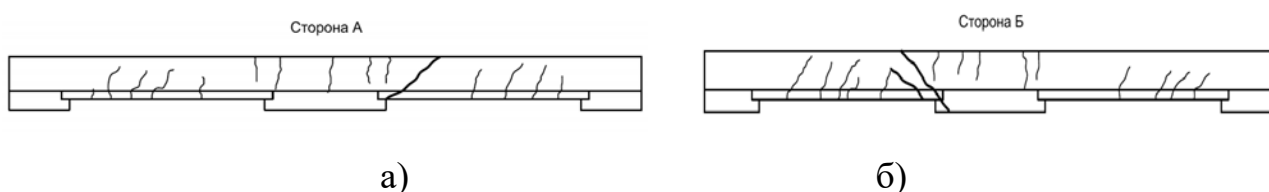
а)

б)

Рисунок 3.52 – Характер руйнувань плит ПМ–2 (1)

а – в прольоті; б – руйнування від дії поперечної сили

Загальну схему розкриття тріщин наведено на рисунку 3.53.



а)

б)

Рисунок 3.53 – Схема розкриття тріщин на зразку ПМ–2 (1)

а – вид зі сторони А; б – вид зі сторони Б

Показники приладів, отримані при випробуваннях плит ПМ–2 (2), наведено в Додатку А. Розкриття тріщин, які було зафіксовано при випробуваннях плит ПМ–2 (2) наведено в Додатку А. Навантага, при якій утворились перші тріщини при випробуваннях ПМ–2 (2), становила 48 т сумарно на всю конструкцію. Загальна руйнівна навантага – 130 т сумарно на всю конструкцію. Загальний вигляд та

характер руйнувань плити ПМ–2 (2) після випробувань показано на рисунку 3.54. Випробування зразків серії ПМ–3. Монолітна плита проїзної частини ПМ–3 представлена як двопрогонова нерозрізна система. Обпирання зразка – на дві бокові площини з розмірами 360 х 600 мм та центральну 720 х 600 мм. Для запобігання нерівномірного навантаження зразка між опорними площинами та тумбами стенду встановлювались гумові прокладки. Навантага на зразок, яка моделює А15 для створення максимальних згинальних моментів у плиті, була розташована на обох прогонах. В якості незнімної опалубки використано плити ПО–3.



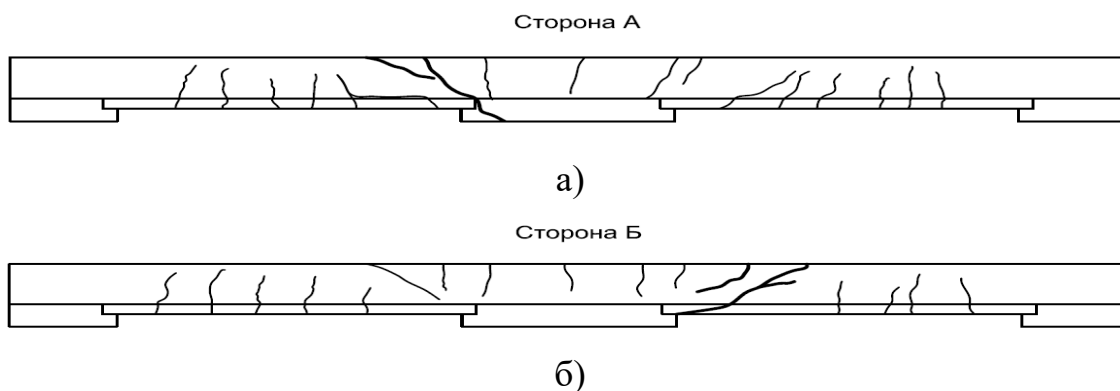
а)

б)

Рисунок 3.54 – Характер руйнувань плит ПМ–2 (2),

а – в прольоті; б – руйнування від дії поперечної сили

Загальну схему розкриття тріщин показано на рисунку 3.55.



а)

б)

Рисунок 3.55 – Схема розкриття тріщин зразку ПМ–2 (2),

а – вид зі сторони А; б – вид зі сторони Б

Плиту ПО – 3 включено в роботу всієї конструкції. Плити випробовувались на одноразовий згин. Метою випробувань було визначення несної здатності конструкцій, а також визначення прогинів та напруг у бетоні та арматурі. Випробування проводились на стенді, до зразка було прикладено чотири зосереджені сили. Схему стенду показано на рисунку 3.42.

При випробуванні проводили визначення прогинів плити під навантагою, а також фіброві деформації бетону плити з використанням мікроіндикаторів годинникового типу з базою 200 мм.

Ширину розкриття тріщин визначали за допомогою мікроскопа МПБ–2 з ціною поділки 0,05 мм. Вимірювання проводили на кожній ступені навантаги з моменту появи тріщин. Проводилась фіксація ширини розкриття тріщин, їх розвитку та положення, а також появи нових тріщин на кожній ступені навантаги. В рамках дослідження було випробувано 2 плити. Схему розміщення та позначення приладів при проведенні випробувань наведено вище на рисунках 3.49 та 3.50. Показники приладів випробування плит ПМ–3 (1) наведено в Додатку А. Розкриття тріщин, які було зафіксовано, наведено в Додатку А.

Навантага, при якій утворились перші тріщини в прольоті плити при випробуваннях ПМ–3 (1), – 60 т сумарно на всю конструкцію. Загальна руйнівна навантага – 130 т сумарно на всю конструкцію. Загальний вигляд та характер руйнувань плити ПМ–3 (1) – після випробувань показано на рисунку 3.56.



Рисунок 3.56 – Характер руйнувань плит ПМ–3 (1),

а – в прольоті; б – руйнування від дії поперечної сили

Показники приладів, отримані при випробуваннях плит ПМ-3 (2), наведено в Додатку А. Розкриття тріщин при випробуваннях плит ПМ-3 (2) наведено в Додатку А таблиця А.21.

Загальну схему розкриття тріщин показано на рисунку 3.57.

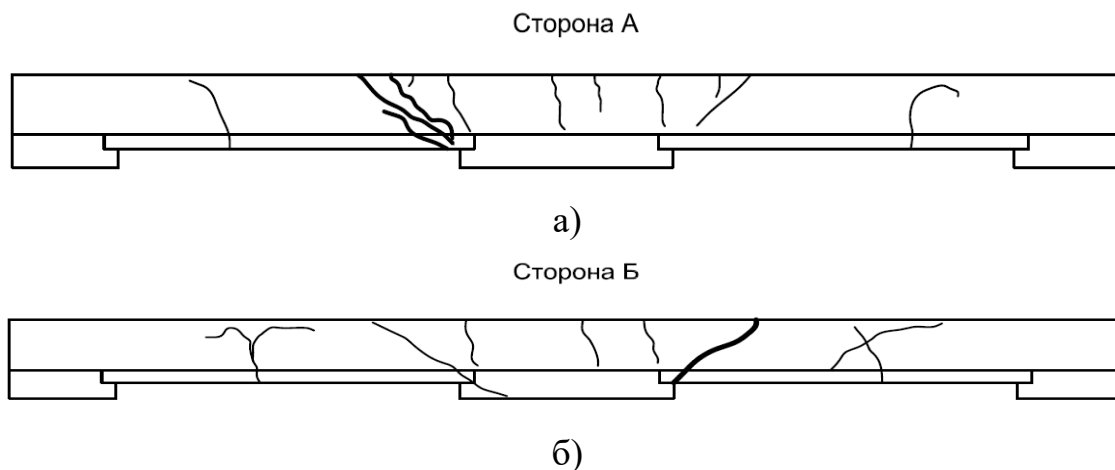


Рисунок 3.57 – Схема розкриття тріщин на зразку ПМ-3 (1),

а – вид зі сторони А; б – вид зі сторони Б

Навантага, при якій утворились перші тріщини в прольоті плити при випробуваннях ПМ-3 (2), – 48 т сумарно на всю конструкцію. Загальна руйнівна навантага – 110 т сумарно на всю конструкцію. Загальний вигляд та характер руйнувань плити ПМ-3 (2) після випробувань показано на рисунку 3.58.



Рисунок 3.58 – Характер руйнувань плит ПМ-3 (2),

а – в прольоті; б – руйнування від дії поперечної сили

Загальну схему розкриття тріщин показана на рисунку 3.59.

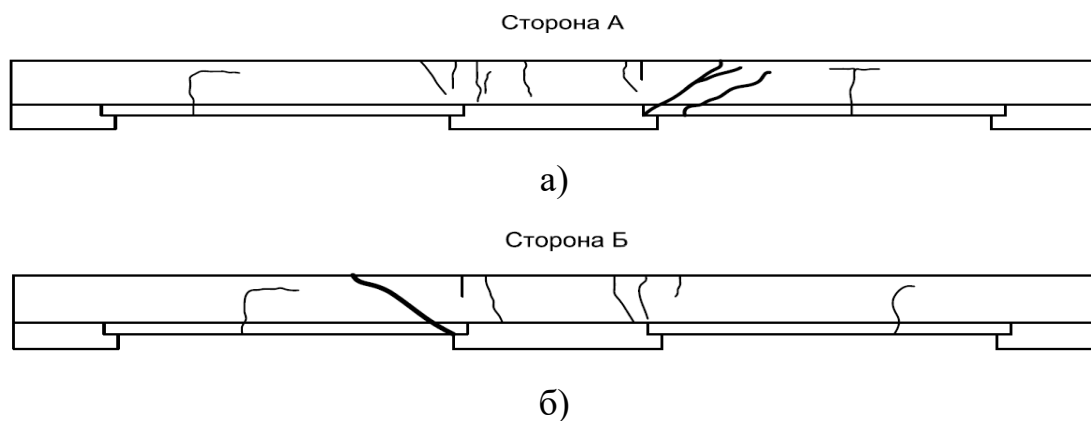


Рисунок 3.59 – Схема розкриття тріщин на зразку ПМ–3 (2),

а – вид зі сторони А; б – вид зі сторони Б

Випробування зразків серії ПМ–4. Монолітна плита проїзної частини ПМ–4 представлена як двопрогонова нерозрізна система. Обпирання зразка – на дві бокові площини з розмірами 270 x 900 мм та центральну 540 x 900 мм. Для запобігання нерівномірного навантаження зразка між опорними площинами та тумбами стенду встановлювались гумові прокладки. Навантага на зразок, яка моделює А15 для створення максимальних згинальних моментів у плиті, була розташована на обох прогонах. В якості незнімної опалубки використано плити ПО–4. Плиту ПО – 4 включено в роботу всієї конструкції. Плити випробовувались на одноразовий згин. Метою випробувань було визначення несної здатності конструкцій, а також визначення прогинів та напруг у бетоні та арматурі. Випробування проводились на стенді, до зразка було прикладено чотири зосереджені сили. Схема випробувань показана на рисунку 3.60.

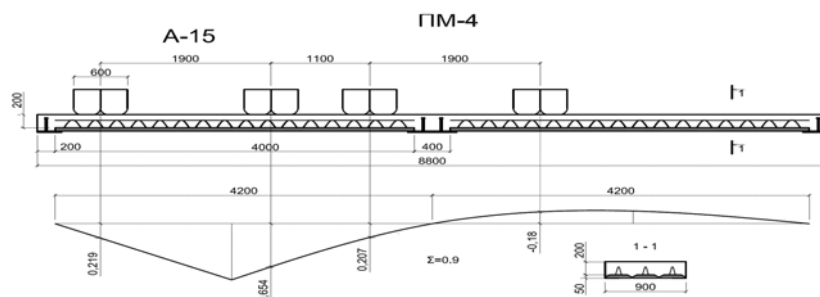


Рисунок 3.60 – Схема випробувань зразка плити проїзної частини ПМ–4

Випробування здійснювали вісьмома зосередженими силами, кожні дві сили моделювали навантагу одного колеса тандему АК. В результаті було змодельовано

навантагу від чотирьох коліс – двох осей тандему АК, з відстанню між осями коліс 1900 мм та відстанню між осями коліс суміжних тандемів 1100 мм. За навантажувальний пристрій правили 50-ти тонні гідравлічні домкрати в комплекті з насосною станцією. При випробуванні проводили визначення прогинів плити під навантагою. Фіброві деформації бетону плити заміряли, використовуючи мікроіндикатори годинникового типу з базою 200 мм.

Ширину розкриття тріщин визначали за допомогою мікроскопа МПБ–2 з ціною поділки 0,05 мм. Вимірювання проводили на кожній ступені навантаги з моменту появи тріщин. Проводили фіксацію ширини розкриття тріщин, їх розвитку та положення, а також появи нових тріщин на кожній ступені навантаги.

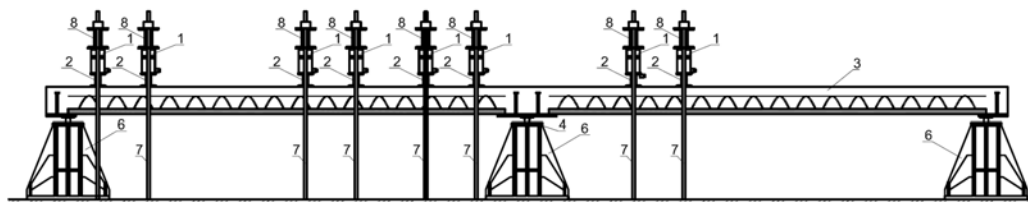


Рисунок 3.61 – Стенд для випробування зразків залізобетонних плит проїзної частини ПМ–4

1 – гідравлічний домкрат 50 т; 2 – розподільча траверса; 3 – дослідний зразок; 4 – нерухома опора; 5 – рухома опора; 6 – опорна тумба; 7 – тяга; 8 – верхня упорна траверса

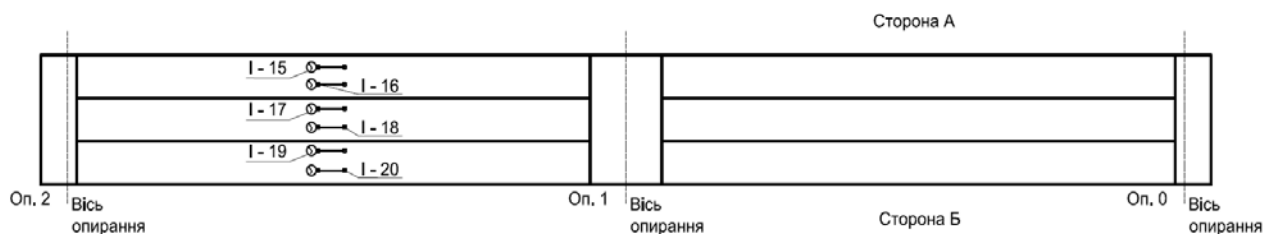


Рисунок 3.62 – Загальний вигляд випробувальної установки для зразків залізобетонних плит проїзної частини ПМ–4

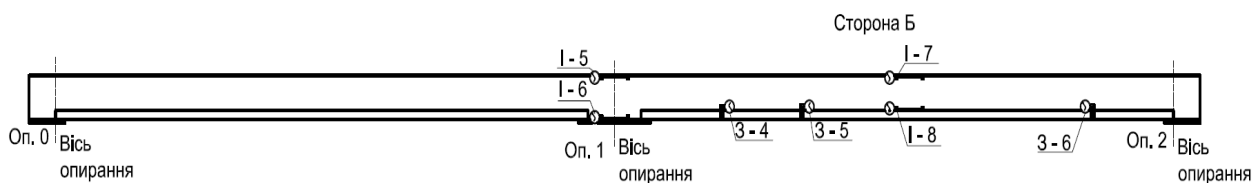
Рівень навантаги контролювався показами манометра насосної станції. Загальний вигляд випробувальної установки представлений на рисунках 3.61 та 3.62.

У рамках випробувань було випробувано 2 плити. Схему розміщення та позначення приладів при проведенні випробувань показано на рисунках 3.63 та 3.64.

Прилади І – 1...20 – мікроіндикатори годинникового типу (0,001 мм), ІІ – 1...6 – індикатори (0,01 мм), ПА – 1 ...4 – прогиноміри Аістова (0,01 мм).



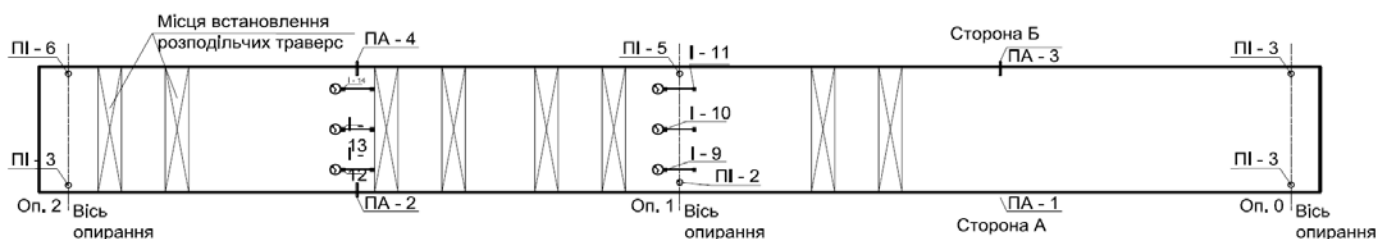
а)



б)

Рисунок 3.63 – Схема розміщення приладів на зразку ПМ-4

а – вид зверху; б – вид зі сторони А



а)



б)

Рисунок 3.64 – Схема розміщення приладів на зразку ПМ–4,

а – вид знизу; б – вид з боку сторони Б

Показники приладів при випробуваннях плит ПМ–4(1) та ПМ–4(2) наведено в Додатку А.

Розкриття тріщин, які були зафіксовані при випробуваннях плит ПМ–4(1) та ПМ–4(2) наведено в Додатку А. Навантаги, при яких плити втратили несну здатність при випробуваннях ПМ–4(1) та ПМ–4(2), сумарно становили 128 т та 112 т відповідно.

Загальний вигляд та характер руйнувань зразків ПМ–4 після випробувань показано на рисунку 3.65.



а)

б)

Рисунок 3.65 – Характер руйнування зразків серії ПМ–4

а – розкриття похилої тріщини на центральній опорі;

б – тріщиноутворення по центру прольоту 2–1



Рисунок 3.66 – Конструкція плити опалубки ПО–5*

1 – хомут з арматурного стержня Ø8 А–ІІІ.

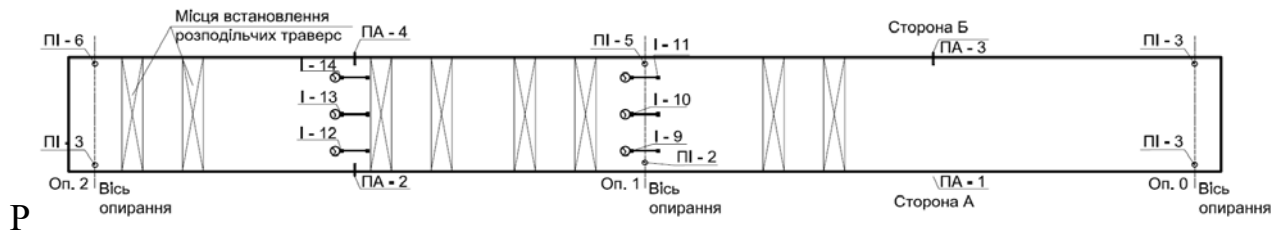
Випробування зразків серії ПМ–5. Зразки монолітних плит проїзної частини мостів ПМ–5 в цілому повторюють загальний вигляд і конструкцію зразків ПМ–4.

Проте на етапі виготовлення плит незнімної опалубки ПО–5 було внесено деякі зміни, а саме: дві плити ПО–5 були заформовані з випусками хомутів. Конструкцію плити незнімної опалубки ПО–5* показано на рисунку 3.66.

Тому серія ПМ–5 складається з двох зразків. Один зразок забетоновано по плитах незнімної опалубки ПО–5*, а інший – по плитах ПО–5. Монолітні плити проїзної частини ПМ–5 представлено як двопрогонову нерозрізну систему. Обпирання виконано через три площини: дві бокові 270 x 900 мм та центральну 540 x 900 мм. Між опорними пластинами та опорними тумбами стенду встановлено металеві опорні ролики, два рухомі – на крайніх опорах та один нерухомий – на центральній опорі. Навантага на зразок, яка моделює А15 для створення максимальних згинальних моментів у плиті, була розташована на обох прогонах. По довжині одного зразка встановлено два тандеми А15. Плити ПО–5* та ПО–5 включено в роботу всієї конструкції. Зразки випробовувались на одноразовий згин. Метою випробувань було визначення несної здатності конструкцій, а також визначення прогинів та напруг у бетоні та арматурі.

Випробування здійснювали вісьмома зосередженими силами, кожні дві сили моделювали навантагу одного колеса тандему АК. В результаті було змодельовано навантагу від чотирьох коліс – двох осей тандему АК, з відстанню між осями коліс 1900 мм та відстанню між осями коліс суміжних тандемів 1100 мм. За навантажувальний пристрій правили 50-ти тонні гідравлічні домкрати в комплекті з насосною станцією. При випробуванні проводили визначення прогинів плити під навантагою. Фіброві деформації бетону плити заміряли, використовуючи мікроіндикатори годинникового типу з базою 200 мм.

Ширину розкриття тріщин визначали за допомогою мікроскопа МПБ–2 з ціною поділки 0,05 мм. Вимірювання проводили на кожній ступені навантаги з моменту появи тріщин. Проводили фіксацію ширини розкриття тріщин, їх розвитку та положення, а також появи нових тріщин на кожній ступені навантаги.



а)



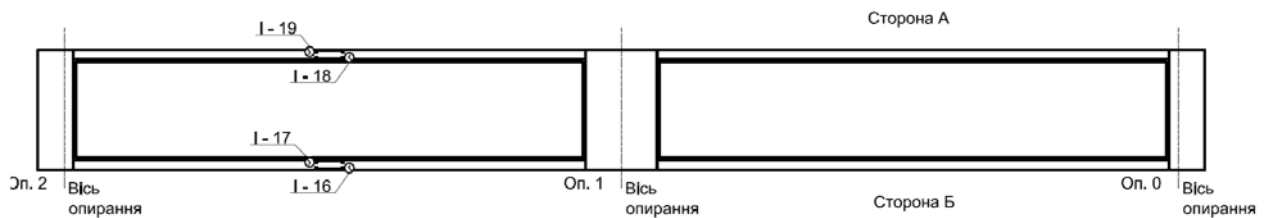
б)

Рисунок 3.67 – Схема розміщення приладів на зразках ПМ-5* та ПМ-5,

а – вид зверху; б – вид зі сторони А

Рівень навантаги контролювався показами манометра насосної станції.

Схема розміщення та позначення приладів при проведенні випробувань показана на рисунках 3.67 та 3.68.



а)



б)

Рисунок 3.68 – Схема розміщення приладів на зразку ПМ-5 та ПМ-5,

а – вид знизу; б – вид зі сторони Б

Прилади І – 1...20 – мікроіндикатори годинникового типу (0,001 мм), ПІ – 1...6 – індикатори (0,01 мм), ПА – 1 ...4 – прогиноміри Аістова (0,01 мм).

Показники приладів при випробуваннях плит ПМ-5* та ПМ-5 наведено в Додатку А. Розкриття тріщин, які були зафіксовано при випробуванні при

випробуваннях плит ПМ–5* та ПМ–5 наведено в Додатку А. Навантаги, при яких плити втратили несну здатність при випробуваннях ПМ–5* та ПМ–5, сумарно склали 128 т та 88 т відповідно.

Загальний вигляд та характер руйнувань зразків ПМ–5* та ПМ–5 після випробувань показано на рисунках 3.69 та 3.70 відповідно.



а)

б)

Рисунок 3.69 – Характер руйнування зразків серії ПМ–5*:

а – похилі тріщини в районі опори 1 зі сторони А;

б – руйнування ребра в приопорному перерізі зі сторони Б



а)

б)

Рисунок 3.70 – Характер руйнування зразків серії ПМ–5:

а – похилі тріщини в районі опори 1 зі сторони А;

б – відшарування монолітного бетону від плити опалубки ПО–5

3.4. Аналіз результатів випробувань дослідних зразків незнімної опалубки

За результатами випробувань плит незнімної опалубки можна відмітити чудову роботу плит ПО–1 та ПО–2. Встановлено, що плити ПО–2, заармовані

арматурними стрижнями на розрахунковий момент в плиті проїзної частини, порівняно з плитами ПО–1 (розрахованими на сприйняття лише ваги бетонної суміші плити проїзної частини) продемонстрували більшу несну здатність та тріщиностійкість. Також в обох серіях зразків ПО–1 та ПО–2 добре себе показав спосіб анкерування кінців арматурних стрижнів, що дозволило уникнути просковзування навіть гладкої арматури (в зразках ПО–1). Що стосується плит серії ПО–3, то ці зразки можна відмітити тільки підвищеною тріщиностійкістю, яка зрозуміло зумовлена використанням попередньо напруженої арматури. Проте плити показали несну здатність на рівні з плитами серії ПО–1. Така низька несна здатність пояснюється просковзуванням канату К7 при досягненні певного рівня навантаж; у зв'язку з цим можна зробити висновок про необхідність створення ефективного і малозатратного способу анкерування попередньо напруженої арматури у бетоні плит незнімної опалубки.

Під час статичних випробувань плит серії ПО–4 було встановлено, що незнімна опалубка витримала розрахункову навантагу по несній здатності та тріщиностійкості. До досягнення сумарного рівня навантаги в 2000 кг спостерігалось незначне пропорційне зростання прогинів та показів індикаторів годинникового типу, встановлених на плити, що свідчило про пружну роботу конструкції. При досягненні сумарного рівня навантаги в 2200 кг почались процеси деформації похилих стрижнів фермового каркасу. Руйнування конструкції настало після досягнення рівня навантаги в 2400 кг.

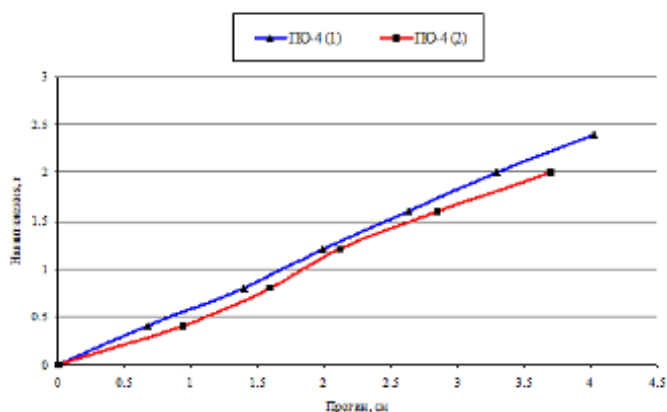


Рисунок 3.71 – Отримані прогини плит незнімної опалубки ПО–4

Графік прогинів плит ПО – 4 показано на рисунку 3.71. Характер деформації похилих стрижнів показаний на рисунку 4.80 б [17]). Руйнування плити супроводжувалось неможливістю досягнення нового рівня. Характер руйнування плит ПО–4 навантагою та різким наростанням прогинів.

Під час статичних випробувань плит серії ПО–5 було встановлено, що незнімна опалубка витримала розрахункову навантагу по несній здатності та тріщиностійкості. До досягнення рівня навантаги в 8 т спостерігалось незначне пропорційне зростання прогинів та показів індикаторів годинникового типу, встановлених на плити, що свідчило про пружну роботу конструкції.

При досягненні рівня навантаги в 1000 кг почались процеси тріщиноутворення – тріщини, нормальні до горизонтальних граней, почали розвиватись у центральній зоні, та під розподільчими траверсами, при зростанні прогинів з'являлись додаткові тріщини. До досягнення рівня навантаги в 6 т величина розкриття тріщин не перевищувала допустиму. Руйнування конструкції настало після досягнення рівня навантаги в 16 т. Графік прогинів плит ПО – 5 показано на рисунку 3.72.

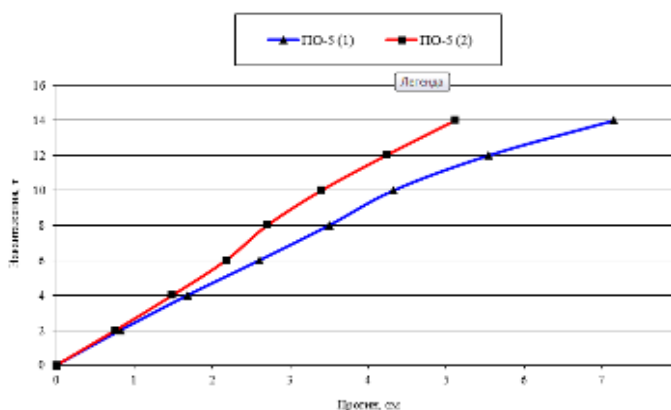


Рисунок 3.72 – Отримані прогини плит незнімної опалубки ПО–5

3.5 Аналіз результатів випробувань дослідних зразків плит проїзної частини транспортних споруд із залізобетонною незнімною опалубкою

За результатами випробувань плит проїзної частини можна відмітити чудову роботу плит ПМ–1 та ПМ–2. Зрозуміло, що плити ПМ–1, які заармовані двома

арматурними сітками на розрахунковий момент в прольоті та на опорі мають більшу несну здатність. Проте внаслідок подальшого зростання навантаги, а потім його зменшення відмічено відшарування збірної незнімної опалубки ПО–1. Цей фактор в подальшому буде сильно впливати на експлуатаційні якості реальної конструкції – на довговічність та естетичність вигляду конструкції. В плитах ПМ–2 плита ПО–2 включена в сумісну роботу, візуальним оглядом та приладами не зафіксовано руйнування контактного шва між монолітним та збірним залізобетоном. Надійні способи анкерування арматури в збірних плитах забезпечують достатню несну здатність та тріщиностійкість.

Також можна відмітити характерне тріщиноутворення в конструкціях зразків ПМ–1 та ПМ–2. Розкриття тріщини при зростанні прогинів та навантаг значно не зростало, інколи можна відмітити, що відбувався деякий перерозподіл розкриття тріщини, а саме при появі «нових», відбувалось закриття «старих».

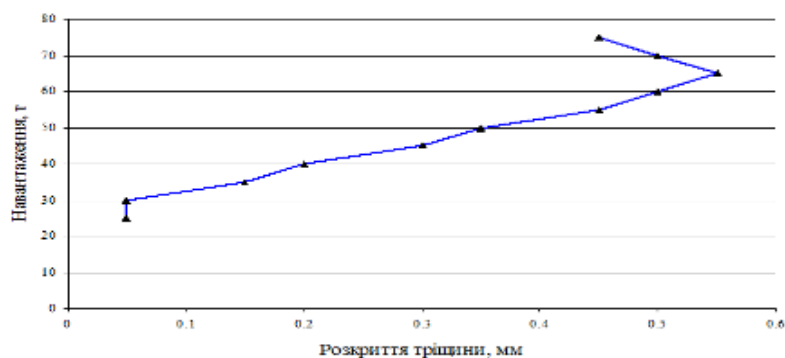


Рисунок 3.73 – Графіки залежності «навантага – розкриття тріщин» плит проїзної частини ПМ–1

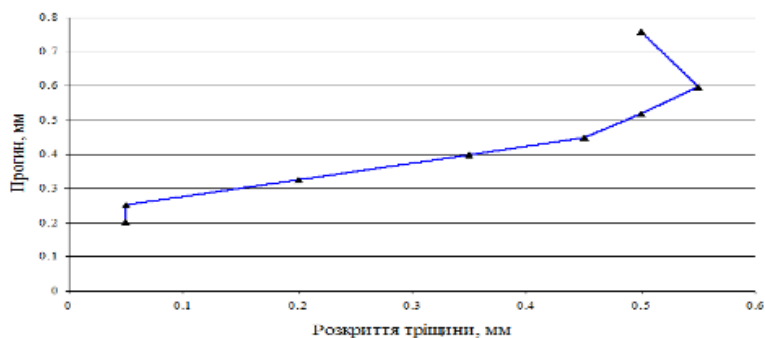


Рисунок 3.74 – Графіки залежності «прогин – розкриття тріщин» плит проїзної частини ПМ–1

Графіки залежності «навантага – розкриття тріщин» та «прогин – розкриття тріщин» для зразків ПМ–1 показано на рисунках 3.73 та 3.74 відповідно. Графіки залежності «навантага – розкриття тріщин» та «прогин – розкриття тріщин» для зразків ПМ–2 показано на рисунках 3.75 та 3.76 відповідно.

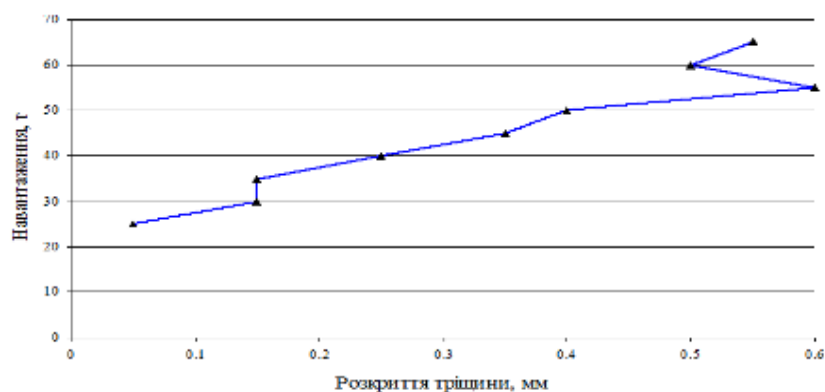


Рисунок 3.75 – Графіки залежності «навантага – розкриття тріщин» плит проїзної частини ПМ–2

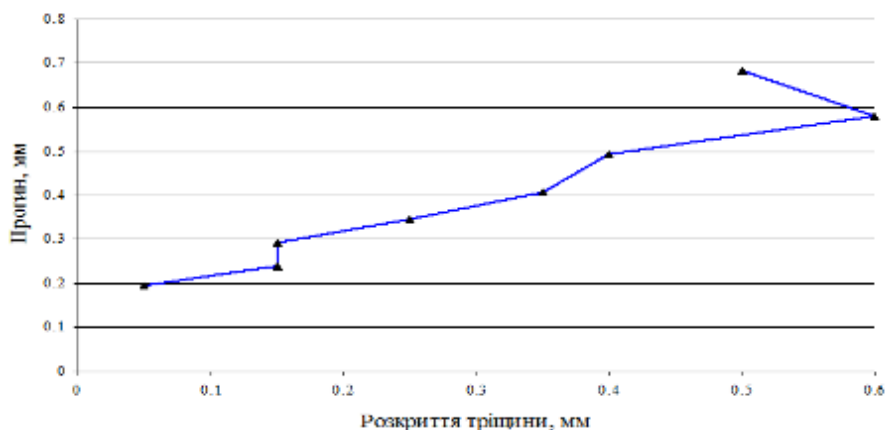


Рисунок 3.76 – Графіки залежності «прогин – розкриття тріщин» плит проїзної частини ПМ–2

Плити ПМ–3 хоча і показали чудову тріщиностійкість та достатню несну здатність в порівнянні з першими двома серіями, проте зафіксоване просковзування арматурного канату не дає змогу зробити повний висновок по її роботі. Також слід відмітити, що плити ПМ–3 випробовувались тільки на

одноразовий згин; можна висловити гіпотезу, що при роботі конструкції на дію малоциклових та багатократно повторюваних навантаж внаслідок просковзування канатів руйнування конструкції може відбуватись раніше, ніж може бути визначено розрахунками. Розкриття тріщини при зростанні прогинів та навантаж значно зростало. Графіки залежності «навантаження – розкриття тріщин» та «прогин – розкриття тріщин» для зразків ПМ–3 показано на рисунках 3.77 та 3.78 відповідно.

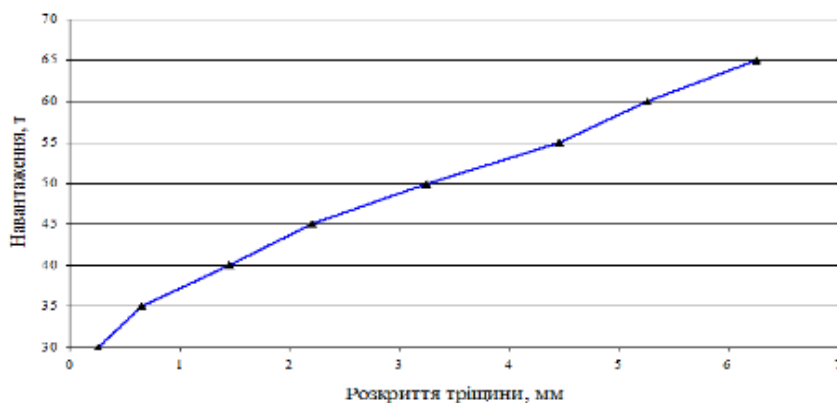


Рисунок 3.77 – Графіки залежності «навантаження – розкриття тріщин» плит проїзної частини ПМ–3

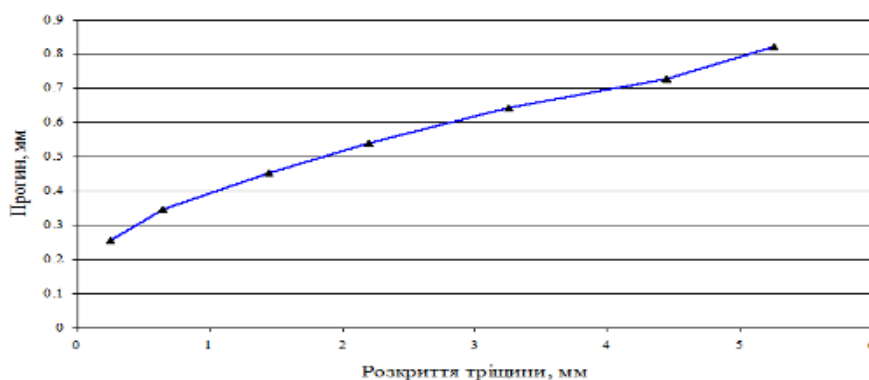


Рисунок 3.78 – Графіки залежності «прогин – розкриття тріщин» плит проїзної частини ПМ–3

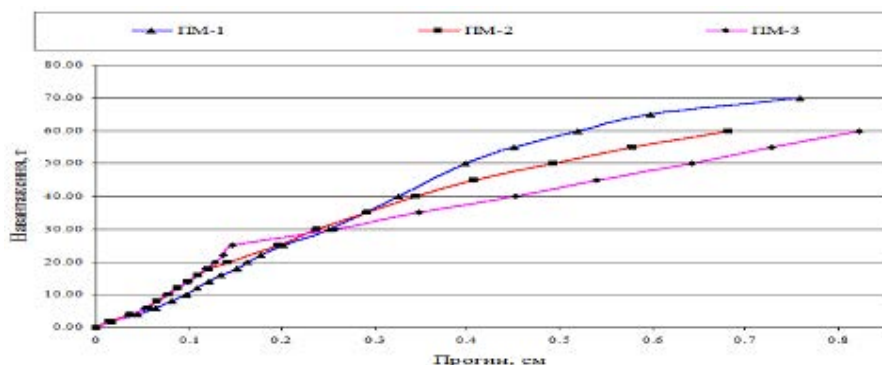


Рисунок 3.79 – Графік порівняння прогинів монолітних плит проїзної частини

Порівняння усереднених прогинів всіх трьох серій (див. рис. 3.79). З діаграми видно, що кращу роботу в пружній стадії показують плити серій ПМ–2 та ПМ–3. Їхні прогини майже співпадають, зрозуміло, що до появи перших тріщин плити мають більшу жорсткість на згин в порівнянні з ПМ–1. На більших ступенях навантаг стає зрозуміло, що у випадку з просковзуванням канату в ПМ–3 її прогини на 25 – 30% більші в порівнянні з ПМ–1. При порівнянні зразків ПМ–2 та ПМ–1 бачимо, що за рахунок більшої кількості арматури в розтягнутій зоні ПМ–1 має менші прогини ніж ПМ–2, хоча різниця складає близько 10 – 15%.

Під час статичних випробувань зразків ПМ–4, ПМ–5* та ПМ–5 детально розглядалися деформації та руйнування зразків в прольоті 1–2, так як саме там виникали найбільші внутрішні зусилля. Графік прогинів плит ПМ–4 та ПМ–5 показано на рисунках 3.80 та 3.81 відповідно. При випробуваннях несна здатність нормального перерізу по згинальному моменту забезпечена, при досягненні розрахункової навантаги відсутні будь-які ознаки руйнування конструкції, більше того, максимальне значення навантаг на домкраті, яке витримали плити склали близько 18 та 14 т відповідно в плитах ПМ–4(1) та ПМ–4(2). Максимальне значення навантаг на домкраті, які витримали плити ПМ–5* та ПМ–5, склали 16 та 10 т відповідно.

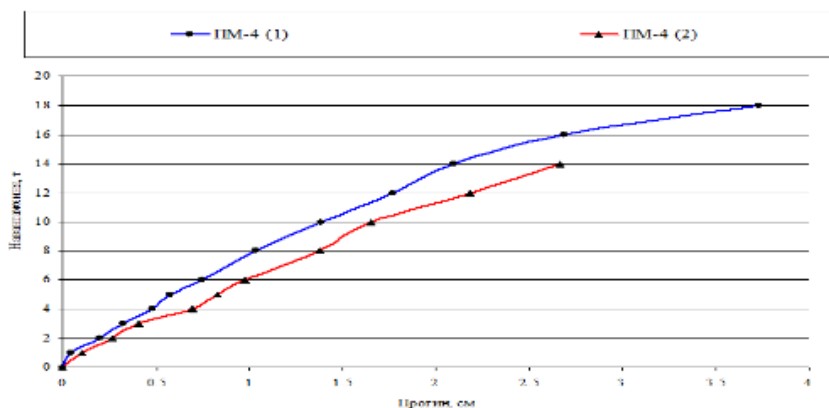


Рисунок 3.80 – Отримані прогини зразків плит проїзної частини ПМ-4

Несна здатність похилого перерізу по поперечній силі забезпечена. При випробуваннях плит при досягненні розрахункової навантаги відсутні будь-які ознаки руйнування конструкції. Проте при подальшому завантаженні конструкцій відбувалось руйнування по похилій тріщині. Найменшу несну здатність по розкриттю похилої тріщини та руйнуванню показав зразок ПМ-5*.

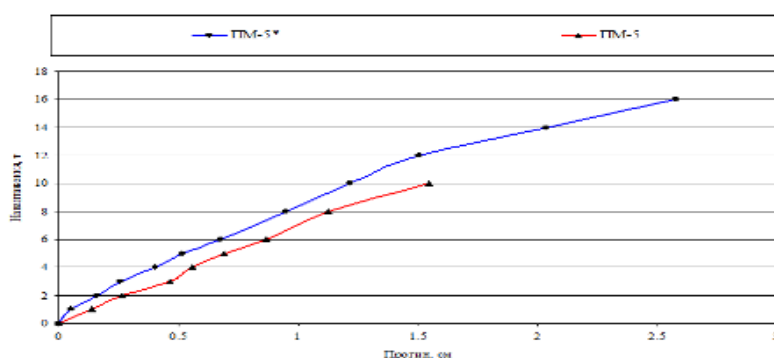


Рисунок 3.81 – Отримані прогини зразків плит проїзної частини ПМ-5

Також при випробуванні зразка ПМ-5 було відмічено відшарування монолітного бетону від збірного в приопорних зонах в місцях утворення похилих тріщин. В цих плитах відсутнє додаткове армування для забезпечення міцності контактної шва між бетоном незнімної опалубки та бетоном монолітної плити.

Що стосується тріщиностійкості, випробування показали, що величина розкриття нормальних тріщин не перевищує допустиму згідно категорії тріщиностійкості 3в [1, 17]. Порівняльний графік прогинів трьох типів зразків плит проїзної частини показано на рисунку 3.82.

Загалом до досягнення рівня навантаги в 10 т спостерігалось незначне пропорційне зростання прогинів та показів індикаторів годинникового типу, встановлених на плити, що свідчило про пружну роботу конструкції.

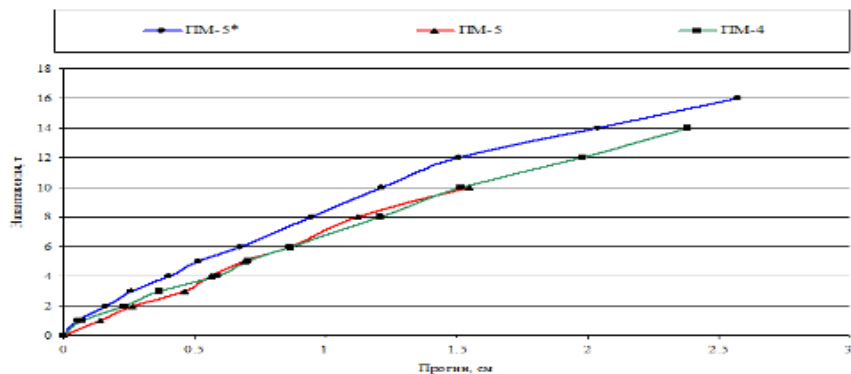


Рисунок 3.82 – Порівняльний графік прогинів зразків плит проїзної частини ПМ-4,5*,5

Висновки до розділу 3

1. Експериментально отримали розрахункові конструктивні, матеріалознавчі параметри для методу проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками для транспортних спруд.

2. Досліджено напружено-деформований стан експериментальних зразків натурних конструкцій плит проїзної частини прямими вимірюваннями деформацій бетону, арматури і прогинів при різній інтенсивності навантаг. Єдність методики випробувань дозволила провести пряме порівняння експериментальних даних і встановити ефективність різних варіантів підсилення і анкерування стрічок.

3. За результатами випробувань плит незнімної опалубки можна відмітити чудову роботу плит ПО–1 та ПО–2. Встановлено, що плити ПО–2, заармовані арматурними стрижнями на розрахунковий момент в плиті проїзної частини, порівняно з плитами ПО–1, розрахованими на сприйняття лише ваги бетонної суміші плити проїзної частини, продемонстрували більшу несну здатність та тріщиностійкість. Також в обох серіях зразків ПО–1 та ПО–2 добре себе показав спосіб анкерування кінців арматурних стрижнів, який дозволив уникнути просковзування навіть гладкої арматури (в зразках ПО–1). Відповідність результатів моделям конструкції по ПО–1, розрахованих в ПК «ЛІРА САПР 2019» (ліцензія 1/2094-19), з порівнянням напруг, отриманих при виконанні матеріалознавчих досліджень, склала близько 99%. В ПО–2 така відповідність склала близько 90%, оскільки армування набагато більше, розраховане вже на сумісну роботу монолітної плити і плити ЗБНО.

Що стосується плит серії ПО–3, то ці зразки можна відмітити тільки підвищеною тріщиностійкістю, яка, зрозуміло, зумовлена використанням попередньо напруженої арматури. Проте плити показали несну здатність на рівні з плитами серії ПО–1. Така низька несна здатність пояснюється просковзуванням канату К7 при досягненні певного рівня навантаг. У зв'язку з цим можна зробити висновок про необхідність створення ефективного і малозатратного способу анкерування попередньо напруженої арматури у бетоні плит незнімної опалубки, що поки неможливо.

Під час статичних випробувань плит серії ПО–4 було встановлено, що незнімна опалубка витримала розрахункову навантажку по несній здатності та тріщиностійкості. До досягнення сумарного рівня навантаги в 2000 кг спостерігалось незначне пропорційне зростання прогинів та показів індикаторів годинникового типу, встановлених на плити, що свідчило про пружну роботу конструкції. При досягненні сумарного рівня навантаги в 2200 кг почались процеси деформації похилих стрижнів фермового каркасу. Руйнування конструкції настало після досягнення рівня навантаги в 2400 кг. Руйнування плити супроводжувалось неможливістю досягнення нового рівня. Характер руйнування плит ПО–4 навантагою та різким наростанням прогинів.

Під час статичних випробувань плит серії ПО–5 було встановлено, що незнімна опалубка витримала розрахункову навантагу по несній здатності та тріщиностійкості. До досягнення рівня навантаги в 8 т спостерігалось незначне пропорційне зростання прогинів та показів індикаторів годинникового типу, встановлених на плити, що свідчило про пружну роботу конструкції. При досягненні рівня навантаги в 1000 кг почались процеси тріщиноутворення – тріщини, нормальні до горизонтальних граней, почали розвиватись у центральній зоні, та під розподільчими траверсами, при зростанні прогинів з'являлись додаткові тріщини. До досягнення рівня навантаги в 6 т величина розкриття тріщин не перевищувала допустиму. Руйнування конструкції настало після досягнення рівня навантаги в 16 т.

Загалом по всім конструкціям незнімних опалубок відповідність експериментальних та розрахункових напруг від дії розрахункових навантаж склала від 90 до 99%. Але слід зауважити, що в серіях ПО–2 – ПО–5 арматура вже розрахована на сумісну роботу збірно-монолітного перерізу

4. За результатами випробувань плит проїзної частини можна відмітити чудову роботу плит ПМ–1 та ПМ–2. Зрозуміло, що плити ПМ–1, які заармовані двома арматурними сітками на розрахунковий момент в прольоті та на опорі мають більшу несну здатність. Проте внаслідок подальшого зростання навантаж, а потім його зменшення відмічено відшарування збірної незнімної опалубки ПО–1. Цей

фактор в подальшому буде сильно впливати на експлуатаційні якості реальної конструкції – на довговічність та естетичність вигляду конструкції. В плитах ПМ–2 плита ПО–2 включена в сумісну роботу, візуальним оглядом та приладами не зафіксовано руйнування контактного шва між монолітним та збірним залізобетоном. Надійні способи анкерування арматури в збірних плитах забезпечують достатню несну здатність та тріщиностійкість.

Також можна відмітити характерне тріщиноутворення в конструкціях зразків ПМ–1 та ПМ–2. Розкриття тріщини при зростанні прогинів та навантаг значно не зростало, інколи можна відмітити, що відбувався деякий перерозподіл розкриття тріщини, а саме при появі «нових», відбувалось закриття «старих».

Плити ПМ–3, хоча і показали чудову тріщиностійкість та достатню несну здатність в порівнянні з першими двома серіями, проте зафіксоване просковзування арматурного канату не дає змогу зробити повний висновок по їх роботі. Також слід відмітити, що плити ПМ–3 випробовувались тільки на одноразовий згин. Можна висловити гіпотезу, що при роботі конструкції на дію малоциклових та багатократно повторюваних навантаг внаслідок просковзування канатів руйнування конструкції може відбуватись раніше, ніж може бути визначено розрахунками. Розкриття тріщини при зростанні прогинів та навантаг значно зростало.

При порівняння усереднених прогинів всіх трьох серій видно, що кращу роботу в пружній стадії показують плити серій ПМ–2 та ПМ–3. Їхні прогини майже співпадають. Зрозуміло, що до появи перших тріщин плити мають більшу жорсткість на згин в порівнянні з ПМ–1. На більших ступенях навантаг стає зрозуміло, що у випадку з просковзуванням канату в ПМ–3 її прогини на 25 – 30% більші в порівнянні з ПМ–1. Якщо порівнювати зразки ПМ–2 та ПМ–1 очевидно, що за рахунок більшої кількості арматури в розтягнутій зоні ПМ–1 має менші прогини ніж ПМ–2, хоча різниця складає близько 10 – 15%.

Під час статичних випробувань зразків ПМ–4, ПМ–5* та ПМ–5 детально розглядалися деформації та руйнування зразків в прольоті 1–2, оскільки саме там виникали найбільші внутрішні зусилля. При випробуваннях несна здатність

нормального перерізу по згинальному моменту забезпечена, при досягненні розрахункової навантаги відсутні будь-які ознаки руйнування конструкції. Несна здатність похилого перерізу по поперечній силі забезпечена. При випробуваннях плит при досягненні розрахункової навантаги відсутні будь-які ознаки руйнування конструкції.

Загалом по всім конструкціям відповідність експериментальних та розрахункових напруг від дії розрахункових навантаж склала близько 88 – 90%. Різниця результатів порівняння натурних моделей в програмному комплексі «ЛІРА САПР 2019» (ліцензія 1/2094-19) пояснюється: по-перше, більшою складністю конструкції; а по-друге, з огляду на великий об'єм випробувань, більшим рознесенням у часі матеріалознавчих досліджень зразків матеріалів і самих зразків плит ПМ, що може давати невелику розбіжність у напругах в бетоні з огляду на його постійний набір міцності.

5. Експериментально досліджено конструктивні, матеріалознавчі та технологічні параметри, а також міцність, тріщиностійкість і деформативність залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками. При дослідженні встановлено, що розбіжність результатів порівняння знаходиться в межах 12%, при рівні довірчої вірогідності 0,95, що засвідчує високий рівень адекватності запропонованого методу проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних споруд. Основні результати досліджень четвертого розділу висвітлено в роботах автора [17, 42 – 46, 109 – 111].

РОЗДІЛ 4 ПРАКТИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ З МЕТОДИКИ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗМІННИМИ ОПАЛУБКАМИ НА ТРАНСПОРТНИХ СПОРУДАХ

4.1 Сфера застосування

Залізобетонна незнімна опалубка – це залізобетонна плита різного поперечного перерізу, призначення якої – підтримка рухомої бетонної суміші при влаштуванні монолітної залізобетонної плити проїзної частини транспортних споруд.

Ці методичні рекомендації призначені для застосування при проєктуванні залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних споруд, розташованих:

- на автомобільних дорогах загального користування, вулицях і дорогах міст та сільських населених пунктів;
- на внутрішньогосподарських дорогах та проїздах.
- пішохідних транспортних споруд над залізницями, автомобільними і міськими дорогами.

Ці методичні рекомендації призначені для організацій та спеціалістів, що здійснюють проєктування та розрахунок прогонових будов із залізобетонною плитою проїзної частини з незмінними опалубками автодорожніх та пішохідних транспортних споруд України. Рекомендації можуть бути використані також науковими установами та вищими навчальними закладами за спеціальностями 192 «Будівництво та цивільна інженерія» для наукових досліджень, уточнення та доопрацювання положень, викладених в рекомендаціях.

Ці методичні рекомендації застосовують суб'єкти господарювання незалежно від форм власності і підпорядкованості, що здійснюють проєктування, нове будівництво, реконструкцію, капітальний і поточний ремонт транспортних споруд [17, 47].

4.2 Загальні положення з проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах

Ці методичні рекомендації поширюються на проєктування та розрахунок монолітних плит проїзної частини транспортних споруд з застосуванням незнімної залізобетонної опалубки з включенням її в сумісну роботу з монолітною плитою проїзної частини та без.

При проєктуванні плит проїзної частини транспортних споруд слід дотримуватись вимог ДБН В.1.2-15, ДБН В.2.3-14, ДБН В.2.3-22 та ДБН В.2.3-26.

Залізобетонна незнімна опалубка застосовується як незнімна опалубка плити проїзної частини. При включенні в сумісну роботу з ППЧ арматура ЗБНО може бути використана як робоча арматура плити проїзної частини. Залізобетонна незнімна опалубка вкладається на балки по розрізній (однопрогоновій) схемі чи нерозрізній (багатопрогоновій) схемі.

Монолітна плита проїзної частини, влаштована по залізобетонній незнімній опалубці на стадії експлуатації працює як збірно-монолітна залізобетонна плита. Розрахунки такої збірно-монолітної плити проїзної частини транспортних споруд необхідно виконувати на дію постійних навантаж і несприятливих комбінацій тимчасових навантаж за методом граничних станів (за двома групами граничних станів) згідно з вимогами ДБН В.1.2-15, ДБН В.2.3-14 та ДБН В.2.3-Положення, викладені в цьому нормативному документі, носять рекомендаційний характер.

4.3 Вимоги до матеріалів

У мостовому будівництві в залізобетонних плитах проїзної частини застосовується важкий бетон. Клас міцності важкого бетону на стиск на звичайних чи дрібнозернистих заповнювачах повинен бути не нижче В15.

Стрижнева арматура плити приймається ненапруженою згідно з табл. 3.13 та табл. 3.14 ДБН В.2.3-14.

Розрахункові характеристики бетону та стрижневої арматури приймаються згідно з марками (класами) за ДБН В.2.3-14.

В якості підсилюючих елементів можуть бути використані кутники, виготовлені по ДСТУ 2251 з сталі СтЗсп по ДСТУ 4484.

4.4 Конструктивні вимоги

У випадку включення залізобетонної опалубки в загальну роботу збірно-монолітного перерізу плити проїзної частини мосту необхідно забезпечити надійне зчеплення збірного бетону з монолітним.

У випадку застосування плоских або ребристих плит незнімної опалубки без випусків арматури, поверхню плити необхідно виконувати у вигляді шпонок, поперек напрямку просковзування опалубки. Загальний вигляд шпонкового з'єднання наведений на рисунку 4.1.

У випадку застосування плит незнімної опалубки з випусками хомутив, або з просторовими фермами, допускається виконати контактну поверхню плити шорсткою, тобто не заглажувати бетон при формовці плити. Плити незнімної опалубки можуть не об'єднуватись між собою.

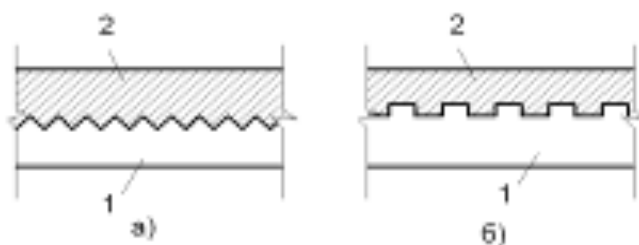


Рисунок 4.1 – Типи шпонкових з'єднань

а) – трикутні шпонки; б) – прямокутні шпонки; 1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон.

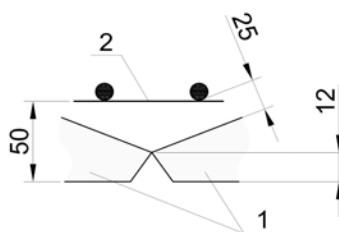


Рисунок 4.2 – Приклад конструктивного вирішення стику між збірними елементами

1 – збірний елемент; 2 – арматурна сітка.

Проте, щоб запобігти «клавішного» ефекту – прогину різних плит ЗБНО на різну величину – при невеликій ширині плити опалубки (до 450 мм) стик варто оформити згідно з рисунком 4.2.

Мінімальна товщина плоскої залізобетонної плити, що застосовується як незнімна опалубка, повинна становити не менше ніж 50 мм. Ширина опирання плоскої залізобетонної плити, що застосовується як незнімна опалубка, на балку повинна бути не менше ніж 50 мм. Плоска ЗБНО при опиранні на залізобетонну балку прогонової будови повинна бути змонтована на шар цементно-піщаного розчину товщиною не менше ніж 20 мм та міцністю не менше ніж М200. Замість цементно-піщаного розчину можуть бути використані інші розчини з високою адгезією до бетону і міцністю на стиск через 3 доби не менше ніж 15 МПа.

Мінімальна товщина оболонки ребристої залізобетонної плити, що застосовується як незнімна опалубка, повинна становити не менше ніж 50 мм, мінімальні розміри ребер та торцевих бортів повинні становити не менше ніж 120 мм. Відстань між ребрами в одній плиті опалубки повинна становити не більше ніж 700 мм в просвіті. Ширина опирання ребристої плити ЗБНО повинна становити не менше ніж 70 мм.

Ребриста ЗБНО при опиранні на залізобетонну балку прогонової будови має бути змонтована на шар цементно-піщаного розчину товщиною не менше ніж 20 мм та міцністю не менше ніж М200. Замість цементно-піщаного розчину можуть бути використані інші розчини з високою адгезією до бетону і міцністю на стиск через 3 доби не менше ніж 15 МПа. При опиранні на металеві балки прогонової будови, допускається в опорних зонах на торцях плити незнімної опалубки встановлювати металеві кутники для передачі опорної реакції, а також для об'єднання плит опалубки з балками прогонової будови в просторову конструкцію. У даному випадку кутники можна замонолічувати в плиті незнімної опалубки на етапі її виготовлення.

Для опирання плит ЗБНО з просторовими фермами можливо використати гумову або бітумну стрічку, яка наклеюється на балки прогонової будови. Бітумна

стрічка має бути виготовлена на основі бітуму БНД 130/200 або його аналогів або застосовуватись покрівельна герметизуюча стрічка.

Висота арматурної ферми визначається в залежності від прогону опалубки (див. табл. 4.1.).

Для зароблення швів між плитами незнімною опалубки необхідно застосовувати цементно-піщаний розчин міцністю не менше М200, ущільнюючу алюмінієву або силіконову стрічку.

Використовувати попередньо напружену арматуру як робочу арматуру незнімної опалубки без забезпечення її надійного анкерування в бетоні опалубки не рекомендується.

Таблиця 4.1 – Висота арматурної ферми в залежності від максимальної довжини прогону опалубки

Висота ферми, мм	Максимальна довжина прогону плити опалубки, м
120	2,0
140	2,4
160	2,8
180	3,2
200	3,6
220	4,0

При розміщенні верхньої та нижньої стрижневої арматури необхідно забезпечити відповідні захисні шари бетону згідно з чинними нормативними документами. Всі горизонтальні робочі стрижні з арматури періодичного профілю необхідно анкерувати у плитах незнімної опалубки. Приклад анкерування наведено на рисунку 4.3. При використанні у якості анкерування арматури відгинів, їх також можна подовжити, випустивши із верхньої грані плити ЗБНО, і використати ці арматурні випуски для посилення контактного шва між монолітним та збірним бетонами.

Забезпечити мінімальне конструктивне армування контактної шва за допомогою монтажних петель або відгинів робочої арматури згідно з рисунком 4.3.

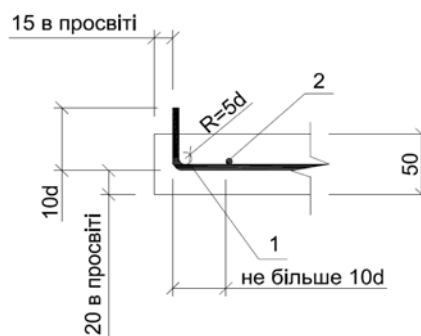


Рисунок 4.3 – Анкерування робочих стрижнів (розміри в мм).

1 – робочий стрижень; 2 – поперечний стрижень; d – діаметр робочого стрижня.

4.5 Розрахунок залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками на стадії виготовлення плити проїзної частини транспортних споруд

4.5.1 Визначення навантаг

У випадку, коли ЗБНО не враховують в сумісній роботі з монолітною плитою проїзної частини, навантаги знаходять тільки на стадії зведення (до набору бетоном плити кубикової міцності 10 МПа), залізобетонні плити незнімної опалубки розраховують на дію постійних, тимчасових та короткочасних навантаг. При цьому враховуються такі навантаги: власна вага ЗБНО; вага рухомої бетонної суміші; вага стрижневої арматури по проєкту; навантага від людей та транспортних засобів при подачі бетонної суміші із баддей місткістю до $0,8 \text{ м}^3 - 2,5 \text{ кПа}$, при подачі бетонної суміші бетоноводами – $0,5 \text{ кПа}$. Коефіцієнти надійності по навантагам приймаються згідно з ДБН В.1.2-15.

При включенні плити залізобетонної незнімної опалубки в сумісну роботу плити проїзної частини для визначення навантаг розглядається плита проїзної частини в цілому. Робота плити проїзної частини автодорожніх транспортних споруд розглядається у поперечному напрямку (перпендикулярно осі моста). Найближчим аналогом роботи плити проїзної частини є нерозрізна балка на пружно просідаючих опорах, у якій виникають зусилля (згинальні моменти) від місцевої роботи (у навантаженому прогоні) та від просторової роботи прогонової будови.

4.5.2 Розрахунок міцності нормальних перерізів незнімної опалубки (по згинальному моменту)

Розрахунок прямокутних перерізів (див. рис. 4.4) при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$ необхідно виконувати згідно ДБН В.2.3-14.

При цьому має виконуватись умова:

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s), \quad (4.1)$$

де M – розрахунковий згинальний момент, кНм;

R_b – розрахунковий опір бетону на стиск, МПа;

b – розрахункова ширина плити, м;

x – висота стисненої зони, м;

h_0 – робоча висота перерізу, м;

R_{sc} – розрахункові опори на стиск ненапруженої арматури, МПа;

A'_s – переріз стиснутої ненапруженої арматури, м²;

a'_s – захисний шар ненапруженої арматури, м.

A_s – переріз розтягнутої ненапруженої арматури, м².

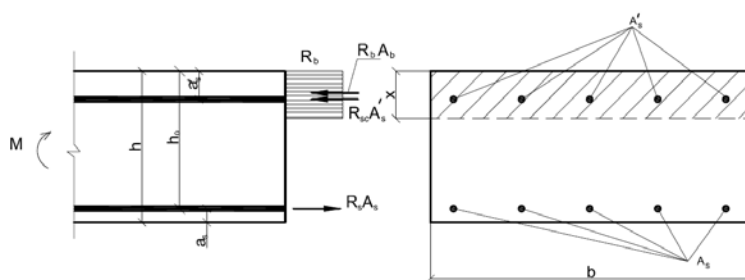


Рисунок 4.4 – Схема зусиль і епюра напруг у перерізі, нормальному до поздовжньої осі залізобетонного згинального елемента при розрахунку його міцності

A'_b – площа перерізу стиснутої зони бетону; A_s – площа перерізу ненапруженої розтягнутої поздовжньої арматури; A'_s – площа перерізу ненапруженої стиснутої поздовжньої арматури;

M – розрахункове значення згинального моменту, що діє на нормальний переріз; R_b – розрахунковий опір бетону осьовому стиску; R_s – розрахунковий опір розтягу ненапруженої арматури; R_{sc} – розрахунковий опір стиску ненапруженої арматури; a_s –

відстань від центра тяжіння розтягнутої ненапруженої поздовжньої арматури, до найближчої крайки перерізу; a'_s – відстань від центра тяжіння стиснутої ненапруженої поздовжньої арматури, до найближчої крайки перерізу; b – ширина прямокутного перерізу; h – висота прямокутного перерізу; h_0 – робоча висота перерізу; x – висота стиснутої зони бетону.

При цьому висоту стиснутої зони x слід визначати за формулою

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x, \quad (4.2)$$

де R_b – розрахунковий опір бетону на стиск, МПа;

b – розрахункова ширина плити, м;

x – висота стисненої зони, м;

R_{sc} – розрахункові опори на стиск ненапруженої арматури, МПа;

A'_s – переріз стиснутої ненапруженої арматури, м²;

A_s – переріз розтягнутої ненапруженої арматури, м².

Розрахунок таврових, двотаврових і коробчатих перерізів із плитою в стиснутій зоні при $\xi = \frac{x}{h_0} \leq \xi_y$ необхідно виконувати в залежності від розташування границі стиснутої зони (див. рис. 4.5).

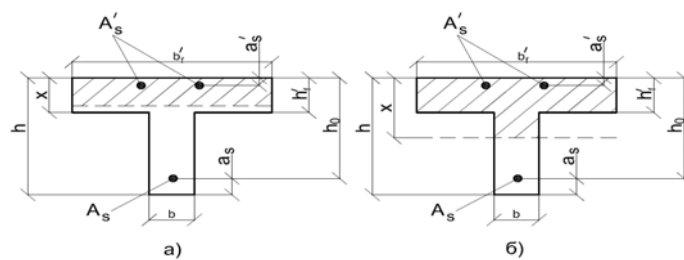


Рисунок 4.5 — Форма стиснутої зони в перерізах залізобетонних елементів із плитою в стиснутій зоні

а) – випадок розташування границі стиснутої зони у плиті таврового перерізу;

б) – випадок розташування границі стиснутої зони у ребрі таврового перерізу;

A_s – площа перерізу ненапруженої розтягнутої поздовжньої арматури; A'_s – площа перерізу ненапруженої стиснутої поздовжньої арматури; M – розрахункове значення згинального моменту, що діє на нормальний переріз; R_b – розрахунковий опір бетону осьовому стиску; R_s –

розрахунковий опір розтягу ненапруженої арматури; R_{sc} – розрахунковий опір стиску ненапруженої арматури; a_s – відстань від центра тяжіння розтягнутої ненапруженої поздовжньої арматури, до найближчої крайки перерізу; a'_s – відстань від центра тяжіння стиснутої ненапруженої поздовжньої арматури, до найближчої крайки перерізу; b'_f – ширина поясу таврового перерізу; h – висота таврового перерізу; h'_f – приведена (включаючи вути) висота стиснутого поясу таврового перерізу; h_0 – робоча висота перерізу; x – висота стиснутої зони бетону.

а) якщо границя стиснутої зони проходить у плиті (див. рис.4.5, а), тобто виконується умова

$$R_s A_s < R_b b'_f x + R_{sc} A'_s, \quad (4.3)$$

розрахунок слід виконувати як для прямокутного перерізу шириною b'_f ;

б) якщо границя стиснутої зони проходить у ребрі (див. рис. 4.5, б), тобто умова (4.3) не виконується, розрахунок слід виконувати, виходячи з умови

$$M \leq R_b b x (h_0 - 0.5x) + R_b (b'_f - b) h'_f (h_0 - 0.5h'_f) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'_s), \quad (4.4)$$

при цьому висоту стиснутої зони бетону x необхідно визначати за формулою

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_b b x + R_b (b'_f - b) h'_f. \quad (4.5)$$

4.5.3 Розрахунок міцності похилих перерізів незнімної опалубки (по поперечній силі)

Для залізобетонних елементів з поперечною арматурою згідно з ДБН В.2.3-14 має бути дотримана умова, що забезпечує міцність по стиснутому бетону між нахиленими тріщинами:

$$Q \leq 0,3\varphi_{w1}\varphi_{b1}R_b b h_0, \quad (4.6)$$

де Q – поперечна сила на відстані не ближче h_0 від осі опори;

φ_{w1} – коефіцієнт, що враховує положення похилих стрижнів

$\varphi_{w1} = 1 + \eta n_1 \mu_w$, при розміщенні хомутів нормально до поздовжньої осі $\varphi_{w1} \leq 1.3$;

φ_{b1} – емпіричний коефіцієнт врахування роботи бетону.

$$\mu_w = \frac{A_{sw}}{bS_w}, \quad (4.7)$$

де A_{sw} – площа перерізу віток хомутів, розташованих в одній площині, м²;

S_w – відстань між хомутами по нормалі до них, м;

b – товщина стінки (ребра), м;

h_0 – робоча висота перерізу, м.

Коефіцієнт φ_{b1} визначається за формулою

$$\varphi_{b1} = 1 - 0,01R_b, \quad (4.8)$$

в якій розрахунковий опір R_b приймається в МПа.

4.5.4 Розрахунок нахилених перерізів елементів з поперечною арматурою на дію поперечної сили

Розрахунок нахилених перерізів елементів з поперечною арматурою на дію поперечної сили (див. рис. 4.6) необхідно виконувати з умов:

- для елементів з ненапруженою арматурою

$$Q \leq \sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha + \sum R_{sw} A_{sw} + Q_b, \quad (4.9)$$

де Q – максимальна величина поперечної сили від зовнішньої навантажм, розташованого по один бік від розглядуваного похилого перерізу, кН;

$\sum R_{sw} A_{si} \sin \alpha$, $\sum R_{sw} A_{sw}$ – суми проекцій зусиль усієї перетнутої ненапруженої (похилої і нормальної до поздовжньої осі елемента) арматури при довжині проекції перерізу c (що не перевищує $2h_0$);

R_{sw} – розрахунковий опір ненапруженої арматури з урахуванням коефіцієнтів m_{a4} або m_{p4} , МПа

α – кут нахилу стрижнів (пучків) до поздовжньої осі елемента в місці перерізу похилого перерізу, град.;

Q_b – поперечне зусилля, яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу. кН. Q_b визначається формулою (4.10).

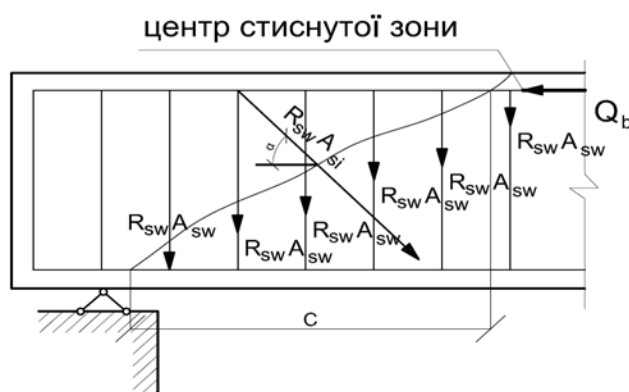


Рисунок 4.6 – Схема зусиль у перерізі, нахилому до поздовжньої осі залізобетонного елемента з ненапруженої арматурою, при розрахунку його міцності на дію поперечної сили

A_{si} – площа поперечного перерізу похилих арматурних стрижнів; A_{sw} – площа поперечного перерізу арматурних стрижнів, нормальних до поздовжньої осі елемента; c – довжина проекції найневигіднішого похилого перерізу на поздовжню вісь елемента, обумовлена порівняльними розрахунками; Q_b – поперечне зусилля, яке передається на бетон стиснутої зони над кінцем похилого перерізу; R_{sw} – розрахунковий опір ненапруженої арматури з урахуванням коефіцієнтів, визначуваних згідно з 3.40 ДБН В.2.3-14; α – кут нахилу стрижнів (пучків) до поздовжньої осі елемента в місці перерізу похилого перерізу.

$$Q_b = \frac{2R_{bt}bh_0^2}{c} \leq mR_{bt}bh_0, \quad (4.10)$$

де b – товщина стінки (ребра)

h_0 – ширина суцільної плити і розрахункова висота перерізу, що перерізає центр стиснутої зони похилого перерізу; C – довжина проекції найневигіднішого похилого перерізу на поздовжню вісь елемента, обумовлена порівняльними розрахунками відповідно до вимог 3.79 ДБН В.2.3-14.

m – коефіцієнт умов роботи, що обчислюється за формулою:

$$m = 1,3 + 0,4 \left(\frac{R_{b,sh}}{\tau_q} - 1 \right), \quad (4.11)$$

де $R_{b,sh}$ – розрахунковий опір бетону на сколювання при згині, МПа;

τ_q – найбільша сколювальна напруга від нормативної навантаги, МПа.

При $\tau_q \leq 0,25R_{b,sh}$ перевірку міцності нахилених перерізів допускається не виконувати, а при $\tau_q > R_{b,sh}$ переріз має бути перепроєктовано.

Коефіцієнт m повинен становити не менше ніж 1,3 та не більше ніж 2,5.

Q_w^r – зусилля, яке сприймає горизонтальна арматура, кгс:

$$Q_w^r = 1000 A_w^r K, \quad (4.12)$$

де A_w^r – площа ненапруженої горизонтальної арматури, см², яка перетинається нахиленим перерізом під кутом β , град.

Значення коефіцієнта K :

$$Q \leq K = \frac{\beta - 50^\circ}{40^\circ} \leq 1. \quad (4.13)$$

У перерізах між хомутами при $\beta = 90^\circ$

$$Q_w^r = 1000 A_w^r. \quad (4.14)$$

Найневигідніший похилий переріз і відповідну йому проекцію на поздовжню вісь елемента необхідно визначати за допомогою порівняльних розрахунків з умови мінімуму поперечної сили, що сприймається бетоном і

арматурою. При цьому на ділянках довжиною $2h_0$ від опорного перерізу необхідно виконувати перевірку нахилених перерізів з кутом нахилу до опорного (вертикального) перерізу 45° для конструкцій з ненапруженою арматурою. При сконцентрованій дії навантаги поблизу опори найбільш небезпечний похилий переріз має направлення від навантаги до опори.

Для залізобетонних елементів без поперечної арматури має дотримуватися умова $Q \leq Q + Q_w^r$, що обмежує розвиток нахилених тріщин.

4.6 Розрахунок залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубки по деформаціях (прогинах)

Прогини, кути повороту і поздовжні переміщення обчислюються за формулами будівельної механіки в залежності від кривизни елементів $1/\rho$, а також відносних поздовжніх переміщень, що визначаються, виходячи з гіпотези плоских перерізів для повних (пружних і непружних) деформацій.

Прогин f або кут повороту α , обумовлені деформаціями згину елемента, необхідно визначати за формулою

$$f(\alpha) = \sum \int_0^l \overline{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) dx, \quad (4.15)$$

де $\overline{M}(x)$ – момент при визначенні прогину, кН;

f – функція згинального моменту від одиничної сили, прикладеної за напрямком шуканого прогину f , при визначенні кута повороту α , – функція згинального моменту від одиничного моменту, прикладеного за напрямком шуканого кута повороту;

$\frac{1}{\rho}(x)$ – кривизна елемента в тому ж перерізі від навантаги, від якої

визначається прогин або кут повороту (знак приймається у відповідності зі знаком згинального моменту в зазначеному перерізі).

У формулі (4.15) підсумовування виконується по всіх ділянках (по довжині прогону), що розрізняються законами зміни величин $\overline{M}(x)$ та $\frac{1}{\rho}(x)$.

Обчислення прогинів (кутів повороту) припускається робити чисельними прийомами, використовуючи вираз:

$$f(\alpha) = \sum \overline{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x \quad (4.16)$$

де $\overline{M}(x)$ і $\frac{1}{\rho}(x)$ – середні величини моменту і кривизни на окремих ділянках довжиною Δx , де зміна зазначених параметрів має плавний характер.

Кривизну елементів з ненапруженою арматурою, у яких пояси віднесено до категорії вимог за тріщиностійкістю Зв, необхідно визначати за формулою

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{\overline{B}_g^*} + \frac{M_y}{\overline{B}}, \quad (4.17)$$

де $\overline{B}_g^*$ – жорсткість перерізу при дії постійної навантаги з урахуванням утворення тріщин і повзучості бетону;

$\overline{B}$ – жорсткість суцільного перерізу при короточасній дії тимчасової навантаги з урахуванням утворення тріщин.

При обчисленні кривизни елементів припускається приймати, що вся постійна навантага діє в бетоні одного віку, що відповідає прикладенню найбільшої частини цієї навантаги.

4.7 Розрахунок тріщиностійкості залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубки

Ширину розкриття нормальних і нахилених до поздовжньої осі тріщин a_{cr} (у см) у залізобетонних елементах, що проєктуються за категоріями вимог з тріщиностійкості 2б, 3а, 3б і 3в згідно з ДБН В.2.3-14, необхідно визначати за формулою

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (4.18)$$

де σ – розтягувальна напруга, вона дорівнює для ненапруженої арматури напрузі σ_s у найбільш розтягнутих (крайніх) стрижнях;

E – модуль пружності арматури, МПа;

ψ – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від радіуса армування (враховує вплив бетону розтягнутої зони, деформації арматури, її профіль і умови роботи елемента);

Δ_{cr} – граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщин, см.

4.8 Розрахунок монолітної плити проїзної частини із залізобетонною незнімною опалубкою (на стадії експлуатації)

Загальні вимоги. Згідно з прийнятим у нормах методом розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами розрахунок збірно-монолітних конструкцій за першою групою граничних станів передбачає розрахунок їх елементів за міцністю і витривалістю. Відповідно до вимог норм розрахунок збірно-монолітних елементів за міцністю необхідно проводити для нормальних і похилих до поздовжньої осі перерізів та контактних швів між збірними елементами і монолітним бетоном, а за наявності крутних моментів проводити також розрахунки за міцністю просторових перерізів. Визначення зусиль. Визначення зусиль необхідно здійснювати за допомогою методик та способів, що враховують просторову роботу плити проїзної частини у складі прогонової будови мосту. Для цього пропонується використовувати програмні

комплекси, які базуються на методі скінченних елементів (наприклад ПК «Ліра» [17], ПК «SCAD» [3, 4] тощо). Постійні та тимчасові навантаги, що діють на прогонову будову в цілому та на плиту проїзної частини зокрема, коефіцієнти надійності та сполучення навантаг приймаються згідно з вимогами ДБН В.1.2-15.

4.9 Розрахунок міцності нормальних перерізів плити (по згинальному моменту)

Розрахунок збірно-монолітної конструкції виконують відповідно до особливостей конструкції збірно-монолітного перерізу, етапів виготовлення та навантаг. В чинних нормах проектування транспортних споруд ДБН В.2.3-14 при розрахунку залізобетонних конструкцій не враховані всі особливості розрахунку збірно-монолітних конструкцій, а лише сформульовані загальні вимоги. У розрахунках збірно-монолітних конструкцій необхідно враховувати історію навантаг, виготовлення та монтажу елементів конструкції. Слід виконувати такі порівняння (розрахункові зусилля від зовнішніх навантаг із граничними) на кожному етапі розрахунку. Епюри зміни напруг у збірній залізобетонній плиті постадійно показано на рисунку 4.7.

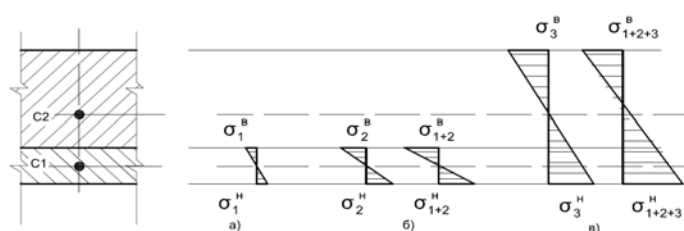


Рисунок 4.7 – Епюри зміни напруг у збірній залізобетонній плиті опалубки

а) на етапі монтажу збірної плити; б) на етапі бетонування плити; в) на етапі експлуатації збірно-монолітної прогонової будови; C1 – центр ваги перерізу збірної балки; C2 – центр ваги збірно-монолітного перерізу; σ_1^B , σ_1^H – напруга в бетоні ЗБНО по верхній та нижній грані від власної ваги ЗБНО; σ_2^B , σ_2^H – напруги в бетоні ЗБНО по верхній та нижній грані від ваги рухомої бетонної суміші та будівельного обладнання; σ_{1+2}^B , σ_{1+2}^H – напруги в бетоні ЗБНО по верхній та нижній грані від власної ваги ЗБНО, ваги рухомої

бетонної суміші та будівельного обладнання; σ_3^B, σ_3^H – напруги в бетоні суміщеного збірно-монолітного перерізу по верхній та нижній грані від експлуатаційної навантаги; $\sigma_{1+2+3}^B, \sigma_{1+2+3}^H$ – напруги в бетоні суміщеного збірно-монолітного перерізу по верхній та нижній грані від власної ваги ЗБНО, ваги рухомої бетонної суміші, будівельного обладнання та експлуатаційної навантаги.

За наявності в перерізі збірно-монолітного елемента бетону і арматури різних класів їх з відповідною частиною перерізу вводять до розрахунку міцності з розрахунковими опорами, які відповідають цим класам.

Згинальні елементи прямокутного перерізу. Розрахунок прямокутних перерізів зі звичайною арматурою у розтягнутій і стиснутій зонах збірно-монолітного елемента виконують залежно від положення границі стиснутої зони (див. рис. 4.8).

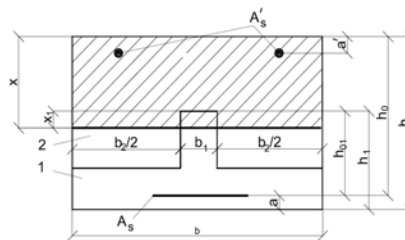


Рисунок 4.8 – Поперечний переріз елемента

1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон; A_s – площа перерізу ненапруженої розтягнутої поздовжньої арматури; A'_s – площа перерізу ненапруженої стиснутої поздовжньої арматури; a – захисний шар бетону для нижньої арматури; a' – захисний шар бетону для верхньої арматури; b – ширина перерізу; b_1 – ширина ребра ЗБНО; b_2 – ширина ребра монолітного бетону; h – висота перерізу; h_0 – робоча висота перерізу; h_{01} – робоча висота перерізу збірного елемента; h_1 – висота перерізу збірного елемента; x – висота стиснутої зони бетону; x_1 – висота стиснутої зони збірного елемента ЗБНО.

а) якщо границя стиснутої зони знаходиться в межах монолітного бетону, тобто $x_1 \leq h - h_1$, то задовольняється умова

$$R_s A_s \leq R_{b2} (h - h_1) b + R_{sc} A'_s, \quad (4.19)$$

розрахунок виконують як для елемента з монолітного бетону за умови

$$M \leq R_{b2}bx(h_0 - 0,5x) + R_{sc}A'_s(h_0 - a'), \quad (4.20)$$

при цьому висоту стиснутої зони x визначають за формулою

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_{b2}bx, \quad (4.21)$$

або

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_{b2}b}. \quad (4.22)$$

б) якщо умова (4.19) не задовольняється, тобто $x > h - h_1$, розрахунок проводять з урахуванням різних класів бетонів у стиснутій зоні елемента за умови:

$$M \leq R_{b2}bx(h_0 + 0,5x) + (R_{b1} - R_{b2})x_1b_1(h_{01} - 0,5x_1) + R_{sc}A'_s(h_0 - a'), \quad (4.23)$$

де $x_1 = x - h + h_1$.

Висоту стиснутої зони x визначають за формулою:

$$R_s A_s - R_{sc} A'_s = R_{b2}bx + (R_{b1} - R_{b2})(x - h + h_1)b_1, \quad (4.24)$$

або

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s + (R_{b1} - R_{b2})(h - h_1)b_1}{R_{b1}b_1 + R_{b2}b}, \quad (4.25)$$

де R_{b1} і R_{b2} – розрахункові опори на стиск для бетону збірних елементів і монолітного бетону.

Розрахунок перерізів таврової форми. Розрахунок перерізів таврової форми з полчкою у стиснутій зоні виконують залежно від положення границі 0–0 стиснутої зони (див. рис. 4.9):

а) якщо границя стиснутої зони 0–0 проходить у полчці в межах монолітного бетону і задовольняється умова

$$R_s A_s \leq R_{b2} b'_f (h - h_1) + R_{sc} A'_s, \quad (4.26)$$

тоді розрахунок проводиться як для елементів прямокутного перерізу з шириною b'_f , виконаного з монолітного бетону (одного класу) за умови

$$M \leq R_{b2} b'_f x (h_0 - 0,5x) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'). \quad (4.27)$$

При цьому висоту стиснутої зони x визначають за формулою

$$x = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s}{R_{b2} b'_f}; \quad (4.28)$$

б) якщо границя стиснутої зони 0–0 проходить в ребрі, тобто в збірному елементі, і умова (4.27) не задовольняється, розрахунок виконують за умови

$$M \leq R_{b2} b'_f h'_f (h_0 - 0,5h'_f) + R_{b1} b x_1 (h_{01} - 0,5x_1) + R_{sc} A'_s (h_0 - a'), \quad (4.29)$$

де $x_1 = x - h'_f$, при цьому висотою полчки збірного елемента h'_f можна знехтувати.

Висоту стиснутої зони x визначають за формулою

$$x_1 = \frac{R_s A_s - R_{sc} A'_s - R_{b2} b'_f h'_f}{R_{b1} b}. \quad (4.30)$$

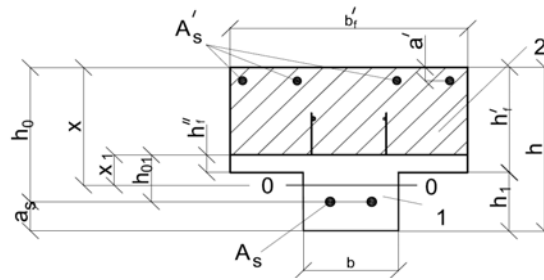


Рисунок 4.9 – Поперечний переріз збірно-монолітних залізобетонних елементів таврової форми із ребристих плит і монолітної плити прямокутної форми

0–0 – границя стиснутої зони; 1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон; A_s – площа перерізу ненапруженої розтягнутої поздовжньої арматури; A'_s – площа перерізу ненапруженої стиснутої поздовжньої арматури; a' – захисний шар бетону для верхньої арматури; a_s – відстань від центра тяжіння розтягнутої ненапруженої поздовжньої арматури, до найближчої крайки перерізу; b – ширина ребра таврового перерізу; b'_f – ширина полиці таврового перерізу; h – висота таврового перерізу; h_0 – робоча висота таврового перерізу; h_{01} – робоча висота збірного елемента ЗБНО; h_1 – висота перерізу збірного елемента; h'_f – приведена (включаючи вути) висота стиснутого поясу таврового перерізу; h''_f – приведена (включаючи вути) висота стиснутого поясу таврового перерізу збірного елемента; x – висота стиснутої зони бетону; x_1 – стиснута зона збірного елемента ЗБНО.

Граничне значення стиснутої зони перерізу знаходять за формулою:

$$\xi_R = \frac{\omega}{R(1 - \frac{\omega}{1.1}) + \frac{\sigma_{SR}}{1.1}} \quad (4.31)$$

де ω – характеристика стиснутої зони, що для важких бетонів обчислюється за формулою:

$$\omega = 0,85 - 0,008R_b, \quad (4.32)$$

де $R_b = \frac{(\sum R_{bj} S_j)}{S}$, який слід приймати як середнє значення міцності бетонів кожного елемента, враховуючи при цьому розміри їх поперечних перерізів, МПа.

4.10 Розрахунок міцності похилих перерізів плити (по поперечній силі)

Розрахунок елементів збірно-монолітних плит проїзної частини по похилих перерізах виконують для забезпечення міцності на дію поперечної сили по похилій смузі між похилими тріщинами; поперечної сили по похилій тріщині; згинального моменту по похилій тріщині. Розрахунок міцності похилих перерізів виконують залежно від конструктивного рішення збірно-монолітного елемента.

Для розрахунку по похилих перерізах збірно-монолітні плити поділяються на два основних типи (див. рис. 4.10): 1-й тип – переріз збірно-монолітного елемента по висоті складається з бетону збірного елемента і монолітного бетону (див. рис. 4.10, а); 2-й тип – переріз по ширині складається з бетону збірного елемента і монолітного бетону (див. рис. 4.10, б).

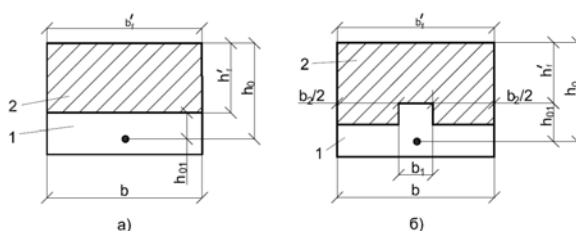


Рисунок 4.10 – Типи збірно-монолітних конструкцій

а) – тип 1, б) – тип 2; 1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон; b – ширина ребра таврового перерізу; b_1 – ширина виступу ЗБНО; b_2 – ширина ребра монолітної частини перерізу; b'_f – ширина полиці таврового перерізу; h_0 – робоча висота таврового перерізу; h_{01} – робоча висота перерізу ЗБНО; h'_f – приведена (включаючи вути) висота стиснутого поясу таврового перерізу.

Розрахунок збірно-монолітних елементів по похилих перерізах виконують при однакових розрахункових зусиллях два рази (за двома схемами розрахунку):

а) для конструкцій 1-го типу:

- по робочій висоті і міцності бетону збірного елемента h_{01} , R_{b1} , R_{bt1} ;
- по робочій висоті збірно-монолітного елемента h_0 і міцності монолітного бетону R_{b2} , R_{bt2} ;

б) для конструкцій 2-го типу: по робочій висоті збірного елемента h_{01} з урахуванням ширини ділянок перетину, що складаються з бетону збірного

елементу і монолітного бетону з відповідною міцністю $b_1, R_{b1}, R_{bt1}, b_2, R_{b2}, R_{bt2}$; по робочій висоті і ширині збірно-монолітного елемента h_0, b і міцності монолітного бетону R_{b2}, R_{bt2} .

Із зазначених вище подвійних розрахунків приймають більш сприятливий результат (більшу несну здатність). Розрахунок елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій смузі між похилими тріщинами виконують з умови:

$$Q \leq Q_{b,com}, \quad (4.33)$$

де Q – поперечна сила від зовнішньої навантаги, що приймається у нормальному перерізі на відстані не менше h_0 від опори, кН;

$Q_{b,com}$ – поперечна сила, що сприймається стислою похилою смугою між тріщинами, обумовлена залежно від типу збірно-монолітної конструкції (тип 1 і тип 2) і схеми розрахунку (по робочій висоті збірного елемента або по робочій висоті збірно-монолітного елемента), кН.

Для збірно-монолітної конструкції 1-го типу (див. рис. 4.10, а) значення поперечної сили $Q_{b,com}$ приймають рівним:

- при розрахунку по робочій висоті збірного елемента

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,1}\varphi_{b1,1}R_{b1}bh_{01}, \quad (4.34)$$

- при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елемента

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,2}\varphi_{b1,2}R_{b2}bh_0. \quad (4.35)$$

Для збірно-монолітної конструкції 2-го типу (див. рис. 4.10, б) значення поперечної сили $Q_{b,com}$ приймають рівним:

- при розрахунку по робочій висоті збірного елемента

$$Q_{b,com} = 0,3(\varphi_{w1,1}\varphi_{b1,1}R_{b1}b_1 + \varphi_{w1,2}\varphi_{b1,2}R_{b2}b_2)h_{01}; \quad (4.36)$$

- при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елементу

$$Q_{b,com} = 0,3\varphi_{w1,2}\varphi_{b1,2}R_{b2}bh_0. \quad (4.37)$$

У формулах (4.34) – (4.37): $\varphi_{w1,j}$ – коефіцієнт, що враховує вплив поперечних стрижнів і визначається за формулою:

$$\varphi_{w1,j} = 1 + \frac{E_s A_{sw}}{E_{bj} b s}, \quad (4.38)$$

де $\varphi_{b1,j}$ – коефіцієнт, що враховує вплив міцності бетону і визначається за формулою:

$$\varphi_{b1,j} = 1 - 0,01R_{bj}. \quad (4.39)$$

Значення E_{bj} і R_{bj} в формулах (4.38) і (4.39) відповідають врахованим в формулах (4.34) – (4.37) міцності бетону R_{b1} або R_{b2} .

Розрахунок елементів на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій тріщині при постійній висоті перерізу по довжині елемента і поперечному армуванні у вигляді хомутів, нормальних до поздовжньої осі елемента, виконують з умови:

$$Q \leq Q_b + Q_{sw}, \quad (4.40)$$

де Q – поперечна сила від зовнішньої навантаги, розташованого по одну сторону від розглянутого перерізу; при навантаженні, діючому по верхній грані елемента,

допускається приймати значення Q в найбільш віддаленому від опори кінці похилого перерізу, кН;

Q_b – поперечне зусилля, яке сприймає бетоном, кН;

Q_{sw} – поперечне зусилля, яке сприймає поперечною арматурою в похилій тріщині, кН.

Значення поперечної сили Q_b приймають не менше $Q_{b,min}$, і визначають за формулою:

$$Q_b = \frac{M_b}{c}, \quad (4.41)$$

де c – довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента, обумовлена як відстань від вершини похилої тріщини до опори;

M_b і $Q_{b,min}$ – характеристики зусиль, які сприймаються бетоном в похилому перерізі, що визначаються залежно від типу збірно-монолітної конструкції (тип 1 і тип 2) і схеми розрахунку по робочій висоті збірного елемента (див. рис. 4.11, а) і по робочій висоті збірно-монолітного елемента (див. рис. 4.11, б), кНм та кН відповідно.

Значення поперечної сили Q_{sw} визначають за формулою

$$Q_{sw} = q_{sw} c_0, \quad (4.42)$$

де q_{sw} – зусилля в поперечних стрижнях на одиницю довжини елемента, кР/м, визначається за формулою:

$$q_{sw} = \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}; \quad (4.43)$$

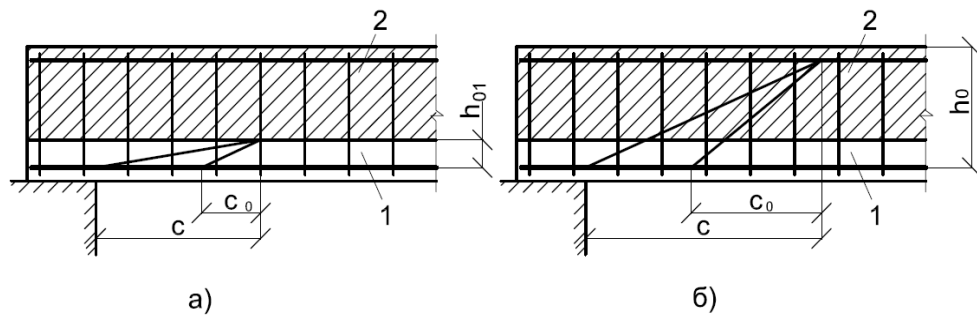


Рисунок 4.11 – Розташування похилих перерізів при схемі розрахунку
 а – розрахунок по робочій висоті збірного елемента, б – по робочій висоті збірно-монолітного елемента; 1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон; c – довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента, як відстань від вершини похилої тріщини до опори; c_0 – довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента; h_0 – робоча висота перерізу; h_{01} – робоча висота збірного перерізу ЗБНО.

Довжина проекції похилій тріщини на поздовжню вісь елемента, що визначається за формулою:

$$c_0 = \sqrt{\frac{M_b}{q_{sw}}}, \quad (4.44)$$

але не більше ніж $2h_{01}$ або $2h_0$ (залежно від схеми розрахунку) та не менше ніж відповідно h_{01} або h_0 , а також не більше c , якщо $c_0 > c$ приймаємо c . Для збірно-монолітної конструкції 1-го типу (див. рис. 4.10, а) значення M_b і $Q_{b,min}$ приймають рівними:

- при розрахунку по робочій висоті збірного елемента (див. рис. 4.11, а)

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_n)R_{bt1}bh_{01}^2, \quad (4.45)$$

$$Q_{b,min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_n)R_{bt1}bh_{01}. \quad (4.46)$$

- при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елемента (див. рис. 4.11, б)

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt2}bh_0^2, \quad (4.47)$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f)R_{bt2}bh_0. \quad (4.48)$$

Для збірно-монолітної конструкції 2-го типу (див. рис. 4.10, б) значення M_b і $Q_{b,\min}$ приймають рівними:

- при розрахунку по робочій висоті збірного елементу

$$M_b = \varphi_{b2}((1 + \varphi_n)R_{bt1}b_1 + R_{bt2}b_2)h_{01}^2, \quad (4.49)$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}((1 + \varphi_n)R_{bt1}b_1 + R_{bt2}b_2)h_{01}. \quad (4.50)$$

- при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елементу

$$M_b = \varphi_{b2}(1 + \varphi_f)R_{bt2}bh_0^2, \quad (4.51)$$

$$Q_{b,\min} = \varphi_{b3}(1 + \varphi_f)R_{bt2}bh_0, \quad (4.52)$$

де $\varphi_{b2} = 2$;

$\varphi_{b3} = 0,6$;

φ_n – коефіцієнт, що враховує вплив попередньої напруги в збірному елементі й визначається за формулою:

$$\varphi_n = 0,1 \frac{P}{R_{bt1}b_j h_{01}}, \quad (4.53)$$

але не більше 0,5, де при розрахунку за формулами (9.27) і (9.28) – $b_j = b_1$, за формулами (4.49) і (4.50) – $b_j = b_1$;

φ_f – коефіцієнт, що враховує вплив стислих полиць з монолітного бетону й визначається за формулою:

$$\varphi_f = 0,75 \frac{(b'_f - b)h'_f}{bh_0}, \quad (4.54)$$

але не більше ніж 0,5, при цьому беруть не більше b , а поперечна арматура повинна проходити в полицю з монолітного бетону і бути в ній надійно заанкерована. Для поперечних стрижнів, що встановлюються за розрахунками має задовольнятися умова:

$$q_{sw} \geq \frac{Q_{b,min}}{2h_{0j}}, \quad (4.55)$$

де $Q_{b,min}$ – характеристика зусилля, що визначається за формулами (4.46), (4.48), (4.52) і (4.37) в залежності від типу збірно-монолітної конструкції і схеми розрахунку;

h_{0j} – робоча висота елемента, яка приймається в залежності від схеми розрахунку: по робочій висоті збірного елемента $h_{0j} = h_{01}$, по робочій висоті збірно-монолітного елемента $h_{0j} = h_0$.

При розрахунку залізобетонних елементів з поперечною арматурою повинна бути також забезпечена міцність по похилому перерізі в межах ділянки між хомутами. Якщо поперечна арматура розташовується в межах тільки збірного елемента, то при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елемента довжина c_0 , в межах якої враховуються хомути, множиться на співвідношення h_{01}/h_0 . При перевірці умови міцності (4.40) у загальному випадку задаються поруч три похилих перерізів при різних значеннях c_0 , що не перевищують відстань від

опори до перерізу з максимальним згинальним моментом і не більше $\frac{\varphi_{b2}}{\varphi_{b3}} h_{0j}$, де

$h_{0j} = h_{01}$ при розрахунку по робочій висоті збірного елемента і $h_{0j} = h_0$ при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елемента. У межах довжини c визначають значення довжини c_0 , потім за значеннями c і c_0 знаходять зусилля Q , Q_b і Q_{sw} , і по цим зусиллям проводять перевірку міцності елемента.

Розрахунок залізобетонних елементів без поперечної арматури на дію поперечної сили для забезпечення міцності по похилій тріщині виконують з умови

$$Q \leq Q_{b1}, \quad (4.56)$$

де Q – поперечна сила від зовнішньої навантаги, розташованого по одну сторону від розглянутого похилого перерізу; при навантаженні, діючому по верхній грані елемента, допускається приймати значення Q в найбільш віддаленому від опори кінці похилого перерізу;

Q_{b1} – поперечне зусилля, яке сприймається бетоном.

Значення поперечної сили Q_{b1} визначають за формулою

$$Q_{b1} = M_{b1} / c, \quad (4.57)$$

але приймають не більше $Q_{b,max}$ і не менш ніж $Q_{b,min}$, де c – довжина проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента; M_{b1} , $Q_{b,max}$ і $Q_{b,min}$ – характеристики зусиль, які сприймаються бетоном в похилому перерізі, що визначаються залежно від типу збірно-монолітної конструкції (тип 1 і тип 2) і схеми розрахунку (по робочій висоті збірного елемента і по робочій висоті збірно-монолітного елемента). Значення M_{b1} визначають за формулами (4.45), (4.47), (4.49), (4.51), при цьому замість коефіцієнта φ_{b2} в них підставляють коефіцієнт $\varphi_{b4}=1,5$, а коефіцієнт φ_f не враховують. Значення $Q_{b,min}$ визначають за формулами (4.46), (4.48), (4.50) і (4.56), при цьому коефіцієнт φ_f не враховують.

Приймають рівним:

- при розрахунку по робочій висоті збірного елемента

$$Q_{b,max} = 2,5R_{bt1}bh_{01}, \quad (4.58)$$

- при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елемента

$$Q_{b,max} = 2,5R_{bt2}bh_0. \quad (4.59)$$

Для збірно-монолітних конструкцій 2-го типу значення $Q_{b,max}$ приймають рівним:

- при розрахунку по робочій висоті збірного елемента

$$Q_{b,max} = 2,5(R_{bt1}b_1 + R_{bt2}b_2)h_{01}, \quad (4.60)$$

- при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елемента

$$Q_{b,max} = 2,5R_{bt2}bh_0. \quad (4.61)$$

При перевірці умови міцності (4.56) у загальному випадку задаються поруч три похилих перерізи при різних значеннях c , що не перевищують відстані від опори до перерізу з максимальним згинальним моментом і не більше $\frac{\varphi_{b4}}{\varphi_{b3}}h_{0j}$, де $h_{0j} = h_{01}$ при розрахунку по робочій висоті збірного елемента і $h_{0j} = h_0$ при розрахунку по робочій висоті збірно-монолітного елемента. За значеннями c знаходять зусилля Q і Q_{b1} , а потім по цих зусиллях здійснюють перевірку міцності елемента.

4.11 Розрахунок плити проїзної частини по деформаціях (прогинах)

Прогини, кути повороту і поздовжні переміщення обчислюються за формулами будівельної механіки в залежності від кривизни елементів $\frac{1}{\rho}$, а також відносних поздовжніх переміщень, що визначаються, виходячи з гіпотези плоских перерізів для повних (пружних і непружних) деформацій.

Прогин f або кут повороту α , обумовлені деформаціями згину елемента, необхідно визначати за формулою:

$$f(\alpha) = \sum \int_0^l \overline{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) dx, \quad (4.62)$$

де $\overline{M}(x)$: при визначенні прогину f – функція згинального моменту від одиничної сили, прикладеної за напрямком шуканого прогину f ; при визначенні

кута повороту α – функція згинального моменту від одиничного моменту, прикладеного за напрямком шуканого кута повороту;

$\frac{1}{\rho}(x)$ – кривизна елемента в тому ж перерізі від навантаги, від якої

визначається прогин або кут повороту (знак приймається у відповідності зі знаком згинального моменту в зазначеному перерізі).

У формулі (4.62) підсумовування виконується по всіх ділянках (по довжині прогону), що розрізняються законами зміни величин $\overline{M}(x)$ та $\frac{1}{\rho}(x)$.

Обчислення прогинів (кутів повороту) припускається робити чисельними прийомами, використовуючи вираз:

$$f(\alpha) = \sum \overline{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (4.63)$$

де $\overline{M}(x)$ і $\frac{1}{\rho}(x)$ – середні величини моменту і кривизни на окремих ділянках довжиною Δx , де зміна зазначених параметрів має плавний характер.

Кривизну елементів з ненапруженою арматурою, у яких пояси віднесено до категорії вимог за тріщиностійкістю 3в, необхідно визначати за формулою

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{\overline{B}_g^*} + \frac{M_y}{\overline{B}}, \quad (4.64)$$

де $\overline{B}_g^*$ – жорсткість перерізу при дії постійної навантаги з урахуванням утворення тріщин і повзучості бетону;

$\overline{B}$ – жорсткість суцільного перерізу при короткочасній дії тимчасової навантаги з урахуванням утворення тріщин.

При обчисленні кривизни елементів припускається приймати, що вся постійна навантага діє в бетоні одного віку, що відповідає прикладенню найбільшої частини цієї навантаги.

4.12 Розрахунок плити проїзної частини на витривалість

Розрахунок збірно-монолітних конструкцій на витривалість виконують шляхом порівняння напруг в бетоні збірного елемента, в монолітному бетоні і в арматурі з відповідними розрахунковими опорами, помноженими на свої коефіцієнти умов роботи m_{bl} і m_{as1} , що приймаються для бетону по табл. 3.7, для арматури по табл. 3.15 ДБН В.2.3-14. Напруги в бетоні і арматурі як до набрання монолітним бетоном заданої міцності, так і після обчислюють як для пружного тіла (за наведеними перерізами) від дії зовнішніх сил і зусилля попереднього обтиснення. Непружні деформації в стислій зоні конструкції після набрання монолітним бетоном заданої міцності враховують зниженням модуля пружності бетону. Розрахунок на витривалість перерізів, нормальних до поздовжньої осі елемента, виконують з умов:

- для стисненого бетону

$$\sigma_{b,max1} \leq m_{bl,1} \times R_{bl}, \quad (4.65)$$

$$\sigma_{b,max2} \leq m_{bl,2} \times R_{b2}, \quad (4.66)$$

- для розтягнутої арматури

$$\sigma_{s,max} \leq m_{as1} \times R_s. \quad (4.67)$$

де $\sigma_{b,max1}$, $\sigma_{b,max2}$ – відповідно максимальні нормальні напруги в бетоні збірного елемента і монолітному бетоні, обчислювані згідно з наведеними нижче вказівками, МПа;

$\sigma_{s,max}$ – максимальна нормальна напруга в розтягнутій арматурі.

4.13 Розрахунок тріщиностійкості плити проїзної частини

Ширину розкриття нормальних і нахилених до поздовжньої осі тріщин a_{cr} , см, у залізобетонних елементах, що проєктуються за категоріями вимог з тріщиностійкості 2б, 3а, 3б і 3в, необхідно визначати за формулою (4.68).

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (4.68)$$

де σ – розтягувальна напруга, вона дорівнює для ненапруженої арматури напрузі σ_s у найбільш розтягнутих (крайніх) стрижнях, для напруженої – збільшенню напруг $\Delta\sigma_p$ після погашення обтиснення бетону, МПа;

E – модуль пружності відповідно для ненапруженої арматури E_s , МПа;

ψ – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від радіуса армування (враховує вплив бетону розтягнутої зони, деформації арматури, її профіль і умови роботи елемента);

Δ_{cr} – граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщин, см, прийняте згідно з табл. 3.22 ДБН В.2.3-14.

4.14 Розрахунок міцності стикового з'єднання

Методика розрахунку міцності контактного шва передбачає кілька точок перевірки: біля вільної опори для розрізних плит на ділянці між вільним торцем елемента та похилим перерізом, а для нерозрізних плит розрахунок проводять ще і біля проміжної опори на ділянці між двома похилими перерізами, які розміщені в прольоті та на опорі, в зонах, де діють моменти різних знаків. Але в загальному випадку має виконуватись умова

$$F \leq F_{sh}, \quad (4.69)$$

де F – зсуваючи зусилля в шві від зовнішньої навантаги, кН;

F_{sh} – граничне зсуваючи зусилля, яке сприймається контактним швом, кН.

Зсуваючі зусилля F біля вільного торці елемента (крайньої опори) визначають по формулі (4.70).

$$F = \frac{M - M_{sw}}{z}, \quad (4.70)$$

де M – момент від зовнішньої навантаги в нормальному перерізі, який проходить через кінець похилого перерізу, що розглядається в зоні стиснення, кНм;

M_{sw} – момент, що сприймається поперечною арматурою в перерізі, що розглядається; z – плече внутрішньої пари повздовжніх сил в похилому перерізі.

Момент, що сприймається поперечною арматурою, визначають за формулою (4.70):

$$M_{sw} = 0,5q_{sw}c^2, \quad (4.70)$$

де q_{sw} – інтенсивність зусиль в поперечній арматурі; c – довжина проекції похилого перерізу на повздовжню вісь елемента (див. рис 4.12), кН/м.

Довжину поверхні контактного шва l_{sh} приймають рівною відстані від торця елемента до точки, в якій похилий переріз перетинає площину, що проходить через геометричний центр поверхні зсуву.

$$l_{sh} = l_0 - l_1, \quad (4.71)$$

де l_0 – відстань від торця елемента до кінця похилого перерізу у стиснутій зоні;

l_1 – відстань від кінця похилого перерізу у стиснутій зоні до кінця поверхні зсуву;

l_{sh} – довжина поверхні зсуву;

h_{sh} – відстань від геометричного центру поверхні зсуву до стиснутої грані елемента.

Але при розрахунку в загальному випадку розглядають від положень кінця похилого перерізу у стиснутій зоні відносно торця елемента, що визначаються значенням l_0 . Далі, при різному фіксованому положенні кінця похилого перерізу розглядають ряд положень іншого кінця похилого перерізу (в розтягнутій зоні) при різній довжині проекції похилого перерізу c , в залежності від якої визначають довжину l_1 . Після цього визначають положення і довжини поверхні зсуву і відповідні граничні зсуваючі зусилля.

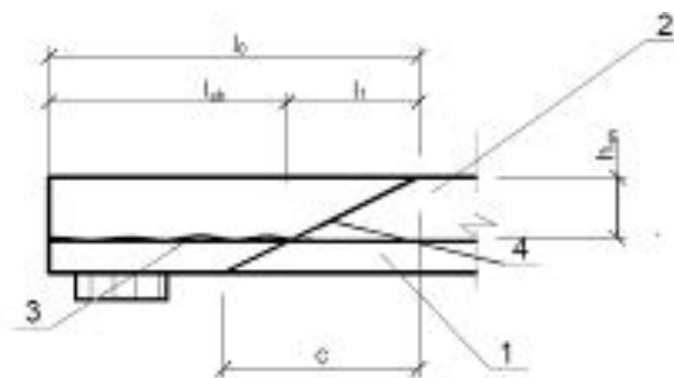


Рисунок 4.12 – Схема для визначення розрахункової довжини контактного шва біля вільної опори

1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон; 3 – контактний шов; 4 – похилий переріз;
 c – довжина проекції похилого перерізу; h_{sh} – відстань від геометричного центру поверхні зсуву до стиснутої грані елемента; l_0 – відстань від торця елемента до кінця похилого перерізу у стиснутій зоні; l_1 – відстань від кінця похилого перерізу у стиснутій зоні до кінця поверхні зсуву; l_{sh} – довжина поверхні зсуву.

Граничне зсуваюче зусилля, яке сприймається контактним швом, визначається за формулою (4.72)

$$F_{sh} = R_{sh} b_{sh} l_{sh}, \quad (4.72)$$

де R_{sh} – середній по довжині ділянки сумарний опір зсуву контактного шва, МПа;

b_{sh} – розрахункова ширина поверхні зсуву, м;

R_{sh} – це сумарний опір, що залежить від опору шва за рахунок зчеплення, механічного зчеплення та обтиснення бетону, опору шва за рахунок роботи на зріз поперечної арматури, що перетинає шов, а також опору шва на зсув за рахунок роботи поперечних шпонок.

Розрахунок шва біля проміжної опори на ділянці між двома похилими перерізами, які розміщені в прольоті та на опорі, в зонах, де діють моменти різних знаків, проводять по наступній схемі (див. рис. 4.13).

Зсуваючі зусилля F біля проміжної опори на ділянці між двома похилими перерізами визначають по формулі (4.73)

$$F = (M_1 - M_{sw1}) / z_1 + (M_2 - M_{sw2}) / z_2, \quad (4.73)$$

де M_1 та M_2 – моменти від зовнішньої навантаги в нормальних перерізах, кНм, які проходить через кінці похилого перерізу у стиснутих гранях елементу;

M_{sw1} та M_{sw2} – моменти, що сприймаються поперечною арматурою в перерізах, що розглядається, кНм;

z_1 та z_2 – плечі внутрішньої пари повздовжніх сил в похилих перерізах, м.

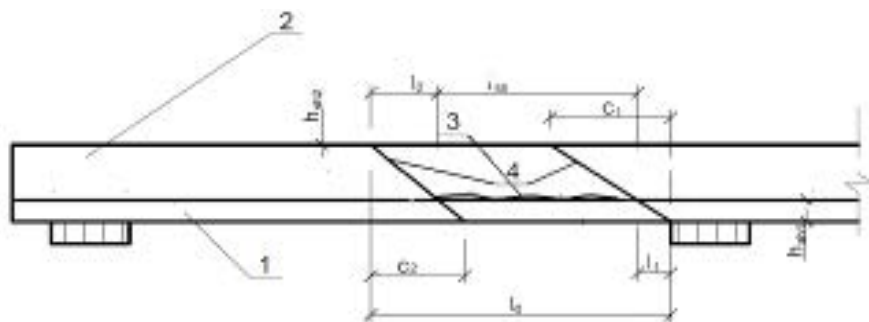


Рисунок 4.13 – Схема для визначення розрахункової довжини контактної шва біля проміжної опори

1 – збірний елемент; 2 – монолітний бетон; 3 – контактний шов; 4 – похилий переріз; c_1 , c_2 – довжини проекції похилого перерізу на поздовжню вісь елемента при різних положеннях похилої тріщини;

h_{sh1} – висота збірного елемента ЗБНО; h_{sh2} – висота монолітної частини;

l_0 – відстань від торця елемента до кінця похилого перерізу у стиснутій зоні;

l_1 – відстань від кінця похилого перерізу у стиснутій зоні до кінця поверхні зсуву;

l_{sh} – довжина поверхні зсуву

Розрахункову ширину поверхні зсуву b_{sh} визначають залежно від характеру контактної шва, плоского або ребристого (див. рис. 4.14). При плоскому контактному шві (див. рис. 4.14, а) розрахункову ширину b_{sh} приймають рівною ширині контакту в місці сполучення збірний елемент і монолітний бетон, $b_{sh} = b$. При ребристому контактному шві з поздовжнім ребром розрахункову ширину b_{sh} приймають по найбільш небезпечній поверхні зсуву: по всій поверхні контакту (див. рис. 4.14, б), $b_{sh} = b + 2h_{r1}$, або по поверхні, що включає поверхню контакту і монолітний бетон (див. рис. 4.14, в, г), $b_{sh} = b$ або $b_{sh} = b - b_{r1} + 2h_{r2}$.

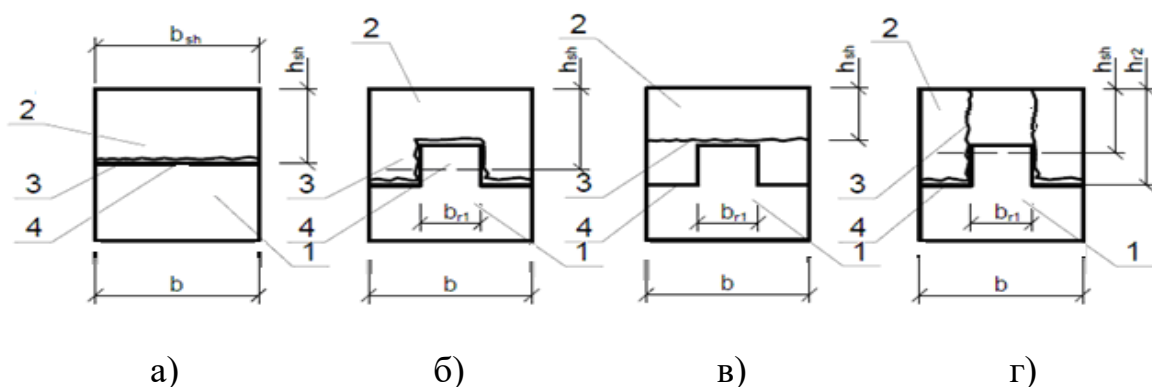


Рисунок 4.14 – Схеми розташування поверхонь зсуву

а) – плоский контактний шов; б), в), г) – ребристі контактні шви; 1 - збірний елемент; 2 – монолітний бетон; 3 – поверхня зсуву; 4 – контактний шов; b – ширина перерізу; b_{sh} – розрахункова ширина контактної шва; b_{r1} – ширина ребра збірний елемент; h_{sh} – відстань від геометричного центру поверхні зсуву до стиснутої грані елемента; h_{r2} – відстань від поверхні зсуву до стиснутої грані

Розрахункове положення контактної шва по висоті елемента h_{sh} приймають на рівні центра тяжіння контуру розрахункової поверхні зсуву.

Висновки до розділу 4

На основі проведених досліджень розроблені практичні рекомендації для ефективного проектування залізобетонних плит проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах

1. Розроблені практичні рекомендації призначені для застосування при проєктуванні залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних споруд, розташованих: на автомобільних дорогах загального користування, вулицях і дорогах міст та сільських населених пунктів; на внутрішньогосподарських дорогах та проїздах; пішохідних транспортних споруд над залізницями, автомобільними і міськими дорогами.

2. Дані рекомендації призначені для організацій та спеціалістів, що здійснюють проєктування та розрахунок прогонових будов із залізобетонною плитою проїзної частини з незмінними опалубками автодорожніх та пішохідних транспортних споруд України. Рекомендації можуть бути використані також науковими установами та вищими навчальними закладами за спеціальностями 192 «Будівництво та цивільна інженерія» для наукових досліджень, уточнення та доопрацювання положень, викладених в рекомендаціях. Ці методичні рекомендації застосовують суб'єкти господарювання незалежно від форм власності і підпорядкованості, що здійснюють проєктування, нове будівництво, реконструкцію, капітальний і поточний ремонт транспортних споруд

3. Залізобетонна незнімна опалубка (ЗБНО) застосовується як незнімна опалубка плити проїзної частини. Арматура залізобетонної незнімної опалубки може бути використана як робоча арматура плити проїзної частини. Залізобетонна незнімна опалубка розташовується в плиті по розрізній (однопрогоновій) схемі чи нерозрізній (багатопрогоновій) схемі.

4. Плита проїзної частини мосту із залізобетонною незнімною опалубкою – збірно-монолітна бетонна плита із армуванням металевими стрижнями. Розрахунки збірно-монолітної плити проїзної частини мостів необхідно виконувати на дію постійних навантаж і несприятливих комбінацій тимчасових навантаж за методом граничних станів (за двома групами граничних станів) згідно з вимогами діючих нормативних документів].

5. Монолітна плита проїзної частини, влаштована по залізобетонній незнімній опалубці на стадії експлуатації працює як збірно-монолітна залізобетонна плита. Розрахунки такої збірно-монолітної плити проїзної частини

мостів необхідно виконувати на дію постійних навантаж і несприятливих комбінацій тимчасових навантаж за методом граничних станів (за двома групами граничних станів) згідно з вимогами ДБН В.1.2-15, ДБН В.2.3-14 та ДБН В.2.3-22.

6. При проектуванні залізобетонної плити проїзної частини з незмінними опалубками на транспортних спорудах необхідно враховувати матеріалознавчі та конструктивні параметри, а також розрахункову навантагу.

Основні результати досліджень четвертого розділу висвітлено в роботах автора: [17, 47].

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Дисертаційна робота присвячена вирішенню важливого науково-практичного завдання, яке полягає в удосконаленні методу проєктування плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах з урахуванням стадійності зведення та сумісної роботи системи «монолітна плита – збірна плита опалубки». Проведені теоретичні та експериментальні дослідження дозволили сформулювати такі висновки:

1. Аналіз наукових досліджень, розробок та методів проєктування залізобетонних плит проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах показав, що, незважаючи на широке використання збірних елементів заводського виготовлення, для зведення плити проїзної частини необхідно застосовувати опалубку різних типів. При цьому кожен проєкт транспортної споруди з точки зору опалублювання плити є індивідуальним, що зумовлює потребу у розробці детального проєктування опалублювальних конструкцій та технологічних процесів. Це потребує додаткового часу як на проєктування, так і на монтаж опалубки та допоміжних пристроїв. Демонтаж опалубки можливий лише після досягнення бетоном плити певного рівня міцності. Також існує необхідність удосконалення методів проєктування залізобетонних плит проїзної частини з урахуванням дії навантаги та конструктивних і матеріалознавчих параметрів. Усунути ці недоліки дозволяє застосування незнімної опалубки, яка успішно практикується протягом тривалого часу.

Використання незнімної опалубки для малих залізобетонних мостів з прольотами між балками до 1,2 м дозволяє зекономити до 2,5 % вартості влаштування конструкції. У разі позакласних сталезалізобетонних мостів з прольотами між балками до 4 м економія вартості складає від 8–15 %, залежно від складності споруди та типу перешкоди.

2. Удосконалено блок-схему розрахунку системи «монолітна плита – незнімна опалубка», з урахуванням її сумісної роботи та стадійності зведення. Покращена методика проєктування залізобетонної збірно-монолітної конструкції

прогонової будови моста враховує конструктивні, матеріалознавчі параметри для ефективного проєктування.

Також удосконалено метод проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою, що дозволяє оцінювати міцність, тріщиностійкість та деформативність таких конструкцій під дією навантаги на транспортних спорудах. Особливу увагу приділено методиці розрахунку міцності контактного шва, яка передбачає кілька точок перевірки: для розрізних плит – біля вільної опори, на ділянці між вільним торцем елемента та похилим перерізом; для нерозрізних плит – також біля проміжної опори, на ділянці між двома похилими перерізами, розташованими в прольоті та на опорі, у зонах дії моментів різних знаків.

3. Експериментально досліджено конструктивні та матеріалознавчі параметри натурних моделей залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах під дією навантаги з метою оцінки їх міцності, тріщиностійкості та деформативності. Встановлено, що розбіжність між експериментальними та розрахунковими результатами не перевищує 12 % при рівні довірчої ймовірності 0,95, що свідчить про високий рівень адекватності запропонованого методу проєктування залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками. Загалом для всіх конструкцій із незнімною опалубкою відповідність експериментальних та розрахункових напруг під дією розрахункових навантаг становила від 90 до 99 %. Слід зауважити, що в серіях ПО–2 – ПО–5 арматура була вже розрахована на сумісну роботу збірно-монолітного перерізу.

З'ясовано, що руйнування конструкції настало після досягнення рівня навантаги в 16 т. під час статичних випробувань зразків ПМ–4, ПМ–5* та ПМ–5 детально вивчалися деформації та процеси руйнування в прольоті 1–2, де виникали найбільші внутрішні зусилля. Результати випробувань підтвердили, що несуча здатність нормального перерізу за згинальним моментом була забезпечена: при досягненні розрахункової навантаги не виявлено жодних ознак руйнування конструкції. Максимальне значення навантаги на домкраті, яке витримали плити ПМ–4(1) та ПМ–4(2), становило близько 18 та 14 т відповідно, а для плит ПМ–5*

та ПМ–5 – 16 та 10 т відповідно. Щодо збірно-монолітних конструкцій плит, відповідність експериментальних та розрахункових напруг під дією розрахункових навантаж становила приблизно 88–90 %. Виявлена різниця результатів між натурними моделями та розрахунками в програмному комплексі «ЛІРА–САПР 2019» пояснюється, по-перше, більшою складністю конструкції, а по-друге – значним рознесенням у часі проведення матеріалознавчих досліджень зразків матеріалів та самих плит ПМ. Це могло спричинити незначну розбіжність у напруженнях бетону через його постійний набір міцності.

4. Розроблено практичні рекомендації щодо застосування запропонованого методу проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімною опалубкою на транспортних спорудах із урахуванням конструктивних і матеріалознавчих параметрів під дією навантаги. Метод передбачено для використання під час проектування споруд, розташованих на автомобільних дорогах загального користування, вулицях і дорогах міст та сільських населених пунктів; на внутрішньогосподарських дорогах і проїздах; а також на пішохідних транспортних спорудах над залізницями, автомобільними та міськими дорогами. При проектуванні таких плит необхідно враховувати як конструктивні, так і матеріалознавчі параметри з урахуванням дії розрахункової навантаги. Особливу увагу приділено методиці розрахунку міцності контактної шва, яка передбачає кілька точок перевірки: для розрізних плит – біля вільної опори, на ділянці між вільним торцем елемента та похилим перерізом; для нерозрізних плит – додатково біля проміжної опори, на ділянці між двома похилими перерізами, розташованими у прольоті та на опорі, у зонах дії моментів різних знаків.

5. Нові підходи, положення та результати досліджень були використані під час виконання науково-дослідної роботи МР В.2.3-0207915-862:2015 «Методичні рекомендації з проектування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою» для їх розробки та впровадження у транспортне будівництво. Уточнений метод, розроблений у рамках дисертаційної роботи, застосовувався під час виконання науково-дослідних робіт (номер держреєстрації 0113U003711) на кафедрі опору матеріалів і машинознавства НТУ. Результати

дисертаційної роботи впроваджено в навчальний процес за спеціальністю 192 Будівництво та цивільна інженерія (освітні програми: «Мости і транспортні тунелі», «Автомобільні дороги, вулиці та дороги населених пунктів», «Технології будівельних конструкцій, виробів і матеріалів». Апробація основних теоретичних та практичних результатів дисертації на підприємствах та організаціях підтверджуються відповідними актами впровадження.

За результатами дисертаційного дослідження отримано науково-прикладні результати, які можуть слугувати основою для більш ефективного проектування залізобетонних плит проїзної частини з незнімними опалубками, що дозволить забезпечити економічно обґрунтовані рішення щодо їх проектування та експлуатації на транспортних спорудах автомобільних доріг.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. ДБН В.1.2-15:2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page?id_doc=25111
2. Фаль А.Є., Коваль М. П. Напрямки покращення експлуатаційних якостей залізобетонних плит проїзної частини автодорожніх мостів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Науково-технічний збірник. 2006. – Вип. 73. – с. 325 – 331.
3. Yu Changli. The study of reinforced pseudo-ductile cementitious composite permanent formwork. THESIS 2014 Ph.D. *Civil Engineering* <https://lbezone.ust.hk/pdfviewer/web/viewer.php?file=aHR0cHM6Ly9sYmV6b25lLnVzdC5oay9vYmovMS9vL2IxMzM0MTgwL2IxMzM0MTgwLnBkZg==#page=1>
4. П. Кривошеєв, А. Буркас. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції. *Вісник Львівського державного аграрного університету*. Л. 2000. – с. 60 – 63.
5. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. URL: https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=6915
6. Борисенко М. А., Зеленський Б. М., Завгородній С. С., Івоненко О. Ю. Дослідження міцності бетону неруйнівними та руйнівними методами. *Дороги і мости*. 2024. Вип. 29. С. 225–234. DOI: <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2024.29.225>
7. Slavinska O., Usychenko O., Zelenskyi B. A method for assessing the qualitative state of bridges based on a qualimetric model. World Science. 2024. Vol. 2, no. 84. DOI: https://doi.org/10.31435/rsglobal_ws/30062024/8196
8. Безбабічева О. І., Лозова О. О. Дослідження впливу деяких дефектів мостового полотна на технічний стан мостових споруд. *Вісник Харківського національного автомобільно-дорожнього університету*. 2019. No84. С. 31 – 36.
9. Боднар Л. П., Коваль П. М., Степанов С. М. Обстеження мостів та вдосконалення критеріїв планів з обстежень. *Дороги і мости*. 2017. No17. С. 42 – 53.
10. Onyshchenko, A., Ostroverkh B., Potapenko, L., Kovalchuk, V., Zdolnyk, O., & Pentsak, A. (2024). Devising a procedure for integrated modeling of riverbed shape in

the area of bridge crossing in order to avoid dangerous washing erosion. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 1(1 (127), 23 – 32. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.298675>.

11. Onyshchenko, A., Kovalchuk, V., Voskoboinick, V., Voskobiinyk, A., Aksonov, S., Trudenko, D., & Hrevtsov, S. (2024). Establishing patterns of change in the coefficients of reflection, transmission, and dissipation of wave energy depending on parameters of a permeable vertical wall. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 4(5 (130), 45–56. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2024.309969>

12. Онищенко А. М. Підвищення несучої здатності основ при будівництві споруд із металевих гофрованих конструкцій в умовах залягання слабких ґрунтів / *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*, 2024. Випуск 115. Частина 2. – С. 121–136. DOI: 10.33744/0365-8171-2024-115.2-121-136. ISSN 0365-8171 (Print), ISSN 2707-4080 (Online), ISSN 2707-4099 (CD), <http://addb.ntu.edu.ua>

13. Онищенко А. М. Надійність та довговічність транспортних і гідротехнічних споруд: навчальний посібник/, А. І. Лантух-Лященко, О. О. Давиденко, М. В. Гаркуша, О.І. Риковець. – Київ : «Видавництво Людмила», 2024. – 188 с. https://doi.org/10.32751/Mono_otsin2024

14. Онищенко А.М., Лантух-Лященко А.І., Мішутін А.В., Твардовський І.О., Здольнік М.В. Теоретичні та практичні методи оцінювання надійності і довговічності транспортних споруд Київ: Видавництво Людмила, 2024, 164 с. https://doi.org/10.32751/Mono_nadiy2024

15. Бубела А. В. Комплексна оцінка якісного стану автомобільної дороги з дренажною системою. *Technology Audit and Production Reserves*. 2020. No4(2(54)). С. 20–26. DOI: 10.15587/2706-5448.2020.210556

16. Давиденко О. О. Оцінка технічного стану і прогнозування залишкового ресурсу автодорожніх мостів України. *Автошляховик України*. 2014. Вип. 237. С. 29–35.

17. Онищенко А.М., Кот Д.В., Башкевич І.В. Теоретичні та практичні методи проєктування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на

транспортних спорудах: монографія. К. Видавництво Людмила. 2024. 476 с. ISBN 978-617-555-207-0 https://doi.org/10.32751/Mono_plyty2024.

18 Лучко Й. Й., Коваль П. М., Лантух-Лященко А. І. та ін. Мости: Конструкції та надійність. Львів : Каменяр, 2005. 989 с.

19. Коваль П. М., Фаль А. Є., Стоянович С. В. Ефективні конструкції залізобетонних збірно-монолітних прогонових будов автодорожніх мостів з використанням попередньо напружених балок. *Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка»*. – 2010. – №664. – с. 44 – 52.

20. Шимановський О. В. Сучасний технічний стан позакласних металевих мостів м. Києва. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського*. 2018. Вип. 21 – 22. С. 4 – 37.

21. Алюмінієва опалубка для перекриттів: http://www.peri.ua/products.cfm/fuseaction/diashow/product_ID/44/currentimage/1/productcategory_ID/11/app_id/4.cfm

22. Плита для роботи на перекриттях SKYTABLE: http://www.peri.ua/products.cfm/fuseaction/diashow/product_ID/223/currentimage/1/productcategory_ID/11/app_id/4.cfm

23. Variokit: http://www.peri.ua/products.cfm/fuseaction/diashow/product_ID/71/currentimage/1/productcategory_ID/11/app_id/8.cfm

24. Підйомно-пересувне риштування SKS для одnobічної опалубки: http://www.peri.ua/products.cfm/fuseaction/diashow/product_ID/47/currentimage/1/productcategory_ID/11/app_id/6.cfm

25. Шихненко І. В. Технологія бетонних робіт. Навч. посіб. для учнів проф. – техн. закл. освіти. К. Техніка, 2001. – 192 с.

26. Стороженко Л. І. Залізобетонні конструкції в незнімній опалубці: Монографія. Полтава: АСМІ, 2008.–312 с.

27. Ярмоленко М. Г. Конструктивно-технологічні особливості зведення четвертого пивзаводу в Києві. *Нові технології в будівництві*. Науково-технічний журнал. 2005. – № 1(9). – С. 21 – 23.

28. Кархут І. Досвід нетипового проєктування. *Вісник Львівського територіального відділення Академії будівництва України*. Львів: , 2010. – №5/10. – С. 121 – 124.

29. Шевчук С. Г. Несуча здатність і деформативність сталобетонних балкових плит із зовнішнім армуванням хвилястими сталевими листами та застосування їх у практиці будівництва. *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Збірник наукових праць. – 2008. – Вип. 17. – С. 296 – 301.

30. ДСТУ Б В.2.6-9:2008. Конструкції будинків і споруд. Профілі сталеві листові гнуті з трапецієвидними гофрами для будівництва. Технічні умови. К. 2009. 22 с.

31. Коваль. М. П., Фаль А. Є., Стоянович С. В. Незнімні опалубки для залізобетонних плит проїзної частини мостів. *Автошляховик України*. Науково-виробничий журнал. – 2012. – №1(225). – с. 38 – 43.

32. Єврокод 2. Проєктування залізобетонних конструкцій. Частина 1–1. Загальні правила проєктування для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT)

33. Єврокод 8. Проєктування сейсмостійких конструкцій. Частина 1. Загальні правила, сейсмічні дії, правила щодо для споруд (EN 1998-1-1:2004, IDT)

34. Скворцов А. Г. Опір контактних швів залізобетонних конструкцій при дії зсуваючих зусиль. Дисертація кандидата наук. 05.23.01.2000 137с. (рос).

35. Гнідець Б. Г., Ониськів Б. М., Васьків В. М., Кавацюк І. Д., Щеглюк М. Р. Експериментальні дослідження елементів прогонової будови збірно-монолітної естакади. *Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка»*. – 2007. – №600. – с. 57 – 62.

36. Гнідець Б. Г. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції прогонових будов мостів коробчастої форми для складних умов будівництва. *Вісн. Нац. ун-ту «Львівська політехніка»*. 2010. №662. 132 – 141 с.

37. Коваль П. М. Збірні залізобетонні балки для автодорожніх мостів типу «З Бет–90» та «З Бет–120» *Будівельні матеріали, вироби та санітарна техніка*. Науково-технічний збірник. Київ: НДІБМВ, 2009. Випуск 33. С. 128 – 134.

38. Незнімна опалубка «Oberbeton»: http://www.oberbeton.com.ua/uk/permanent_formwork

39. Product overview: <http://hanson-precast.co.uk/omnia-bridge-deck/product-overview>
40. HumeSlab® bridge decking: <http://www.humes.com.au/fileadmin/templates/HUMES/doc/Brochures/HumeSlab.pdf>
41. Кот Д.В., Коваль М.П. Незнімна залізобетонна опалубка для плит проїзної частини мостів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Науково-технічний збірник. 2015. Вип. 93. С. 206 – 216.
42. Кот Д.В. Випробування моделей плит проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками методом оптико-цифрової спекл-кореляції зображень. *Дороги і мости*. Київ, 2022. Вип. 26. С. 183 – 191. <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2022.26.183>
43. Кот Д.В. Дослідження зразків плит незнімних залізобетонних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини мостів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Науково-технічний збірник. 2022. Вип. 111. С. 174 – 183. DOI: 10.33744/0365-8171-2022-111-174-183
44. Koval' M. P. Usage of permanent formwork for bridge deck slabs in bridge building in Ukraine / M. P. Koval', D. V. Kot // Science, Technology and Higher Education : Vol. II / Publishing office Accent Graphics communications – Westwood – Canada, 2013. – p. 171 – 177.
45. Dmytro Kot, & Olena Kot. (2024). TESTING OF MODELS OF BRIDGE DECKS WITH REINFORCED CONCRETE FIXED FORMWORK. World Science, (3(85)). https://doi.org/10.31435/rsglobal_ws/30092024/8221
46. Онищенко А.М., Кот Д.В. Експериментальні дослідження зразків плит незнімних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини транспортних споруд. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2023. №. 1. С. 13 – 16.
47. МР В.2.3-0207915-862:2015 Методичні рекомендації з проєктування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою.

48. Noor A. K. Three-dimensional solutions for antisymmetrically laminated anisotropic plates / A. K. Noor, W. S. Burton J. Appl. Mech. ASME. 1990. 57. P. 182 – 187.

49. Savoia M. A variational approach to three-dimensional elasticity solutions of laminated composite plates // M. Savoia, J. N. Reddy // J. Appl. Mech. ASME. – 1992. – 59. – P. 166 – 175.

50. Піскунов В. Г. Рішення задач статички для слоїстих ортотропних плит в просторовій постановці. *Прикл. механіка*. 1990. 26, № 2. С. 41 – 49.

51. Прусаков О. П. Про побудову теорії вигину пластин середньої товщини енергоасимптотичним методом. *Прикл. механіка*. – 1975. – 11, № 10. – С. 44 – 51.

52. Рябов О. Ф. Розрахунок багатошарових оболонок. К. 1968. – 96 с.

53. Сіпетов В. С. Уточнений аналіз поведінки шаруватих композитних конструкцій при тепловому та статичному впливах. *Механіка композитних матеріалів*. 1989. – № 1. – С. 142 – 149.

54. Піскунов В. Г. Проблема побудови моделей фізико-механічних процесів у шаруватих конструктивних системах. *Механіка неоднорідних структур*. Львів, 1987. Т.1. С. 211 – 212.

55. Піскунов В. Г., Марчук А. В. Побудова просторової математичної моделі розрахунку багатошарових ортотропних плит. *Проблеми міцності*. 1994. № 12. С. 51 – 67.

56. Онищенко А.М. Методи підвищення корозійної стійкості та довговічності транспортних і гідротехнічних споруд: Монографія – Київ: НТУ, 2023. 152 с. ISBN 978-617-676-199-0

57. Онищенко А.М., Токін О.П., Ласлов С.В. Теоретичні та практичні дослідження параметрів шумозахисних екранів на автомобільних дорогах при дії транспортних потоків. Монографія. Київ. НТУ. 2022. 139 с. ISBN:978-617-555-005-2. URL: <http://irbis-nbuv.gov.ua/publ/REF-0000799506>

58. Onyshchenko A., Laslov S., Tokin O. Determining regularities in the distribution of noise load from motorways and road bridges depending on the distance to

a residential area. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 1(10(115), 2022. P. 55–64. <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2022.253389> (SCOPUS)

59. Luchko J. Determining patterns in the stressed-deformed state of the railroad track subgrade reinforced with tubular drains / J. Luchko, V. Kovalchuk, I. Kravets, O. Gajda, A. Onyshchenko // *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. – Kharkov. – 5/7(107), 2020. – P. 6–13. doi: 10.15587/1729-4061.2020.213525 (видання внесене до БД Scopus).

60. Онищенко А.М Теоретичні та практичні методи оцінювання технічного стану транспортних споруд/, Онищенко А.М., Янчук Л.Л., Медведєв К.В., Євсейчик Ю.Б., Башкевич І.В. – К.: НТУ, 2021. – 165 с.

61. Dynamic processes in technological technical systems: monograph/I.Nazarenko, A.Onyshchenko and others. – Kharkiv: PC Technology Center, 2021. – 196 p.

62. Scientific foundations of solving engineering tasks and problems: collective monograph /V. Kovalchuk, A. Onyshchenko, O. Fedorenko, A. Pentsak, O. Petrenko etc. – International Science Group. – Boston: Primedia eLaunch, 2021. – 758 p. Available at :DOI- 10.46299/ISG.2021.MONO.TECH.II. (Scopus)

63. Онищенко А.М., Башкевич І.В., Гаркуша М.В., Цивін М.Н., Кожарін С.В. Гідравліка: практичний курс із застосуванням MathCAD: підручник. Київ: «Видавництво Людмила», 2021. 272 с.

64. Arthur Onyshchenko. Devising a procedure for assessing the subgrade compaction degree based on the propagation rate of elastic waves. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*. Kharkov. 1/5 (109), 2021. P. 6 – 15. doi: 10.15587/1729-4061.2021.225520. (видання внесене до БД Scopus).

65. Горик О. В., Піскунов В.Г., Чередніков В.М. Механіка деформування композитних брусів. Полтава–Київ. Полтавська державна аграрна академія, Національний транспортний університет. 2008. 404 с.

66. Кондрюкова І. О. Дослідження напружено-деформівного стану пластин з пакетом шарів рівної маси на основі некласичної моделі. *Вісник Національного*

транспортного університету та Транспортної академії України Київ. 2009. – С. 405 – 408.

67. Горик О. В. Некласична ітераційна модель напружено-деформованого стану композитних брусів. *Доп. НАН України*. – 1999. – № 10. – С. 45 – 53.

68. Страхова Н. Є., Голубєв В. О., Ковальов П. М., Тодіріка В. В. Експлуатація і реконструкція мостів. 2-е вид. Київ, 2002. 408 с.

69. Лантух-Лященко А. І. Оцінка надійності споруди за моделлю марковського випадкового процесу з дискретними станами. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. 1999. Вип. 57. С. 183 – 188.

70. Лантух-Лященко А. І. Марковська модель оцінки і прогнозу технічного стану будівельних конструкцій. *Дороги і мости*. 2019. Вип. 19 – 20. С. 27 – 36. DOI: <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2019.19.027>

71. Шимановський О. В. Сучасний технічний стан позакласних металевих мостів м. Києва. *Збірник наукових праць Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського*. 2018. Вип. 21 – 22. С. 4 – 37.

72. Янчук Л. Л. Аналіз тріщиностійкості залізобетонних елементів мостів як практичний апарат прогнозу ресурсу. *Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*. 2014. №6. С. 132 – 137.

73. Янчук Л. Л. Моделювання життєвого циклу залізобетонних елементів мостів що знаходяться в експлуатації. *Збірник наукових праць Українського державного університету залізничного транспорту*. 2015. Вип. 2(151). С. 199 – 206.

74. Bukhsh Z. A., Stipanovic I., Klanker G., O'Connor A., Dorée A. Network level bridges maintenance planning using *Multi-Attribute Utility Theory*. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2018. Vol. 15. P. 1 – 14. DOI: 10.1080/15732479.2017.1414858

75. Dabous S. A., Alkass S. Decision support method for multi-criteria selection of bridge rehabilitation strategy. *Construction Management and Economics*. 2008. Vol. 26, no. 8. P. 883 – 893. DOI: 10.1080/01446190802071190.

76. Dolzhanskiy A. M., Bondarenko O. A., Petlyovaniy Y. A. Influence of the average weighted estimation type on the dependence of the complex quality index on the parameters of object. *Devices and Methods of Measurements*. 2017. Vol. 8

77. Enright M. P., Frangopol D. M. Failure Time Prediction of Deteriorating Fail-Safe Structures. *Journal of Structural Engineering*. ASCE. 1998. Vol. 124, no. 12. P. 1448 – 1457.

78. Frangopol D. M., Dong Y., Sabatino S. Bridge life-cycle performance and cost: analysis, prediction, optimisation and decision-making. *Structure and Infrastructure Engineering*. 2017. Vol. 13, no. 10. P. 1239 – 1257. DOI: 10.1080/15732479.2016.1267772.

79. Tsybulskyi Vitalii, Improvement of calculation method of road pavement embankment on the approaches to road bridges. *Integration of traditional and innovation processes of development of modern science: collective monograph / edited by authors*, 3rd ed, Riga, Latvia : «Baltija Publishing», 2020. P. 277 – 297. DOI: <https://doi.org/10.30525/978-9934-26-021-6>

80. Tsybulskyi V.M. Evelopment of a method for calculating reinforced concrete structural elements of pavement bridges. *Modern engineering and innovative technologies*. Issue №14, Part 3. Indexed in INDEX COPERNICUS (ICV: 84.35), Germany, 2020. Pp. 6 – 11. DOI: 10.30890/2567-5273.2020-14-03-053

81. Tsybulskyi V.M., Kharchenko A.N. Features of sliding structures design of bridges reinforced with composite materials. *Modern engineering and innovative technologies*. Issue №15, Part 1. Indexed in INDEX COPERNICUS (ICV: 84.35), Germany, 2021. Pp. 75 – 83. DOI: 10.30890/2567-5273.2021-15-01-096

82. Піскунов В.Г., Цибульський В.М. Постановка методики розрахунку армобетонних конструктивних елементів на основі моделі шаруватих систем. *Вісник Національного транспортного університету*. К. НТУ. 2011. С. 327 – 332. URL: [http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vntu_2011_24\(2\)__81](http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vntu_2011_24(2)__81)

83. Піскунов В.Г., Цибульський В.М. Розрахунок шаруватих конструкцій дорожнього одягу мостів армованого композитними матеріалами. *Вісник*

Національного транспортного університету. 2012. Вип. 26. С. 448 – 452. URL: [http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vntu_2012_26\(2\)__89](http://nbuv.gov.ua/UJRN/Vntu_2012_26(2)__89)

84. Канін О.П., Гриневицький Б.В., Цибульський В.М. Побудова неklasичної розрахункової моделі міцності композитної балочно-плитної конструкції автодорожніх мостів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Науково-технічний збірник, 2018. Вип. 104. С. 82 – 86. URL: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/104/82.pdf

85. Канін О.П., Гриневицький Б.В., Цибульський В.М. Порівняльний аналіз вигину балочно-плитних систем мостів під дією синусоїдального навантаження. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Науково-технічний збірник. 2019. Вип. 106. С. 105 – 109. URL: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/106/105.pdf

86. І.П. Гамеляк, Т.І. Коваль. Математична модель втомної міцності неметалевої стержневої арматури. Збірник наукових праць. Серія: галузеве машинобудування, будівництво. Вип. 1(43), ПолтНТУ, 2015.

87. Гамеляк І.П., Коваль Т.І. Удосконалення методики випробувань на втому бетонних перерізів елементів армованих неметалевою композитною базальтопластиковою арматурою. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Вип. 99, 2017.

88. Марчук О.В. Просторові задачі механіки деформування шаруватих тіл. К.:Видавн.Сталь, 2009. С. 124.

89. Marchuk A. V., Onyshchenko A. M., Plazii I. P. (2021) Stability analysis of functionally graded plates based on the three-dimensional theory of elasticity. *Composites Part C: Open Access*. 2021. Vol. 6. P. 1 – 8. URL: doi.org/10.1016/j.jcomc.2021.100200

90. Onyshchenko, A., Gibalenko, O., Klymenko, N., Plazii, I., Semko, O. (2022) Evaluation Criteria the Corrosion Protection of Structures by Actual Condition. *Proceedings of the 4th International Conference on Building Innovations*. ICBI 2022. Lecture Notes in Civil Engineering, vol 299. Springer, Cham. P. 243 – 252. doi.org/10.1007/978-3-031-17385-1_20

91. В.М. Карпюк, А.С. Целікова, А.О. Худобич, І.А. Карпюк, А.І. Костюк. Виявлення закономірностей зміни несучої здатності, тріщиностійкості та деформативності бетонних балок з BFRP. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologies*, 6 (1 (102)), С.33–40. URL: <https://doi.org/10.15587/1729-4061.2020.209378>.

92. Цибульський В.М. Порівняльний аналіз розрахунку елементів прогонових будов мостів з армуванням різними матеріалами. *LXXII наукова конференція професорсько-викладацького складу, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. Тези доповідей. К. НТУ, 2016. С. 217.

93. Larysa Bodnar, Alex Kanin, Sergii Stepanov. Genetic Algorithm to optimize the strategies for bridge repair works. *7th Transport Research Arena TRA 2018* (TRA 2018) (TRA2018), Vienna, April 16, 2018. Pp. 10. URL: <https://zenodo.org/record/1485402#.YFuhEiR3Nph>, DOI: 10.5281/zenodo.1485402

94. Лантух-Лященко А. І. До розробки галузевої аналітичної експертної системи управління мостами. Зб. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Вип. 69. К., 2004. С. 120 – 126.

95. Давиденко О.О. Моделювання життєвого циклу автодорожніх мостів/: дис. канд. техн. наук: 05.23.17 Давиденко Олександр Олександрович; Національний транспортний університет – К., 2017. – 170 с.

96. Kharchenko A., Zaviyskyu O., Tsybulskyi V., Zavorotnyi S. Development of methods for parameters of long-term contracts optimization for operational road maintenance. *Technology Audit and Production Reserves*, Issue №2 (57), Part 1, 2021. Pp. 49 – 53. <https://doi.org/10.15587/2706-5448.2021.225532>

97. Кузьмінець М.П. Комп'ютерне моделювання процесу ущільнення ґрунту під трубопроводом. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Науково-технічний збірник. Випуск 109, 2021, с. 191 – 197. DOI: 10.33744/0365-8171-2021-109-191-197.

98 Кузьмінець М.П., Максимюк Ю.В., Мартинюк І.Ю. Розрахункові співвідношення напіваналітичного методу скінчених елементів призматичних тіл для скінченого елемента на основі подання переміщень поліномами. *Автомобільні*

дороги і дорожнє будівництво. Науково-технічний збірник Випуск 114.1, 2023, с. 65 – 75.

99. Баженов В. А., Кривенко М. О. Н. елінійне деформування та стійкість пружних оболонок неоднорідної структури: Монографія. К. 2010. – 316 с., іл. 180, табл. 49.

100. Кузьмінець М.П., Максим'юк Ю.В., Мартинюк І.Ю. Степаненко Т.С. Структура обчислювального комплексу розрахунку на міцність призматичних тіл на основі напіваналітичного методу скінчених елементів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Науково-технічний збірник. Випуск 113.1, 2023, с. 45 – 54

101. Кузьмінець М.П., Максим'юк Ю.В., Мартинюк І.Ю., Максим'юк О.В. Ефективність алгоритму розв'язання систем нелінійних рівнянь на основі екстраполяції переміщень. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво*. Науково-технічний збірник. Випуск 115.2, 2024, с. 96 – 106.

102. Демчина Б. Г., Рутковська І. З., Особливості розрахунку багатошарових плит перекриття на ПК «ЛИРА». *Національний університет «Львівська політехніка»*. Сучасне промислове та цивільне будівництво. Т. 5, № 4, 2009, 179 – 185 с.

103. Дехтярь О. С., Рассказов О. О. Несуча здатність тонкостінних конструкцій. *Будівельник*, 1990. – 152 с.

104. Марчук О. В. Просторові задачі механіки деформування шарувати тіл. Монографія . К. Видавництво «Сталь». – 2009. – 24 с.

105. Коваль П. М. Випробування автодорожнього сталезалізобетонного шляхопроводу на автомобільній дорозі Київ-Одеса *Будівельні конструкції*. – К.: НДІБК, 2006. – Вип. 65. – С. 220 – 227.

106. Коваль П. М. Дослідження елементів прогонових будов сталезалізобетонного моста *Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*. Рівне, 2006. Вип. 14. С. 475 – 480.

107. Коваль П. М. Будівництво сталезалізобетонних мостів із балок тривалого зберігання. *Тези доповідей Міжнародної науково-практичної конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика»*. Дніпропетровськ: Вид-во

Дніпропетровського нац. ун-ту залізн. трансп. ім. академіка В. Лазаряна, 2007. – С. 29 – 31.

108. Лівшиць Я.Д., М.М. Онищенко, А.О. Шкуратовський. Приклади розрахунку залізобетонних мостів. До: Вища школа, 1986. – С. 263.

109. Кот Д.В. Випробування зразків моделей плит проїзної частини мостів з незнімною залізобетонною опалубкою. *LXX наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2014. С. 142.

110. Кот Д.В. Плити проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками. *LXXVIII Наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. Київ, НТУ, 2022, Вип. 78. С. 141.

[DOI: 10.33744/2786-6459-2022-78](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2022-78)

111. Онищенко А.М., Кот Д.В. Аналіз експериментальних досліджень зразків плит незмінних залізобетонних опалубко з напруженою арматурою для плит проїзної частини транспортних споруд. *LXXVIV Наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2023, Вип. 79 – С. 196 – 197. [DOI: 10.33744/2786-6459-2023-79](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2023-79)

112. Онищенко А.М., Башкевич І.В., Кот Д.В., Мусурівський Б.Д. Удосконалення методу проєктування плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах. *Ювілейна наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2024, Вип. 80 – С. 247 – 248 [DOI: 10.33744/2786-6459-2024-80](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2024-80)

113. ДСТУ Б В.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками

114. ДСТУ Б В.2.7-217:2009 Методи визначення призмової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона

ДОДАТКИ

Додаток А

Результати приладів при випробуванні зразків плит ПО–1 та ПО–2

Таблиця А.1 – Випробування плити незнімної опалубки ПО–1

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	ПА– 1	ПА– 2	ПІ–1	ПІ–2	ПІ–3	ПІ–4	І–1	І–2	І–3	І–4	І–5	І–6
0	0084	0024	556	599	854	815	0039	0045	0038	0928	0936	0973
0,1	0100	0048	559	590	847	789	0047	0052	0042	0920	0927	0964
0,2	0145	0070	522	577	838	769	0069	0069	0057	0889	0905	0942
0,3	0166	0097	521	577	837	747	0080	0080	0068	0875	0894	0930
0,5	0271	0182	523	577	836	741	0189	0167	0109	0614	0534	0876
0,6	0344	0246	518	577	836	735	0255	0222	0149	0426	0300/ 0943	0848
0,7	0474	0380	509	576	835	734	0293	0252	0150	0328	0819	0827
0,9	0702	0563	500	580	834	725	0364	0311	0192	0141	0606	0790
1,2	1060	0878	492	591	838	709	0562	0500	0370	–	0095/ 0928	0431
1,5	1387	1065	491	599	841	695	0706	0634	0487	–	0545	0225/ 0977
1,8	1960	1142	490	610	852	680	0938	0828	0645	–	–	0965

Таблиця А.2– Випробування плити незнімної опалубки ПО–2

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	ПА– 1	ПА– 2	ПІ–1	ПІ–2	ПІ–3	ПІ–4	І–1	І–2	І–3	І–4	І–5	І–6
0	1436	2480	515	108	524	415	0050	0048	0048	0954	0921	
0,1	1449	2500	492	103	520	395	0056	0054	0054	0947	0913	0966
0,3	1467	2554	488	097	512	354	0076	0072	0074	0928	0891	0946
0,5	1472	2564	488	097	510	347	0080	0076	0078	0925	0887	0936
0,7	1502	2608	488	092	505	325	0101	0095	0098	0902	0864	0923
0,9	1695	2624	473	087	497	299	0220	0213	0126	0685	0627	0907
1,2	1934	2663	458	077	490	286	0357	0335	0345	0440	0366	0655
1,5	2165	2989	448	065	487	277	0462	0430	0432	0231/ 0944	0149/ 0907	0400
1,8	2362	3488	433	058	481	269	0548	0508	0507	0773	0735	0228/ 0936
1,85	2560	3683	421	050	475	265	0633	0587	0587	0604	0560	0645
2,35	2915	4044	399	0034	465	260	0787	0724	0738	0310	0237	0340
2,6	3249	4272	388	0024	461	258	0885	0812	0833	0120/ 0928	0033	0145/ 0928
2,85	3275	4404	381	018	458	255	0943	0862	0888	0817	–	0816
3,1	3436	4565	375	012	446	251	–	0926	0956	06080	–	00674
3,5	3765	4925	368	997	421	424	–	–	–	–	–	–
3,9	4000	5920	358	987	422	238	–	–	–	–	–	–
0	2140	3245	433	075	501	315	–	–	–	–	–	–

Таблиця А.3 (закінчення) – Випробування плити незнімної опалубки ПО–2

Наван-тага, т	Позначення приладів					
	3 – 1	3 – 2	3 – 3	3 – 4	3 – 5	3 – 6
0	0946	0975	0974	0967	0999	0922
0,1	0946	0975	0974	0967	0999	0922
0,3	0946	0974	0973	0968	0998	0921
0,5	0946	0975	0970	0968	0996	0920
0,7	0946	0974	0969	0968	0995	0920
0,9	0946	0974	0969	0968	0995	0920
1,1	0946	0974	0969	0968	0995	0920
1,3	0946	0974	0969	0968	0995	0920
1,5	0946	0974	0969	0968	0995	0920
1,7	0946	0974	0969	09678	0995	0920
2,1	0253/0917	0202/0851	0133/0922	0754	0847	0724
2,3	0527	0450	0543	0550	0668	0517

Таблиця А.4 – Випробування плити незнімної опалубки ПО–1(1)

Позначення приладів	III – 2	943	913	900	886	870	860	857
	III – 1	161	150	143	131	130	120	114
	IIA – 1	0882	1550	2274	2869	3511	4178	4913
	I – 3	0958	0905	0862	0822	0780	0741	0708
	I – 2	0923	0869	0827	0785	0741	0699	0655
	I – 1	0004	0110	0178	0247	0319	0388	0454
Наван-тага, т		0т	0,2т	0,4т	0,6т	0,8т	1,0т	1,2т

Таблиця А.5 – Випробування плити незнімної опалубки ПО–1(2)

Наван- тага, т	Позначення приладів					
	I – 1	I – 2	I – 3	ПА – 1	ПІ – 1	ПІ – 2
0т	6	982	990	40	686	917
0,2т	147	919	932	980	643	902
0,4т	207	873	889	1628	623	901
0,6т	260	840	859	2157	603	891
0,8т	330	796	819	2885	579	884
1,0т	406	751	780	3739	557	881

Таблиця А.6 – Випробування плити незнімної опалубки ПО–5(1)

Наван- тага, т	Позначення приладів										
	I – 1	I – 2	I – 3	I – 4	I – 5	I – 6	I – 7	I – 8	I – 9	I – 10	I – 11
0	0034	0980	0063	0953	0088	0066	0013	0945	0945	0942	0938
1	0066	0892	0095	0870	0159	0135	0080	0830	0812	0819	0825
2	0091	0813	0120	0802	0212	0184	0132	0723	0701	0728	0727
3	0117	0739	0145	0737	0257	0234	0183	0625	0599	0637	0638
4	0136	0675	0163	0690	0309	0274	0222	0545	0521	0567	0567
5	0164	0595	0190	0627	0365	0331	0276	0444	0427	0481	0479
6	0192	0508	0216	0552	0427	0396	0336	0336	0326	0382	0375
7	0222	0409	0246	0464	0494	0460	0400	0208	0205	0267	0263

Таблиця А.6 - (закінчення) – Випробування плити незнімної опалубки ПО–5(1)

Навантага, т	Позначення приладів					
	ПА–1	ПА–2	ПІ–1	ПА–2	ПА–3	ПА–4
0	0381	0496	175	2233	596	3323
1	1140	1255	155	2226	570	3321
2	1846	1987	144	2226	551	3320
3	2511	2673	131	2226	530	3319
4	3027	3202	123	2226	516	3319
5	3696	3898	111	2226	499	3318
6	4452	4727	105	2225	481	3318
7	5284	5613	102	2225	465	3318

Таблиця А.7 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПО–5(1)

Наван- тага, т	Розкриття тріщин, мм												
	Iб	IIб	IIIб	IVб	Vб	VIб	Ia	IIa	IIIa	IVa	Va	VIa	VIIa
0													
1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05
2	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,05
3	0,15	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1
4	0,15	0,15	0,1	0,05	0,1	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,1	0,1
5	0,2	0,15	0,15	0,15	0,1	0,1	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
6	0,25	0,2	0,2	0,2	0,15	0,1	0,2	0,25	0,2	0,2	0,15	0,2	0,2
7	0,25	0,2	0,2	0,2	0,15	0,15	0,3	0,25	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2

Таблиця А.8 – Випробування плити незнімної опалубки ПО–5(2)

Наван- тага, т	Позначення приладів										
	I – 1	I – 2	I – 3	I – 4	I – 5	I – 6	I – 7	I – 8	I – 9	I – 10	I – 11
0	0111	0937	0057	0977	0037	0026	0069	0945	0929	0947	0929
0,5	0123	0887	0069	0948	0065	0052	0096	0884	0873	0898	0884
1	0139	0827	0086	0900	0100	0089	0135	0805	0795	0827	0816
1,5	0151	0785	0101	0866	0128	0117	0163	0747	0737	0776	0767
2	0168	0728	0119	0818	0165	0155	0201	0670	0659	0705	0702
2,5	0183	0677	0136	0777	0198	0188	0235	0602	0592	0645	0644
3	0200	0622	0155	0732	0234	0225	0273	0529	0518	0578	0580
4	0232	0522	0189	0646	0301	0298	0342	0393	0382	0455	0460
5	0262	0433	0223	0570	0366	0371	0408	0272	0259	0343	0352
6	0307	0295	0268	0448	0460	0470	0502	0082	0068	0160	0179
7	0362	0101	0328	0277	0583	0593	0628	-	-	-	-

Таблиця А.8 (закінчення) – Випробування плити незнімної опалубки ПО–5(2)

Навантага, т	Позначення приладів					
	ПА–1	ПА–2	ПІ-1	ПА–2	ПА–3	ПА–4
0	0398	0276	1352	196	2868	372
0,5	0728	0583	1353	175	2867	372
1	1234	1085	1353	157	2864	366
1,5	1587	1452	1353	148	2861	357
2	2081	1960	1353	135	2854	353
2,5	2517	2402	1345	126	2851	352
3	2997	2887	1337	124	2847	349
4	3875	3797	1326	110	2842	349
5	4697	4632	1315	104	2838	3448
6	5914	5858	1305	094	2837	348
7	7515	7468	1286	084	2836	349

Таблиця А.9 – Випробування плити проїзної частини ПМ–1(1)

Навантага, т	Позначення приладів											
	ПА – 1	ПА – 2	ПА – 3	ПА – 4	ПІ – 1	ПІ – 2	ПІ – 3	ПІ – 4	ПІ – 5	ПІ – 6	3 – 1	3 – 2
0	0324	0572	0449	0496	365	562	579	914	580	590	0514	0414
2 (4)	0337	0573	0451	0497	341	552	568	907	575	590	0514	0414
4 (8)	0397	0595	0475	0520	299	489	535	981	550	583	0514	0414
6 (12)	0428	0616	0491	0537	282	461	523	879	534	568	0514	0414
8 (16)	0431	0644	0497	0545	273	451	514	875	528	563	0514	0414
10 (20)	0446	0675	0504	0554	266	443	505	868	519	554	0514	0414
12 (24)	0459	0685	0515	0569	257	431	495	861	507	542	0514	0414
14 (28)	0468	0700	0523	0582	249	425	485	856	497	534	0514	0414
16 (32)	0478	0710	0529	0594	242	419	478	849	488	524	0514	0414
18 (36)	0486	0750	0537	0604	235	412	475	845	481	518	0514	0414
20 (40)	0494	0756	0545	0614	228	403	468	841	475	514	0514	0414
22 (44)	0503	0769	0554	0629	222	395	465	837	467	510	0514	0414
25 (50)	0517	0787	0569	0650	216	385	465	833	457	505	0514	0414
30 (60)	0564	0826	0611	0690	199	379	465	831	435	500	0514	0414
35 (70)	0598	0855	0639	0723	191	371	461	827	427	495	0514	0414
40 (80)	0633	0889	0664	0764	179	365	461	825	416	944	0514	0414
45 (90)	0670	0924	0703	0804	175	352	461	824	404	493	0514	0414
50 (100)	0704	0960	0740	0844	171	342	461	823	391	493	0514	0414
55 (110)	0734	0991	0771	0884	169	334	461	823	378	493	0514	0414
60 (120)	0772	1029	0818	0924	166	332	463	823	364	493	0514	0414
65 (130)	0861	1076	0888	0980	166	331	468	830	351	493	0514	0414
70 (140)	0974	1164	1012	1061	180	332	486	831	339	501	0514	0414
75 (150)	0995	1255	1132	1154	217	329	509	861	329	527	0514	0414

Таблиця А.10 (закінчення) – Випробування плити проїзної частини ПМ-1(1)

Наван- тага, т											
	3 – 3	3 – 4	I – 1	I – 2	I – 3	I – 4	I – 5	I – 6	I – 7	I – 8	I – 9
0	0414	0099	0045	0962	0943	0662	0047	0880	0094	0918	0964
2 (4)	0414	0099	0046	0962	0943	0662	0047	0880	0094	0917	0964
4 (8)	0414	0099	0049	0961	0943	0662	0052	0879	0096	0915	0964
6 (12)	0414	0099	0053	0959	0943	0662	0054	0877	0099	0913	0964
8 (16)	0414	0099	0054	0959	0943	0662	0055	0877	0100	0913	0964
10 (20)	0414	0099	0055	0958	0943	0663	0056	0876	0101	0912	0964
12 (24)	0414	0099	057	0957	0941	0664	0058	0875	0103	0910	0963
14 (28)	0414	0099	0059	0956	0940	0664	0060	0874	0105	0909	0962
16 (32)	0414	0099	0061	0955	0939	0664	0062	0872	0106	0908	0961
18 (36)	0414	0099	0063	0953	0938	0665	0065	0870	0107	0906	0960
20 (40)	0414	0099	0065	0951	0936	0665	0067	0862	0109	0904	0959
22 (44)	0414	0099	0067	0948	0934	0666	0072	0826	0111	0897	0956
25 (50)	0414	0099	0072	0925	0932	0666	0077	0770	0118	0874	0954
30 (60)	0414	0099	0083	0877	0930	0667	0082	0719	0128	0778	0953
35 (70)	0414	0099	0090	0831	0933	0668	0088	0658	0135	0735	0951
40 (80)	0414	0099	0098	0782	0944	0664	0094	0614	0142	0706	0952
45 (90)	0414	0099	0107	0772	0952	0665	0099	0575	0150	0674	0961
50 (100)	0414	0099	0115	0750	0955	0667	0105	0531	0157	0637	0965
55 (110)	0414	0099	0123	0725	0960	0668	0112	0595	0165	0596	0970
60 (120)	0414	0099	0132	0693	0965	0650	0118	0440	0173	0536	0974
65 (130)	0414	0099	0153	0650	0992	0648	0126	0363	0185	0471	0845
70 (140)	0414	0099	0185	0694	0845	0641	0135	0395	0211	0360	0793
75 (150)	0414	0099	0213	0559	0772	0640	0150	0269	0234	0268	0739

Таблиця А.11 (закінчення) – Випробування плити проїзної частини ПМ-1(2)

Навантаження Т	Позначення приладів											
	ПА - 1	ПА - 2	ПА - 3	ПА - 4	ПІ - 1	ПІ - 2	ПІ - 3	ПІ - 4	ПІ - 5	ПІ - 6	3 - 1	3 - 2
0	0303	0389	0650	1015	594	379	537	381	452	642	0949	0944
2 (4)	0335	0420	0673	1040	564	352	511	362	425	632	0950	0944
4 (8)	0364	0446	0696	1064	540	324	490	341	401	618	0950	0944
6 (12)	0363	0471	0717	1081	515	310	469	323	382	606	0950	0944
8 (16)	0410	0496	0733	1097	494	280	454	310	365	594	0950	0944
10 (20)	0425	0513	0747	1111	479	267	457	298	352	585	0950	0944
12 (24)	0438	0525	0759	1123	473	254	429	288	343	576	0950	0944
14 (28)	0452	0541	0771	1135	457	255	423	278	332	569	0950	0944
16 (32)	0465	0564	0781	1152	452	244	409	273	321	563	0950	0944
18 (36)	0478	0593	0789	1173	434	225	401	266	313	559	0950	0944
20 (40)	0492	0618	0796	1192	420	214	389	257	306	559	0950	0944
22 (44)	0506	0644	0806	1210	419	203	381	250	299	557	0950	0944
25 (50)	0574	0656	0828	1230	419	193	374	250	291	553	0950	0944
30 (60)	0665	0689	0895	1271	418	170	370	245	236	544	0950	0944
40 (80)	0742	0765	0991	1356	417	176	360	244	191	538	0950	0900
50 (100)	0781	0814	1135	1398	416	177	354	259	170	538	0950	0882
55 (110)	0925	0865	1185	1445	415	177	354	268	161	544	0950	0870
60 (120)	0980	1017	1255	1563	425	179	361	292	142	580	0950	0822
65 (130)	1058	1119	1334	1662	439	184	391	360	128	610	0950	0883
70 (140)	1167	1383	1567	1939	513	195	471	384	100	663	0950	0435

Таблиця А.12 (закінчення) – Випробування плити проїзної частини ПМ–1(2)

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	3 – 3	3 – 4	I – 1	I – 2	I – 3	I – 4	I – 5	I – 6	I – 7	I – 8	I – 9	I – 10
0	0479	0520	0955	0035	0076	0949	0963	0017	0945	0032	0061	0921
2 (4)	0479	0520	0955	0035	0076	0946	0962	0020	0944	0031	0062	0921
4 (8)	0479	0520	0599	0035	0076	0946	0962	0022	0943	0032	0062	0921
6 (12)	0479	0520	0954	0037	0076	0946	0960	0025	0942	0033	0062	0921
8 (16)	0479	0520	0953	0038	076	0946	0962	0027	0941	0035	0062	0920
10 (20)	0479	0520	0952	0040	0076	0944	0956	0030	0940	0036	0062	0919
12 (24)	0479	0520	0952	0042	0077	0943	0954	0032	0940	0038	0062	0918
14 (28)	0479	0520	0952	0043	0077	0942	0952	0035	0939	0040	0063	0917
16 (32)	0479	0520	0950	0045	0077	0940	0910	0039	0938	0042	0063	0915
18 (36)	0479	0520	0948	0047	0077	0939	0887	0040	0937	0043	0064	0912
20 (40)	0479	0520	0847	0050	0077	0939	0868	042	0935	0047	0064	0912
22 (44)	0479	0520	0940	0052	0077	0939	0839	0046	0931	0051	0064	0912
25 (50)	0479	0520	0895	0055	0080	0938	0827	0049	0930	0058	0064	0912
30 (60)	0479	0520	0749	0089	0097	0938	0810	0061	0801	0081	0066	0910
40 (80)	0479	0520	0680	0096	0106	0938	0782	0077	0731	0100	0066	0906
50 (100)	0479	0520	0645	0109	0111	0940	0727	0082	0694	0109	0066	0905
55 (110)	0479	0520	0618	01214	0114	0942	0703	0089	0643	0118	0078	0694
60 (120)	0479	0520	0598	132	0115	0945	0685	0108	0569	0127	0088	0660
65 (130)	0479	0520	0545	0148	0117	0945	0560	0116	0488	0140	0090	0656
70 (140)	0479	0520	0512	0174	0125	0960	0353	0126	0134	0150	0098	0543

Таблиця А.13 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ–1 (2)

Наван- тага, т	Розкриття тріщин, мм										
	Ia	IIa	IVб	IIб	VIa	VIIIa	VIIIб	IVa	VIIa	XIб	Xб
22	0,05										
25	0,15	0,05									
30	0,15	0,05	0,05	0,1							
35	0,15	0,15	0,15	0,15	0,05	0,05					
40	0,2	0,2	0,15	0,25	0,1	0,1	0,05	0,1	0,1		
45	0,2	0,35	0,25	0,35	0,15	0,15	0,1	0,15	0,2	0,1	0,1
50	0,2	0,35	0,25	0,4	0,2	0,20	0,15	0,2	0,25	0,1	0,1
55	0,3	0,45	0,35	0,6	0,3	0,3	0,25	0,3	0,35	0,25	0,25
60	0,35	0,5	0,40	0,65	0,35	0,3	0,35	0,35	0,35	0,25	0,25
65	0,4	0,55	0,40	0,75	0,35	0,4	0,4	0,35	0,35	0,35	0,35

Таблиця А.14 – Випробування плити проїзної частини ПМ–2(1)

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	ПА – 1	ПА – 2	ПА – 3	ПА – 4	ІІІ – 1	ІІІ – 2	ІІІ – 3	ІІІ – 4	ІІІ – 5	ІІІ – 6	3 – 1	3 – 2
0	0583	1053	0447	0372	372	391	515	345	558	463	0053	0123
2 (4)	0594	1063	0452	0378	358	381	515	333	550	453	0053	0123
4 (8)	0621	1087	0476	0410	336	359	476	315	533	419	0053	0123
6 (12)	0638	1110	0497	0446	326	348	454	304	518	391	0053	0123
8 (16)	0645	1117	0504	0458	314	339	444	296	510	384	0053	0123
10 (20)	0655	1128	0517	0481	305	333	431	288	496	354	0053	0123
12 (24)	0662	1136	0525	0497	297	327	422	280	489	338	0053	0123
14 (28)	0671	1145	0536	0515	290	321	411	274	479	314	0053	0123
16 (32)	0680	1154	0550	0536	284	318	402	268	468	296	0053	0123
18 (36)	0688	1162	0562	0558	278	313	395	260	459	266	0053	0123
20 (40)	0704	1194	0586	0614	270	311	390	256	446	207	0053	0123
25 (50)	0794	1219	0644	0717	218	309	384	252	430	100	0053	0123
30 (60)	0855	1261	0679	0774	172	302	382	250	341	058	0053	0123
35 (70)	0920	1303	0725	0823	136	302	382	250	338	043	0053	0123
40 (80)	1016	1334	0776	0867	096	300	383	265	323	022	0053	0123
45 (90)	1113	1371	0859	0918	064	302	391	290	311	021	0053	0123
50 (100)	1373	1437	1046	0992	984	308	402	361	288	020	0053	0123

Таблиця А.14 (закінчення) – Випробування плити проїзної частини ПМ–2(1)

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	3 – 3	3 – 4	I – 1	I – 2	I – 3	I – 4	I – 5	I – 6	I – 7	I – 8	I – 9	I – 10
0	0023	0083	0056	0964	0950	0325	0041	0990	0049	0920	0953	0158
2 (4)	0023	0083	0057	0964	0950	0325	0041	0990	0050	0920	0953	0158
4 (8)	0023	0083	0059	0961	0950	0325	0041	0988	0052	0918	0950	0158
6 (12)	0023	0083	0059	0960	0950	0325	0045	0986	0053	0916	0948	0158
8 (16)	0023	0083	0063	0957	0950	0325	0045	0985	0056	0914	0947	0158
10 (20)	0023	0083	0065	0957	0946	0325	0048	0983	0058	0912	0946	0158
12 (24)	0023	0083	0067	0953	0945	0325	0050	0981	0060	0910	0945	0158
14 (28)	0023	0083	0069	950	0944	0325	0052	0979	0062	0907	0943	0158
16 (32)	0023	0083	0072	0947	0943	0325	0054	0976	0065	0904	0941	0158
18 (36)	0023	0083	0074	0941	0942	0325	0057	0973	0068	0901	0940	0158
20 (40)	0023	0083	0077	0946	0940	0325	0067	0974	0075	0820	0935	0158
25 (50)	0023	0083	0090	0940	0939	0339	0072	0976	0089	0590	0747	0158
30 (60)	0023	0083	0097	0920	0937	0348	0074	0963	0091	0540	0690	0158
35 (70)	0023	0075	0105	0918	0920	0354	0083	0958	0096	0436	0630	0143
40 (80)	0023	0077	0113	0908	0960	0345	0095	0924	0104	0393	0530	0137
45 (90)	0023	0077	0123	0898	0965	0354	0109	0969	0115	0176	0441	0025
50 (100)	0023	0077	0130	0888	0967	0369	0119	0413	0102	–	0330	0016

Таблиця А.15 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ–2 (1)

Наван- таження, т	Розкриття тріщин, мм												
	Ia	Iб	IIIб	IIIa	VIa	VIIIa	VIIIб	IVa	VIIa	Xa	XIб	XVIб	XVIa
18	0,05	0,1											
20	0,05	0,15	0,05	0,1	0,05	0,05							
25	0,15	0,2	0,05	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05		
30	0,15	0,25	0,15	0,15	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05		
35	0,2	0,3	0,15	0,25	0,15	0,15	0,05	0,1	0,1	0,05	0,05		
40	0,25	0,35	0,2	0,35	0,2	0,2	0,1	0,15	0,2	0,1	0,1		
45	0,4	0,35	0,25	0,4	0,25	0,25	0,15	0,25	0,25	0,15	0,15	0,15	0,05
50	0,5	0,45	0,35	0,6	0,4	0,35	0,25	0,3	0,35	0,25	0,25	0,35	0,25

Таблиця А.16 – Випробування плити проїзної частини ПМ–2(2)

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	ПА – 1	ПА – 2	ПА – 3	ПА – 4	ПІ – 1	ПІ – 2	ПІ – 3	ПІ – 4	ПІ – 5	ПІ – 6	3 – 1	3 – 2
0	0599	0638	0443	0661	463	839	710	453	780	529	0270	0113
2 (4)	0629	0659	0459	0678	440	815	685	438	762	514	0270	0113
4 (8)	0648	0676	0478	0694	423	792	669	425	746	504	0270	0113
6 (12)	0665	0690	0492	0710	408	780	655	415	732	489	0270	0113
8 (16)	0677	0700	0501	0722	400	769	644	408	723	477	0270	0113
10 (20)	0688	0708	0511	0733	396	758	637	399	713	469	0270	0113
12 (24)	0699	0722	0520	0744	386	750	628	396	704	462	0270	0113
14 (28)	0710	0731	0524	0754	380	741	621	389	696	453	0270	0113
16 (32)	0719	0743	0534	0763	375	728	614	387	688	445	0270	0113
18 (36)	0730	0753	0543	0773	369	722	606	385	682	437	0270	0113
20 (40)	0739	0761	0551	0780	363	714	600	385	677	432	0270	0113
22 (44)	0750	0769	0559	0788	362	710	594	381	673	423	0270	0113
24 (48)	0798	0783	0589	0800	348	701	584	382	669	419	0270	0113
25 (50)	0802	0792	0592	0807	348	695	584	382	668	414	0270	0113
30 (60)	0854	0820	0623	0837	332	689/680	576	393	661	418	0270	0113
35 (70)	0933	0875	0665	0895	308	678	568	415	654	396	0270	0099
40 (80)	1000	0922	0698	0950	287	674	568	422	648	393	0270	0099
45 (90)	1030	1054	0721	0984	280	674	567	428	639	393	0270	0099
50 (100)	1075	–	0748	1037	270	664	569	435	628	370	0270	0099
55 (110)	1136	–	0794	1084	263	664	569	447	620	370	0270	0098
60 (120)	1281	–	0864	1172	252	667	569	479	607	371	0270	0098
65 (130)	1443	–	1003	1440	247	673	–	515	585	381	0270	0098

Таблиця А.16 (закінчення) – Випробування плити проїзної частини ПМ–2(2)

Наван- тага, т	Позначення приладів													
	3 – 3	3 – 4	I – 1	I – 2	I – 3	I – 4	I – 5	I – 6	I – 7	I – 8	I – 9	I – 10		
0	0059	0108	0125	0952	0905	0512	0079	–	0070	0942	0972	0520		
2 (4)	0059	0108	0127	0980	0903	0503	0079	–	0071	0940	0971	0520		
4 (8)	0059	0108	0129	0958	0903	0503	0080	–	0073	0938	0970	0520		
6 (12)	0059	0108	0131	0955	0901	0512	0082	–	0075	0935	0969	0520		
8 (16)	0059	0108	0133	0953	0900	0512	0083	–	0076	0932	0968	0520		
10 (20)	0059	0108	0135	0950	0899	0513	0085	–	0078	0931	0967	0520		
12 (24)	0059	0108	0137	0947	0898	0513	0086	–	0080	0928	0965	0521		
14 (28)	0059	0108	0139	0944	0896	0514	0087	–	0081	0925	0964	0521		
16 (32)	0059	0108	0141	0940	0895	0514	0090	–	0084	0922	0963	0522		
18 (36)	0059	0108	0144	0936	0895	0514	0092	–	0086	0918	0961	0523		
20 (40)	0059	0108	0146	0931	0895	0514	0094	0915	0088	0914	0960	0523		
22 (44)	0059	0108	0149	0924	0894	0514	0096	0912	0090	0905	0957	0524		
24 (48)	0059	0108	0152	0919	0894	0514	0100	0910	0095	0802	0954	0523		
25 (50)	0059	0108	0153	0913	0993	0514	0100	0901	0096	0795	0954	0523		
30 (60)	0059	0108	0155	0746	0993	0513	0107	0908	0103	0632	0952	0522		
35 (70)	0059	0108	0161	0721	0680	0444	0123	0855	0109	0505	0779	0486		
40 (80)	0057	0108	0166	0686	0558	0396	0134	0561	0115	0403	0660	0468		
45 (90)	0054	0108	0169	0666	0516	0380	0140	0463	0118	0350	0623	0465		
50 (100)	0054	0108	0173	0640	0446	0356	0147	0393	0124	0265	0557	0464		
55 (110)	0052	0107	0180	0620	0398	0340	0155	0329	0128	0204	0497	0470		
60 (120)	–	0078	0195	0620	0354	0335	0167	0311	0130	0128	0438	0473		
65 (130)	–	0221	0214	0584	0311	0334	0257	–	0134	–	0357	0484		

Таблиця А.17 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ–2 (2)

Наван- тага, т	Розкриття тріщин, мм												
	Ia	Iб	IIa	IIб	VIa	VIб	VIIIб	IVa	VIIa	Xa	XIб	XVIб	XVIa
24	0,05	0,05											
25	0,1	0,15	0,05	0,05	0,05	0,05							
30	0,15	0,2	0,1	0,15	0,1	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05		
35	0,15	0,25	0,15	0,15	0,1	0,1	0,05	0,1	0,05	0,05	0,05		
40	0,2	0,3	0,15	0,25	0,15	0,15	0,1	0,15	0,1	0,05	0,05		
45	0,25	0,35	0,2	0,35	0,2	0,2	0,1	0,15	0,2	0,1	0,1		
50	0,4	0,35	0,25	0,4	0,25	0,25	0,15	0,25	0,25	0,15	0,15	0,15	0,05
55	0,5	0,45	0,35	0,6	0,4	0,35	0,25	0,3	0,35	0,25	0,25	0,35	0,25
60	0,4	0,35	0,25	0,4	0,25	0,25	0,15	0,25	0,25	0,15	0,15	0,15	0,05
65	0,5	0,45	0,35	0,6	0,4	0,35	0,25	0,35	0,35	0,25	0,25	0,35	0,25

Таблиця А.18 – Випробування плити проїзної частини ПМ–3(1)

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	ПА – 1	ПА – 2	ПА – 3	ПА – 4	ПІ – 1	ПІ – 2	ПІ – 3	ПІ – 4	ПІ – 5	ПІ – 6	3 – 1	3 – 2
0	0710	0545	0344	0611	668	699	668	499	466	639	0014	0914
2 (4)	0737	0536	0385	0621	629	699	651	446	445	638	0014	0914
4 (8)	0762	0563	0406	0638	598	683	648	420	434	618	0014	0914
6 (12)	0781	0587	0417	0652	578	662	619	405	423	598	0006	0914
8 (16)	0797	0608	0433	0664	567	651	594	395	417	586	0006	0914
10 (20)	0807	0620	0440	0671	560	643	577	388	412	576	0006	0914
12 (24)	0816	0632	0446	0678	556	634	581	382	407	568	0006	0914
14 (28)	0825	0645	0453	0684	548	631	546	376	402	560	0006	0914
16 (32)	0839	0660	0464	0692	539	621	531	371	397	552	0006	0914
18 (36)	0849	0667	0479	0700	534	614	514	367	391	545	0006	0914
20 (40)	0856	0686	0483	0705	527	611	504	363	390	542	0006	0914
22 (44)	0865	0698	0493	0712	527	603	489	360	387	536	0006	0914
24 (48)	0871	0709	0499	0718	521	598	477	351	384	533	0006	0914
26 (52)	0879	0721	0506	0723	519	596	465	351	378	529	0006	0914
28 (56)	0886	0734	0516	0729	517	593	454	349	374	527	0006	0914
30 (60)	0943	0746	0562	0734	516	589	438	350	372	523	0006	0911
35 (70)	1018	0928	0658	0809	509	595	269	350	356	533	0006	0910
40 (80)	1081	1078	0750	0845	504	598	238	356	342	539	0006	0910
45 (90)	1153	1133	0836	0907	497	508	225	356	322	553	0006	0910
50 (100)	1232	1172	0952	0991	497	612	223	386	296	575	0006	0910
55 (110)	1299	1191	1043	1084	514	621	236	405	270	606	0006	0910
60 (120)	1460	1290	1239	1203	558	629	270	447	244	640	0006	0910
65 (130)	1616	1440	1592	1305	647	641	324	510	228	714	0006	0910

Таблиця А.18 (закінчення) – Випробування плити проїзної частини ПМ-3(1)

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	3 – 3	3 – 4	I – 1	I – 2	I – 3	I – 4	I – 5	I – 6	I – 7	I – 8	I – 9	I – 10
0	0234	0023	0058	0913	0971	0575	0034	0955	0061	0964	0900	0534
2 (4)	0234	0034	0059	0913	0970	0575	0034	0955	0062	0964	0899	0534
4 (8)	0234	0022	0061	0913	0975	0575	0034	0955	0064	0962	0897	0534
6 (12)	0234	0022	0064	0910	0967	0575	0035	0955	0066	0869	0896	0534
8 (16)	0234	0022	0067	0907	0968	0575	0038	0954	0069	0956	0896	0535
10 (20)	0234	0022	0069	0905	0968	0575	0039	0952	0071	0953	0896	0535
12 (24)	0234	0022	0072	0903	0968	0575	0041	0951	0073	0950	0897	0535
14 (28)	0234	0022	0074	0901	0968	0575	0043	0948	0075	0947	0896	0534
16 (32)	0234	0021	0078	0901	0968	0575	0045	0945	0078	0943	0896	0534
18 (36)	0234	0021	0082	0894	0968	0575	0048	0942	0081	0938	0895	0536
20 (40)	0234	0021	0084	0891	0968	0575	0050	0940	0083	0936	0895	0535
22 (44)	0234	0021	0088	0888	0968	0575	0053	0937	0086	0931	0895	0535
24 (48)	0234	0021	0091	0885	0968	0576	0055	0955	0089	0927	0894	0535
26 (52)	0234	0021	0094	0883	0968	0577	0057	0939	0091	0923	0894	0536
28 (56)	0234	0021	0097	0880	0967	0535	0060	0927	0094	0912	0893	0536
30 (60)	0234	0021	0100	0890	0957	0578	0061	0924	0097	0946	0890	0536
35 (70)	0234	0021	0111	0890	0945	0519	0055	0943	0102	0947	0845	0520
40 (80)	0234	0021	0118	0891	0915	0515	0060	0942	0109	0946	0590	0449
45 (90)	0234	0021	0128	0892	0738	0513	0065	0942	0112	0953	0503	0422
50 (100)	0234	0020	0141	0892	0258	0513	0076	0940	0114	0978	0442	0400
55 (110)	0234	0014	0154	0892	0222	0513	0092	0938	0120	0999/06	0410	0390
60 (120)	0234	0003	0195	0892	0063	0513	0108	0938	0136	0739	0381	0382
65 (130)	0234	0016	0222	0892	0029	0513	0137	0335	0185	0810	0341	0370

Таблиця А.19 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ–3 (1)

Навантага, т	Розкриття тріщин, мм							
	Ia	Iб	IIa	IIб	VIa	VIб	VIIIб	IVa
20	0,05	0,05						
22	0,1	0,15						
24	0,15	0,15						
25	0,15	0,15						
30	0,15	0,2	0,25	0,25	0,25	0,2		
35	0,15	0,25	0,65	0,45	0,55	0,45		
40	0,2	0,3	1,45	1,25	1,15	1,15		
45	0,25	0,35	2,2	2,15	2,25	2,05		
50	0,4	0,35	3,25	2,95	3,25	3,05		
55	0,5	0,45	4,45	4,15	4,4	3,75		
60	0,4	0,35	5,25	4,75	4,85	4,25	0,15	0,25
65	0,5	0,45	6,25	6,25	5,85	5,45	0,35	0,35

Таблиця А.20 – Випробування плити проїзної частини ПМ–3(2)

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	ПА – 1	ПА – 2	ПА – 3	ПА – 4	ПШ – 1	ПШ – 2	ПШ – 3	ПШ – 4	ПШ – 5	ПШ – 6	3 – 1	3 – 2
0	2088	2565	0459	1816	545	391	569	544	543	565	0181	0102
2 (4)	2105	2586	0464	1825	535	378	556	540	538	557	0181	0102
4 (8)	2136	2603	0501	1848	519	350	539	514	513	540	0181	0102
6 (12)	2148	2612	0522	1865	511	342	529	498	497	537	0181	0102
8 (16)	2162	2618	0552	1878	511	331	526	474	478	526	0181	0102
10 (20)	2175	2628	0576	1890	510	326	512	458	464	516	0181	0102
12 (24)	2194	2643	0607	1905	510	314	496	438	446	496	0181	0102
14 (28)	2350	2661	0746	1911	510	274	471	319	409	479	0260	0102
16 (32)	2370	2667	0765	1955	510	270	460	309	401	468	0260	0102
18 (36)	2384	2678	0780	1923	510	262	448	301	391	467	0260	0102
20 (40)	2400	2686	0795	1933	510	250	436	295	382	457	0260	0102
22 (44)	2417	2700	0811	1944	424*	247	421	284	371	448	0260	0102
24 (48)	2460	2713	0861	1953	420	240	407	286	360	447	0260	0102
25 (50)	2527	2713	0941	1961	415	232	406	287	342	430	0260	0102
30 (60)	2604	2728	1050	1981	408	228	389	288	317	417	0260	0102
35 (70)	2688	2855	1182	2150	405	234	356	274	289	386	0260	0102
40 (80)	2775	2924	1312	2239	403	238	349	268	268	367	0232	0102
45 (90)	2870	3093	1455	2327	403	243	349	268	246	349	0232	0102
50 (100)	2991	3185	1627	2432	421	250	348	284	224	347	0232	0102
55 (110)	3138	3222	1817	2562	440	257	370	320	203	352	0231	0102

Таблиця А.21 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ–3 (2)

Навантага, т	Розкриття тріщин, мм							
	Ia	Iб	IIa	IIб	Va	Vб	VIIIб	IVa
20	0,05	0,05						
22	0,1	0,1						
24	0,05	0,15						
25	0,1	0,15	0,15	0,1	0,15	0,15		
30	0,15	0,2	0,45	0,25	0,25	0,2		
35	0,15	0,25	0,55	0,45	0,55	0,45		
40	0,2	0,25	1,45	1,35	1,15	1,05		
45	0,25	0,35	2,2	2,15	2,15	2,05		
50	0,35	0,35	3,25	2,95	3,15	3,15		
55	0,4	0,45	4,45	4,15	4,4	3,85		
60	0,4	0,35	4,95	4,75	4,85	4,35	0,15	0,15
65	0,45	0,4	5,45	5,25	5,75	5,65	0,45	0,40

Таблиця А.22 – Випробування плити проїзної частини ПМ–4(2)

Навантага, т	Позначення приладів								
	ПІ–1	ПІ–	ПІ–3	ПІ–4	ПІ–5	ПІ–6	3–1	3–2	3–3
0	578	266	847	434	617	639	0685	0443	–
1	578	262	845	434	589	638	0684	0444	–
2	578	245	841	434	561	628	0684	0444	0196
3	578	233	833	434	540	621	0684	0444	0196
4	578	226	828	431	521	615	0684	0444	0196
5	578	217	828	429	502	611	0684	0444	0196
6	579	207	828	426	480	609	0684	0445	0196
8	588	193	822	420	450	606	0684	0454	0196
10	588	182	817	417	399	606	0684	0461	0196
12	588	173	817	414	352	606	0684	0474	0196
14	588	166	823	413	302	612	0684	0486	0196

Таблиця А.23 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ–4(2)

Наванта- тага, т	Розкриття тріщин, мм											
	IIIб	Vб	VIб	VIIб	VIIIб	IXб	XIб	XIIб	XIIIa	VIIIa	XIVa	XXXб
4												
5	0,05	0,05	0,05									
6	0,1	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05		
8	0,15	0,05	0,05	0,1	0,05	0,05	0,1	0,05	0,05	0,1	0,25	
10	0,25	0,1	0,1	0,1	0,05	0,1	0,1	0,1	0,1	0,15	0,3	
12	0,35	0,15	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,15	0,1	0,2	0,4	0,35
14	0,45	0,15	0,1	0,1	0,05	0,15	0,2	0,15	0,15	0,3	0,55	0,7

Таблиця А. 24 (закінчення) – Випробування плити проїзної частини ПМ–4(1)

Навантага, т	Позначення приладів								
	ПІ–1	ПІ–2	ПІ–3	ПІ–4	ПІ–5	ПІ–6	З–1	З–2	З–3
0	254	632	641	283	–	744	0574	0140	0149
1	254	622	630	283	–	732	0574	0140	0149
2	254	605	613	284	–	714	0574	0140	0149
3	254	598	591	284	–	689	0574	0140	0149
4	254	580	571	284	–	675	0574	0140	0149
6	254	562	548	284	–	663	0574	0140	0149
8	254	547	546	284	720	664	0574	0140	0149
10	254	533	556	284	692	684	0574	0140	0149
12	254	503	581	284	646	716	0574	0140	0149
14	254	475	608	283	598	750	0574	0140	0149
16	254	443	559	281	523	803	0574	0140	0149
18	254	373	481	266	430	927	0574	0140	0149

Таблиця А. 25 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ–4(1)

Навантага, т	Розриття тріщин, мм										
	XXXб	IIб	VIIб	IVб	Vб	VIб	Ia	IIa	IIIa	IVa	Va
3		0,05		0,05	0,05	0,05	0,05	0,1	0,05		0,05
4		0,15	0,05	0,05	0,05	0,1	0,1	0,2	0,1	0,05	0,1
6		0,2	0,05	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,1	0,1	0,1
8		0,2	0,1	0,1	0,1	0,1	0,15	0,25	0,15	0,1	0,05
10		0,3	0,1	0,15	0,2	0,2	0,2	0,3	0,2	0,15	0,1
12	0,4	0,4	0,15	0,15	0,25	0,2	0,5	0,3	0,5	0,15	0,1
14	0,8	0,3	0,1	0,15	0,3	0,25	0,75	0,35	0,75	0,15	0,1
16	1,7	0,8	0,2	0,25	0,35	0,25	1,1	0,55	22	0,2	0,15

Таблиця А. 26 (початок) – Випробування плити проїзної частини ПМ-4(2)

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	I – 1	I – 2	I – 3	I – 4	I – 5	I – 6	I – 7	I – 8	I – 9	I – 10	I – 11	I – 12
0	–	0002	0021	0980	0956	0046	0041	0976	0953	–	0933	0033
1	–	0007	0040	0967	0949	0052	0054	0969	0943	–	0924	0058
2	–	0019	0056	0946	0940	0053	0068	0963	0930	–	0905	0085
3	–	0038	0073	0919	0921	0063	0083	0950	0894	–	0864	0111
4	–	0054	0088	0886	0856	0071	0098	0927	0836	–	0803	0137
5	–	0069	0100	0856	0794	0076	0112	0909	0781	–	0752	0180
6	–	0084	0114	0821	0758	0083	0127	0890	0712	–	0695	0184
8	–	0111	0140	0748	0588	0102	0158	0851	0696	–	0575	0231
10	–	0132	0165	0683	0421	0121	0187	0818	0536	–	0492	0275
12	–	0155	0197	0600	0294	0158	0225	0780	0466	–	0398	0329
14	–	0191	0226	0516	0226	0225	0262	0744	0376	–	0305	0383

Таблиця А. 26 (закінчення) – Випробування плити проїзної частини ПМ-4(2)

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	I – 13	I – 14	I – 15	I – 16	I – 17	I – 18	I – 19	I – 20	ПА-1	ПА-2	ПА-3	ПА-4
0	0080	0054	0938	–	0932	0929	0928	0944	0570	0015	666	0299
1	0101	0068	0914	–	0912	0907	0917	0921	0589	0049	698	0124
2	0123	0090	0878	–	0874	0876	0880	0893	0600	9862	718	9956
3	0147	0115	0838	–	0832	0836	0844	0858	0601	9756	725	9780
4	0169	0138	0799	–	0792	0796	0806	0817	0697	9366	727	9587
5	0189	0158	0762	–	0756	0761	0771	0783	0693	9266	729	9417
6	0210	0181	0715	–	0716	0722	0735	0745	0684	9178	729	9217
8	0253	0227	0621	–	0630	0635	0661	0668	0670	8790	729	8805
10	0292	0270	0654	–	0551	0555	0597	0602	0665	8597	727	8447
12	0342	0323	0547	–	0449	0448	0520	0518	0664	8008	727	7965
14	0390	0376	0462	–	0335	0333	0444	0438	0662	7500	724	7515

Таблиця А. 27 – Випробування плити проїзної частини ПМ-4(2)

Навантага, т	Позначення приладів								
	ПІ-1	ПІ-2	ПІ-3	ПІ-4	ПІ-5	ПІ-6	3-1	3-2	3-3
0	578	266	847	434	617	639	0685	0443	—
1	578	262	845	434	589	638	0684	0444	—
2	578	245	841	434	561	628	0684	0444	0196
3	578	233	833	434	540	621	0684	0444	0196
4	578	226	828	431	521	615	0684	0444	0196
5	578	217	828	429	502	611	0684	0444	0196
6	579	207	828	426	480	609	0684	0445	0196
8	588	193	822	420	450	606	0684	0454	0196
10	588	182	817	417	399	606	0684	0461	0196
12	588	173	817	414	352	606	0684	0474	0196
14	588	166	823	413	302	612	0684	0486	0196

Таблиця А. 28 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ-4(2)

Наван- тага, т	Розриття тріщин, мм											
	III6	V6	VI6	VII6	VIII6	IX6	XI6	XII6	XIIIa	VIIIa	XIVa	XXX6
4												
5	0,05	0,05	0,05									
6	0,1	0,1	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05		
8	0,15	0,05	0,05	0,1	0,05	0,05	0,1	0,05	0,05	0,1	0,25	
10	0,25	0,1	0,1	0,1	0,05	0,1	0,1	0,1	0,1	0,15	0,3	
12	0,35	0,15	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,15	0,1	0,2	0,4	0,35
14	0,45	0,15	0,1	0,1	0,05	0,15	0,2	0,15	0,15	0,3	0,55	0,7

Таблиця А. 29 (початок) – Випробування плити проїзної частини ПМ–5*

Наван- тага, т	Позначення приладів											
	I – 1	I – 2	I – 3	I – 4	I – 5	I – 6	I – 7	I – 8	I – 9	I – 10	I – 11	I – 12
0	0962	0102	0193	0615	0972	0123	0064	0483	0655	0921	0971	0130
1	0960	0109	0207	0621	0965	0127	0070	0480	0949	0912	0964	0143
2	0946	0121	0224	0617	0948	0137	0081	0475	0937	0896	0951	0163
3	0922	0132	0237	0611	0920	0147	0091	0470	0923	0873	0924	0181
4	0854/	0151/	0255/	0591/	0883/	0157/	0102/	0460/	0879/	0842/	0890/	0205/
	0878	0146	0250	0605	0867	0162	0105	0455	0894	0826	0875	0198
5	0819	0161	0267	0583	0840	0171	0117	0445	0852	0801	0850	0224
6	0763	0171	0281	0559	0797	0187	01321	0430	0808	0760	0810	0246
8	0753	0207	0207	0521	0715	0218	0159	0407	0861	0761	0741	0286
10	0656	0233	0227	0593	0653	0245	0181	0391	0738	0716	0687	0316
12	0533	0269	0251	0660	0649	0283	0208	0371	0637	0644	0633	0351
14	0300	0328	0281	0521	0660	0333	0243	0341	0537	0577	0581	0397
16	0200	0391	0320	0380	0696	0397	0281	0298	0479	0530	0557	0450

Таблиця А. 29 (продовження) – Випробування плити проїзної частини ПМ–5*

Наван- тага, т	Позначення приладів													
	I – 13	I – 14	I – 15	I – 16	I – 17	I – 18	I – 19	I – 20	ПА-1	ПА-2	ПА-3	ПА-4		
0	0122	0064	0951	0968	0936	0923	0934	0958	0151	0678	379	0422		
1	0132	0075	0947	0960	0924	0907	0922	0957	0158	0690	383	0510		
2	0152	0093	0928	0932	0896	0897	0875	0926	0158	0788	389	0633		
3	0168	0110	0905	0904	0869	0871	0845	0902	0159	0880	392	0735		
4	0191/ 0186	0126/ 0135	0859/ 0877	0848/ 0869	0819/ 0836	0838/ 0822	0808	0875/ 0850	0159	1058/ 1088	394	0848/ 0868		
5	0209	0153	0825	0807	0782	0784	0756	0849	0159	1158	395	0972		
6	0235	0174	0783	753	0729	0733	0701	0763	0154	1314	390	1138		
8	0276	0213	0704	0656	0630	0633	0602	0671	0141	1631	375	1567		
10	03096	0244	0637	0578	0549	0552	0522	0599	0129	1796	362	1733		
12	0342	0281	0562	0481	0458	0447	0431	0519	0117	2029	345	2085		
14	0389	0328	0450	0346	0331	0306	0293	0415	0111	2634	334	2541		
16	0443	0382	0324	0151	0193	0072	0130	0278	0135	3168	330	3082		

Таблиця А. 29 (закінчення) – Випробування плити проїзної частини ПМ–5*

Навантага, т	Позначення приладів								
	ПІ–1	ПІ–2	ПІ–3	ПІ–4	ПІ–5	ПІ–6	З–1	З–2	З–3
0	507	494	626	284	745	890	0525	0709	0401
1	507	481	623	283	725	880	0525	0709	0401
2	507	463	619	283	706	867	0525	0709	0401
3	507	449	616	283	690	860	0525	0709	0401
4	507	436/439	613/618	283	677	855	0525	0709	0401
5	507	436	617	283	667	853	0525	0709	0401
6	507	436/381	618	283	655	853	0525	0709	0401
8	507	386	635	283	635	853	0525	0709	0396
10	507	386	654	283	621	861	0525	0709	0396
12	507	386	712	283	606	885	0525	0709	0396
14	507	386/355	751	284	587	913	0525	0709	0418
16	507	355	800	290	572	950	0525	0709	0426

Таблиця А. 30 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ–5*

Наван- тага, т	Розриття тріщин, мм											
	Iб	IIб	IIIб	IVб	Vб	VIб	VIIб	VIII б	IXб	XXб	XXI IIб	XX Vб
3	0,05	0,05	0,05	0,05	0,05	0,1	0,05	0,05	0,05			
4	0,05	0,1	0,05	0,05	0,1	0,1	0,1	0,05	0,1			
5	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,15	0,15	0,1	0,1	0,1	0,05	
6	0,1	0,1	0,1	0,15	0,1	0,15	0,15	0,1	0,1	0,15	0,1	
8	0,15	0,15	0,15	0,15	0,2	0,2	0,2	0,15	0,15	0,2	0,15	
10	0,2	0,2	0,2	0,15	0,15	0,2	0,2	0,15	0,2	0,25	0,15	0,15
12	0,2	0,15	0,2	0,2	0,2	0,25	0,25	0,2	0,2	0,25	0,15	0,25
14	0,25	0,15	0,2	0,25	0,3	0,3	0,25	0,2	0,2	0,2	0,2	0,3

Таблиця А.31 – Величина розкриття тріщин при випробуванні ПМ–5*

Наван- тага, т	Розриття тріщин, мм											
	Iб	IIб	IIIб	IVб	Vб	VIб	VIIб	VIIIб	IXб	XXIIб	XXXб	XXVб
2	0,05	0,05	0,05	0,05	0,1	0,05	0,1	0,05	0,05			
4	0,1	0,1	0,1	0,1	0,1	0,05	0,1	0,1	0,1	0,1		
6	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,1	0,1	0,1	0,15	0,2		
8	0,2	0,1	0,15	0,2	0,2	0,15	0,15	0,15	0,2	0,25	0,5	
10	0,2	0,15	0,25	0,15	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15	0,35	0,9	0,2

ДОДАТОК Б

Приклад розрахунку та випробування плити ЗБНО, що не включається в сумісну роботу з плитою проїзної частини

У даному прикладі плита ЗБНО – плоска плита зі звичайною арматурою. Плита не включена в роботу загального перерізу, тому розрахована тільки на навантагу від ваги бетонної суміші та навантагу від людей та транспортних засобів при подачі бетонної суміші бетоноводами. Плита має розміри в плані 1200 мм х 600 мм, товщину 50 мм і армована арматурною сіткою із 4 стрижнями 8 А–І ДСТУ 3760, крок стрижнів 150 мм в поздовжньому напрямку. В поперечному напрямку сітка має 8 стрижнів 8 А–І ДСТУ 3760 з кроком 150 мм. Краї арматурних стрижнів загнуті з метою забезпечення надійної передачі сил зчеплення на бетон, уникнення утворення поздовжніх тріщин і розколювання. Бетон плити прийнятий класу В40; хоч плита і не врахована в роботі конструкції, проте застосування бетону високого класу обумовлене малою товщиною плити та необхідністю забезпечення відповідного класу морозостійкості. По плиті буде вкладатися шар бетону товщиною 200 мм, тому розрахункове рівномірно розподілена навантага на плиту складає 5 кН/м^2 , власна вага при товщині плити 50 мм – 1.25 кН/м^2 , навантага від людей та транспортних засобів при подачі бетонної суміші бетоноводами – $0,5 \text{ кН/м}^2$. Сумарна навантага складає 6.75 кН/м^2 .

Розрахункові зусилля:

- по II граничному стану
-

$$M_{\max}^n = \frac{ql^2}{8} b = \frac{6,75 \times 1,14^2}{8} \times 0,6 = 0,66 \text{ кНм}, \quad (\text{Б.1})$$

$$Q_{\max}^n = \frac{ql}{2} b = \frac{6,75 \times 1,14}{2} \times 0,6 = 2,3 \text{ кНм}, \quad (\text{Б.2})$$

- по I граничному стану

$$M_{\max} = M_{\max}^n \times \gamma_f = 0.66 \times 1,25 = 0,83 \text{ кНм}, \quad (\text{Б.3})$$

$$Q_{\max} = Q_{\max}^n \times \gamma_f = 2,3 \times 1,25 = 2,875 \text{ кНм}, \quad (\text{Б.4})$$

Розрахункові характеристики матеріалів:

Бетон В40

$R_b = 20$ МПа – розрахунковий опір бетону на стиск;

$R_{bt} = 1,25$ МПа – розрахунковий опір бетону на розтяг;

Арматура класу АІ

$R_s = 210$ МПа – розрахунковий опір арматури на розтяг;

$E_s = 2,06 \times 10^5$ МПа – модуль пружності сталі.

Визначимо робочу висоту перерізу

$$h_0 = h - a_s = 50 - 24 = 26 \text{ мм}. \quad (\text{Б.5})$$

Відстань від розтягнутої грані до центру розтягнутої арматури

$$a_s = a + d/2 = 20 + 8/2 = 24 \text{ мм}, \quad (\text{Б.6})$$

де a – захисний шар бетону.

Розрахунок на міцність на дію згинального моменту (I граничний стан)

$$\alpha_0 = M_{\max} / (R_b \times b \times h_0^2) = 0,12, \quad (\text{Б.7})$$

тоді

$$\xi = 0,118,$$

$$\eta = 0,941.$$

Визначаємо граничне значення коефіцієнту ξ_y

$$\xi_y = \omega / (1 + R_s / 500 \cdot (1 - \omega / 1,1)) = 0,62, \quad (\text{Б.8})$$

де

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times R_b = 0,71. \quad (\text{Б.9})$$

Перевіряємо умову $\xi = 0,118 < \xi_y = 0,62$.

З умови міцності знаходимо необхідну площу арматури

$$A_s = M_{\max} / (R_s \times h_0 \times \eta) = 1,64 \text{ см}^2 \quad (\text{Б.10})$$

На ширині плити $b = 60$ см розміщується 4 стрижні 8 А–І ДСТУ 3760 з кроком 150 мм та площею арматури $2,01 \text{ см}^2$. Висота стиснутої зони:

$$x = R_s \times A_s / (R_b \times b) = 0,4 \text{ см}. \quad (\text{Б.11})$$

Несна здатність перерізу згідно (2.1):

$$M_u = R_b \times b \times x \times (h_0 - x/2) = 1,01 \text{ кНм} > M_{\max} = 0,83 \text{ кНм}. \quad (\text{Б.12})$$

Умова виконана.

Розрахунок на міцність на дію поперечної сили (І граничний стан)

Для залізобетонних елементів без поперечної арматури згідно повинна виконуватися умова

$$Q \leq Q_b + Q_w^r, \quad (\text{Б.13})$$

$$Q_b = (2 \times R_{bt} \times b \times h_0^2) / c = 39 \text{ кН}, \quad (\text{Б.14})$$

$$m \times R_{bt} \times b \times h'_0 = 25,35 \text{ кН}.$$

Приймаємо $c = h'_0 = 0,026 \text{ м}$, $m = 1,3$.

Отже, приймаємо $Q_b = 25.35 \text{ кН}$

$$Q_w^r = 1000 \times A_w^r = 20,106 \text{ кН}, \quad (\text{А.15})$$

де площа горизонтальної арматури, яку перетинає похилий переріз $A_w^r = 2.01$.

$$Q = 2.875 \text{ кН} < Q_b + Q_w^r = 45,46 \text{ кН} \quad (\text{Б.16})$$

Міцність перерізу по поперечній силі забезпечено.

Розрахунок на тріщиностійкість (II граничний стан).

Напруга в розтягнутій арматурі

$$\sigma_s = M_{\max}^n / (A_s \times (h_0 - 0,5 \times x)) = 149,34 \text{ МПа}. \quad (\text{Б.17})$$

Площа зони взаємодії

$$A_r = b \times (a_s + d/2) = 144 \text{ см}^2. \quad (\text{Б.18})$$

Радіус армування

$$R_r = A_r / \Sigma(\beta \times n \times d) = 30 \text{ см}. \quad (\text{Б.19})$$

Коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном
 $\beta = 1$.

Число арматурних стрижнів з однаковим номінальним діаметром $n = 4$.

Коефіцієнт розкриття тріщин:

$$\psi = 1,5 \times \sqrt{R_r} = 8.22 \quad (\text{Б.20})$$

Ширина розкриття тріщин

$$a_{cr} = \sigma_s / E_s \times \psi = 0,0059 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0,02 \text{ см.} \quad (\text{Б.21})$$

Тріщиностійкість перерізу забезпечено.

Визначимо прогин плити ЗБНО від ваги монолітного бетону на стадії влаштування плити проїзної частини.

Жорсткість перерізу елемента $\bar{B}$ при короткочасній дії тимчасової навантаги з урахуванням утворення тріщин буде

$$\bar{B} = k \times E_b \times I_{red} = 0,173 \text{ МПа} \times \text{м}^4. \quad (\text{Б.22})$$

Прогин посередині прогону становитиме

$$f = f_q + f_v = \frac{5}{48} \left(\frac{M_{g,n} \times l_p^2}{B_q^*} + \frac{M_{v,n} \times l_p^2}{B} \right) = 0,0005942 \text{ м} = 0,6 \text{ мм.} \quad (\text{Б.23})$$

Порівняння результатів розрахунку та експериментальних даних з випробувань плит опалубки

Основні показники, по яким виконано порівняння :

- несна здатність нормального перерізу по згинальному моменту;
- несна здатність похилого перерізу по поперечній силі;
- наявність та величина розкриття тріщин при розрахунковому (нормативному) навантаженні;
- величина деформацій, а саме прогинів при розрахунковому (нормативному) навантаженні.

Схема випробувань плит ЗБНО показана на рис. Б.1.

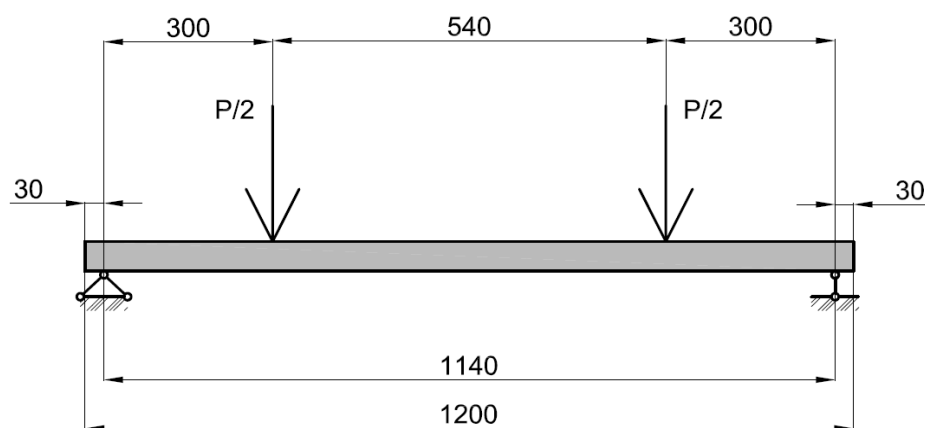


Рисунок Б.1 – Схема випробування залізобетонних плит ЗБНО

Проте конструкція на етапі виготовлення монолітної плити проїзної частини розрахована на рівномірно розподіленої навантаги від ваги рухомої бетонної суміші. Тому для порівняння результатів, необхідно знайти відповідну еквівалентну рівномірно розподілену навантагу або значення прикладених сил від домкрата, які будуть створювати розрахунковий згинальний момент в перерізі. Розглянемо розрахункову схему (див. рис. Б.2).

Отже, потрібно визначити величину P . Величина розрахункового згинального моменту становить 0,83 кНм.

$$M = P/2 \times (y_1 + y_2) = 0,83 \text{ кНм.} \quad (\text{Б.24})$$

Звідси

$$P/2 = \frac{M}{(y_1 + y_2)} = \frac{0,83}{0,15 + 0,15} = 2,76 \text{ кН} = 280 \text{ кг.} \quad (\text{Б.25})$$

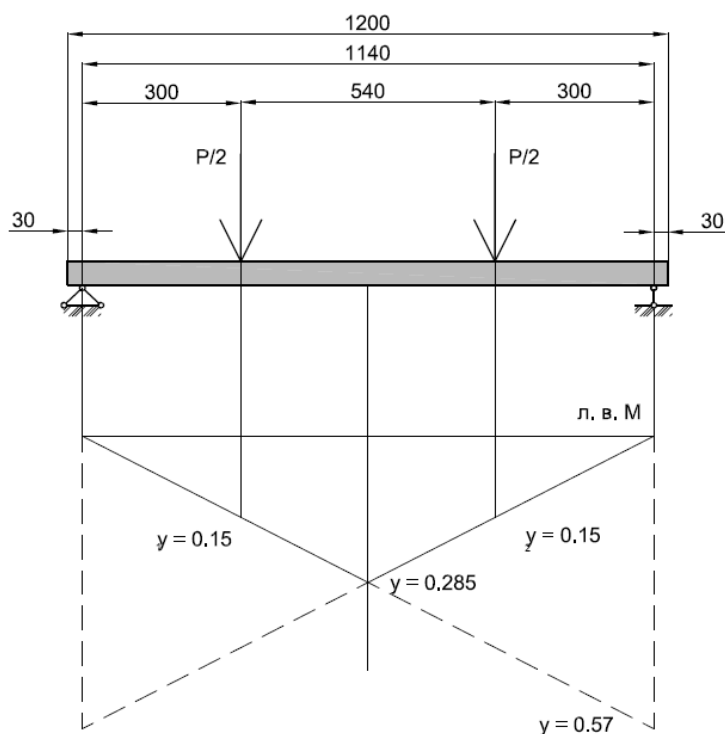


Рисунок Б.2 – Схема визначення ординат лінії впливу для плит ЗБНО.

З урахуванням власної ваги, приймаємо рівень навантаги на домкраті в 600 кг. Конструкція витримала дану навантагу. Ніяких руйнувань нормального перерізу по згинальному моменту не виявлено. Те саме стосується і поперечної сили. Зафіксована максимальна навантага по двох плитах склала близько 1,6 т. Виходячи з цього, запас міцності по згинальному моменту складає більше 2-х разів.

При навантазі 400 кг при випробуванні плит ЗБНО з'являлись перші тріщини. Розкриття тріщини при проєктній навантазі становить 0,06 мм. Величина розкриття тріщини при випробуванні становить 0,05 мм.

Визначений розрахунком прогин плити ЗБНО при розрахункій навантазі складає – 0,6 мм. Зафіксований прогин при випробуванні склав 0,57 мм. Проте, за рахунок того, що плита при розрахунку завантажена рівномірно розподіленою навантагою від ваги рухомої бетонної суміші, а випробування проводилось по схемі «чистого згину», потрібно виконати перерахунок розрахункового прогину. Прогин по схемі «чистого згину» складає 0,7 мм.

Приклад розрахунку плоскої плити ЗБНО, що включається в сумісну роботу з плитою проїзної частини

Плити ЗБНО монтуються на балки прогонової будови. По плитам вкладається шар монолітного бетону товщиною 200 мм. Клас бетону монолітної плити – В30. Армування монолітної плити складається тільки з однієї сітки – верхньої. Армування, розраховане на додатній момент в прольоті плит проїзної частини, закладене в плити ЗБНО. Плити незнімної опалубки заармовані ненапруженою арматурою класу АІІІ. Включення плит незнімної опалубки в роботу дало збільшення робочої висоти перерізу на 50 мм, що, в свою чергу, веде до зменшення кількості необхідної арматури в середині польоту плит проїзної частини моста. Розрахунок зусиль у плиті проїзної частини було виконано за допомогою програмного комплексу «ЛІРА САПР 2019» (ліцензія 1/2094-19). Розрахункові зусилля показано в табл. Б.2.

Таблиця Б.2 – Екстремальні зусилля у плиті

Навантага		Гран. стан	M _{max}	M _{min}	Q
Постійне сумарне		I	1,17	−0,95	3,90
		II	0,79	−0,64	2,6
A15	тандем	I	20,93	−23,08	83,77
		I витрив.	16,10	−17,76	64,44
		II	10,73	−11,84	42,96
	смуга	I	1,61	−1,77	6,45
		II	1,07	−1,18	4,30
Сумарне = постійне + A15		I	23,70	−25,80	94,12
		I витрив.	17,27	−18,71	68,34
		II	12,59	−13,66	49,86

Розрахункова схема наведена на рисунку Б.3.

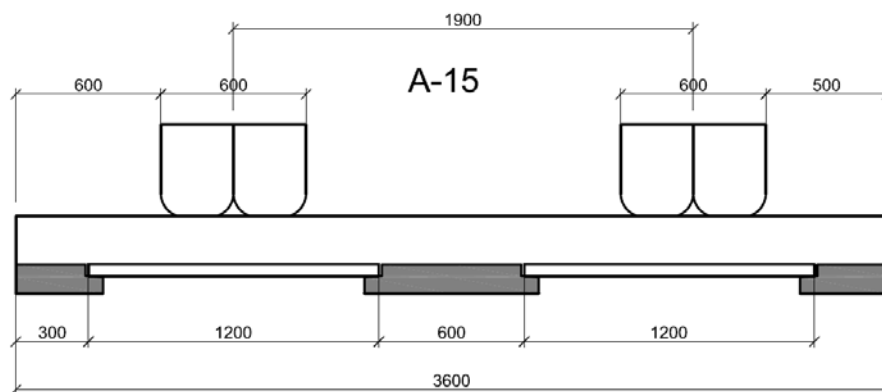


Рисунок Б.3 – Розрахункова схема плити проїзної частини

Висота перерізу плити (сумарна), $h = 0,25$ м.

Висота монолітної плити, $h_{\text{мон}} = 0,2$ м.

Висота збірної плити (опалубочної плити), $h_{\text{оп}} = 0,05$ м.

Ширина плити опалубки (на яку розраховується плита), $b = 0,6$ м

Бетон плит незнімної опалубки приймається В40.

Бетон плити проїзної частини приймається В30.

Бетон В30

$R_{b,V30} = 15,5$ МПа – розрахунковий опір бетону на стиск;

$R_{bt,V30} = 1,1$ МПа – розрахунковий опір бетону на розтяг.

Бетон В40

$R_{b,V40} = 20$ МПа – розрахунковий опір бетону на стиск;

$R_{bt,V40} = 1,25$ МПа – розрахунковий опір бетону на розтяг.

Арматура класу АІІІ

$R_s = 350$ МПа – розрахунковий опір арматури на розтяг;

$E_s = 1,96 \times 10^5$ МПа – модуль пружності арматури.

Прийняте армування плити

- верхня арматура – $\varnothing 18$ з кроком 200 мм;
- нижня арматура – $\varnothing 12$ з кроком 150 мм.

Захисний шар у просвіт

- для верхньої арматури $a' = 5$ см.

- для нижньої арматури $a = 2$ см.

Відповідно,

$$a_s' = a' + d/2 = 5,9 \text{ см} \quad (\text{Б.1.1})$$

$$a_s = a + d/2 = 2,6 \text{ см} \quad (\text{Б.1.2})$$

Переріз в середині прогону плити

Робоча висота перерізу

$$h_0 = h - a_s = 17,1 \text{ см.} \quad (\text{Б.1.3})$$

Розрахунок на міцність нормального перерізу на дію згинального моменту
(І граничний стан)

$$\alpha_0 = M_{\max}/(R_b \times b \times h_0^2) = 0,09, \quad (\text{Б.1.4})$$

тоді

$$\xi = 0,085,$$

$$\eta = 0,955.$$

Визначаємо граничне значення коефіцієнту ξ_y

$$\xi_y = \omega/(1+R_s/500 \times (1 - \omega/1,1)) = 0,59, \quad (\text{Б.1.5})$$

де

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times R_b = 0,726. \quad (\text{Б.1.6})$$

Перевіряємо умову $\xi = 0,085 < \xi_y = 0,59$.

З умови міцності знаходимо необхідну площу арматури

$$A_s = M_{\max}/(R_s \times h_0 \times \eta) = 4,15 \text{ см}^2 \quad (\text{Б.7})$$

На ширині плити $b = 60$ см розміщується 3 стрижні 18 А–ІІІ ДСТУ 3760 мм з кроком 200 мм та площею арматури $7,63$ см². Висота стиснутої зони:

$$x = R_s \times A_s / (R_b \times b) = 2,87 \text{ см} \quad (\text{Б.1.8})$$

Несна здатність перерізу:

$$M_u = R_b \times b \times x \times (h_0 - x/2) = 41,85 \text{ кНм} > M_{\max} = 23,70 \text{ кНм}. \quad (\text{Б.1.9})$$

Умова виконана.

Розрахунок на тріщиностійкість (ІІ граничний стан).

Напруга в розтягнутій арматурі

$$\sigma_s = M_{\max}^n / (A_s \times (h_0 - 0,5 \times x)) = 105,31 \text{ МПа}. \quad (\text{Б.1.9})$$

Площа зони взаємодії

$$A_r = b \times (a_s + d/2 + 6 \times d) = 174 \text{ см}^2. \quad (\text{Б.1.10})$$

Радіус армування

$$R_r = A_r / \Sigma(\beta \times n \times d) = 32,222 \text{ см}. \quad (\text{Б.1.11})$$

Коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном $\beta = 1$.

Число арматурних стрижнів з однаковим номінальним діаметром $n = 3$.

Коефіцієнт розкриття тріщин:

$$\psi = 1,5 \times \sqrt{R_r} = 8,51. \quad (\text{Б.1.12})$$

Ширина розкриття тріщин

$$a_{cr} = \sigma_s / E_s \times \psi = 0,005 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0,02 \text{ см}. \quad (\text{Б.1.13})$$

Тріщиностійкість перерізу забезпечено.

$$Q = 94,12 \text{ кН} < Q_b + Q_w^r = 273,66 \text{ кН}. \quad (\text{Б.1.14})$$

Міцність перерізу по поперечній силі забезпечено.

Переріз в місці обпирання плити

Робоча висота перерізу

$$h_0' = h - a_s' = 14,1 \text{ см}. \quad (\text{Б.1.15})$$

Розрахунок на міцність (І граничний стан)

$$\alpha_0 = M_{\max} / (R_b \times b \times h_0'^2) = 0,14, \quad (\text{Б.1.16})$$

тоді

$$\xi = 0,13$$

$$\eta = 0,93$$

Визначаємо граничне значення коефіцієнту ξ_y

$$\xi_y = \omega / (1 + R_s / 500(1 - \omega / 1,1)) = 0,59, \quad (\text{Б.1.17})$$

де

$$\omega = 0,85 - 0,008 \times R_b = 0,726. \quad (\text{Б.1.18})$$

Перевіряємо умову $\xi = 0,13 < \xi_y = 0,59$

З умови міцності знаходимо необхідну площу арматури

$$A'_s = M_{\min}/(R_s \times h_0' \times \eta) = 5,62 \text{ см}^2. \quad (\text{Б.1.19})$$

На ширині плити $b = 60 \text{ см}$ розміщується 3 стрижні $\varnothing 18 \text{ мм}$ з кроком 200 мм та площею арматури $7,63 \text{ см}^2$. Висота стиснутої зони:

$$x = R_s \times A_s'/(R_b \times b) = 2,87 \text{ см}. \quad (\text{Б.1.20})$$

Несна здатність перерізу:

$$M_u = R_b \times b \times x \times (h_0' - x/2) = 33,85 \text{ кНм} > M_{\min} = 25,80 \text{ кНм}. \quad (\text{Б.1.21})$$

Умова виконана.

Розрахунок на тріщиностійкість (II граничний стан).

Напруга в розтягнутій арматурі

$$\sigma_s = M_{\min}^n/(A_s \times (h_0' - 0,5 \times x)) = 191,83 \text{ МПа}. \quad (\text{Б.1.22})$$

Площа зони взаємодії

$$A_r = b \times (a_s + d/2 + 6 \times d) = 1002 \text{ см}^2. \quad (\text{Б.1.23})$$

Радіус армування

$$R_r = A_r/\Sigma(\beta \times n \times d) = 185,55 \text{ см}. \quad (\text{Б.1.24})$$

Коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном $\beta = 1$.

Число арматурних стрижнів з однаковим номінальним діаметром $n = 3$.

Коефіцієнт розкриття тріщин:

$$\psi = 1,5 \times \sqrt{R_r} = 20,43 \quad (\text{Б.1.25})$$

Ширина розкриття тріщин

$$a_{cr} = \sigma_s / E_s \times \psi = 0,02 \text{ см} < \Delta_{cr} = 0,02 \text{ см}. \quad (\text{Б.1.26})$$

Тріщиностійкість перерізу забезпечено.

Міцність перерізу плити за поперечною силою.

Для залізобетонних елементів без поперечної арматури згідно з ДБН В.2.3-14 повинна виконуватися умова

$$Q \leq Q_b + Q_w^r, \quad (\text{Б.1.27})$$

$$Q_b = (2 \times R_{bt} \times b \times h_0^2) / c = 186,12 \text{ кН}, \quad (\text{Б.1.28})$$

$$m \times R_{bt} \times b \times h_0' = 120,978 \text{ кН}.$$

Приймаємо $c = h'_0 = 0,141 \text{ м}$

$m = 1,3$

Отже, приймаємо $Q_b = 120,978 \text{ кН}$

$$Q_w^r = 1000 \times A_w^r = 152,6814 \text{ кН}, \quad (\text{Б.1.29})$$

де площа горизонтальної арматури, яку перетинає похилий переріз $A_w^r = 15,27$.

Розрахунок плити проїзної частини на витривалість.

По 3.93 ДБН В.2.3-14:

Розрахунок елементів, що згинаються, на витривалість виконується з умови:

1) Перевірка по бетону:

$$M \times x_1 / I_{red} < m_{b1} \times R_b; \quad (\text{Б.1.30})$$

2) Перевірка по арматурі:

$$n' \times M / I_{\text{red}} \times (h_0 - x_1) < m_{\text{as1}} \times R_s, \quad (\text{Б.1.31})$$

де x_1 – висота стиснутої зони бетону,

$$m_{\text{b1B30}} = 0,6 \times \beta_B \times \varepsilon_B = 0,786. \quad (\text{Б.1.32})$$

Для бетону В30 $\beta_B = 1,31$ а $\varepsilon_B = 1$.

$$m_{\text{b1B40}} = 0,6 \times \beta_B \times \varepsilon_B = 0,756. \quad (\text{Б.1.33})$$

Для бетону В40 $\beta_B = 1,26$ а $\varepsilon_B = 1$.

$$n' = E_s / E_{\text{bB30}} = 15 \quad n = E_s / E_{\text{b40}} = 10. \quad (\text{Б.1.34})$$

По 3.48 ДБН В.2.3-14.

$$h_0 = 0,171 \text{ м}$$

$$a'_s = 0,059 \text{ м}$$

$$A_s = 0,00076 \text{ м}^2$$

$$A'_s = 0,00076 \text{ м}^2$$

Розрахунок верхньої арматури

$$M = -18,71 \text{ кНм},$$

$$h'_0 = 0,141 \text{ м},$$

$$x_1 = (-n' \times (A'_s - A_s) + \sqrt{D}) / b = 0,0654 \text{ м}, \quad (\text{Б.1.35})$$

$$D = (n' \times (A'_s - A_s))^2 + 2 \times b \times n' \times (A'_s \times h'_0 - A_s \times a_s) = 0,0015 \text{ м}^4, \quad (\text{Б.1.36})$$

$$I_{\text{red}} = x_1^3 \times b / 12 + n' \times (A'_s \times (h'_0 - x_1)^2 + A_s \times (x_1 - a_s)^2) = 0,000496 \text{ м}^4 \quad (\text{Б.1.37})$$

Коефіцієнт циклу повторюваних напруг

$$\rho = \sigma_{\text{b,min}} / \sigma_{\text{b,max}} = 0,05, \quad (\text{Б.1.38})$$

$$m_{as1} = \beta_{ps}\epsilon_{ps} = 0,555, \quad (Б.1.39)$$

де $\beta_{ps} = 1, \epsilon_{ps} = 0,555$.

Перевірка по бетону:

$$M \times x_1 / I_{red} < m_{b1} B_{30} \times R_b; \quad 2466 \text{ кН/м}^2 < 12183 \text{ кН/м}^2. \quad (Б.1.40)$$

Умова виконується.

Перевірка по арматурі:

$$n' \times M \times (h_0' - x_1) / I_{red} < m_{as1} \times R_s; \quad 42771 \text{ кН/м}^2 < 194250 \text{ кН/м}^2. \quad (Б.1.41)$$

Умова виконується.

Умови міцності на витривалість збірної частини плити проїзної частини виконано.

Розрахунок нижньої арматури

$$M = 17,27 \text{ кНм},$$

$$h_0' = 0,171 \text{ м},$$

$$x_1 = (-n \times (A'_s - A_s) + \sqrt{D}) / b = 0,0654 \text{ м}, \quad (Б.1.42)$$

$$D = (n \times (A'_s - A_s))^2 + 2 \times b \times n \times (A'_s \times h_0 - A_s \times a_s) = 0,001539 \text{ м}^4, \quad (Б.1.43)$$

$$I_{red} = x_1^3 \times b / 12 + n \times (A'_s \times (h_0 - x_1)^2 + A_s \times (x_1 - a_s)^2) = 0,00142 \text{ м}^4. \quad (Б.1.44)$$

Коефіцієнт циклу повторюваних напруг

$$\rho = \sigma_{b,min} / \sigma_{b,max} = 0,07, \quad (Б.1.45)$$

$$m_{as1} = \beta_{ps}\epsilon_{ps} = 0,555, \quad (Б.1.46)$$

де $\beta_{ps} = 1, \epsilon_{ps} = 0,555$.

Перевірка по бетону:

$$M \times x_1 / I_{\text{red}} < m_{b1} B_{30} \times R_b; \quad 8126 \text{ кН/м}^2 < 12852 \text{ кН/м}^2 \quad (\text{Б.1.47})$$

Умова виконується.

Перевірка по арматурі:

$$n \times M \times (h_0 - x_1) / I_{\text{red}} < m_{as1} \times R_s; \quad 179017 \text{ кН/м}^2 < 194250 \text{ кН/м}^2 \quad (\text{Б.1.48})$$

Умова виконується.

Умови міцності на витривалість збірної частини плити проїзної частини виконано.

Визначення прогину

Визначимо прогин плити.

$E_b, B_{30} = 32,5 \times 10^3 \text{ МПа}$ – модуль пружності бетону В30.

Відношення модулів пружності бетону і арматури згідно 3.48 ДБН В.2.3-14 $n=10$.

Приведений до бетону (В30) момент інерції перерізу плити:

- переріз в середині прогону плити:

$$I_{\text{red,пр}} = 0,000458 \text{ м}^4. \quad (\text{Б.1.49})$$

- переріз в місці опирання плити:

$$I_{\text{red,оп}} = 0,000458 \text{ м}^4. \quad (\text{Б.1.50})$$

Кривизну елементів з ненапруженою арматурою визначаємо по формулі:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_g}{B_g^*}. \quad (\text{Б.1.51})$$

Кривизна всередині прогону:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_{\max}}{B_g^*} = 0,001411 \text{ м}^{-1}. \quad (\text{Б.1.52})$$

Кривизна на опорі №1:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_{\min}}{B_g^*} = 0,001411 \text{ м}^{-1}. \quad (\text{Б.1.53})$$

Жорсткість перерізу з урахуванням виникнення тріщин та повзучості:

$$B_g^* = E_{b, \hat{A}_{30}} \times I_{\text{red}}, \quad (\text{Б.1.54})$$

- переріз в середині прогону плити:

$$B_g^* = E_{b, \hat{A}_{30}} \times I_{\text{red, пр}} = 14885,63 \text{ кНм}^2. \quad (\text{Б.1.55})$$

- переріз в місці опирання плити:

$$B_g^* = E_{b, \hat{A}_{30}} \times I_{\text{red, оп}} = 14885,63 \text{ кНм}^2. \quad (\text{Б.1.56})$$

Прогин визначається по формулі:

$$f = \left(\frac{1}{\rho_m} \times S - 0.5 \times \left(\frac{1}{\rho_{0,1}} + \frac{1}{\rho_{0,r}} \right) \times \left(\frac{1}{8} - S \right) \right) \times l_p^2 = 0,000188 \text{ м} = 0,188 \text{ мм}. \quad (\text{Б.1.57})$$

Додаток В

Комп'ютерна програма для розрахунку плит проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками

В.1 Загальні відомості про розрахунково-аналітичну систему

Розрахунково-аналітична система розрахунку плит проїзної частини мостів зі сталевим профільованим настилом розроблена згідно з договором №75-13/167 від 19 липня 2013 р. між Державним агентством автомобільних доріг України та Національним транспортним університетом «Розробити Методичні рекомендації з проєктування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою та відповідну розрахунково-аналітичну систему».

Остаточна, третя редакція системи із необхідними доповненнями та змінами базується на методичних рекомендаціях з проєктування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою, розроблених згідно з договором №75-13/167, наданих відгуках, та передається Державному агентству автомобільних доріг України разом із згаданими методичними рекомендаціями.

Система розроблена на базі [об'єктно-орієнтованої мови програмування](#) Java, синтаксис мови багато в чому схожий на С та С++. На вибір мови програмування вплинули чотири фактори:

1. синтаксис мови «простий, об'єктно-орієнтовний та звичний»;
2. реалізація «безвідмовна та безпечною», а також «високопродуктивна»;
3. зберігається «незалежність від архітектури та портативність»;
4. мова «динамічна, інтерпретована та підтримує мультиопрацювання».

Під «незалежністю від архітектури» мається на увазі те, що програма, написана на мові Java, працюватиме на будь-якій підтримуваній апаратній чи системній платформі без змін у початковому коді та перекомпіляції.

В.2 Опис розрахунково-аналітичної системи

Редакція складається із таких розділів:

1. Вибір типу плити проїзної частини (див. рис. В.1).

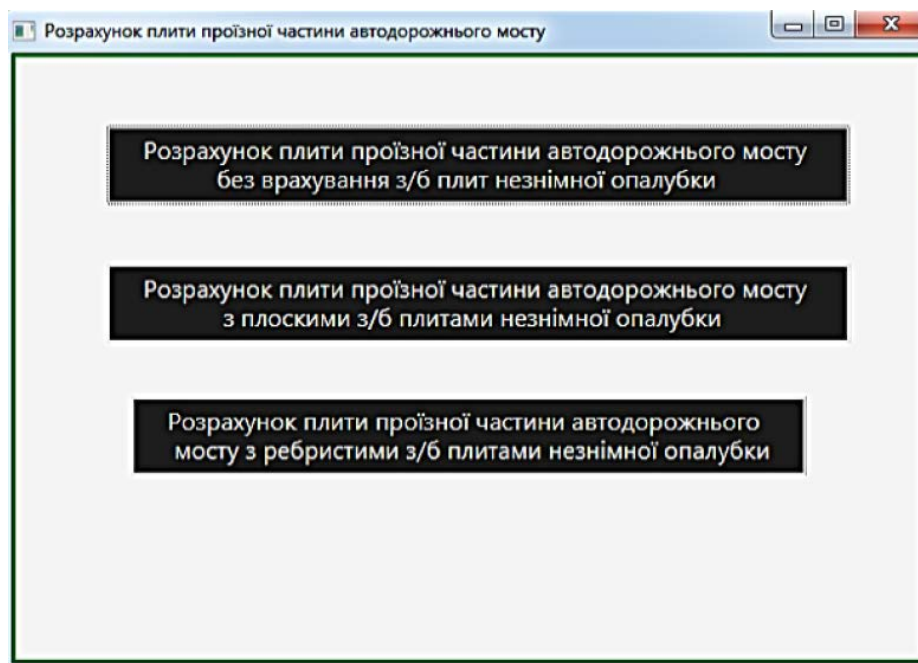


Рисунок В.1 – Вікно вибору типу плити проїзної частини

Користувач має можливість обрати до розрахунку один з трьох запропонованих варіантів розрахунку, а саме:

- «Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту без врахування з/б плит незнімної опалубки» – в даному випадку передбачається розрахунок багатопрогової плити на задані навантаги без врахування плит ЗБНО;

- «Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту з плоскими з/б плитами незнімної опалубки» – даний розділ програми передбачає введення в суміщений робочий переріз плоских плит ЗБНО;

- «Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту з ребристими з/б плитами незнімної опалубки» – даний розділ програми передбачає введення в суміщений робочий переріз ребристих плит ЗБНО.

2. Введення вихідних даних

2.1 Введення геометричних характеристик поперечного перерізу плити проїзної частини та плити ЗБНО у випадку її наявності (див. рис. В.2)

Рисунок В.2 – Введення геометричних характеристик поперечного перерізу плити проїзної частини та плити ЗБНО

2.2. Введення характеристик бетону та армування монолітної плити та плити ЗБНО у випадку її наявності (див. рис. В.3). Приклад введення вихідних даних по розділу 2.2 показано на рис. В.4.

2.3 Введення даних по армуванню (див. рис В.5).

2.4 Введення зусиль, що діють на плиту проїзної частини на стадії експлуатації (див. рис. 4.6).

3. Визначення всіх необхідних геометричних характеристик. В цьому розділі користувач може відстежити необхідні характеристики переїзу, та у випадку, невідповідності відкоригувати вихідні дані до початку розрахунку. Віно з прикладом визначення необхідних характеристик показано на рис. 4.7.

Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту

Вихідні дані | **Матеріали плити проїзної частини** | Прийняте армування плити | Навантаження

Матеріали плити проїзної частини

Бетон плити проїзної частини приймається

Клас арматури нижньої сітки

Клас арматури верхньої сітки

Розрахунковий опір бетону на стиск, R_b МПа

Модуль пружності бетону, E_b МПа

Розрахунковий опір бетону на розтяг, R_{bt} МПа

Характеристики нижньої арматури

Розрахунковий опір арматури на розтяг, R_s МПа

Модуль пружності арматури, E_s МПа

Характеристики верхньої арматури

Розрахунковий опір арматури на розтяг, R_s МПа

Модуль пружності арматури, E_s МПа

Коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном, β

β_{ps}

Згідно п. 3.48 значення коеф. для розрах. на витривалість та тріщиностійкість, η'

β_b

ϵ_b

Вихід Виконати розрахунок

Рисунок В.3 – Вікно введення характеристик бетону та армування монолітної плити та плити ЗБНО

Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту

Вихідні дані | **Матеріали плити проїзної частини** | Прийняте армування плити | Навантаження

Матеріали плити проїзної частини

Бетон плити проїзної частини приймається

Клас арматури нижньої сітки

Клас арматури верхньої сітки

Розрахунковий опір бетону на стиск, R_b МПа

Модуль пружності бетону, E_b МПа

Розрахунковий опір бетону на розтяг, R_{bt} МПа

Характеристики нижньої арматури

Розрахунковий опір арматури на розтяг, R_s МПа

Модуль пружності арматури, E_s МПа

Характеристики верхньої арматури

Розрахунковий опір арматури на розтяг, R_s МПа

Модуль пружності арматури, E_s МПа

Коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном, β

β_{ps}

Згідно п. 3.48 значення коеф. для розрах. на витривалість та тріщиностійкість, η'

β_b

ϵ_b

Вихід Виконати розрахунок

Рисунок В.4 – Приклад введення характеристик бетону та армування монолітної плити та плити ЗБНО

Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту

Вихідні дані **Матеріали плити проїзної частини** **Прийняте армування плити**

Армування сітками

Верхня сітка

верхня арматура - Ø мм

з кроком мм

Нижня сітка

нижня арматура - Ø мм

з кроком мм

Захисний шар у просвіт верхньої арматури, a' см

Захисний шар у просвіт нижньої арматури, a см

Відповідно,

a_s' см

a_s см

Вихід Виконати розрахунок

Рисунок В.5 – Введення даних по армуванню

Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту

Матеріали плити проїзної частини **Прийняте армування плити** **Навантаження**

Розрахункові зусилля

Розрахункова ширина перерізу м

- по II граничному стану

M_{max}^n кНм

M_{min}^n кНм

Q кН

- по I граничному стану

M_{max} кНм

M_{min} кНм

Q кН

- по I (для розрахунків на витривалість)

Вихід Виконати розрахунок

Рисунок В.6 – Введення зусиль, що діють на плиту проїзної частини

Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту

Визначення геометричних характеристик перерізу

Нижня арматура			Визначення приведенного моменту інерції		
На ширині плити b	1.000	м	Нижня арматура A_s	0.00254469	м ²
розміщується	10	стрижнів	I_s	5.1504E-8	м ⁴
з площею арматури A_s	25.4469	см ²	Верхня арматура A_s'	0.00254469	м ²
			I_s'	5.1504E-8	м ⁴
Верхня арматура			Бетонний переріз		
На ширині плити b	1.000	м	A_b	0.2000	м ²
розміщується	10	стрижнів	I_b	0.0006667	м ⁴
з площею арматури A_s'	25.4469	см ²	Приведений до бетону переріз		
Значення коеф. n'	15		S_{red}	0.02260889	м ³
Значення коеф. $n = E_s/E_b$	6		A_{red}	0.23069288	м ²
Робоча висота перерізу в прольоті			$y_{n,red}$	0.09800430	м
$h_0 = h - a_s$	17.1	см	I_{red}	0.00076953	м ⁴
Робоча висота перерізу на опорі					
$h_0' = h - a_s'$	14.1	см			

Визначення приведенного моменту інерції для розрахунків витривалості

Переріз в прольоті плити		Переріз на опорі	
$D = (n' (A_s - A_s'))^2 + 2bn' (A_s h_0 - A_s' a_s')$	0.00855016 м	$D = (n' (A_s' - A_s))^2 + 2bn' (A_s' h_0' - A_s a_s)$	0.00855016 м
$x_1 = (-n' (A_s - A_s') + \sqrt{D})/b$	0.09246707 м	$x_1' = (-n' (A_s' - A_s) + \sqrt{D})/b$	0.09246707 м
$I_{red} = x_1^3 b / 12 + n' (A_s (h_0 - x_1)^2 + A_s' (x_1 - a_s')^2)$	0.00034405 м ⁴	$I_{red}' = (x_1')^3 b / 12 + n' (A_s (x_1' - a_s)^2 + A_s' (h_0' - x_1')^2)$	0.00030954 м ⁴

Назад Далі

Рисунок В.7 – Вікно з прикладом визначення необхідних характеристик

4. Розрахунок плити в прольоті.

4.1 Розрахунок нормального прогонового перерізу на дію згинального моменту (див. рис. В.8).

Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту

Переріз в середині прогону плити

Розрахунок міцності по згинальному моменту нормального перерізу (I граничний стан)	Розрахунок на тріщиностійкість (II граничний стан)	Розрахунок на витривалість (III граничний стан)	Визначення прогину плити
Робоча висота перерізу			
$h_0 = h - a_s$	17.10000000	CM	
Визначаємо граничне значення коефіцієнту			
$\xi_y = \omega / (1 + R_s / 500 \cdot (1 - \omega / 1.1))$	0.58642973		
де $\omega = 0.85 - 0.008R_b$	0.72600000		
Висота стиснутої зони			
$x_2 = (R_s A_s - R_s' A_s') / (R_b b)$	0E-8	CM	
$x_1 = R_s A_s / (R_b b)$	5.74607431	CM	
Відносна висота стиснутої зони $\xi = x / h_0$	0.33602774		
Умова виконана			
Несуча здатність перерізу			
$M_u = R_b b x (h_0' - x/2) + R_s' A_s' (h_0 - a_s')$	126.71123777	кНм	
M_{max}	18.00000000	кНм	
Умова виконана			
Стиснута арматура згідно п. 3.60			
Не враховується			

Назад Далі

Рисунок В.8 – Розрахунок нормального перерізу на дію згинального моменту

- 4.2 Розрахунок тріщиностійкості прогонового перерізу плити (див. рис. В.9).
- 4.3 Розрахунок прогонового перерізу плити на витривалість (див. рис. В.10).
- 4.4 Визначення прогинк плити проїзної частини (див. рис. В.11).

Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту

Переріз в середині прогону плити

Розрахунок міцності по згинальному моменту нормального перерізу (I граничний стан)	Розрахунок на тріщиностійкість (II граничний стан)	Розрахунок на витривалість (III граничний стан)	Визначення прогону плити
Робоча висота перерізу			
$h_0 = h - a_s$	17.10000000	см	
Визначено граничне значення коефіцієнту			
$\xi_y = \omega / (1 + R_s / 500 \cdot (1 - \omega / 1.1))$	0.58642973		
де $\omega =$	0.85 - 0.008R _b	0.72600000	
Висота стиснутої зони			
$x_2 = (R_b A_s - R_s A_s') / (R_b b)$	0E-8	см	
$x_1 = R_s A_s' / (R_b b)$	5.74607431	см	
Відносна висота стиснутої зони $\xi = x_1 / h_0$	0.33602774		
Умова виконана			
Несуча здатність перерізу			
$M_u = R_b b x_1 (h_0 - x_1 / 2) + R_s A_s' (h_0 - a_s')$	126.71123777	кНм	
M_{max}	18.00000000	кНм	
Умова виконана			
Стиснута арматура згідно п. 3.60			
Не враховується			

Назад Далі

Рисунок В.9 – Розрахунок тріщиностійкості нормального перерізу в прольоті плити проїзної частини мосту

Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту

Переріз в середині прогону плити

Розрахунок міцності по згинальному моменту нормального перерізу (I граничний стан)	Розрахунок на тріщиностійкість (II граничний стан)	Розрахунок на витривалість (III граничний стан)	Визначення прогону плити		
По п. 3.93 ДБН В.2.3-14:2006:					
Коефіцієнт циклу повторюваних напружень					
$\rho = \sigma_{s, max} / \sigma_{s, max}$	1.00000000				
$m_{max} = \beta_{pr} b_{pr}$	1.00000000				
β_{pr}	1.00000000				
γ_{pr}	1.00000000				
$m_{pr} = \beta_{pr} b_{pr}$	1.31000000				
Перевірка по бетону:					
M_{ed} / A_{ed}	2687.61219102	кН/м ²	$m_{pr} R_b$	20305.00000000	кН/м ²
Умова виконана					
Перевірка по арматурі:					
$\sigma' M_{ed} / (h_0 - x_1)$	34239.11982705	кН/м ²	$m_{pr} R_s$	350000.00000000	кН/м ²
Умова виконана					

Назад Далі

Рисунок В.10 – Розрахунок прогонового перерізу плити на витривалість

Розрахунок плити проїзної частини автодорожнього мосту

Переріз в середині прогону плити

Розрахунок міцності по згинальному моменту нормального перерізу (I граничний стан)	Розрахунок на тріщиностійкість (II граничний стан)	Розрахунок на витривалість (III граничний стан)	Визначення прогину плити
--	--	---	--------------------------

Кривизну перерізу плити визначаємо згідно п. 3.114 ДБН

Кривизна в середині прогону

$1/\rho_m = M_g/B_g^*$ 0.00084673 m^{-1}

Кривизна на опорі

$1/\rho_{0,r} = M_g/B_g^*$ 0.00094081 m^{-1}

Жорсткість перерізу при дії навантаження з урахуванням виникнення тріщин та повзучості

- в середині прольоту $B_g^* = E_{b,r}I_{red,b}$ 21.25820648 MNm^2

- на опорі $B_g^* = E_{b,r}I_{red,b}$ 21.25820648 MNm^2

Значення модуля пружності при довготривалій дії навантаження (справ. "Проектирование ж/б конструкций", с.194)

$E_{b,r} = E_b\psi_{b1}/\psi_{b2}$ 27625.00000000 МПа

ψ_{b1} 0.85000000 ψ_{b2} 1.00000000

Прогин

$f_M = (1/\rho_m S - 0.5(1/r_{0,l} + 1/r_{0,r})(1/8 - S))l_p^2$ 0.00008915 м

- коеф., що враховує схему завантаження $S = 5/48$ 0.10416667

Назад Далі

Рисунок В.11 – Визначення прогину плити проїзної частини

5. Розрахунок плити на опорі.

5.1 Розрахунок нормального опорного перерізу на дію згинального моменту

5.2 Розрахунок тріщиностійкості опорного перерізу плити

5.3 Розрахунок прогонового перерізу плити на витривалість

5.4 Розрахунок опорного перерізу на дію поперечної сили

5.5 Розрахунок контактної шва

ДОДАТОК Г.

**Довідки із практичного впровадження результатів дисертаційної
роботи**

Державне агентство автомобільних доріг України
(Укравтодор)

Національний транспортний університет
(НТУ)

РЕКОМЕНДОВАНО

Науковою радою Державного
агентства
автомобільних доріг України
(Укравтодор)
Протокол від 09.12.2015 р. № 1

МЕТОДИЧНІ РЕКОМЕНДАЦІЇ

з проектування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою

МР В.2.3-0207915-862:2015

Київ

2015

https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=63356

Актуальність роботи полягає в тому, що використання незнімної опалубки дозволяє розширити діапазон проектних рішень, суттєво скоротити терміни будівництва прогонових будов автодорожніх та пішохідних мостів, також скоротити витрати на опалублювально-розопалублювальні роботи.

Методичні рекомендації розроблені під керівництвом д.т.н., професора В. Г. Піскунова та д.т.н., професора О. В. Марчука. Відповідальний виконавець – старший науковий співробітник М. П. Коваль, виконавці - к.т.н., доцент І. О. Кондюкова, асистент Д. В. Кот.



Довідка

про впровадження і виробничий процес
результатів дисертаційної роботи за темою:

**«Уточнення методу проектування плити проїзної частини з незнімними
опалубками на транспортних спорудах»**

здобувача кафедри мостів, тунелів та гідротехнічних споруд
Національного транспортного університету
Кота Дмитра Владиславовича

Довідка видана Коту Дмитру Владиславовичу, здобувачу кафедри мостів, тунелів та гідротехнічних споруд Національного транспортного університету, про те що результати проведеного ним дисертаційного дослідження, а саме – МР В.2.3-0207915-862:2015 "Методичні рекомендації з проектування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою" – використовуються у проектно-виробничій діяльності ТзОВ "Науково-виробниче підприємство "Тріада".

Згідно з вимогою п. 7.2.4 ДБН В.2.3-22:2009 "Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування" плиту проїзної частини мостів слід виконувати монолітною, товщиною не менше 20 см. При спорудженні збірно-монолітних залізобетонних та сталезалізобетонних прогонових будов мостів гостро постає проблема опалублення плити проїзної частини. Застосування залізобетонної незнімної опалубки дозволяє суттєво скоротити фінансові та трудові затрати на опалублювальні роботи та уникнути розташування у підмостовому просторі риштувань чи інших підтримуючих конструкцій, в чому полягає *актуальність* дисертаційної роботи.

Залізобетонна незнімна опалубка плити проїзної частини використовувалася у ТзОВ "Науково-виробниче підприємство "Тріада" при розробці таких проектів:

- Будівництво мостового переходу на км 103+555 автомобільної дороги державного значення Н-10 Стрий – Івано-Франківськ – Чернівці – Мамалига;
- Капітальний ремонт моста через р. Мерла на км 3+718 автомобільної дороги загального користування місцевого значення О1710369 /Н-12/ – Мала Рублівка – Рунівщина – /М-03/;
- Капітальний ремонт моста через р. Коломак на км 43+450 автомобільної дороги загального користування місцевого значення О1710369 /Н-12/ – Мала Рублівка – Рунівщина – /М-03/;
- Капітальний ремонт моста на ПК 14+89,5 автомобільної дороги державного значення Т-26-01 Чернівці – Вашківці – Путила – КПП «Руська».

Директор
ТзОВ "НВП "Тріада"

Кіндратович О. П.



ТОВАРИСТВО З ОБМЕЖЕНОЮ ВІДПОВІДАЛЬНІСТЮ

МІСТПРОЕКТ

Юридична адреса: 01023, м.Київ, вул.Шота Руставелі, 34-А, к.10

Поштова адреса: 04116, м.Київ, пров.Гбіліський, 4/10, к.403

<http://www.mistproekt.com>; mistproekt@gmail.com;

тел.: (044) 501 21 27



Вих. № 76 від 08 травня 2023 р.

Довідка
про впровадження і виробничий процес
результатів дисертаційної роботи за темою:

«Уточнення методу проектування плити проїзної частини з незнімними
опалубками на транспортних спорудах»

здобувача кафедри мостів, тунелів та гідротехнічних споруд
Національного транспортного університету
Кота Дмитра Владиславовича

Довідка видана Коту Дмитру Владиславовичу, здобувачу кафедри мостів, тунелів та гідротехнічних споруд Національного транспортного університету, про те що результати проведеного дисертаційного дослідження знайшли своє відображення під час проектування транспортних споруд в Україні.

Зокрема, широко використовується результат даної дисертаційної роботи, а саме методичні рекомендації МР В.2.3-0207915-862:2015 «Методичні рекомендації з проектування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою», що діють з 01.01.2016 року та затверджені протоколом №1 від 09.12.2015. Методичні рекомендації розроблені на основі аналізу світового досвіду будівництва та експлуатації мостів, вивчення звітів з обстеження існуючих прогонових будов.

Відповідно до вимог вітчизняних норм збірні залізобетонні балки в обов'язковому порядку повинні об'єднуватися між собою монолітною залізобетонною плитою. Це є однією з причин того факту, що останнім часом науково-дослідні роботи, направлені саме на оптимізацію конструкції плити проїзної частини мосту, займають одне з провідних місць в напрямках розвитку мостобудування. Плита проїзної частини має дуже великий вплив на такі визначальні параметри, як надійність та довговічність споруди в цілому.

Загалом актуальність дисертаційної роботи полягає в тому, що використання розроблених на основі неї методичних рекомендацій дозволяє розширити діапазон проектних рішень, суттєво скоротити терміни проектування та будівництва прогонових будов автодорожніх та пішохідних мостів, а також скоротити витрати на опалубувально-розопалубувальні роботи.

Директор



Дмитро ТАРНОПОЛЬСЬКИЙ



ДЕРЖАВНІ БУДІВЕЛЬНІ НОРМИ УКРАЇНИ

ТУНЕЛІ
НОРМИ ПРОЄКТУВАННЯ

ДБН В.2.3-27:2023

Вибання офіційне

Київ
Міністерство розвитку громад, територій та інфраструктури України
2023

ДБН В.2.3-27:2023

ПЕРЕДМОВА

1 РОЗРОБЛЕНО:	Товариство з обмеженою відповідальністю «Український інститут сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського»
РОЗРОБНИКИ:	О. Шимановський, д-р техн. наук; чл. кор. НАН України (науковий керівник); В. Адріанов; В. Гаврилова; В. Гордєєв д-р техн. наук; О. Голоднов, д-р техн. наук, О. Кордун, Я. Лимар; О. Логоцький; В. Холькин; В. Шалінський, канд. техн. наук; М. Шимановська, канд. техн. наук;
За участю:	Національний транспортний університет (С. Аксьонов, канд. техн. наук, М. Гаркуша, канд. техн. наук, В. Ковальчук, д-р техн. наук, Д. Кот; А. Онисценко, д-р техн. наук, І. Карнаков) Український державний університет науки і технологій (О. Тюлькін, д-р техн. наук, В. Купрій, канд. техн. наук) Інститут державного управління та наукових досліджень з цивільного захисту (ІДУ НД ЦЗ) (В. Ніжник, д-р техн. наук, Я. Балло, канд.техн.наук; С. Поздєєв, д-р техн. наук; О. Сізіков, канд. техн. наук, Ю. Фещук, канд. техн. наук), Товариство з обмеженою відповідальністю «Міліметропроект» (О. Хавін) Київський національний університет будівництва і архітектури (КНУБА) (В. Балло; О. Ковальчук, канд. техн. наук; О. Приймаченко, канд. техн. наук), Товариство з обмеженою відповідальністю «ОМЕГА-ЕНЕРГО» (С. Облакевич)
2 ВНЕСЕНО:	Державне агентство відновлення та розвитку інфраструктури України
3 ПОГОДЖЕНО:	Державна служба України з надзвичайних ситуацій, лист №01-13851/261-4 від 16.12.2022 Державна служба України з питань праці, лист №4414/1/5.2-22а від 06.12.2022
4 ЗАТВЕРДЖЕНО:	наказ Міністерства розвитку громад, територій та інфраструктури України від 16.06.2023 р. № 729
НАВАННЯ ЧИННОСТІ:	з першого числа місяця, що настає через 90 днів з дня їх реєстрації та оприлюднення на порталі Єдиної державної електронної системи у сфері будівництва (з 2024-01-01)
5 НА ЗАМІНУ:	СНП II-44-78

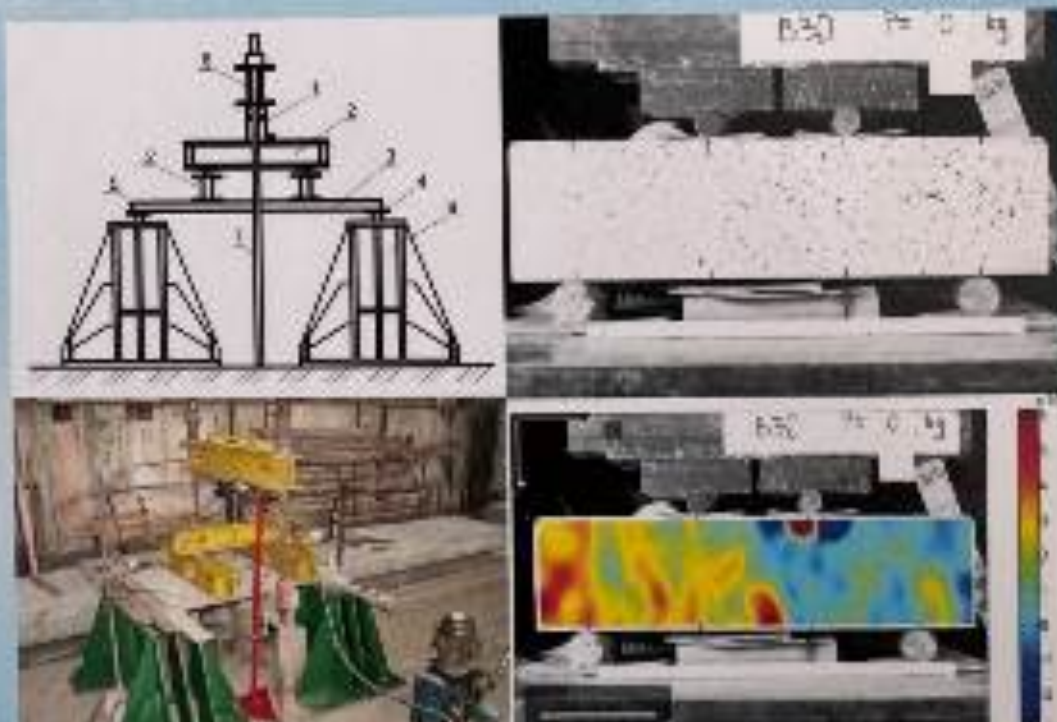
Міністерство освіти і науки України
Національний транспортний університет



ОНИЩЕНКО А.М., КОТ Д.В., БАШКЕВИЧ І.В.

ТЕОРЕТИЧНІ ТА ПРАКТИЧНІ МЕТОДИ ПРОЄКТУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ПЛИТИ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ З НЕЗМІННИМИ ОПАЛЮВКАМИ НА ТРАНСПОРТНИХ СПОРУДАХ

Монографія



ДОДАТОК Д

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ РОБІТ ПО ТЕМІ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, у яких опубліковані основні наукові результати дисертації:

Монографія:

1. Онищенко А.М., Кот Д.В., Башкевич І.В. Теоретичні та практичні методи проектування залізобетонної плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах: монографія. К. Видавництво Людмила. 2024. 476 с. ISBN 978-617-555-207-0 https://doi.org/10.32751/Mono_plyty2024.

Статті у виданнях іноземних держав або у виданнях України, які включені до міжнародних науко метричних баз:

2. Koval' M. P., Kot D. V. Usage of permanent formwork for bridge deck slabs in bridge building in Ukraine. *Science, Technology and Higher Education* 2013 Vol. II. P. 171 – 177.

3. Kot D., Kot O. Testing of models of bridge decks with reinforced concrete fixed formwork. *World Science*. Vol 3(85), URL: https://doi.org/10.31435/rsglobal_ws/30092024/8221

Статті у наукових фахових виданнях України:

4. Кот Д.В., Коваль М.П. Незнімна залізобетонна опалубка для плит проїзної частини мостів. *Автомобільні дороги і дорожнє будівництво* : науково-технічний збірник. 2015. Вип. 93. С. 206 – 216. URL: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/93/206-216.pdf

5. Кот Д.В. Випробування моделей плит проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками методом оптико-цифрової спекл-кореляції зображень. *Дороги і мости* : збірник наукових праць. 2022. Вип. 26. С. 183 – 191. URL: <https://doi.org/10.36100/dorogimosti2022.26.183>

6. Кот Д.В. Дослідження зразків плит незнімних залізобетонних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини мостів. *Автомобільні дороги і*

дорожнє будівництво : науково-технічний збірник. 2022. Вип. 111. С. 174 – 183.
URL: http://publications.ntu.edu.ua/avtodorogi_i_stroitelstvo/111/174-183.pdf

Опубліковані праці апробаційного характеру:

7. Онищенко А.М., Кот Д.В. Експериментальні дослідження зразків плит незнімних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини транспортних споруд. *Промислове будівництво та інженерні споруди*. 2023. №. 1. С. 13 – 16.

8. Кот Д.В. Випробування зразків моделей плит проїзної частини мостів з незнімною залізобетонною опалубкою. *LXX наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2014. –С. 142

9. Кот Д.В. Плити проїзної частини мостів із залізобетонними незнімними опалубками. *LXXVIII Наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. Київ, НТУ, 2022, Вип. 78 – С. 141.
[DOI: 10.33744/2786-6459-2022-78](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2022-78)

10. Онищенко А.М., Кот Д.В. Аналіз експериментальних досліджень зразків плит незнімних залізобетонних опалубок з напруженою арматурою для плит проїзної частини транспортних споруд. *LXXVIV Наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2023, Вип. 79 – С. 196 – 197. [DOI: 10.33744/2786-6459-2023-79](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2023-79)

11. Онищенко А.М., Башкевич І.В., Кот Д.В., Мусурівський Б.Д. Удосконалення методу проєктування плити проїзної частини з незнімними опалубками на транспортних спорудах. *Ювілейна наукова конференція професорсько-викладацького складу, аспірантів, студентів та співробітників відокремлених структурних підрозділів університету*. – Київ, НТУ, 2024, Вип. 80 – С. 247 – 248 [DOI: 10.33744/2786-6459-2024-80](https://doi.org/10.33744/2786-6459-2024-80)

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

12. МР В.2.3-0207915-862:2015 Методичні рекомендації з проєктування плит проїзної частини мостів із залізобетонною незнімною опалубкою.

https://online.budstandart.com/ua/catalog/doc-page.html?id_doc=63356