

УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ НАУКИ І ТЕХНОЛОГІЙ
ННІ «ДНІПРОВСЬКИЙ ІНСТИТУТ ІНФРАСТРУКТУРИ І ТРАНСПОРТУ»
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ НАУКИ І ТЕХНОЛОГІЙ
ННІ «ДНІПРОВСЬКИЙ ІНСТИТУТ ІНФРАСТРУКТУРИ І ТРАНСПОРТУ»
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

СПІВАК ДМИТРО СЕРГІЙОВИЧ

УДК 624.21.09:624.912.35(0.45)

ДИСЕРТАЦІЯ

**РАЦІОНАЛЬНІ РОЗРІЗНІ ФЕРМЕННІ ПРОГОНОВІ БУДОВИ ЇЗДОЮ
ПОВЕРХУ ІЗ ВИКОРИСТАННЯМ ТРУБОБЕТОНУ**

192 – Будівництво та цивільна інженерія

19 – Архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня доктора філософії

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



Д. С. Співак

Науковий керівник: Ключник Сергій Владиславович, кандидат технічних наук,
доцент

Дніпро – 2025

АНОТАЦІЯ

Співак Д. С. Рациональні розрізні ферменні прогонові будови їздою поверху із використанням трубобетону. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня доктора філософії за спеціальністю 192 «Будівництво та цивільна інженерія» (19 – Архітектура та будівництво). – Український державний університет науки і технологій, Дніпро, 2025.

Дисертаційна робота присвячена розробленню методики та пошуку оптимальних розмірів розрізних ферменних прогонових будов із верхнім розташуванням проїзної частини та застосуванням трубобетону. Трубобетон виступає композитним матеріалом, що поєднує властивості сталі й бетону, забезпечуючи високі показники міцності, жорсткості, витривалості до дій зовнішніх факторів, включно з вогнем та корозією. Враховуючи низку конструктивних, економічних і експлуатаційних переваг трубобетону, його впровадження в практику мостобудування в Україні є перспективним напрямом, що дозволяє підвищити ефективність інженерних рішень. Разом із тим, поширенню цього матеріалу перешкоджає малий досвід реалізованих проєктів на території країни, а також відсутність правил щодо визначення оптимальних головних розмірів трубобетонних ферм.

У дисертаційній роботі проведено системний аналіз властивостей трубобетону, його конструктивних особливостей, а також реалізованих проєктів мостів в Україні та за кордоном. Визначено основні переваги цього матеріалу порівняно з конструкціями зі сталі та залізобетону, зокрема: підвищена несуча здатність, вища вогнестійкість, стійкість до корозійних процесів, а також надійність за дії динамічних і сейсмічних навантажень.

Встановлено, що застосування трубобетонного поясу у верхньому рівні прогонової будови дозволяє зменшити конструктивну висоту, зменшити витрати

матеріалів та підвищити стійкість до динамічних та сейсмічних впливів. Поряд із цим відзначено низку проблем, пов'язаних з оптимізацією параметрів конструкції, недостатньою кількістю типових рішень та відсутність досвіду проектування та будівництва в Україні.

Проблематика, розкрита у дисертації, набуває особливої актуальності у світлі дефіциту уніфікованих конструктивних рішень у галузі проектування мостів нового покоління. Розрізні ферменні прогони, які вивчаються у роботі, представляють потенціал для широкого застосування в прогонах середньої та великої довжини, у тому числі на дорогах регіонального та національного значення.

У дисертаційній роботі запропоновано підхід до оптимізації конструктивних рішень, що ґрунтується на використанні чисельних методів у поєднанні з комплексним застосуванням кількох обчислювальних інструментів. У межах дослідження як один із базових методів автоматизованого добору параметрів було реалізовано метод рівномірного пошуку. Попри відносну алгоритмічну простоту, його впровадження вимагало розроблення спеціалізованої процедури обміну даними між окремими програмними засобами, що забезпечує цілісність та узгодженість розрахункового процесу.

Метою дисертації є визначення оптимальних параметрів плоских ферм із трубобетону для розрізних ферменних прогонових будов з урахуванням сучасних транспортних навантажень відповідно до державних будівельних норм України. Основними завданнями дослідження є: вивчення властивостей трубобетону, аналіз існуючих конструкцій трубобетонних мостів, ідентифікація основних навантажень, розробка алгоритму чисельного моделювання в середовищах Mathcad і ЛІРА-САПР, визначення трубобетонних перерізів елементів, визначення критеріїв ефективності ферм, а також демонстрація результатів параметрів ефективних конструктивних схем.

У роботі реалізовано повний інженерний цикл – від аналізу та вибору конструктивної схеми до результатів підбору поперечних перерізів

трубобетонних елементів. Об'єктом дослідження є площа ферми з трикутною решіткою та верхнім розташуванням проїзду. Предметом дослідження виступає ефективність використання матеріалів залежно від варіантів головних розмірів прогонів та трубобетонних перерізів, навантажень та властивостей матеріалів. Методологія базується на скінченно-елементному аналізі із використанням програмного забезпечення ЛІРА-САПР для побудови розрахункових схем та обчислення зусиль в елементах, і середовища Mathcad – для обробки даних, оптимізації та підбору перерізів відповідно до вимог Єврокодів. Завдяки вказаним програмним забезпеченням визначено ефективність різних конфігурацій перерізів за критеріями міцності, жорсткості, гнучкості та технологічної доцільності.

Алгоритм підбору перерізів забезпечив повне використання несучої здатності трубобетонних елементів, що проявилось у наближенні зусиль до межових значень кривих взаємодії. Такий підхід дозволяє не лише оптимізувати конструктивні рішення, але й обґрунтовано визначити раціональні типи поперечних перерізів з урахуванням конкретних умов навантаження та геометричних параметрів ферми.

За допомогою розробленого алгоритму здійснено аналіз багатьох конструктивних схем, для кожної з яких проведено оптимізацію поперечних перерізів. Обґрунтовано доцільність вибору трикутної решітки з верхнім проїздом. Продемонстровано ефективність запропонованого підходу для розмірів від 20 до 100 метрів. Встановлено рекомендовані діапазони геометричних співвідношень H/λ та H/d , які можуть використовуватись як вихідні при проєктуванні. Серед значущих результатів слід виокремити демонстрацію впливу моделей навантаження (автомобільні АК, НК та залізничне СК), категорії дороги та кількості смуг руху на доцільність вибору тієї чи іншої схеми ферми.

Уперше у вітчизняній практиці представлено цілісну методику пошуку раціональних параметрів трубобетонних ферм, яка охоплює: генерацію

чисельних моделей, побудову ліній впливу, визначення пікових зусиль, параметричний аналіз геометричних конфігурацій, оптимізацію на основі Єврокодів та ДБН. Розглянуто вплив таких факторів, як кількість панелей, кут нахилу розкосів, діаметр труб, довжина прогону, кількість головних ферм у поперечному перерізі прогону, тип навантаження (АК, НК, СК) та експлуатаційні вимоги до дороги.

Значною перевагою дисертаційної роботи є гнучкість запропонованої методики, яка дозволяє адаптувати інженерні рішення до широкого спектра вхідних параметрів. Наприклад, передбачено можливість варіативного налаштування довжини прогону, геометрії ферм, числа панелей та типів розкосів.

Наукова новизна роботи полягає у формалізації поняття ефективності трубобетонного поперечного перерізу в контексті ферменної прогонової будови, а також у розробці критеріально орієнтованого підходу до проектування. Зокрема, запропоновано методику порівняння альтернативних схем за узагальненими показниками ефективності з урахуванням геометричних параметрів і силових характеристик конструкції.

Наукова новизна дисертаційної роботи полягає у:

- розробленню комплексному підході до проектування трубобетонних ферм з урахуванням реальних умов експлуатації, чинної нормативної бази в Україні та положень Єврокодів;
- автоматизації процесу підбору оптимальних параметрів конструкції з урахуванням змін геометричних характеристик, фізико-механічних властивостей матеріалів і типів навантажень;
- формуванні універсального алгоритму, який може бути застосований для проектування мостових конструкцій з трубобетонних ферм.

Практичне значення результатів полягає у створенні алгоритмізованої методики підбору трубобетонних ферм для прогонових будов із верхнім розташуванням проїзду. Запропонований підхід дає змогу формувати

оптимальні рішення, адаптовані до умов експлуатації в Україні та потенційно придатні до застосування в інших країнах. Методика дозволяє зменшити матеріаломісткість, спростити процедури моделювання та перевірки конструкцій, забезпечити їх довговічність та надійність. Результати можуть бути безпосередньо використані при розробленні проєктів мостів на автомобільних і залізничних шляхах в Україні, а також у навчальному процесі та галузевих дослідженнях.

Ключові слова: трубобетонні ферми, ферма їздою зверху, балкові прогонові будови, оптимальні параметри, метод скінчених елементів, параметричний аналіз.

Список публікацій здобувача.

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати:

1. Співак Д. С., Ключник С. В. (2024). Критичний аналіз розвитку конструкції решітчастих трубобетонних мостів їздою поверху. *Наука та прогрес транспорту*. № 1 (105). С. 105–112. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2024/301524>.

(фахове видання)

2. Співак Д. С., Ключник С. В. (2025). Вплив матеріалів і масштабного фактора на руйнування К-подібних вузлів трубобетонних мостів: ефективність конструктивних параметрів. *Наука та прогрес транспорту*. № 1 (109). С. 152–169. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2025/324909>. **(фахове видання)**

3. Співак Д. С., Ключник С.В. (2025). Методика визначення ефективних параметрів трубобетонних балкових ферм з їздою зверху. *Наука та прогрес транспорту*. № 2 (110). С. 176–190. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2025/332766>.

(фахове видання)

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації:

4. Spivak D. S., Kliuchnyk S. V. (2021). Concrete filled steel tubes. Advantages and disadvantages. Experience of application. *Modern Technologies: Improving the Present and Impacting the Future: International Scientific Multidisciplinary*

Conference of Students and Beginner Scientists. (Dnipro, 25 November 2021). Ukrainian State University of Science and Technologies. Dnipro, 2021. P. 17–18. **(тези конференції)**

5. Співак Д. С., Ключник С. В. (2022). Питання довговічності мостових аркових прогонових будов із трубобетону. *VIII Міжнародна науково-практична конференція «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика»*. (Дніпро, 19–20 жовтня 2022 року). Український державний університет науки і технологій. Дніпро. С. 41–43. **(тези конференції)**

6. Співак Д. С., Ключник С. В. (2023). Аналіз використання трубобетону в мостових решітчастих прогонових будовах. *Науково-практична конференція студентів, аспірантів і молодих вчених*. (Дніпро, 27–28 березня 2023 року). Придніпровська державна академія будівництва та архітектури. Дніпро. С. 327–329. **(тези конференції)**

7. Співак Д. С., Ключник С. В. (2024). Сучасні варіанти підвищення надійності вузлів в решітчастих трубобетонних прогонових будовах. *Всеукраїнська науково-технічна конференція студентів і молодих учених «Наука і сталий розвиток транспорту», Том 1*. (Дніпро, 27 листопада 2024 року). Український державний університет науки і технологій. Дніпро. С. 111–112. **(тези конференції)**

Внесок автора в наукові публікації, що написані у співавторстві: у фаховій статті [1] висвітлив та обґрунтував мету пошуку раціональних схем конструкцій ферменних трубобетонних мостів з їздою зверху; у фаховій статті [2] провів аналіз напружено-деформованого стану К-подібних вузлів у контексті трубобетонних ферменних прогонових будов із трикутною решіткою, а також оцінив ефективність застосованих матеріалів і вплив масштабного фактора; у фаховій статті [3] розробив методику для визначення оптимальних розмірів різних ферменних прогонових будов з їздою зверху із використанням трубобетону у верхньому поясі; в матеріалі конференції [4] висвітлив роль трубобетону в мостових конструкціях та недоліки композитного матеріалу; в

матеріалі конференції [5] провів аналіз роботи решітчастих конструкцій, зокрема в аркових прогонових будовах, із використанням трубобетону; в матеріалі конференції [6] виклав стан та роботу трубобетонних решітчастих конструкцій в ферменних прогонових будовах мостів, а також вплив трубобетону на роботу їх вузлів.; в матеріалі конференції [7] дослідив роботу вузлів трубобетонних конструкцій, підкресливши вплив типу з'єднання, форми перерізу, заповнення бетоном і додаткових елементів на міцність і надійність з'єднань.

ABSTRACT

Dmytro Spivak. **Rational simply supported truss bridge structures with top-deck traffic using concrete-filled steel tubes.** – Qualifying scientific work on the rights of a manuscript.

Dissertation for obtaining the scientific degree of Doctor of Philosophy in the specialty 192 «Construction and Civil Engineering» (19 – Architecture and Construction). – Ukrainian State University of Science and Technologies, Dnipro, 2025.

The dissertation is devoted to the development of a methodology and the search for optimal dimensions of simply supported truss bridge superstructures with a top-deck roadway and the use of concrete filled steel tubes. Concrete filled steel tube (CFST) is a composite material that combines the properties of steel and concrete, providing high strength, stiffness, and resistance to external factors, including fire and corrosion. Considering the structural, economic, and operational advantages of CFST, its implementation in bridge construction practices in Ukraine represents a promising direction for improving the efficiency of engineering solutions. However, the wider adoption of this material is hindered by the limited number of completed projects in the country and the absence of design guidelines for determining the optimal main dimensions of CFST trusses.

The dissertation presents a systematic analysis of the properties of CFST, their structural characteristics, and implemented bridge projects in Ukraine and abroad. The main advantages of this material over traditional steel and reinforced concrete structures have been identified, including increased load-bearing capacity, enhanced fire resistance, corrosion resistance, and improved reliability under dynamic and seismic loading.

It has been established that the use of a CFST chord in the upper level of the superstructure makes it possible to reduce the structural height, minimize material consumption, and increase resistance to dynamic and seismic effects. At the same time,

several challenges were noted, including optimization of structural parameters, the lack of standard design solutions, and limited experience in CFST design and construction in Ukraine.

The issues addressed in the dissertation are particularly relevant in light of the shortage of unified structural solutions in the field of next-generation bridge design. The simply supported truss spans studied in this work demonstrate significant potential for widespread use in medium- and long-span applications, including on roads of regional and national importance.

The dissertation proposes an approach to the optimization of structural solutions based on the use of numerical methods combined with the integrated application of several computational tools. As part of the research, the uniform search method was implemented as one of the basic techniques for the automated selection of structural parameters. Despite its relative algorithmic simplicity, its implementation required the development of a specialized data exchange procedure between separate software tools to ensure the consistency and integrity of the computational process.

The aim of the dissertation is to determine the optimal parameters of plane trusses made of CFST for simply supported truss bridge superstructures, taking into account modern traffic loads in accordance with Ukrainian state building codes. The main objectives of the research include: studying the properties of CFST, analyzing existing CFST bridge structures, identifying primary loading conditions, developing a numerical modeling algorithm using Mathcad and LIRA-SAPR environments, determining CFST cross-sections for structural members, defining efficiency criteria for trusses, and presenting the results for effective structural configurations.

The dissertation implements a complete engineering cycle – from the analysis and selection of the structural system to the results of cross-section design for CFST elements. The object of the study is a plane truss with a triangular web and a top-deck roadway. The subject of the study is the material efficiency depending on the variations in the main span dimensions, CFST cross-sections, loading conditions, and material properties. The methodology is based on finite element analysis using LIRA-SAPR

software for generating structural models and calculating internal forces, and Mathcad for data processing, optimization, and section design in accordance with Eurocode requirements. These software tools were used to assess the efficiency of different cross-sectional configurations based on strength, stiffness, slenderness, and technological feasibility.

The cross-section selection algorithm ensured full utilization of the load-bearing capacity of the CFST elements, which was demonstrated by internal forces approaching the limit values of interaction curves. This approach not only enables structural optimization, but also provides a rationale for selecting appropriate cross-section types considering specific load conditions and geometric parameters of the truss.

Using the developed algorithm, a wide range of structural configurations was analyzed, with cross-section optimization carried out for each case. The selection of a triangular web with a top-deck layout was justified. The proposed approach was shown to be effective for spans ranging from 20 to 100 meters. Recommended ranges of geometric ratios – H/λ and H/d – were established and can be used as initial parameters in design practice. Among the key findings is the demonstration of how load models (road traffic classes AK, NK, and railway class SK), road category, and number of traffic lanes influence the appropriateness of choosing a particular truss configuration.

For the first time in domestic practice, a comprehensive methodology for determining the optimal parameters of CFST trusses has been presented. This methodology encompasses the generation of numerical models, construction of influence lines, identification of peak internal forces, parametric analysis of geometric configurations, and optimization based on Eurocodes and Ukrainian building codes (DBN). The influence of various factors was considered, including the number of panels, angle of diagonal members, tube diameter, span length, number of main trusses in the cross-section of the superstructure, type of loading (AK, NK, SK), and operational requirements for the road.

A significant advantage of the dissertation is the flexibility of the proposed

methodology, which allows engineering solutions to be adapted to a wide range of input parameters. For example, the method enables variable adjustment of span length, truss geometry, number of panels, and types of diagonals.

The scientific novelty of the work lies in the formalization of the concept of CFST cross-sectional efficiency within the context of truss superstructures, as well as in the development of a criteria-oriented design approach. In particular, a method is proposed for comparing alternative configurations using generalized efficiency indicators that account for both geometric parameters and the structural force response.

The scientific novelty of the dissertation lies in:

- the development of a comprehensive approach to the design of CFST trusses, taking into account real operating conditions, the current regulatory framework in Ukraine, and the provisions of the Eurocodes;
- the automation of the process for selecting optimal structural parameters, considering variations in geometric characteristics, physical and mechanical properties of materials, and loading types;
- the formation of a universal algorithm that can be applied to the design of bridge structures using CFST trusses.

The practical significance of the results lies in the creation of an algorithm-based methodology for selecting CFST trusses for superstructures with a top-deck roadway. The proposed approach enables the development of optimal solutions adapted to Ukrainian operating conditions and potentially suitable for application in other countries. The methodology contributes to reduced material consumption, simplified modeling and verification procedures, and ensures the durability and reliability of the structures. The results can be directly applied in the design of road and railway bridges in Ukraine, as well as in educational programs and industry-related research.

Keywords: concrete-filled steel tube trusse, top-deck truss, beam bridge structures, optimal parameters, finite element method, parametric analysis.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	15
1. ПЕРЕДУМОВИ ПОШУКУ РАЦІОНАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ ТРУБОБЕТОННИХ ФЕРМ	20
1.1. Трубобетон: властивості, переваги та конструктивні особливості	20
1.2. Трубобетонні мости: конструктивні рішення, переваги та особливості ферменних прогонових будов	25
1.3. Актуальність та визначення методики пошуку раціональних параметрів схем ферменних трубобетонних прогонових будов з їздою зверху	37
1.4. Висновки за розділом.....	53
2. МЕТОДИКА ТА АЛГОРИТМ ВИЗНАЧЕННЯ РАЦІОНАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ БАЛКОВИХ ТРУБОБЕТОННИХ ФЕРМ	55
2.1. Конструкція прогонових будов та алгоритм розрахунку	55
2.2. Створення розрахункових схем ферм для ЛІРА-САПР за допомогою Mathcad (група дій 1)	59
2.3. Розрахунок схем у ЛІРА-САПР та занесення результатів ліній впливу у Mathcad (група дій 2)	65
2.4. Визначення постійних та тимчасових вертикальних навантажень (група дій 3)	67
2.4.1. Визначення розрахункових значень постійних навантажень.....	69
2.4.2. Визначення розрахункових значень навантажень від автодорожніх моделей АК та НК	71
2.4.3. Визначення розрахункових значень навантажень від залізничної моделі СК.....	76
2.5. Обробка результатів ліній впливу та визначення зусиль в елементах (група дій 4).....	78
2.6. Висновки за розділом.....	82
3. АЛГОРИТМ ПІДБОРУ ТРУБОБЕТОННИХ ПЕРЕРІЗІВ ГОЛОВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ФЕРМ.....	83
3.1. Визначення матеріалів та підбір перерізів трубобетонних елементів за Єврокодами (група дій 5)	83
3.1.1. Створення баз даних матеріалів.....	87
3.1.2. Створення баз даних перерізів сталевих труб.....	89
3.1.3. Визначення оцінки ефективності перерізів та алгоритму їх відсіювання	89
3.1.4. Підбір перерізів, частина 1. Умова вкладу конструктивної сталі в	

поперечний переріз.....	93
3.1.5. Підбір перерізів, частина 2. Умова співвідношення D/t круглої сталевий труби	93
3.1.6. Підбір перерізів, частина 3. Умова відносної гнучкості елемента	93
3.1.7. Підбір перерізів, частина 4. Умова опору перерізу зрізуючому зусиллю	99
3.1.8. Підбір перерізів, частина 5. Умова опору елемента при сумісному впливу стиску і одновісного згину	102
3.2. Висновки за розділом.....	110
4. ВИЗНАЧЕННЯ ТА АНАЛІЗ РАЦІОНАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ ФЕРМ.....	112
4.1. Обробка та аналіз результатів підібраних перерізів для варіантів схем на основі балів ефективності (група дій 6).....	112
4.2. Недосконалості розрахунку та подальший розвиток алгоритму.....	123
4.3. Висновки за розділом.....	124
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	126
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	128
ДОДАТКИ	137
ДОДАТОК А. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ	137
ДОДАТОК Б. ГРАФІКИ ЕФЕКТИВНОСТІ ПЕРЕРІЗІВ ПРИ РОЗРАХУНКОВІЙ ДОВЖИНІ ПРОГОНІВ	139
Б.1. Найменші та найбільші бали ефективності перерізів для кожної моделі завантаження.....	139
Б.2. Найменші бали ефективності перерізів серед моделей АК та НК	148
Б.3. Найменші бали ефективності перерізів серед моделей АК та НК при мінімальній та максимальній кількості площин ферм у прогоні	153

ВСТУП

У сучасному мостобудуванні все більше уваги приділяється пошуку конструкцій, які поєднують у собі високу міцність, економічність, довговічність у різноманітних умовах експлуатації. Серед мостів особливу актуальність набувають ферменні прогонові будови із використанням трубобетону та верхнім розташуванням проїзної частини.

Попри технічні переваги трубобетону, існує дефіцит досліджень, спрямованих на визначення оптимальних геометричних параметрів ферм із урахуванням багатofакторності. Зокрема, відсутній комплексний підхід до оцінки конструктивних характеристик з урахуванням типу навантаження, довжини прогону, геометрії елементів та властивостей матеріалів. Також бракує відкритих типових проєктів трубобетонних мостів, що обмежує їх широке впровадження в практику проєктування та будівництва в Україні.

Більшість наявних досліджень зосереджуються на аналізі окремих факторів, не охоплюючи загальну ефективність конструкцій. У той же час трубобетон, як композитний матеріал, має значний потенціал у мостобудівництві. Його основною перевагою є тривісне обтиснення бетонного ядра сталевую оболонкою, що значно підвищує міцність, жорсткість та вогнестійкість елементів. Завдяки цьому трубобетонні елементи показують кращі результати роботи в порівнянні зі сталевими або залізобетонними аналогами, особливо при циклічних або сейсмічних навантаженнях.

У відповідь на вказані виклики запропоновано системний підхід до оптимізації параметрів розрізних трубобетонних ферменних прогонових будов з верхнім проїздом. Він передбачає алгоритм визначення оптимальних геометричних характеристик з урахуванням властивостей перерізів, виду та параметрів навантаження, зокрема категорії доріг і кількості смуг рух під автотранспорт. Ключовим елементом є використання та поєднання чисельного методу оптимізації в програмному середовищі Mathcad та методу скінченних елементів у програмному комплексі ЛІРА-САПР.

Оптимізація здійснюється відповідно до чинних нормативів, що дозволяє враховувати національні особливості проектування. Комплексний підхід охоплює створення баз даних матеріалів і перерізів, а також оцінку варіантів за критеріями економічності, надійності та технологічності. Це створює підґрунтя для розробки типових проектів трубобетонних мостів, придатних для масового застосування в Україні та за її межами. Таким чином, формування ефективних параметрів прогонових будов сприятиме підвищенню якості проектування, зниженню вартості будівництва та довговічності мостових споруд.

Метою дисертаційної роботи є визначення оптимальних параметрів плоских ферм із трубобетону для різних прогонових будов з урахуванням актуальних навантажень згідно з державними будівельними нормами України, а також пошук оптимальних конструктивних рішень у межах заданої схеми прогонової будови залежно від типу навантаження, категорії дороги та кількості смуг руху.

Завдання дослідження, сформульовані для досягнення поставленої мети, включають такі положення:

1. Проаналізувати фізико-механічні властивості трубобетону, визначити його конструктивні переваги та обґрунтувати доцільність застосування в фермах прогонових будов мостів.

2. Встановити сучасні конструктивні рішення трубобетонних мостів та типові конфігурації ферм, що застосовуються у прогонових будовах з їздою зверху; розглянути реалізовані проекти, їх конструктивні схеми та експлуатаційні характеристики.

3. Розробити методику та алгоритм пошуку раціональних параметрів решітчастих трубобетонних прогонових будов на основі критерію ефективності; визначити принципи варіантного проектування, критерії ефективності та відбору варіантів схем.

4. Ідентифікувати основні типи навантажень відповідно до вимог будівельних норм України, що діють на трубобетонні ферми, включаючи

постійні, тимчасові автодорожні (моделі АК і НК) та залізничні (модель СК) навантаження.

5. Розробити та реалізувати методику поєднання чисельних методів із методом скінченних елементів з метою отримання ліній впливу внутрішніх зусиль у стержневих елементах розрахункових схем.

6. Сформуванати бази даних матеріалів і перерізів сталевих труб відповідно до чинних будівельних норм України та розробити систему автоматизованого підбору трубобетонних поперечних перерізів на основі методики чинних Єврокодів.

7. Провести параметричний аналіз впливу геометричних характеристик ферм на їхню конструктивну ефективність.

8. Сформуванати узагальнені рекомендації щодо вибору раціональних конструктивних схем трубобетонних прогонових будов мостів з урахуванням типу навантаження та техніко-економічної ефективності.

Об'єктом дослідження є розрізна плоска ферма прогонової будови з їздою поверху, верхній пояс якої виконаний із класичного трубобетону круглого перерізу.

Предметом дослідження виступають бали ефективності використання матеріалів трубобетонних елементів, визначених на основі напружено-деформованого стану плоских ферм.

Метод дослідження базується на чисельному моделюванні та автоматизованій обробці результатів із використанням програмного забезпечення ЛІРА-САПР і Mathcad. У середовищі Mathcad автоматизовано формується розрахунковий документ, який містить параметри ферм та інформацію для побудови скінченно-елементної схеми в ЛІРА-САПР. Розрахунок виконується з метою визначення внутрішніх зусиль в елементах у вигляді ліній впливу. Отримані результати експортуються до Mathcad для обробки, визначення внутрішніх зусиль і підбору оптимальних поперечних перерізів трубобетонних елементів згідно з вимогами Єврокодів. У результаті

формується перелік трубобетонних елементів з підібраними оптимальними геометричними параметрами та характеристиками матеріалів під впливом різних моделей навантажень та конфігурацій прогонових будов.

Наукова новизна отриманих результатів.

1. Вперше у дослідженні трубобетонних ферменних прогонових будов з їздою поверху здійснено комплексне врахування навантажень згідно з чинними будівельними нормами України, зокрема автодорожніх моделей АК і НК та залізничної моделі СК, з поділом за категоріями автомобільних доріг і кількістю смуг руху. Такий підхід дозволив створити адаптовану до національних умов систему дослідження, що забезпечує підвищену точність розрахунків напружено-деформованого стану для реальних умов експлуатації в країні.

2. Розроблено алгоритм автоматизованого підбору трубобетонних перерізів, реалізований на основі взаємодії середовищ Mathcad та ЛІРА-САПР. Вперше даними засобами було реалізовано послідовний алгоритм, що охоплює побудову розрахункових схем, їх розрахунок методом скінченних елементів, аналіз ліній впливу та оцінку ефективності конструктивних рішень за чітко визначеним критерієм трубобетонних прогонових будов.

3. Запропонована система оцінки ефективності перерізів трубобетонних елементів дає змогу враховувати одночасну зміну розмірів перерізів і фізико-механічних характеристик матеріалів у процесі оптимізації.

Практичне значення отриманих результатів полягає у створенні ефективної методики проектування трубобетонних ферм прогонових будов з урахуванням вітчизняних нормативів навантаження та застосування положень Єврокодів для розрахунку трубобетонних елементів. Запропонований підхід забезпечує автоматизацію процесу підбору оптимальних поперечних перерізів, що сприяє зниженню матеріаломісткості конструкцій, трудомісткості проектування та трудовитрат. Результати дослідження можуть бути впроваджені під час розроблення проектів мостових споруд відповідно до умов експлуатації в Україні.

Особистий внесок здобувача. Ряд наукових публікацій було підготовлено

у співавторстві з іншими дослідниками. У зазначених роботах здобувачем самостійно сформульовано мету та наукові завдання дослідження, розроблено методику чисельного моделювання трубобетонних ферм з урахуванням нормативних вимог, здійснено інтеграцію програмного забезпечення ЛПРА-САПР та Mathcad для автоматизованого підбору оптимальних поперечних перерізів. Проведено серію розрахунків напружено-деформованого стану конструкцій, виконано аналіз результатів та обґрунтовано рекомендації щодо застосування трубобетонних елементів у мостових спорудах розглянутої конструкції.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Дисертаційна робота виконана відповідно до тематики науково-дослідних робіт Українського державного університету науки і технологій (УДУНТ) (до грудня 2021 року – Дніпровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна (ДНУЗТ)), а саме держбюджетної науково-дослідної роботи (НДР) "Наукове обґрунтування конструкцій підземних споруд подвійного призначення з урахуванням спеціального сполучення навантажень" (№ держреєстрації 0125U001545).

Апробація результатів дисертації. Modern Technologies: Improving the Present and Impacting the Future: International Scientific Multidisciplinary Conference of Students and Beginner Scientists, Dnipro, 25 November 2021; VIII Міжнародна науково-практична конференція «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», Дніпро, 19–20 жовтня 2022 року; Науково-практична конференція студентів, аспірантів і молодих вчених, Дніпро, 27–28 березня 2023 року; Всеукраїнська науково-технічна конференція студентів і молодих учених «Наука і сталий розвиток транспорту», Дніпро, 27 листопада 2024 року.

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів основної частини, висновків, списку використаних джерел та додатків. Загальний обсяг – 155 сторінок (5.1 друк. арк.), з них 94 сторінок основного тексту (3.9 друк. арк.), 96 рисунків на 37 сторінках, 14 таблиць на 6 сторінках, список використаних джерел з 77 назв на 9 сторінках.

1. ПЕРЕДУМОВИ ПОШУКУ РАЦІОНАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ ТРУБОБЕТОННИХ ФЕРМ

1.1. Труبوبетон: властивості, переваги та конструктивні особливості

Труبوبетон як композитний матеріал понад 40 років впевнено застосовується як головний несучий елемент у відповідальних конструкціях. Найпоширенішою та найбільш ефективною комбінацією матеріалів для його створення є сталеві труби та важкий бетон. Високоміцний бетон у поєднанні з високоякісною сталлю забезпечує чудові експлуатаційні характеристики труبوبетону, який широко застосовується у висотних будівлях, колонах станцій метро, прогонових будовах та опорах мостів, морських спорудах, вітрових генераторах, конструкціях резервуарів для зберігання, пальових фундаментах тощо (рис. 1.1) [1].



Рисунок 1.1 – Використання труبوبетону в інженерних спорудах сучасної інфраструктури

Головна перевага труبوبетону полягає в тому, що його граничне навантаження перевищує сумарну міцність окремих його компонентів. Сталева

та бетонна складова в цій комбінації доповнюють одне одного. Сталеві труби забезпечують високу міцність на розтяг і пластичність, а бетон – високу міцність на стиск і жорсткість. Поєднання цих матеріалів дозволяє уникнути крихкого руйнування елементу, характерного для залізобетонного аналога [2,3]. Крім того, сталева труба виконує роль зовнішнього армування, обмежуючи деформації бетону. Тому конструкції із застосуванням труботонних елементів виявляються більш ефективними в екстремальних умовах роботи ніж залізобетонні або ж металеві [3].

На сьогодні розроблено та досліджено багато різних варіантів перерізів та їх комбінацій (рис. 1.2), що дозволяє адаптувати труботонні конструкції до різних інженерних потреб. Ефективність кожного перерізу може суттєво відрізнятися та значною мірою залежить від його форми, яка впливає на ефект обмеження бетону.

Із представлених класичних труботонних перерізів (рис. 1.2), круглі краще працюють на осьовий стиск та демонструють найбільшу ефективність навіть для великих відношень ширини до товщини поперечного перерізу [4]. Класичний круглий переріз забезпечує рівномірний тиск для обмеження бетону, що робить її оптимальним варіантом [3,5]. Крім того, така геометрія забезпечує однакову жорсткість на вигин у всіх напрямках [2].

Квадратні та прямокутні перерізи демонструють вищу стійкість до згину порівняно з круглими. Однак вони більш схильні до локальних деформацій. Також недоліком круглої форми є складність виготовлення труб великого діаметра. З цієї причини доцільно використовувати труби багатокутної форми, що спрощує процес їхнього виготовлення. У [5] запропоновано застосування багатокутних профільних труб (рис. 1.2, поз. 3), виготовлених із гнутих листів. Такий підхід дозволяє поєднати переваги легкої конструкції та простоти з'єднань [3,6], а також підвищити ефективність за рахунок наближення форми до круглої.

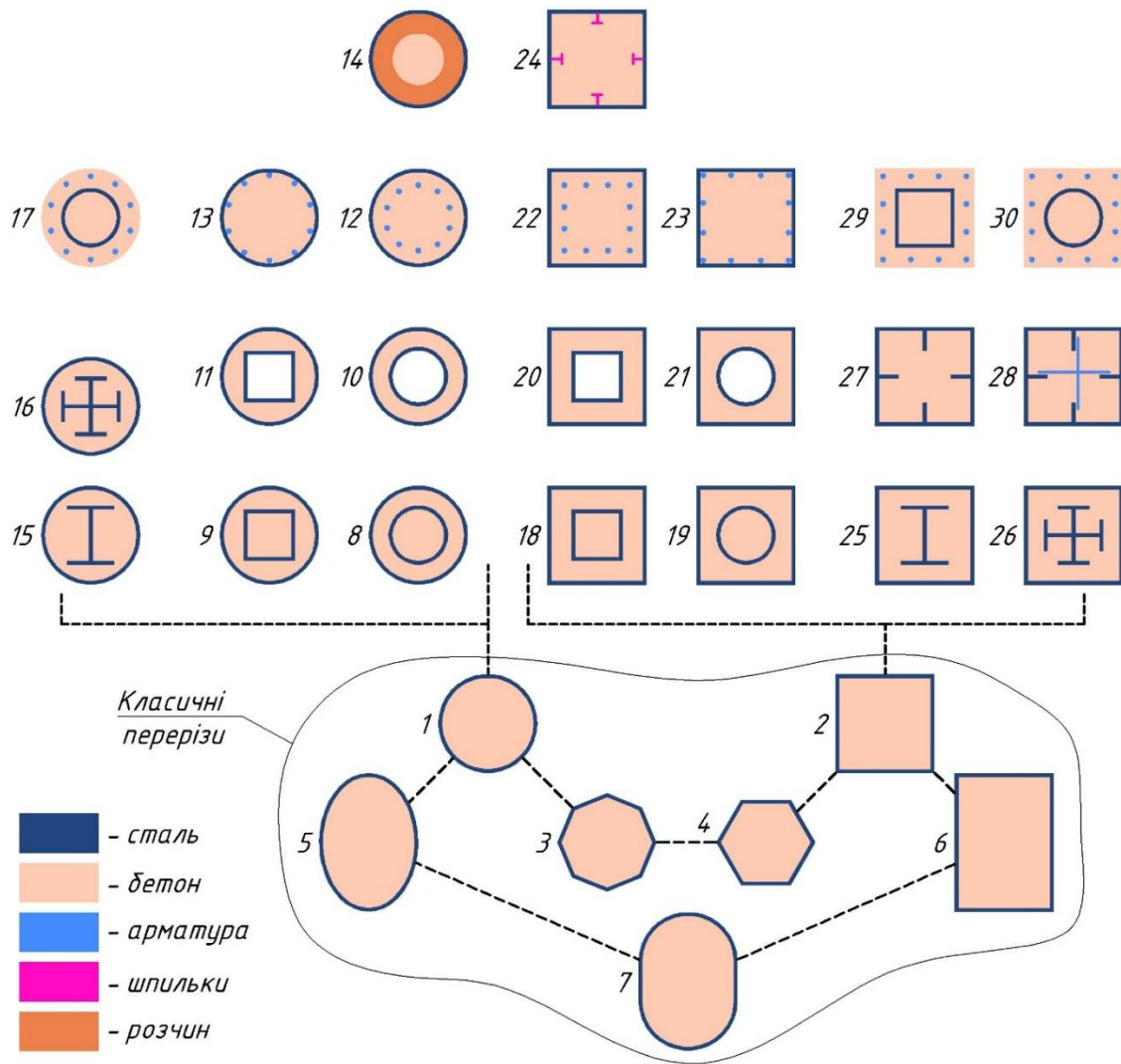


Рисунок 1.2 – Види перерізів трубобетонних елементів

Для круглої форми перерізу розрахунок є більш спрощеним ніж для прямокутних. У випадку відсутності однозначного визначення критичної площини, перевірки прямокутних перерізів виконуються для обох можливих площин [7].

У разі додаткового підсилення перерізів вибір арматури (без прямого приварювання до стінки труби) або різних додаткових профілів залежить від призначення конструкції, розмірів труби та властивостей бетону. Хоча такі підсилення часто можуть бути замінені збільшенням перерізу сталевोї труби, це не завжди доцільно.

Трубобетонний елемент містить два матеріали з різними кривими напруги-деформації, що створює складнощі у визначенні комбінованих властивостей,

таких як момент інерції та модуль пружності [2]. Однією зі складностей конструкції трубобетону є невідповідність деформацій бетону та сталеві труби на початковій пружній стадії. Це пояснюється тим, що сталь розширюється більше, ніж бетон, що може зменшити обмежувальний тиск сталеві труби, а отже, вплинути на початкову жорсткість і пружну міцність трубобетону [8].

Руйнування трубобетону залежить від форми та розмірів перерізу, довжини елемента, а також міцності бетону і сталі. Впливають також контакт між матеріалами, ефективність обтиснення бетону, характер навантаження, повзучість та усадка бетону [2,3]. Для підвищення сумісної роботи бетону та сталі можуть використовуватись методи приварювання арматурних стрижнів, шпильок, металевих пластин, додавання різних добавок до бетону тощо. Хоча повзучість бетону є складною для досліджень, відомо, що в трубобетоні під час висихання усадка і повзучість значно менші, ніж у звичайному залізобетоні [4].

Загальноекономічні переваги трубобетонних конструкцій перед залізобетонними та металевими демонструються такими пунктами [2,4,9]:

- не потрібні опалубка та арматурні стрижні. Заповнення бетоном здійснюється через технологічну трубу або за допомогою насоса, що скорочує витрати робочої сили, матеріалів та часу будівництва;
- будівельний майданчик залишається чистим;
- бетон підвищує вогнестійкість конструкції, що дозволяє зменшити кількість або повністю відмовитися від використання вогнетривких матеріалів ;
- зовнішні габарити елемента менші, ніж у сталевих і залізобетонних аналогів;
- у разі використання трубобетону для колон витрати бетону зменшуються на 62%, а сталі – на 5–10% порівняно з традиційним залізобетоном;
- порівняно зі сталеві колоною, варіант із трубобетону потребує на 50% менше сталі, що дозволяє знизити вартість приблизно на 45%;
- трубобетон приблизно на 55% легший за залізобетон;
- трубобетон забезпечує аналогічну жорсткість при менших розмірах

порівняно зі сталлю чи залізобетоном, що робить його ефективним для використання в сейсмічних регіонах. Завдяки цьому конструкція стає безпечнішою та надійнішою під час землетрусів;

- витрати на транспортування та монтаж зменшуються, оскільки спочатку зводиться порожня сталева оболонка труби, а потім у неї заливається бетон;
- вища корозійна стійкість порівняно з іншими матеріалами;
- проблема розтріскування бетону стає менш актуальною;
- трубобетон має високі амортизаційні властивості, що зменшує вібраційні впливи на конструкцію.

Ефективність розсіювання енергії у трубах, заповнених бетоном, перевищує відповідний показник їхніх порожнистих аналогів (рис. 1.3). Крім того, такі труби демонструють вищу стійкість до циклічних навантажень і можуть витримувати більше навантажувальних циклів до настання руйнування [5].

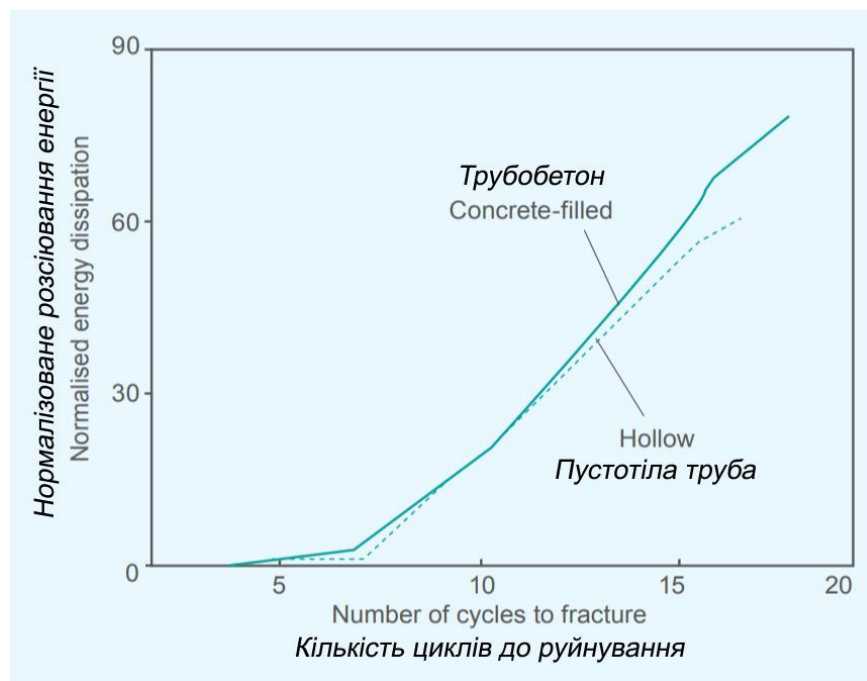


Рисунок 1.3 – Розсіювання енергії для порожнистих та заповнених сталевих труб [5]

У проектах із складною конструкцією та формою, зокрема в трубобетонних мостах, забезпечення якісного укладання звичайного бетону є

доволі складним процесом через труднощі, пов'язані з процесами ущільнення та вібрації. Крім того, між сталевую оболонкою та звичайним бетоном можуть утворюватися порожнини, що знижує здатність сталеві труби обмежувати бетонне ядро, а отже, призводить до зменшення несучої здатності та пластичності конструкції. З цієї причини для заповнення труб доцільно використовувати самоущільнювальний бетон (СУБ), який за своїми характеристиками не поступається звичайному бетону. Численні інженерні дослідження підтверджують, що за однакових умов міцності застосування СУБ дозволяє зменшити витрати праці та будівельних матеріалів, а також суттєво скоротити терміни будівництва. Крім того, для покращення характеристик суміші часто додають спеціальні домішки, які не лише знижують витрати цементу та собівартість СУБ, а й сприяють ефективному використанню промислових відходів [10].

Поява нових матеріалів, зокрема трубобетону, вимагає їхнього детального вивчення, подібно до досліджень залізобетону та сталі, особливо в контексті відповідальних будівельних конструкцій, таких як мости. Трубобетон має низку переваг, що зумовлює актуальність його подальших досліджень у різних сферах, зокрема в мостобудівництві.

1.2. Трубобетонні мости: конструктивні рішення, переваги та особливості ферменних прогонових будов

У сучасний період однією з головних вимог у будівництві є економне використання сталі. Водночас сталезалізобетонні мости переважно застосовуються для перекриття великих прогонів, де основним принципом проектування є концентрація матеріалу [11].

Композитні конструкції зі сталі та бетону широко застосовуються в конструкціях мостів завдяки перевагам поєднання двох різних конструкційних матеріалів. Залізобетон, як правило, недорогий, масивний і жорсткий, у той час як сталь відносно міцна, легка і проста в збірці. Розвивається композитна концепція з головною метою пошуку інноваційних конструкцій, щоб зробити

мости відповідними до сучасних вимог. Для отримання максимально ефективних і продуктивних конструкцій використовуються сталеві ферми з композиційними характеристиками [12].

Завдяки відмінним конструктивним і економічним характеристикам, сталеві труби з бетонним наповненням широко використовуються як основні несучі елементи для різних типів мостів, зокрема склепіння арок, поясів ферм, пілонів та опор (рис. 1.4) [6,13,14].

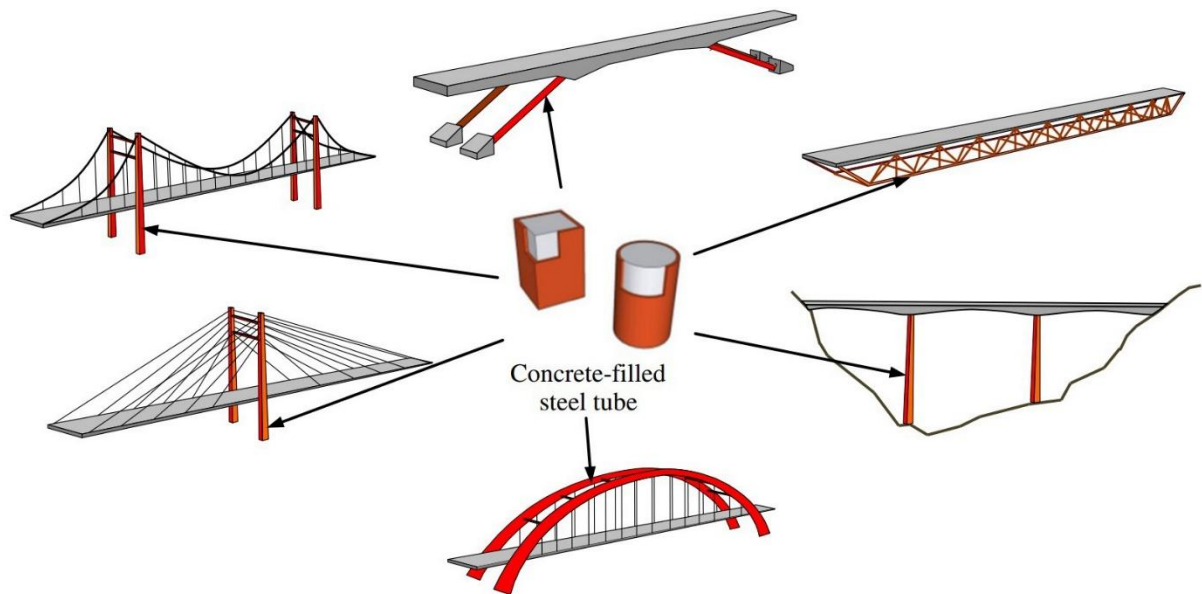


Рисунок 1.4 – Використання труботбетону в мостах

Понад 30 років труботбетон активно застосовують у мостобудівництві, де найбільшого поширення він набув у Китаї, що підтверджується історією та досвідом зведення понад 200 мостів. Серед них переважають аркові конструкції, що підкреслює ключову перевагу труботбетону – ефективну роботу несучого елемента на осьовий стиск [15]. Головна особливість аркових мостів полягає у значних стискувальних зусиллях у поясах арки, де труботбетон демонструє найкращі показники міцності та економічності порівняно зі сталлю або звичайним залізобетоном. Наразі найбільший у світі прогін серед аркових мостів належить арці, виконаній із труботбетону, – 575 м. Рекорд на даний момент утримує Третій міст Піннань (Third Pingnan Bridge, рис 1.5), будівництво якого було завершено у 2020 році.



Рисунок 1.5 – Третій міст Піннань (Third Pingnan Bridge), Китай [16]

Труبوبетонні ферми, аналогічно до сталевих, доцільно класифікувати за призначенням на два типи [17]:

1. Ферми або решітчасті конструкції, які є лише частиною прогонової будови моста, наприклад, ферменна (решітчаста) арка.
2. Балкові ферми, або просто ферми, які виконують функцію згинальних елементів і безпосередньо призначені для руху транспорту.

Останні 20 років спостерігається збільшений інтерес до тематики впливу труبوبетону саме до балкових ферм [18]. Заповнення стиснутих поясів бетоном підвищує їхню несучу здатність і стійкість до вигину. Заливка бетону в розтягнуті пояси дає змогу застосовувати попереднє напруження. Загалом, використання труبوبетону збільшує жорсткість конструкції, зменшує висоту ферми та скорочує витрати матеріалів [15].

Загалом ферма представляє систему стрижнів (зазвичай прямолінійних), з'єднаних між собою у вузлах. Сталеві ферми є більш економічними у витраті сталі порівняно з балками, хоча їх виготовлення є більш трудомістким. Робота ферм під навантаженням описується так: згинальний момент перетворюється на осьові сили поясів.

Серед усіх типів перерізів для сталевих ферм кругла труба є найбільш

сприятливою для стиснутих елементів, оскільки має оптимальний розподіл матеріалу відносно центру тяжіння. За однакової площі перерізу труба володіє найбільшим радіусом інерції, який є однаковим у всіх напрямках. Це дозволяє отримати стрижень найменшої гнучкості. Завдяки цьому використання круглих труб у фермах забезпечує економію сталі до 20–25%. Важливо зазначити, що ці характеристики є актуальними у випадках, коли навантаження передається на пояси ферми через вузли, а не безпосередньо на сам пояс.

Додатковою перевагою трубчастих елементів є їхня аеродинамічність, яка зменшує вітровий тиск, що особливо важливо для конструкцій у високих відкритих ландшафтах. Завдяки меншому накопиченню інею та вологи на трубах, вони є більш стійкими до атмосферних впливів і корозії. Легкість очищення та фарбування труб сприяє підвищенню довговічності ферменних конструкцій.

Як видно з викладеного вище, ферми вже мають характеристики, що сприяють впровадженню трубобетону. Заповнені бетоном труби вирізняються високою міцністю, жорсткістю, вогнестійкістю, корозостійкістю та чудовою здатністю до поглинання енергії. Це робить їх оптимальними для мостових конструкцій, які зазнають значних навантажень і впливів [8,19].

Хоча на рисунку 1.2 представлено велику кількість варіантів трубобетонних перерізів, аналіз показує, що трубобетонні ферми виготовляються з елементів круглого або прямокутного перерізу. Якщо круглий переріз приймається класичним, то для прямокутних іноді застосовують посилення поздовжніми сталевими ребрами з отворами (рис. 1.6), які позначають аббревіатурою PBL (від нім. Perfobond Leister).

У наш час круглий переріз елементів став більш популярним через високу ефективність утримання бетону та його сумісну роботу. Однак у його використанні є недоліки. Вузол об'єднання елементів (рис. 1.7, а) із круглих труб дуже складний. Потрібне точне різання на кінцях елементів та значні зварювальні роботи або окреме лиття вузлів (рис. 1.7, б), що призводить до

збільшення техніко-економічних витрат. І навпаки, з'єднання прямокутних елементів забезпечують просту геометрію, оскільки для підготовки кінців елемента потрібні тільки прямі розрізи. Така конструкція більш економна ніж з'єднання з круглих труб [15].



Рисунок 1.6 – Застосування посилення ребрами PBL в прямокутних трубобетонних елементах мосту



Рисунок 1.7 – Вузли об'єднання трубобетонних елементів круглого (а) та прямокутного (б) перерізу

Більшість досліджень трубобетонних балкових ферм мають загальний напрям, а в межах мостобудівництва основна увага зосереджується на обмеженій кількості існуючих мостів. Яскравими прикладами таких є мости Кеку (Keku Bridge), Ганхайзі (Ganhaizi Bridge), Цзидун (Zidong Bridge) та Сянцзяба (Xiangjiaba Bridge) у Китаї (рис. 1.8) [3,20].

Популярна конструкція трубобетонних ферменних мостів передбачає рух транспорту зверху прогонової будови та зазвичай має нерозрізну систему.

Основною перевагою балкових ферм із верхнім розташуванням проїзної частини є те, що верхній пояс, заповнений бетоном, ефективно сприймає локальні навантаження. Для облаштування проїзду використовують залізобетонну плиту, яка може виконуватися на незнімній опалубці. Крім того, залізобетонну плиту зручно поєднувати в один рівень із верхнім поясом ферми, що сприяє рівномірному розподілу навантажень.



Рисунок 1.8 – Мости із трубобетонними ферменними прогонами з верхнім розташуванням проїзної частини

Аналіз існуючих мостів показує, що проїзна плита зазвичай виконується монолітною та жорстко з'єднується з прогоном, що свідчить про її спільну роботу з фермою. За таких умов, конструкція прогонів в поперечному перерізі може мати два випадки: у першому випадку верхній пояс ферми об'єднаний із плитою на одному рівні (рис. 1.9, а, в), у другому – плита накладається зверху пояса (рис. 1.9, б). У першому випадку композитність забезпечується шляхом:

- зовнішнього бетонування сталевого закладного незамкненого або пустотілого профіля без його внутрішнього заповнення;
- зовнішнього бетонування безпосередньо трубобетонного поясу;

- відсутності стрижневих елементів, замість яких використовується незнімна опалубка із профільованих листів (рис. 1.9, в).

Як видно з наведених прикладів мостів, в них застосовуються ферми з паралельними поясами. Однак такі ферми мають обрис, далекий від епюри моментів, і є неекономічними з точки зору витрати матеріалів. Водночас рівна довжина елементів решітки, однакова схема вузлів, висока повторюваність елементів і деталей, а також можливість їх уніфікації сприяють індустріалізації виробництва. Криволінійний обрис поясу значно ускладнює виготовлення, тому такі ферми застосовуються вкрай рідко. Більш прийнятним є полігональний контур, який краще відповідає епюрі моментів. У важких великопрогонових фермах додаткові конструктивні труднощі, пов'язані з переломами поясів у вузлах, менш критичні, оскільки з урахуванням вимог транспортування пояси зазвичай виготовляють із окремих прямолінійних стрижнів, що з'єднуються під час монтажу ферми.

Балкові ферми поділяються на плоскі, у яких всі стрижні розташовані в одній площині (рис. 1.8, а), та просторові (рис. 1.8, б–г). Плоскі ферми можуть сприймати лише навантаження, прикладене в їхній площині, і потребують додаткового закріплення за її межами за допомогою поперечних в'язів та/або залізобетонної плити. Просторові ферми утворюють жорсткий просторовий брус, здатний сприймати навантаження в будь-якому напрямку.

У трубобетонних фермах, як і у сталевих, переважно використовується трикутна решітка, оскільки вона забезпечує ефективну передачу зусиль на пояси за мінімальної кількості з'єднань. Така конструкція дозволяє зменшити загальну довжину елементів решітки, мінімізувати кількість вузлів і скоротити шлях передачі навантаження від місця його прикладання до опори. Зазвичай у таку решітку включають ще й додаткові вертикальні елементи – стояки і підвіски [21].

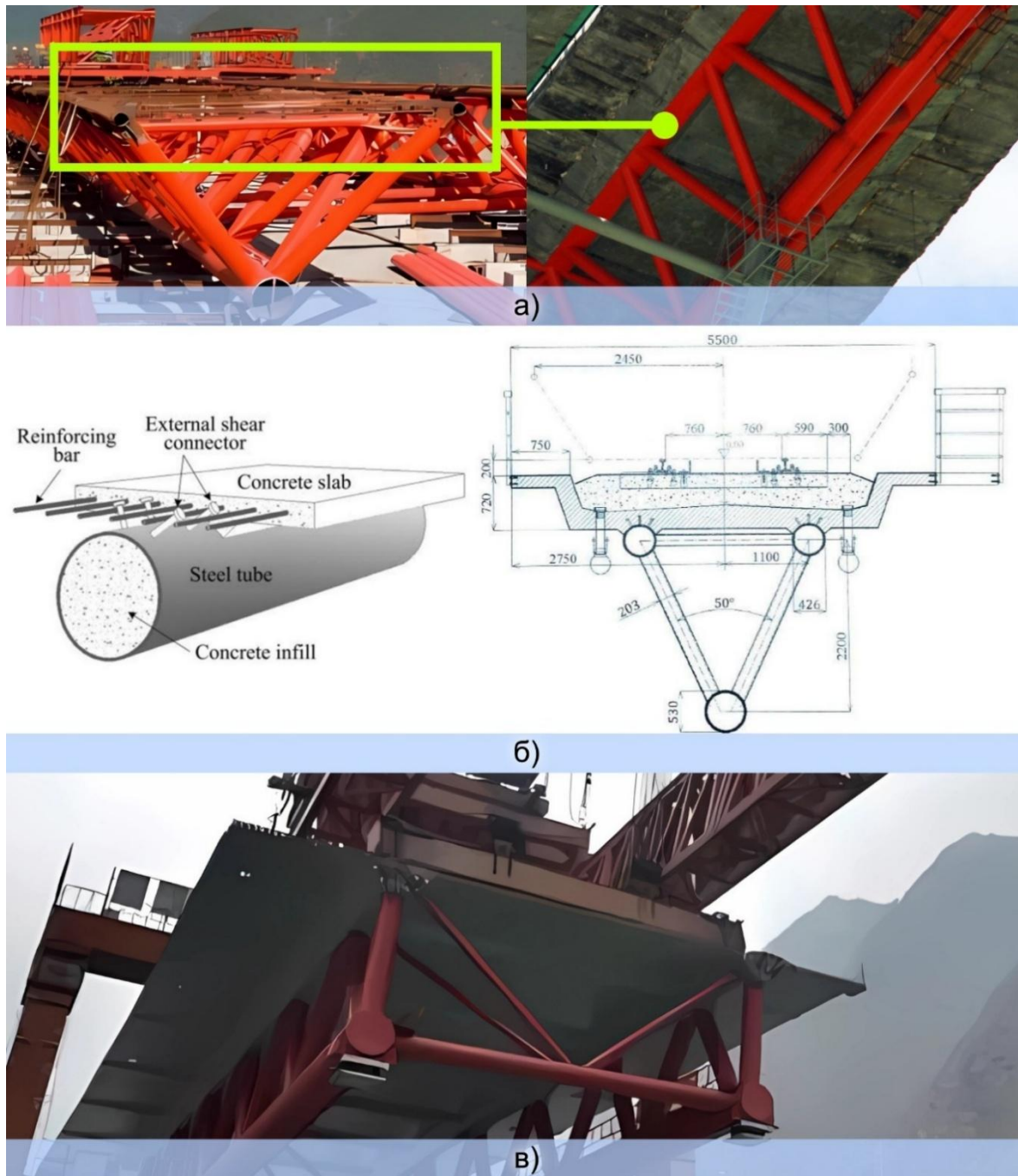
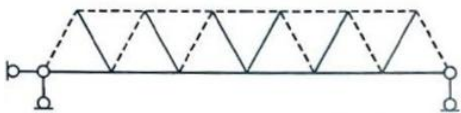
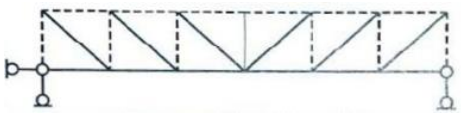
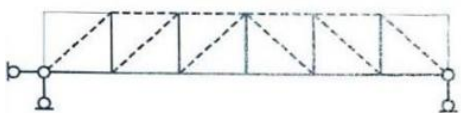
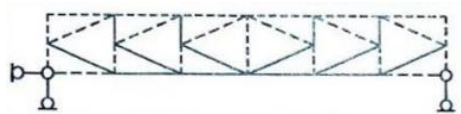
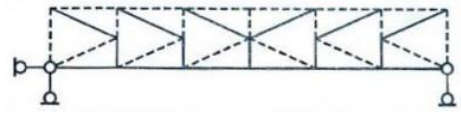


Рисунок 1.9 – Види конструкції верхнього поясу трубобетонної ферми в прогонових будовах їздою по верху: а – об'єднання верхнього поясу ферми в рівні залізобетонної плити [22]; б – накладення залізобетонної плити на пояс ферми [17,23]; в – відсутність труб верхнього поясу та об'єднання решітки ферми безпосередньо із плитою через сталеві профільовані листи незнімної опалубки [24]

У таблиці 1.1 [17] представлено порівняльний аналіз різних решіток ферм за критеріями металомісткості та жорсткості, де трикутна ферма слугує об'єктом

зіставлення та демонструє найкращі показники. Основним недоліком трикутної решітки є наявність відносно довгих стиснутих розкосів, що може знижувати її стійкість.

Таблиця 1.1 – Поділ ферм за типами решіток [17]

Назва решітки	Системи решіток ферм	Вага решітки	Прогин ферми
Трикутна система Варена		100%	100%
Розкісна система Пратта		113%	113%
Розкісна система Гау		113%	114%
Напіврозкісна система 1		133%	78%
Напіврозкісна система 2		133%	137%
Ромбічна		127%	90%
Хрестова		147%	86%

Труبوبетон забезпечує підвищення несучої здатності як елементів, так і вузлів конструкцій. Вузли з'єднання елементів виконують ключову функцію передавання навантажень на всі включені в них елементи, що робить їх критично важливими компонентами ферм. К- та К-Т-подібні з'єднання є найбільш поширеними в конструкціях сталевих ферм. Хоча К-подібні з'єднання демонструють меншу втомну міцність порівняно з К-Т-подібними, як зазначалося раніше, їх широко використовують завдяки простоті зведення конструкції [12].

Для класичних сталевих ферм існує кілька основних типів руйнування вузлів, зокрема: пластичне руйнування перерізу поясу, руйнування бокової

стілки поясу внаслідок плинності або зминання, зсувне руйнування поясу, а також пробивний зсув стінки порожнистого перерізу поясу. Крім того, можливе руйнування розкосу через утворення тріщин у зварних швах або в матеріалі самого розкосу, а також локальне випинання (гнучке руйнування) розкосу.

Конструкція з'єднання елементів у вузлах ферм із заповненням бетоном виявляється ефективною системою, оскільки бетон забезпечує посилення всередині з'єднання, яке розподіляє напруження. Водночас однією з основних проблем трубобетонних ферм є невідповідність між несучою здатністю елементів і вузлів. Для традиційних сталевих ферм ця невідповідність компенсується застосуванням фасонних елементів і накладок. У випадку конструкцій із чотирикутним поперечним перерізом проблему також можна ефективно вирішити за допомогою накладок і фасонки. Проте для круглих труб, з огляду на їхню геометричну форму, реалізація такого підходу є складнішою та менш доступною.

На сьогодні існують два основні методи виготовлення з'єднань у трубобетонних прогонових конструкціях: зварне з'єднання, яке є більш поширеним, передбачає приварювання розкосів безпосередньо до поясу та литі сталеві вузли, у яких елементи з'єднуються за допомогою литої деталі [25].

У дослідженні [26] проведено порівняльний аналіз різних типів ферм зі зварними з'єднаннями. Встановлено, що несуча здатність трубобетонних зразків була вищою порівняно із зразками пустотілих та гібридних конструкцій. Автор зазначає, що нелінійна поведінка трубчастих ферм переважно зумовлена пластичною деформацією поясів і розкосів у зоні з'єднання, де спостерігалися підвищені деформації. Це вказує на вузли як на потенційно слабке місце конструкції.

Для підвищення надійності вузлів можуть застосовуватися литі з'єднання. У останніх дослідженнях розглядалися два шляхи покращення втомних характеристик трубчастих фермових мостів: заміна безпосередньо зварних

з'єднань вузлами з литої сталі та покращення характеристик критичних до втоми зварних швів шляхом обробки після зварювання [27]. Руйнування литих вузлів, як правило, відбувається через утворення тріщин у зоні стикового зварного шва приєднання до елемента, що здебільшого спричинено дефектами литої деталі. Унаслідок цього литі вузли можуть мати нижчу надійність порівняно із зварними. Водночас їхнє використання доцільне в опорних ділянках, де можливо забезпечити надійну зону контакту з опорною частиною конструкції [25].

Загалом, руйнування трубобетонних з'єднань у фермах відбувається внаслідок зсуву, що спричиняє продавлювання, за винятком випадків, коли першочергово руйнуються пустотілі розкоси [26]. Порівняно з пустотілими вузлами, напруження вздовж зварного шва в трубобетонних з'єднаннях розподіляється більш рівномірно, проте не є абсолютним і залежить від співвідношення діаметрів з'єднуваних труб, товщини стінки поясної труби, кута сполучення труб, а також міцнісних характеристик матеріалу труби поясу тощо.

Для даної конструкції мостів, будь-які з'єднання трубчастих ферм повинні забезпечувати герметизацію внутрішньої порожнини труб, щоб запобігти розвитку корозійних процесів. Ефективним рішенням є застосування бетону, який, заповнюючи порожнину труби, підвищує її корозійну стійкість. Додатково, поєднання бетонного заповнення з якісним зварюванням, що гарантує відсутність мікропорожнин, забезпечує ще вищий рівень захисту.

Для забезпечення якісного зварювання з'єднань у вузлах необхідно застосовувати вдосконалені техніки фігурного різання труб. Використання спеціалізованих машин для фігурного різання кінців дозволяє отримати високоякісні з'єднання з безпосереднім примиканням, мінімізуючи витрати праці та матеріалів. У важких фермах критично важливо дотримуватися центрування стрижнів у вузлах відповідно до осей, що проходять через їхні центри тяжкості. Навіть незначні ексцентриситети можуть спричинити значні згинальні моменти в стрижнях, що необхідно враховувати при розрахунку ферм. За рахунок

двовісної симетрії кругла форма дозволяє приварювати елементи під різним кутом зберігаючи рівномірність передачі зусиль у порівнянні із фасонками чи квадратними трубами (рис. 1.10). Крім того, правильно виконане фігурне різання спрощує процес виготовлення. Наприклад, приєднання в'язей до поясу із постійним перерізом може здійснюватися за однаковими схемами різання. Чим менше типових зовнішніх розмірів труб, тим менше різновидів фігурного різання потрібно. За відсутності верстатів для фігурної обробки торців труб у деяких випадках в'язі можуть виготовлятися зі сплюсненням кінців, що дозволяє їх подальше прикріплення до вузла за допомогою фасонки. Сплюснення кінців допустиме лише для труб, виготовлених із низьковуглецевої або іншої пластичної сталі.

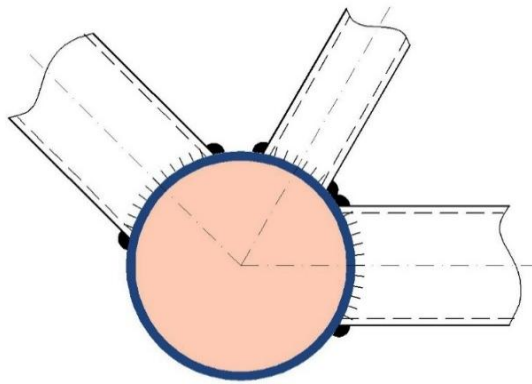


Рисунок 1.10 – Вузол з'єднання круглих труб в'язів та поясу

З'єднання труб на прямих ділянках уздовж елемента, віддалених від вузлів, виконуються у разі виготовлення конструкції секціями на заводі, після чого ці секції з'єднуються безпосередньо на будівельному майданчику. Основні типи таких з'єднань наведено на рисунку 1.11. Стикове зварне з'єднання забезпечує рівномірність з основним металом за умови, що розрахунковий опір наплавленого металу не є нижчим за розрахунковий опір матеріалу труб для сталей, які не зазнають розміцнення під час зварювання.

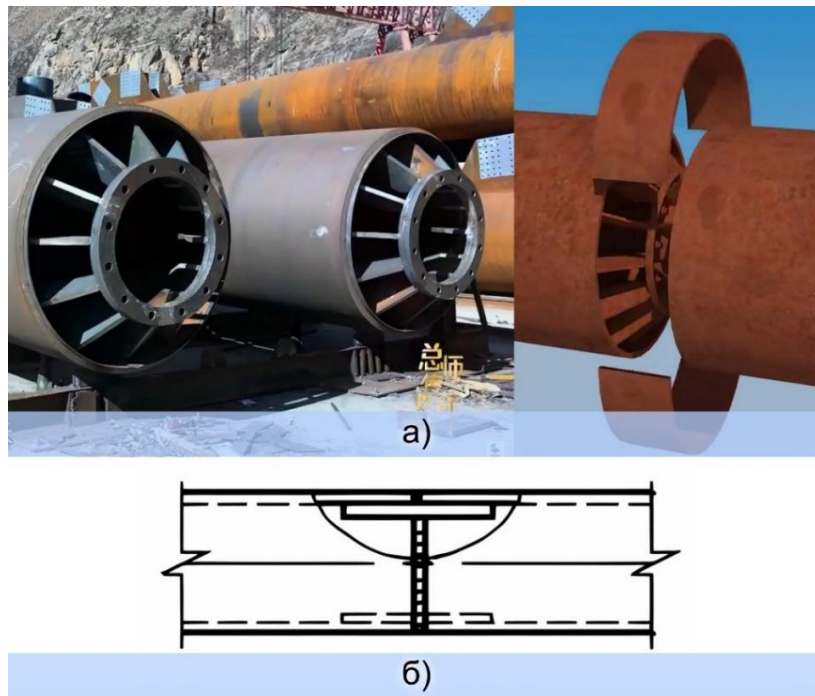


Рисунок 1.11 – Типи стикових з'єднань трубобетонних елементів у прогонових будовах: а – комбіноване (болтове фланцеве та зварне) [28]; б – зварне на внутрішньому кільці

Загалом використання трубобетону у фермах та його наявний «асортимент» перерізів демонструє кращі показники міцності на стиск та розтяг порівняно з пустотілими варіантами. Попри численні переваги трубобетону як композитного матеріалу, його застосування часто ускладнюється технічними аспектами реалізації, що особливо помітно на прикладі прогонових будов мостів. Оскільки цей матеріал є відносно новим, багато питань щодо оптимізації конструктивних рішень, підвищення економічної ефективності та довговічності мостів залишаються недостатньо вивченими [29]. Зокрема, бракує досліджень, присвячених визначенню ключових факторів, що забезпечують максимальну економічність за різних умов. Розробка відповідних рекомендацій сприятиме розширенню використання трубобетону в сучасному мостобудуванні.

1.3. Актуальність та визначення методики пошуку раціональних параметрів схем ферменних трубобетонних прогонових будов з їздою зверху

Аркові трубобетонні прогони зазвичай застосовуються у великих мостах, призначених для перетину долин, глибоких і широких річок, а також для

перекриття значних морських габаритів. Водночас трубобетонні балкові ферми використовуються для перекидання прогонів середньої довжини і можуть бути ефективними на криволінійних ділянках мостових споруд.

Трубобетонні ферменні мости широко використовуються не лише в Китаї, де складний рельєф поєднує гори, рівнини та плато, а й у різних умовах по всьому світу. Балкові ферми ефективно застосовуються для перетину ярів, річкових долин, болотистих місцевостей і міських шляхопроводів [30]. В Україні, незважаючи на переважно рівнинний рельєф, де низовини займають 70 % території, а височини – 25 %, будівництво балкових ферм також є поширеною практикою [31].

Станом на сьогодні загальна статистика щодо мостів в Україні залишається відносно стабільною. Переважна більшість споруд представлена балковими сталезалізобетонними мостами, тоді як рамні, аркові та вантові конструкції зустрічаються рідше. Основним типом прогонових будов із верхнім розташуванням проїзної частини є конструкції з балками суцільного перерізу [11]. Серед ферменних мостів з верхнім розташуванням проїзду в Україні наразі в експлуатації відомо про Амурський міст (м. Дніпро) та Крюківський (м. Кременчук), але вони не є виключно мостами із верхнім проїздом, оскільки мають двоярусну конструкцію (рис. 1.12).

Оскільки металеві балкові ферми з проїздом зверху характеризуються значною будівельною висотою, це обмежує їхню економічну ефективність і зумовлює вибір конструкцій з проїздом знизу, які відносно є менш раціональними [32]. Тому застосування трубобетону як основного конструкційного матеріалу може підвищити їхню конкурентоспроможність, що підтверджується практичним досвідом зведення таких прогонових будов.

На сьогодні, практичне використання трубобетону у мостобудівництві у якості головних елементів у прогонах знаходиться на рівні аналізу існуючих мостів, впливів окремих ефектів та покращення методик розрахунку, зокрема в нормативних документах. Тільки з 2000-х років останні опубліковані наукові

роботи із цієї тематики стали на шлях поглибленого вивчення. Наразі основним напрямом досліджень є аналіз вузлів і роботи решітчастих систем в аркових та ферменних балкових прогонових будовах.



Рисунок 1.12 – Ферменні мости з їздою поверху: а – Амурський міст [33]; б – Крюківський міст [34]

Проблема пошуку раціональних параметрів конструкцій за відсутності чітких і надійних методів досліджується відносно рідко. Однак у випадку відповідальних конструкцій такі дослідження зазвичай мають оглядовий і наближений характер. Щодо трубобетонних прогонових будов, світовий досвід представлений різноманітною базою нормативних документів, ефективність яких підтверджена практикою будівництва цих мостів. Тому визначення

критеріїв раціональності прогонових будов може слугувати основою для розробки типових проєктів або рекомендацій щодо їхнього проєктування.

У межах пошуку раціональних параметрів трубобетонних балкових ферм відомі такі дослідження:

1. Veichen Pu та ін. [20] досліджували трубобетонні ферми з квадратним перерізом елементів із верхнім розташуванням проїзної частини (рис. 1.13). Аналіз конструкції на згин і механізм її руйнування було виконано методом скінченних елементів (МСЕ) на основі лабораторних моделей випробуваних Bin Liu та ін. [35]. Досліджено вплив основних структурних параметрів, зокрема співвідношення висоти прогону до його довжини, співвідношення товщини стінки труби розкосу до товщини стінки труби поясу, класу міцності бетонного заповнення в поясах, сили попереднього напруження тощо. За результатами дослідження визначено оптимальний діапазон вказаних параметрів для прогонової будови даної конструкції.

2. Wenjin Huang та ін. [26] дослідили ферменні балки з круглими трубами з різними типами вузлів та проаналізували їхню поведінку (рис. 1.14). Особливістю дослідження було забезпечення достатньо високої жорсткості моделей для досягнення руйнування саме у вузлових з'єднаннях, а не в поясах через згинальні моменти. Також було випробувано моделі без бетонного заповнення поясів та з бетонним заповненням лише верхнього поясу, що дозволило оцінити вплив бетонного заповнення на механізм руйнування з'єднань. Дослідження було спрямоване на оцінку загальних відмінностей у поведінці моделей, зокрема механізмів руйнування вузлових з'єднань, без детального аналізу впливу комбінацій різних геометричних параметрів.

3. У межах даного дослідження Співак Д. С. та Ключник С. В. [36] провели параметричне моделювання напружено-деформованого стану К-подібних вузлів з'єднання трубобетонного поясу із пустотілими розкосами під кутом 60° (рис. 1.15). Для аналізу використано два класи бетону (C16/20 та C50/60) і дві марки сталі (16Д та 10ХСНД). Матеріали моделювалися із застосуванням критерію

пластичності Друкера-Прагера для бетону та моделі багатолінійного ізотропного зміцнення для сталі.

Було досліджено 12 варіантів вузлів із різними поєднаннями матеріальних характеристик і двома масштабами геометричних розмірів. Результати показали, що бетонне заповнення вагомо впливає на роботу як стиснутих, так і розтягнутих розкосів. Для стиснутих розкосів ефект виявився суттєвішим – приріст ефективності сягав 20,8 %. При цьому бетон класу C50/60 не завжди забезпечував кращі результати, іноді поступаючись бетону класу C16/20.

Збільшення розмірів вузла мало позитивний вплив на ефективність бетонного заповнення. Зокрема, для стиснутих розкосів приріст ефективності досягав 12,3 %. Підвищення міцності сталі з марки 16Д до 10ХСНД дало приріст ефективності для розтягнутих елементів у межах 0–8.6 %, а для стиснутих – до 22.8 %. Графіки розподілу напружень уздовж зварного шва засвідчили, що бетон сприяє рівномірнішому розподілу напружень як у стиснутих, так і в розтягнутих розкосах.

4. Arun Vishnu та Anila S [37] дослідили вплив зміни кута між розкосами, видів перерізів і розмірів поясів, а також кривизни просторової трубобетонної ферми з круглими трубами на її поведінку під час згину. За допомогою МСЕ встановлено, що ферма з подвійною трубою та бетонним заповненням у нижньому поясі (рис. 1.16) демонструє підвищену несучу здатність, особливо при куті розкосів 60° . Гранична несуча здатність істотно залежить від радіуса кривизни: вона зменшується зі збільшенням кривизни в плані та зростає зі збільшенням кривизни у вертикальному напрямку.

5. У дослідженні Nuneer Ahmed та інших [38] проаналізовано кінцеву несучу здатність аркового трубобетонного моста за допомогою програмного забезпечення ANSYS. Вивчалися такі параметри, як коефіцієнт гнучкості, вміст сталі, класи сталі (Q235, Q345, Q390, Q420), класи бетону (C50, C55, C60), а також характер геометричних дефектів (у площині та поза площиною). Результати показали, що вміст сталі позитивно впливає на несучу здатність: чим

він більший, тим вищим гранична несуча здатність. Клас сталі також має суттєвий вплив: порівняно з Q235, використання сталей інших класів підвищує несучу здатність на 12–24%. Натомість клас бетону має відносно невеликий вплив. Дефекти поза площиною виявилися більш шкідливими для міцності конструкції, ніж дефекти у площині.

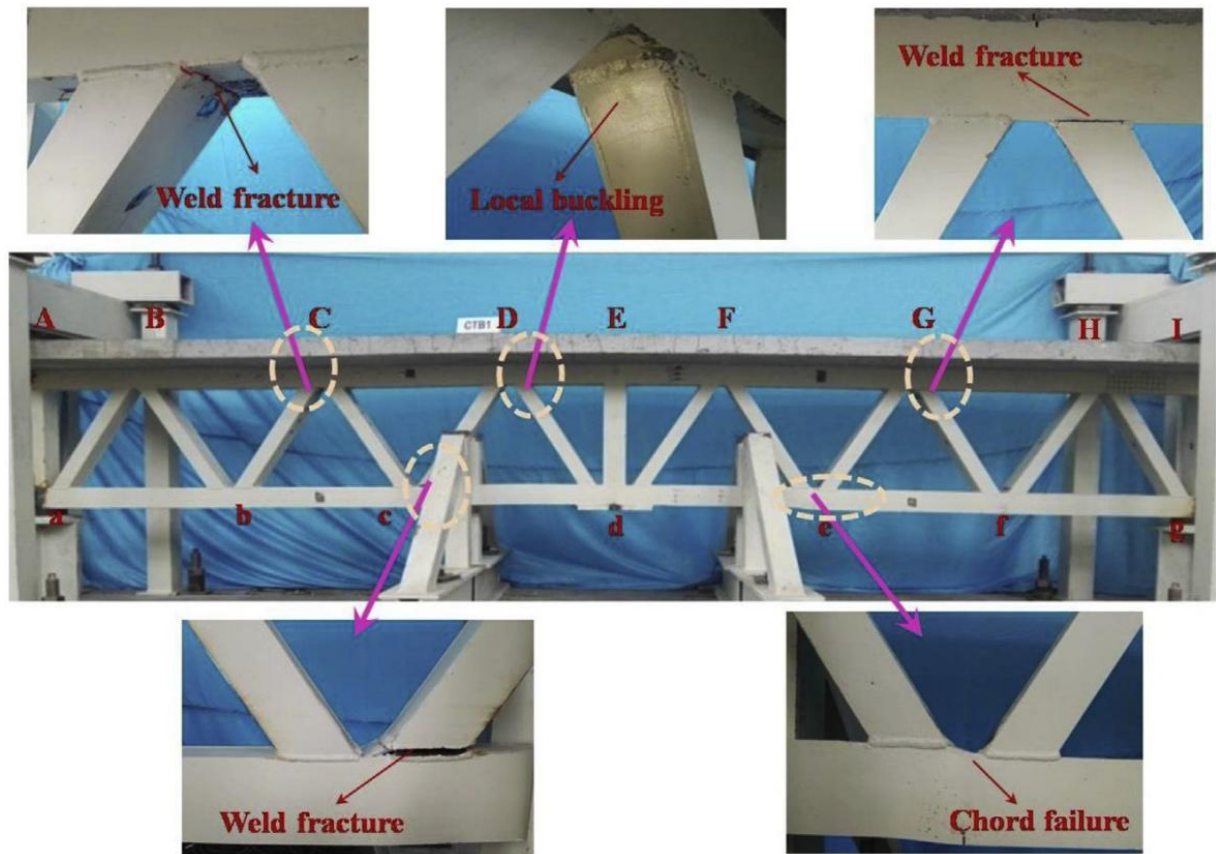


Рисунок 1.13 – Руйнування одного зі зразків труботетонних ферм із квадратним перерізом труби [20]

Зразок Specimen	Структура решітки Web arrangement	Тип вузла Joint Type	Зразок Specimen	Структура решітки Web arrangement	Тип вузла Joint Type
P2		N	AP2		N
W2		K	AP1		N
MW2		TK	AP0		N

Труби заповнені бетоном		Пустотілі труби	
Позначення Legend			
CFST		CHS	

Рисунок 1.14 – Зразки ферменних балок, структура решітки та типи з'єднань.

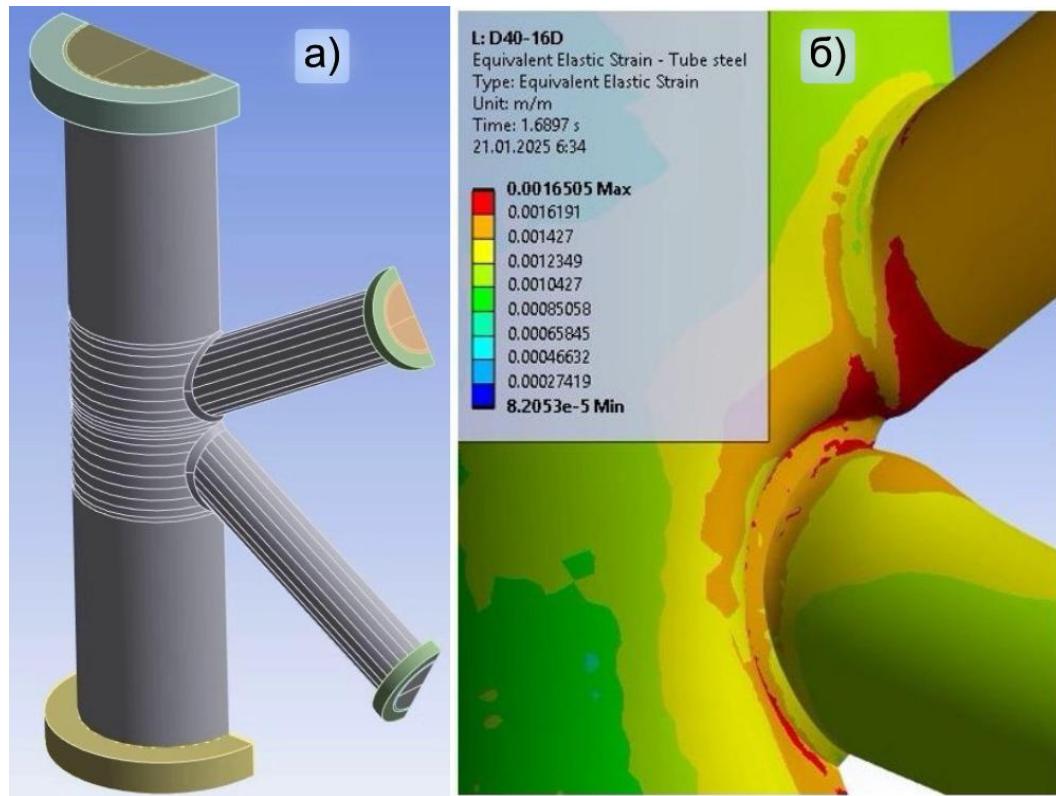


Рисунок 1.15 – Дослідження К-подібних вузлів із заповненими бетоном поясами: а) – модель досліджуваного бетононаповненого вузла з трубобетонним поясом; б) – характер руйнування однієї з моделей вузлів

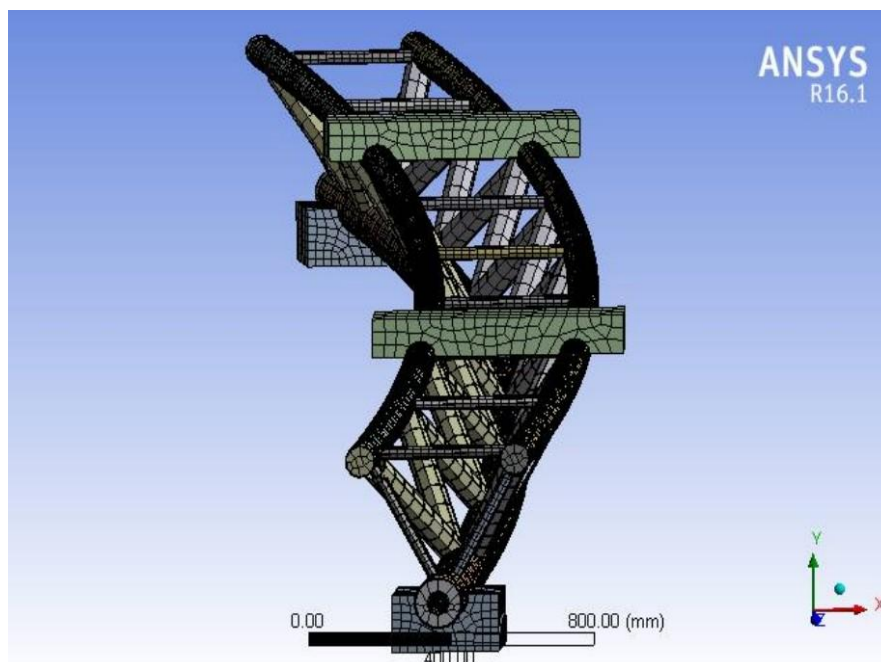


Рисунок 1.16 – Просторова модель трубобетонної ферми зі кривизною в плані та подвійною трубою в нижньому поясі [37]

Серед досліджень оптимальних параметрів поперечного перерізу трубобетонних елементів, які працюють на осьовий стиск та вигин, виділяють наступні особливості роботи та ефективні характеристики:

1. З погляду кінцевої міцності, жорсткості та пластичності, круглі центрально-стиснуті елементи демонструють кращу роботу порівняно з квадратними, навіть при великих значеннях відношення ширини до товщини стінки D/t . Зменшення цього співвідношення покращує поведінку перерізу [2,4].

2. Відповідно до EN 1994-1-1 [39], елементи, що працюють виключно на стиск, схильні до загальної втрати стійкості при співвідношенні D/t до 60.76, тоді як локальна втрата стійкості переважає при $D/t > 60.75$. Таким чином, для значень D/t менших за $90 \cdot 235/f_y$, впливом локального вигину можна знехтувати [8].

3. Спостерігається тенденція до зростання критичного навантаження на вигин елементів із підвищенням модуля пружності бетону. Вплив цього параметра є суттєвим: у разі використання високоміцного бетону критичне навантаження на вигин може збільшитися до 80% у порівнянні з бетоном нормальної міцності [8].

4. Для елементів з високими коефіцієнтами гнучкості вплив матеріальної нелінійності є незначним — аналітичні значення пружних та непружних критичних навантажень практично збігаються [8].

5. У тонкостінних трубобетонних елементах кінцева несуча здатність визначається стійкістю, а не міцністю матеріалів. Прогин таких елементів відбувається до моменту виникнення значного об'ємного розширення бетону [4].

6. Відношення D/t визначає момент початку місцевого прогину та впливає на пластичність перерізу. Менші значення D/t затримують локальний прогин сталеві оболонки та забезпечують підвищену пластичність, що проявляється у вигляді довгого плато на діаграмах кривої взаємодії (рис. 1.17). Елементи з низьким D/t здатні витримувати максимальний момент навіть після початку локального прогину. Натомість при високому значенні D/t можливе передчасне локальне деформування, навіть до досягнення межі текучості [4].

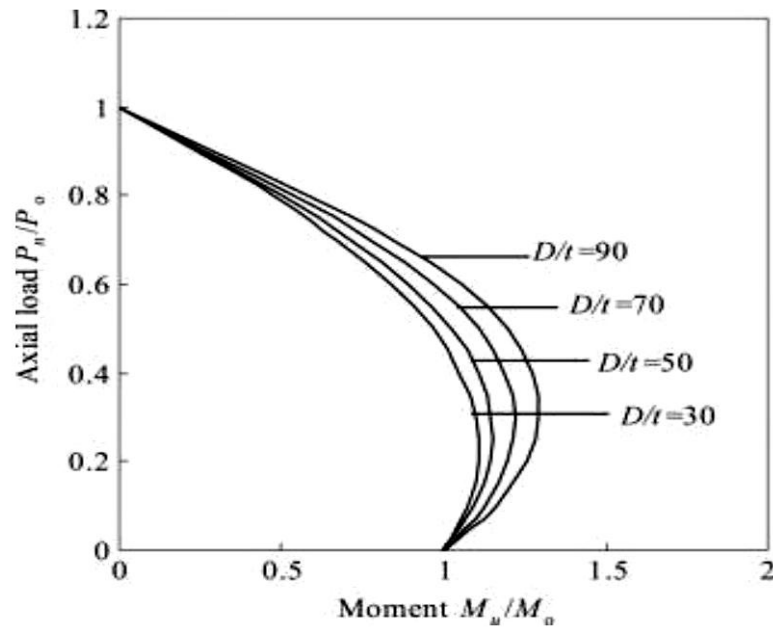


Рисунок 1.17 – Вплив параметра D/t на граничний стан трубобетонного елемента відповідно до норм Єврокоду

Порівняно з дослідженнями оптимізації, трубобетонні аркові будови вивчалися більш широко, що корелює з більшою кількістю збудованих мостів. Відповідно, останнім часом було проведено небагато досліджень щодо поведінки трубобетонних ферм за різних умов навантаження та геометричних параметрів. Хоча це вказує на необхідність проведення додаткових досліджень для підтвердження вже отриманих результатів, це не виключає можливості подальшого, глибшого аналізу, зокрема створення критеріїв та бази даних раціональних варіантів прогонових будов. Крім того, на сьогодні накопичено достатньо результатів щодо поведінки трубобетону в різних умовах, а також відповідного досвіду будівництва, що дозволяє проводити всебічний аналіз та практично впроваджувати отримані результати.

Пошук раціональних моделей передбачає створення або вибір схеми, яка логічно та математично описує систему чи явище. Процес спрямований на розуміння структури проблеми, визначення її ключових факторів і формування концептуального чи математичного уявлення.

У процесі визначення раціональних моделей здійснюється розробка типових проєктів із одночасним застосуванням методів оптимізації та

стандартизації. Визначення раціональних моделей може поєднуватися з процесом оптимізації, що дає змогу чітко уявити, порівняти отримані результати між собою або з наявними альтернативами.

Головна ціль оптимізації – підвищення ефективності конструкції шляхом зменшення матеріальних, енергетичних і фінансових витрат при забезпеченні необхідних експлуатаційних характеристик. Це включає покращення міцності, стійкості та довговічності, мінімізацію маси без втрати несучої здатності, використання інноваційних матеріалів і рішень. Важливу роль відіграють екологічні аспекти, зокрема зниження вуглецевого сліду та енергоефективність. Таким чином, оптимізація конструкцій спрямована на досягнення балансу між економічною доцільністю, технологічною ефективністю та екологічною стійкістю, що є ключовим аспектом сучасного будівництва.

Одним із кінцевих результатів оптимізації конструкцій мостів може бути розробка типових проєктів. Великі мости зазвичай проєктують як індивідуальні об'єкти, тоді як типові проєкти здебільшого створюють для малих і середніх мостів. Вони передбачають варіанти проїжджої частини різної ширини, нормативних навантажень, а також розміри, визначені з урахуванням матеріалу споруди. Завдання проєктування в цьому випадку полягає у виборі найбільш раціональної типової конструкції, що відповідає реальним місцевим умовам, з урахуванням можливостей виготовлення на найближчому заводі мостових конструкцій, умов транспортування і монтажу [40].

Для розробки типових проєктів мостових ферм необхідно уніфікувати їхні геометричні розміри, що дозволяє стандартизувати як самі ферми, так і прилеглі до них елементи. Це сприяє зменшенню кількості типорозмірів елементів та деталей, і дає змогу застосовувати спеціалізоване обладнання при масовому виготовленні конструкцій, а також переходити на потокове виробництво.

Як видно з вищевикладеного, враховуючи переваги ферм із верхнім розташуванням проїзної частини та трубобетону як матеріалу, розробка раціональних моделей сприятиме створенню більш економічного типу

ферменних прогонових споруд. Також на автомобільних дорогах, особливо в межах міст, доцільно влаштовувати мости з проїзною частиною поверху. У такому випадку для користувачів мосту зберігається відкритий огляд навколишнього пейзажу, а в міському середовищі така конструкція не порушує гармонійності архітектури прилеглої забудови.

Як пошук раціональних моделей, так і оптимізація здійснюється через застосування математичних методів, комп'ютерного моделювання та експериментальних досліджень. При розв'язанні таких задач можна використовувати як аналітичні, так і чисельні методи. Рідко вдається скористатися аналітичними методами, оскільки такі рішення можливі лише в окремих випадках, – коли оптимізовані функції представлені аналітичної формі. [41]

Чисельні методи оптимізації різноманітні і їх можна класифікувати так: методи спрямованого пошуку екстремуму та методи випадкового пошуку екстремуму. Вони використовуються для оптимізації як фермових, так вантових, підвісних і аркових мостів.

Активним методом оптимізації є генеративний дизайн. Існує також пасивний підхід – коли користувач самостійно вносить зміни до параметрів. У випадку активного генеративного проектування користувач задає діапазони параметрів і мету оптимізації, а конкретні значення параметрів визначаються автоматично за допомогою алгоритму оптимізації.

Для знаходження глобальних максимумів і мінімумів у задачах оптимізації, особливо коли досліджувані моделі є маловивченими та мають складний або невідомий характер, доцільно використовувати метод рівномірного пошуку. Завдяки рівномірному розподілу точок випробувань у заданій області, цей метод забезпечує всебічний аналіз простору можливих рішень, що дозволяє уникнути локальних екстремумів і знайти оптимальні значення глобального критерію. Це особливо важливо при розробці раціональних моделей, де інші методи можуть не гарантувати повноти

дослідження через обмежені властивості функції.

Метод рівномірного пошуку, також відомий як метод сканування, належить до пасивних (паралельних) стратегій пошуку. Його основними перевагами є простота реалізації та здатність знаходити глобальний мінімум або максимум навіть для функцій із кількома екстремумами. Однак основним недоліком цього методу є значна обчислювальна витратність через велику кількість необхідних обчислень значень цільової функції. [42]

Модифікований варіант методу рівномірного пошуку – рівномірний пошук із змінним кроком. Його принцип полягає в тому, що спочатку пошук здійснюється з великим кроком, після чого відрізок, де знайдено мінімальне значення, ділиться на менші частини. Далі визначається більш точний інтервал, у якому знаходиться уточнене значення мінімуму, і процес повторюється до досягнення заданої точності. Проте цей підхід має недолік – існує ризик зупинитися на локальному екстремумі, що робить його непридатним для деяких задач.

Багатофакторний аналіз набуває широкого розповсюдження, а обробка великих обсягів даних стає стандартною практикою. Для реалізації різних методів оптимізації в сучасному програмному забезпеченні можуть застосовуватися комбінації різних новітніх підходів. У сфері мостобудування зустрічаються приклади використання методу візуального програмування. Як показано у [43] на прикладі сталевих аркових мосту, на основі нормативних документів Eurocode автори оцінили ефективність візуального програмування у поєднанні з МСЕ. У дослідженні представлено автоматизований процес оптимізації сталевих аркових мостів із використанням візуального програмування (Dynamo) та генетичного алгоритму. Алгоритм коригує геометричні параметри конструкції з метою мінімізації витрат матеріалу при дотриманні вимог до міцності. Як зазначили автори, такий підхід уже було випробувано й на інших видах мостів, зокрема на попередньо напружених залізобетонних балках, сталевих балках та вантових мостах.

Станом на сьогодні існує чимало прикладів використання нейронних мереж в оптимізаційних розрахунках. Зокрема, у [1] розглядається даний метод для прогнозування осової стискальної здатності елементів трубобетону з подвійною трубою у варіантах постійного перерізу та його розширенням (рис. 1.2, переріз 10). Автори продемонстрували, що нейромережеві моделі, оптимізовані за допомогою евристичних алгоритмів, демонструють високу точність прогнозування осової несучої здатності. Параметричний аналіз підтвердив ефективне врахування моделями взаємозв'язку між вхідними змінними та осовою несучою здатністю. Це визначає їхню цінність для практичного застосування в будівництві, зокрема для інтеграції в програмне забезпечення BIM, таке як Autodesk Revit 2024, що дає змогу прогнозувати навантаження в реальному часі.

Як показують наведені вище дослідження, у сучасній науці та інженерії для пошуку оптимальних рішень застосовуються різноманітні методи, які вимагають володіння навичками програмування та використання кількох обчислювальних інструментів. Метод рівномірного пошуку хоча і є одним із найпростіших алгоритмів, він також потребує певних знань програмування, а в деяких випадках – навіть використання кількох мов і програмних середовищ.

Сьогодні метод рівномірного пошуку можна ефективно реалізувати шляхом поєднання двох програмних інструментів. Перша програма здійснює розрахунок конструкції методом скінченних елементів, визначаючи її напружено-деформований стан, тоді як друга програма опрацьовує отримані результати, виконуючи додаткові обчислення для оцінки оптимальності. Одну з таких комбінацій можна реалізувати за допомогою програм Mathcad та ЛІРА-САПР. Це програмне забезпечення сприяє систематизації процесу пошуку ефективних конструкцій, забезпечує задану точність аналізу та автоматизує обчислювальні процедури. Як розглянуто у розділі 2, взаємодія цих програм здійснюється через створення розрахункового документа.

Пошук раціональних моделей можна сперти як на методи різних

національних стандартів, так і на авторські методи. Точність застосовуваних розрахункових методів оцінюється шляхом порівняння результатів лабораторних або чисельних експериментів із теоретичними розрахунками, що активно досліджується в наукових працях. При цьому на точність розрахунків впливають не лише обрані методи, а й використані коефіцієнти надійності. Внаслідок цього кінцева розрахункова модель може суттєво відрізнятись залежно від застосованих нормативних вимог [15].

Виконання розрахунків відповідно до вимог нормативних документів наближає конструкції до їхнього реального практичного вигляду та застосування, що є актуальним для дослідження трубобетонних балкових ферм.

У різних дослідженнях трубобетонних конструкцій нормативні документи часто оцінюють за критерієм консерватизму, порівнюючи результати лабораторних або математичних експериментів із теоретичними розрахунками цих зразків. Хоча один метод може бути більш придатним за інший, він може виявитися неактуальним для певної країни або групи країн. Внаслідок цього кінцева модель може суттєво відрізнятись залежно від застосованих нормативних вимог [15].

У світі існує багато широко використовуваних нормативних документів (кодів) з проектування бетононаповнених сталевих труб. Зокрема, в Китаї чинними є стандарти DBJ/T13-51-2020 та DL/T 5085, у Японії – «Recommendations for Design and Construction of Concrete-Filled Steel Tubular Structures», у США – ACI 318-99 разом з ACI 318R-99 та частина документа ANSI/AISC 360-16, що регламентує проектування сталевих конструкцій, в Австралії – стандарт AS, у Великій Британії – BS 5400, а в Європейському Союзі – Єврокод 4 (Eurocode 4/EC4). Основна відмінність між цими нормативними системами полягає у використанні різних підходів до розрахунку, їх модифікаціях, а також у ступені врахування особливостей мостобудівної галузі [15].

У процесі проектування трубобетонних елементів усі нормативні

документи та рекомендації враховують композитний ефект. Дослідження [6], яке охоплює AII Guide, ANSI/AISC 360, DBJ/T 13-51 та Єврокод 4, показало, що для круглих труб Єврокод 4 забезпечує найвище врахування композитного ефекту. Порівняння теоретичної та експериментальної несучої здатності бетононаповнених труб показало, що положення Єврокоду 4 забезпечують точний прогноз осьової міцності труботонних елементів [2]. Порівняльний аналіз коефіцієнтів запасу свідчить про те, що серед розглянутих нормативних документів Єврокод 4 демонструє найменший або середній рівень консервативності, жодного разу не перевищуючи значень, отриманих експериментальним шляхом, що підтверджує його надійність [5,6,8,26,44,45].

Наразі більшість методів проектування демонструють консервативні результати у порівнянні з експериментальними та аналітичними даними і, отже, значно недооцінюють навантаження на вигин труботонних елементів. Найкращі результати продемонстрував японський код проектування AII. Дані дослідження свідчать про те, що значення згинального навантаження, отримані за цим кодом, є майже еквівалентними аналітичним розрахункам. Його методика також враховує контактну взаємодію між бетонним ядром і сталеву оболонку. Методики, викладені в нормативних документах AISC (США), DL/T 5085 (КНР) та Єврокод 4, виявляють високий ступінь узгодженості між собою, а також узгоджуються з аналітичними результатами, беручи до уваги проміжні стадії взаємодії бетонного ядра зі сталеву оболонку [8].

Розглянемо нормативну базу України щодо бетононаповнених сталевих труб. Найбільш детальна інформація з цього питання представлена в ДБН В.2.6–160:2010 «Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення». Проте даний нормативний документ містить лише загальні принципи конструювання стиснутих елементів, що свідчить про відсутність як загальних, так і спеціалізованих норм розрахунку для мостобудівної галузі.

Значно ширші можливості у проектуванні труботонних конструкцій надає Eurocode 4 (Єврокод 4), який містить розгорнуті положення щодо

розрахунку та проектування стиснених і згинальних трубобетонних елементів. Його використання в Україні дозволено у межах державної політики щодо інтеграції з Європейським Союзом. Адаптовані документи Єврокодів перекладно та подано у вигляді державного стандарту ДСТУ-Н Б EN. За таких умов політики використання Єврокод дозволяє усунути наявні прогалини в чинних ДБН і забезпечує актуальність отриманих результатів не лише в контексті національного нормативного поля, а й у межах міжнародного співробітництва.

В результаті аналізу тематики даного дослідження можна виокремити такі ключові аспекти його актуальності та мети:

1. Досвід будівництва металевих ферм в Україні є достатнім для проведення широкомасштабних досліджень, спрямованих на розробку їхніх аналогів із трубобетону. Як зазначено вище, трубобетон широко застосовується в аркових прогонах мостів. Водночас перспективним напрямом для України є використання трубобетону у ферменних конструкціях з їздою зверху, що обумовлено місцевими умовами та можливістю відновлення транспортної інфраструктури. Крім того, з огляду на післявоєнні виклики, розробка економічно доцільних і раціональних конструктивних рішень набуває особливої актуальності.

2. На сьогодні відсутні типові проекти трубобетонних ферм, а також чіткі нормативні підходи щодо їхньої економічної та конструктивної доцільності. Однак ці конструкції мають значний потенціал у мостобудуванні завдяки своїй економічності та ефективності. Вони можуть стати більш конкурентною альтернативою традиційним металевим конструкціям, завдяки чітким рекомендаціям щодо їх проектування. Хоча економічні показники та критерії раціональності не завжди є першочерговими при виборі або розробки проектів, вони все ж залишаються ключовими факторами у сфері будівництва. Відтак питання раціонального проектування ферменних прогонів із трубобетону потребує подальшого вивчення.

3. У сучасному мостобудуванні, особливо на автомобільних дорогах у

містах, пріоритет надається мостам із їздою зверху. Такий конструктивний підхід забезпечує підвищену жорсткість, економічне використання матеріалів та відкритий пейзаж для користувачів дороги. Крім того, така конструкція гармонійно вписується у міське середовище, не порушуючи загального вигляду забудови.

4. Для глибшого розуміння поведінки трубобетонних ферм доцільним є насамперед дослідження розрізних схем, а вже потім – нерозрізних. Хоча нерозрізні ферми мають певні економічні переваги, зокрема зменшення витрат металу та підвищену жорсткість, розрізні конструкції залишаються важливим об'єктом дослідження через їхню гнучкість у проєктуванні, простоті виготовлення та монтажу.

5. Незважаючи на значну кількість досліджень щодо стиснутих елементів із трубобетону, більшість із них зосереджена на коротких колонах. Водночас глобальна поведінка довгих елементів, особливо в контексті ферменних конструкцій, залишається недостатньо вивченою, що є важливим аспектом для мостобудування. Аналіз сучасних тенденцій демонструє, що трикутні ферми з К-подібними вузлами можуть бути ефективним вибором для трубобетонних прогонових будов, що робить цей напрямок перспективним для подальших досліджень.

6. Кількість прикладів існуючих мостів, що розглядаються, є невеликою, і експериментальних досліджень також недостатньо. Проте вже зараз на основі наявних даних та світового досвіду будівництва можна запропонувати раціональні параметри ферм, які дозволять сформулювати загальне уявлення про прогонові будови такого типу.

1.4. Висновки за розділом

1. Трубобетон продемонстрував високий потенціал для застосування в мостобудуванні, зокрема у ферменних конструкціях. Аналіз показав, що поєднання сталі та бетону у трубобетоні дозволяє досягнути високої несучої здатності, жорсткості та вогнестійкості, при цьому зменшуючи масу конструкції порівняно із залізобетонними та сталевими аналогами. Економічні та

технологічні переваги, зокрема зменшення витрат на опалубку, підвищена швидкість зведення, а також стійкість до вібрацій та корозії, роблять цей матеріал надзвичайно привабливим для подальшого розвитку в інфраструктурному будівництві.

2. Особливий інтерес становлять ферми з верхнім розташуванням проїзної частини, які поєднують конструктивну ефективність із архітектурною доцільністю в міському середовищі. Такі ферми забезпечують добрі умови для організації руху транспорту, рівномірне навантаження на верхній пояс і водночас зменшення конструктивної висоти. Хоча подібні рішення ще не стали поширеними в Україні, вони демонструють високу ефективність у світовій практиці, зокрема у Китаї.

3. Наявні нормативні документи в Україні не охоплюють повною мірою особливості трубобетонних прогонових конструкцій. Аналіз наукових джерел засвідчив, що Єврокод 4, як єдиний нормативний документ, адаптований в Україні на рівні національного стандарту, містить детальні та актуальні рекомендації щодо розрахунку трубобетонних елементів мостів з урахуванням вітчизняних умов.

4. Незважаючи на наявність окремих досліджень, питання оптимізації геометричних параметрів трубобетонних ферм, типів решіток, вузлів та методів підсилення залишаються відкритими. Існуючі дослідження здебільшого зосереджені на окремих аспектах, зокрема аналізі елементів на осьовий стиск чи згин, однак бракує комплексних робіт, що враховували б взаємодію всіх параметрів у контексті роботи прогонової будови в цілому.

5. Подальший напрям дослідження полягає у пошуку та моделюванні схем трубобетонних балкових ферм із верхнім розташуванням проїзної частини. Це включає аналіз трикутної форми решітки, поперечних перерізів елементів, а також використання методів математичної оптимізації, таких як метод рівномірного пошуку. Метою є формування підґрунтя для розробки типових проектних рішень, що дозволить впровадити такі конструкції в практику українського мостобудування.

2. МЕТОДИКА ТА АЛГОРИТМ ВИЗНАЧЕННЯ РАЦІОНАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ БАЛКОВИХ ТРУБОБЕТОННИХ ФЕРМ

2.1. Конструкція прогонових будов та алгоритм розрахунку

Склад конструкції досліджуваного прогону (рис. 2.1) включає залізобетонну плиту проїзду та плоску ферму з трикутною формою решітки. Конструкція ферми складається з елементів, що обмежують ферму зверху та знизу поясами – верхнім і нижнім поясом, а також зі стрижнів, які формують решітку ферми. До цих елементів належать вертикальні стрижні на краях грат, що виконують функцію стійок, і похилі стрижні, які виконують функцію розкосів. Усі зазначені елементи конструкції впливають на її роботу, що, у свою чергу, зумовлює подальший план розрахунку.

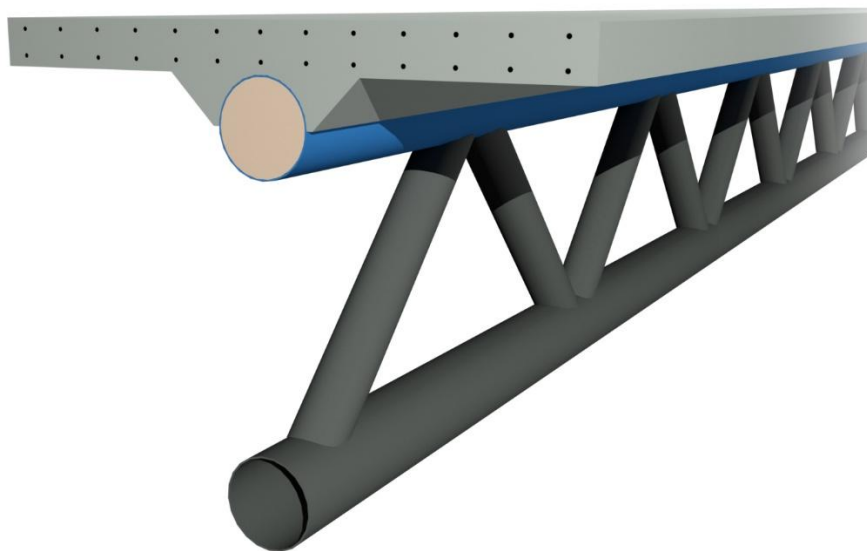


Рисунок 2.1 – Конструкція досліджуваної прогонової будови

Для ферм з їздою зверху одним із основних питань компонування прогонової будови є вибір кількості площин ферм у поперечному перерізі моста. У розрахунку враховано наявність двох і більше площин ферм в одному прогоні. Для забезпечення просторової роботи такої системи необхідно гарантувати її стійкість у напрямку, перпендикулярному до площини ферм. Просторова жорсткість конструкції досягається шляхом приєднання площин ферм до жорстких елементів або об'єднання їх між собою за допомогою горизонтальних

та/або нахилених до горизонту поперечних в'язей, що утворюють геометрично незмінну просторову систему. Забезпечення геометричної незмінності є обов'язковою умовою для досягнення загальної стійкості конструкції. У розглянутому випадку додаткову просторову жорсткість забезпечує також залізобетонна плита проїзної частини, об'єднана з верхнім поясом ферм.

Оскільки в даному розрахунку враховується лише вертикальне навантаження, взаємодією між площинами ферм можна знехтувати за умови, що поперечні в'язі та залізобетонна плита проїзної частини, об'єднані з поясами ферм, забезпечують достатню поперечну жорсткість прогону для рівномірного розподілу зусиль між площинами ферм.

На підставі аналізу мостових конструкцій і властивостей трубобетону в розрахунках приймається, що бетонування здійснюється лише для стиснених елементів труб верхнього поясу. Заповнення розкосів не враховується не лише через технологічні складнощі, а й з огляду на конструктивну особливість системи, яка полягає в досягненні граничного стану міцності, насамперед та в пергу чергу у з'єднаннях між елементами, а не в самих розкосах. Бетонування нижнього поясу, як правило, застосовується лише в нерозрізних прогонах, де на опорах виникають стискальні зусилля. У розрізних прогонах бетонування розтягнутих поясів не передбачає суттєвих переваг, за винятком певного підвищення жорсткості та міцності вузлів до продавлювання.

Серед варіантів застосування трубобетону в верхніх поясах ферм їздового поверху, наведених у підрозділі 1.3, у даному випадку використовується трубобетонний верхній пояс, який не інтегрується у плиту, а розміщується під нею. У розрахунках передбачається сумісна робота плити з фермами, проте з урахуванням певних припущень, викладених у підрозділі 2.3. Оскільки метод забезпечення спільної роботи плити та пояса не є ключовим для цілей цього дослідження, можуть застосовуватись будь-які способи з'єднання, описані в підрозділі 1.3, за умови їх відповідності вимогам чинних нормативних документів.

Для розрахунку було прийнято аналізувати ферми під двома видами

рухомих навантажень: автомобільним та залізничним. На залізничних мостах застосовуються два основних типи мостового полотна: на залізобетонних прогонах використовуються переважно колії на баласті, що укладаються в гідроізольоване баластове корито, а на металевих мостах – переважно безбаластне полотно. Безбаластне мостове полотно (БМП) виготовляється з дерев'яних, іноді металевих поперечин або з залізобетонних плит (рис. 2.2) [46]. Оскільки БМП є подібним до залізобетонної плити проїзду під автодорогу, конструктивна схема між автомобільним прогоном і залізничним у даному випадку є тотожною.

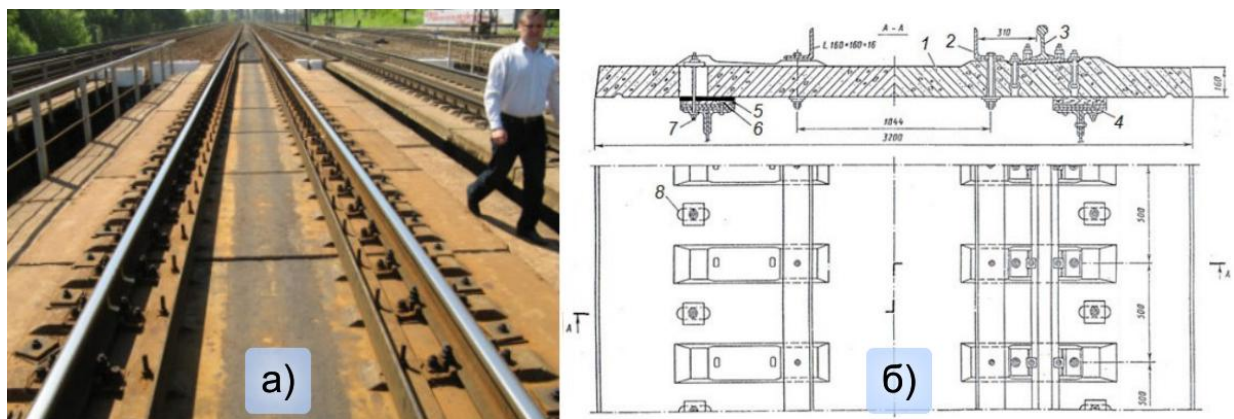


Рисунок 2.2 – Безбаластне мостове полотно із залізобетонних плит: а – загальний вигляд; б – конструкція

Як було прийнято у розділі 1 та розглянуто при описі методу рівномірного пошуку [47], цей метод є обчислювально трудомістким у порівнянні з альтернативними підходами. Водночас він дозволяє охопити всі можливі комбінації параметрів, що враховуються у розрахунку, та вирізняється простотою концептуального сприйняття. Для виконання обчислень було використано зв'язку програмного забезпечення Mathcad та ЛІРА-САПР. На основі зазначеного методу сформовано загальну структуру дослідження, яку за ієрархією умовно поділено на «групи блоків дій / групи дій», «блоки дій» та «дії» (рис. 2.3, а). Загальна схема дослідження включає декілька груп дій (рис. 2.3, б), кожен з яких детально розкрито у відповідних подальших підрозділах та розділах.

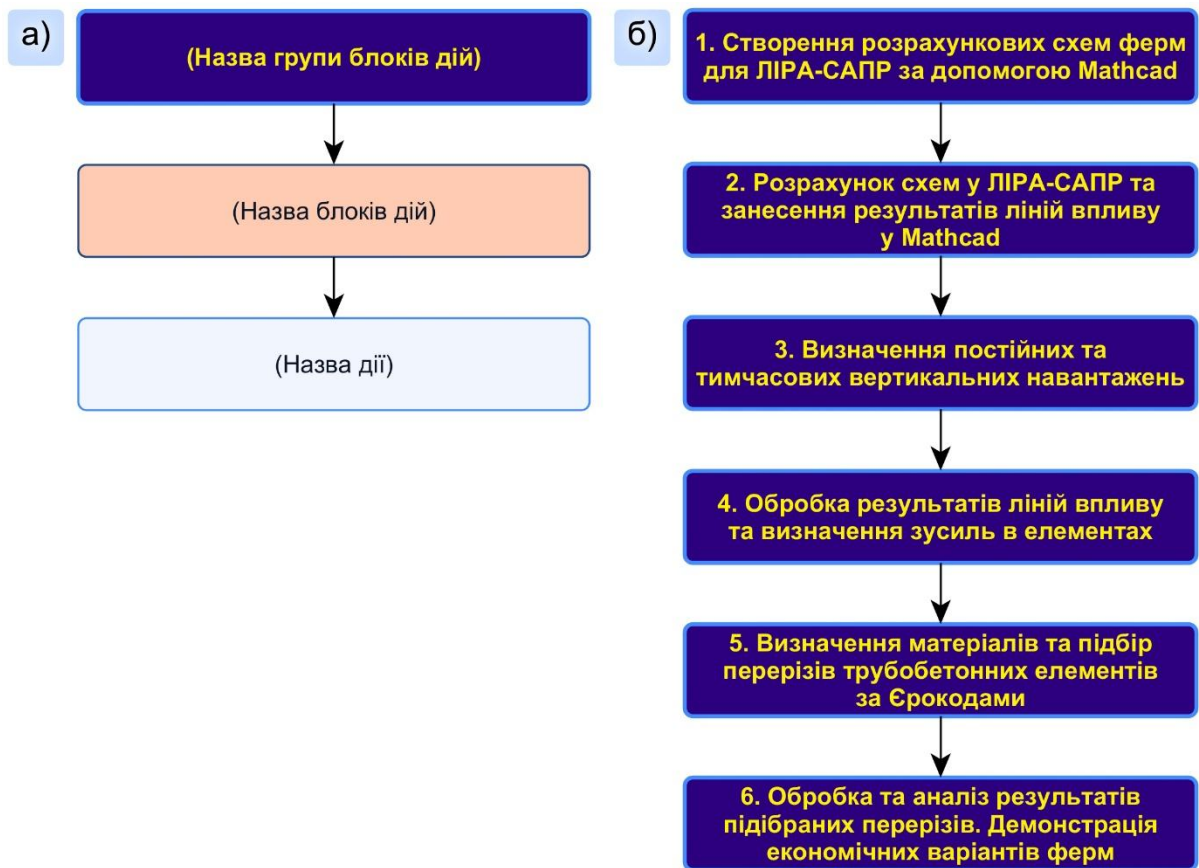


Рисунок 2.3 – Схема дослідження: а – організація структури схеми; б – групи дій даного дослідження

Урахування всіх факторів у межах одного розрахунку є складним завданням, тому в даному дослідженні увагу зосереджено на окремому аспекті, який дозволяє встановити чіткі обмеження для варіативності заданої форми ферм. Іншими словами, за межами обраного підходу не передбачається розширення простору можливих варіантів параметрів ферм. Найбільш доцільним у цьому контексті є виконання розрахунків за першою групою граничних станів, яка, згідно з українськими нормативними документами, належить до основного та першочергового типу розрахункових умов.

Розрахунки за першою групою граничних станів дають змогу сформувати загальне уявлення про ефективність заповнення верхнього поясу ферм прогонових будов, що розглядаються. Подальше поглиблення дослідження за цією тематикою розглядатиметься як засіб для уточнення та звуження вибірки раціональних схем ферменних прогонових будов.

У підсумку даний метод спрямований на оптимізацію використання матеріалів з метою мінімізації їхніх витрат у верхньому поясі ферми виконаного із класичного трубобетону круглого перерізу. Завдання системи оптимізації полягає у виборі варіантів, що забезпечують рішення з найнижчими оцінками (балами), які, своєю чергою, відображають мінімальні витрати матеріалів з урахуванням їхніх фізико-механічних властивостей.

2.2. Створення розрахункових схем ферм для ЛІРА-САПР за допомогою Mathcad (група дій 1)

На сьогодні системи комп'ютерної математики широко застосовуються в наукових дослідженнях, інженерних розробках та економіко-математичному моделюванні. Для реалізації чисельних розрахунків у межах цього дослідження обрано програмне забезпечення Mathcad, яке вирізняється зручним інтерфейсом, підтримкою візуального програмування та можливістю виконання обчислень у загальноприйнятій математичній нотації.

Існують також інші потужні системи комп'ютерної математики, такі як Maple та MATLAB, однак їх використання вимагає глибших знань програмування. Вони менш інтуїтивні у користуванні та часто потребують повного перезапуску програмного модуля навіть при незначних змінах. Це ускладнює роботу користувачів, які не мають досвіду програмування.

Mathcad, на відміну від зазначених платформ, орієнтований на візуальну побудову обчислень. Його робочі листи дозволяють оперативно змінювати вхідні параметри й одразу спостерігати зміну результатів, що значно підвищує ефективність інженерних розрахунків. Обчислювальні модулі в Mathcad можуть задаватися як безіменні або іменовані функції (з параметрами або без них) і повертати як скалярні значення, так і векторні чи матричні дані. Усі модулі органічно інтегруються в структуру документа, що робить Mathcad зручним інструментом для створення прозорих і перевірюваних обчислювальних рішень.

Кроки побудови розрахункових схем ферм наведено на рисунку 2.4. У ній послідовно представлено процес чисельного формування схем ферм – від самого

початку до отримання повного розрахункового текстового файлу відповідно до вимог програмного комплексу ЛІРА-САПР. Опис програмного комплексу ЛІРА-САПР та його безпосереднього використання у подальшому етапі розрахунку наведено у підрозділі 2.3.

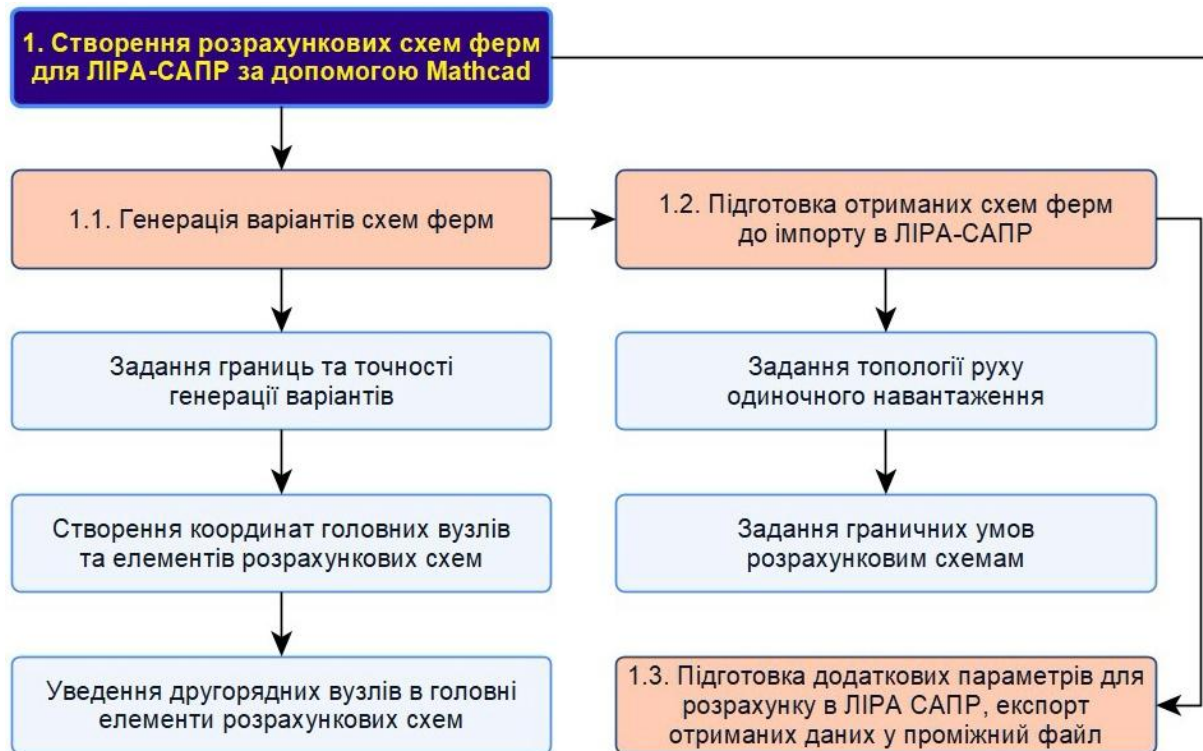


Рисунок 2.4 – Дії створення розрахункових схем ферм для ЛІРА-САПР за допомогою Mathcad

Однією з основних переваг використання програмного комплексу ЛІРА-САПР є можливість створення розрахункового текстового файлу, також відомого як текстовий файл задачі. Цей файл має формат .txt, містить опис розрахункової схеми у текстовій формі та є зручним для програмування. Він використовується обчислювальним процесором ЛІРА-САПР під час виконання розрахунків, а також при конвертації вихідних даних у інші формати [48].

Даний текстовий документ можна створити, редагувати у будь-якому текстовому редакторі, а потім безпосередньо імпортувати у програму. У багатьох випадках така можливість дозволяє суттєво заощадити час. Для зручності обробки даних його також можна відкривати у табличному редакторі Excel, де кожне значення розміщується в окремій комірці.

Структура файлу поділяється на кілька блоків названих документами [49]. Важливими для розрахунку є наступні:

1. Блок загальної інформації (документ 0). Містить шифр, ознака схеми, дроблення елементів, система координат, наявність динамічних впливів і т. п.
2. Блок елементів (документ 1). Містить інформацію про скінченні елементи: тип елемента, номер рядка з жорсткісними характеристиками та номери вузлів, які утворюють елемент.
3. Блок жорсткостей (документ 3). Містить характеристики жорсткості для різних типів елементів і поперечних перерізів.
4. Блок координат вузлів (документ 4). Містить координати вузлів у заданій системі координат. Нумерація вузлів відповідає порядку їх задання у файлі.
5. Блок зв'язків (документ 5). Описує граничні умови. Містить номери вузлів та номери ступенів свободи, за напрямом яких накладені зв'язки або поєднуються переміщення.
6. Блок навантажень (документ 6). Містить інформацію про навантаження: номер елемента, тип навантаження, його напрямок та номер самого завантаження.
7. Блок величин навантажень (документ 7). Містить числові значення навантажень.

Відповідно до послідовності розрахунку, створення документа починається з формування координат вузлів, які визначаються на основі головних геометричних параметрів ферми. Розміри розрахункових схем задаються у межах визначеного діапазону з відповідною дискретністю варіації параметрів. Параметри, що формують розміри та конфігурацію решітки для її подальшого генерування, наведено нижче та у таблиці 2.1:

- відстань між вісями опор ферми – розрахункова довжина прогону l_r ;
- вертикальна відстань між рівнями верхнього та нижнього поясів – постійна висота ферми H . Визначення даного параметру відбувається через його

співвідношення до розрахункової довжини прогону;

- відстань між вузлами елементів нижнього та верхнього поясу – довжина панелі d .

Таблиця 2.1 – Граничні параметри генерування схем

l_{r_min}	l_{r_max}	l_{r_step}	H_{min}	H_{max}	H_{step}	d_{min}	d_{max}	d_{step}
20 м	100 м	5 м	$1/20 \cdot l_r$	$1/4 \cdot l_r$	1 м	$1 \text{ м} \geq 0.5 \cdot H$	$2 \cdot H \leq 16 \text{ м}$	1 м
де індекси: - min, max – мінімальне та максимальне значення параметра відповідно; - step – крок зміни значення параметра.								

На основі аналізу існуючих мостів, які відрізняються як конструктивною схемою, так і сферою застосування, складено таблицю з їхніми довжинами прогонів (табл. 2.2). З обмеженого обсягу даних можна припустити, що середня довжина прогонів варіюється в межах 40–50 м. Згідно з класифікацією мостів за довжиною прогону відповідно до ДБН В.2.3-22:2009, усі розглянуті споруди належать до категорії середніх мостів (від 25 до 100 м).

Таблиця 2.2 – Довжини прогонів відомих трубобетонних ферменних мостів

Назва мосту	Довжина прогонів [м]
Ганхайзі (Ganhaizi Bridge)	44.5, 45.1, 62.5 [50]
Кеку (Keku Bridge)	20–60*
*Точна інформація відсутня. Міст збудовано за проектом, розробленим у Китаї – «Технологія сталевих трубобетонних ферменних мостів із прогонами 20–60 м» [51].	

Незважаючи на те, що застосування металевих ферм при малих довжинах вважається малоефективним, існує проєкт спорудження трубобетонних ферм із довжинами 20–60 м [51]. За результатами оцінки сталезалізобетонних ферм [11], максимальна довжина прогонів зі схемою руху по верху – як для розрізних, так і нерозрізних систем – перебуває в межах 80–90 м. Тому в межах цього дослідження мінімальну довжину прогону прийнято на рівні 20 м, а максимальну – округлено до 100 м.

Мінімальна та максимальна довжина панелі визначається щільністю сітки заповнення ферми. Середня щільність відповідає співвідношенню довжини панелі до висоти ферми 1:1 (кут нахилу розкосу до поясу 45°), мінімальна

щільність – 0.5:1 (26.6°), а максимальна – 2:1 (63.4°). Максимальна довжина панелі також обмежується максимальною довжиною прокату. Згідно з даними [52,53], гранична довжина труби може досягати 16 м, за [54] – 12.5 м, а за [55] – 12 м. Враховуючи ці обмеження, максимальною довжиною панелі для дослідження прийнято 16 м.

Варіанти схем ферм із непарною кількістю панелей у верхньому поясі відкидаються.

Конструктивна схема ферми передбачає, що її елементи сприймають переважно поздовжні зусилля N . Водночас, у залежності від умов експлуатації та характеру прикладення навантаження, істотний вплив на підбір перерізу можуть мати поперечні сили Q та згинальні моменти M , які часто є визначальними при підборі поперечних перерізів елементів мостових ферм. Зокрема, у випадку розглядуваної ферми, плита проїзної частини передає навантаження безпосередньо на верхній пояс по всій його довжині, що спричиняє виникнення значних згинальних моментів. Крім того, в мостових фермах вузли часто виконують жорсткими, що ще більше підсилює вплив згинальних моментів і вимагає їх обов'язкового врахування при розрахунках. Також якщо висота перерізів перевищує 1/10–1/15 довжини елементів, необхідно враховувати моменти, що виникають від жорсткості вузлів, та підбирати перерізи як позацентрово стиснені або розтягнуті.

Надалі головними вузлами названо точки об'єднання елементів у вузлах ферми, а самі елементи – головними. Оскільки подальшим етапом виконуються розрахунки з метою побудови ліній впливу зусиль M та Q , для підвищення їхньої точності значень у головні елементи вводяться проміжні вузли, які в межах цього дослідження названо додатковими. Відповідно, елементи, що створюються через додаткові вузли, названо однойменно.

Попередньо було виконано розрахунки для визначення оптимальної кількості додаткових вузлів у головних елементах. Встановлено, що після збільшення їхньої кількості до семи (вісім додаткових елементів), значення

згинальних моментів M залишаються стабільними. Водночас для поперечної сили Q така кількість виявилася недостатньою – похибка місцями досягає понад 10%. Оскільки додавання кожного додаткового елемента суттєво збільшує час подальших розрахунків, цей недолік компенсується припущеннями, наведеними в підрозділі 2.5 (табл. 2.6).

З метою економії часу, в розрахунку одночасно беруть участь декілька варіантів окремо розташованих площин ферм. Відповідно до цих умов та умов навантаження конструкції, для визначення ліній впливу одиничне навантаження прикладається до всіх вузлів верхніх поясів розрахункових схем ферм (блок загальної інформації). Робота схем моделювалася в середовищі шести ступенів свободи (ознака схеми – 5) [48]. Закріплення ферм (блок зв'язків) виконано шарнірно-нерухомим обпиранням одного кінця нижнього поясу та шарнірно-рухомим з іншого. Додатково верхній пояс був закріплений від поперечного переміщення в площині ферми, як і нижні вузли спирання.

У Mathcad передбачено функції імпорту та експорту даних для окремих форматів. Проте, можливість експорту результатів у формат .txt в певний рядок відсутня. Така потреба виникає, щоб уникнути додаткової обробки великої таблиці результатів. Для зручності та пришвидшення процесу було застосовано проміжне збереження результатів у файл Excel, що дозволяє точно вказати адресу комірки для запису. Після цього дані імпортуються з Excel та одразу експортуються у файл формату .txt.

Під час відкриття текстового файлу задачі в ЛПРА-САПР виникала наступна проблема – програма не могла зчитати файл із великою кількістю даних. З'ясувалося, що причина полягала в перевищенні допустимої кількості символів в одному рядку документа. Оптимальним рішенням стало розбиття даних на менші рядки за допомогою фіксованої кількості чисел у них.

У результаті сформований у середовищі Mathcad алгоритм генерації та запису даних безперебійно створює розрахункову схему ферм для програмного комплексу ЛПРА-САПР, включаючи всі необхідні параметри для виконання обчислень у ньому.

2.3. Розрахунок схем у ЛІРА-САПР та занесення результатів ліній впливу у Mathcad (група дій 2)

ЛІРА-САПР – це багатфункціональний програмний комплекс, призначений для інженерного аналізу та проєктування будівель і споруд різного типу. Його використовують у сфері цивільного, промислового та транспортного будівництва для моделювання просторових та плоских конструктивних систем, розрахунку напружено-деформованого стану елементів, оцінки стійкості та міцності, а також для врахування впливу динамічних та сейсмічних навантажень. Програма підтримує аналіз як лінійних, так і нелінійних задач з урахуванням фізичної та геометричної нелінійності, що дає змогу моделювати складні інженерні ситуації з високим ступенем точності. Програмний комплекс є визнаним та рекомендованим інструментом для проєктування та аналізу будівельних конструкцій в Україні, що підтверджується його широким використанням у навчальних та наукових установах.

Особливе місце у функціоналі ЛІРА-САПР посідає побудова ліній впливу – діаграм, що відображають зміну зусиль або переміщень у заданому елементі конструкції в залежності від положення одиничного рухомого навантаження. Лінії впливу є ефективним інструментом для аналізу дій змінних навантажень, особливо у проєктуванні мостових споруд, та дозволяють визначити найбільш небезпечні положення навантаження для розрахункових параметрів. У ЛІРА-САПР побудова ліній впливу здійснюється за допомогою відповідного функціонального модуля, де задається траєкторія руху навантаження, вибирається цільовий параметр (наприклад, згинальний момент або нормальна сила), після чого програма автоматично формує графік залежності обраної величини від положення навантаження. Це дозволяє здійснювати точний інженерний аналіз та приймати обґрунтовані конструкторські рішення.

Кінцевою метою зазначеної послідовності дій є перенесення результатів розрахунку ліній впливу до середовища Mathcad (рис. 2.5). Приклад отриманих схем, згенерованих у середовищі Mathcad та завантажених у ЛІРА-САПР, наведено на рисунку 2.6.



Рисунок 2.5 – Дії розрахунку схем у ЛІРА-САПР та занесення результатів ліній впливу у Mathcad

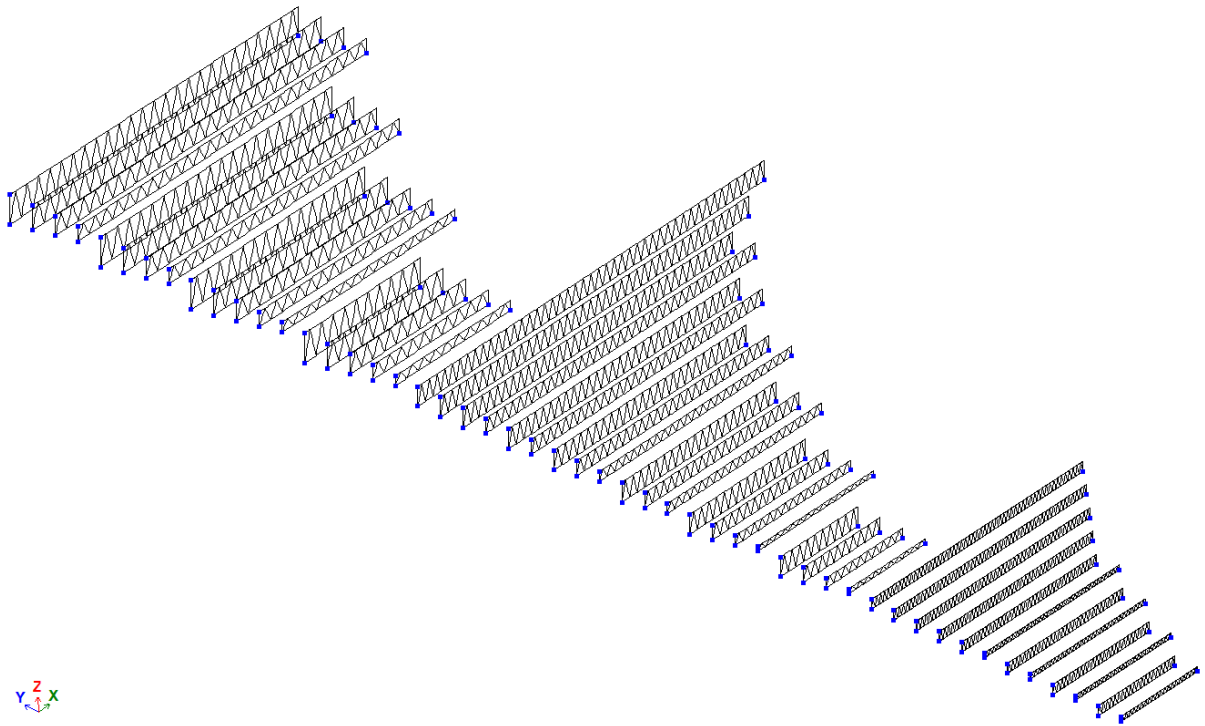


Рисунок 2.6 – Приклад створених у Mathcad 50 розрахункових схем площин ферм та імпортованих у ЛІРА-САПР

На етапі створення схем у середовищі Mathcad зазначається, які саме зусилля ліній впливу підлягають розрахунку та експортуванню з програмного комплексу ЛІРА-САПР. Відповідно до напрямку дії навантаження та прийнятих у ЛІРА-САПР позначень, розраховуються та експортуються згинальні моменти M_y , поперечні сили Q_z та поздовжні зусилля N .

Програмний комплекс ЛІРА-САПР дозволяє здійснювати одночасний

вивід лише пікових значень ліній впливу для всіх елементів конструкції. Внаслідок цього втрачається інформація про форму самих ліній впливу, яка є важливою для розрахунку автомобільних навантажень класів АК та НК. Оскільки середня кількість елементів лише в одній площині ферми може сягати 100–150 стрижнів, індивідуальний вивід повних даних для кожного з них є нерациональним. З метою відновлення форми ліній впливу застосовано низку припущень, наведених у підрозділі 2.5 (табл. 2.6).

ЛІРА-САПР дозволяє експортувати результати ліній впливу у файли форматів, що підтримуються Mathcad, зокрема у форматах .xls та .csv. Перевагу надано формату .csv завдяки його вищій швидкості запису.

У результаті експорту даних ліній впливу містять усі необхідні дані (номери елементів, пікові значення ординат і їхнє просторове розташування, а також площі ліній впливу з урахуванням знака), за винятком згаданого вище обмеження.

2.4. Визначення постійних та тимчасових вертикальних навантажень (група дій 3)

У цьому підрозділі описано процес визначення розрахункових значень навантаження (рис. 2.7) з урахуванням вимог Державних будівельних норм України. Основну увагу приділено положенням ДБН, а в разі їх недостатності використовуються норми Єврокодів, як прийнято у випадку розрахунку конструкцій з трубобетону.

Оскільки коефіцієнти для змінних дій, передбачені Єврокодом 0, істотно перевищують відповідні коефіцієнти надійності за навантаженням, установлені чинними національними нормами, та часто не відповідає їхньому фізичному змісту, виникають застереження щодо можливого зростання вартості будівництва при застосуванні положень Єврокодів. Автором роботи [56] продемонстровано, що розрахунок згідно з вимогами Єврокоду 0 призвело до помітного збільшення згинальних моментів. Тому значення коефіцієнтів надійності застосовано відповідно до положень ДБН [57].



Рисунок 2.7 – Дії визначення постійних та тимчасових вертикальних навантажень

У розрахунку розглядаються три моделі тимчасових навантажень: від рухомого складу автодорожніх мостів (моделі АК і НК, рис. 2.8) та рухомого складу залізничних мостів (модель СК). За вимогами [57] ці навантаження у розрахунку між собою не поєднуються.

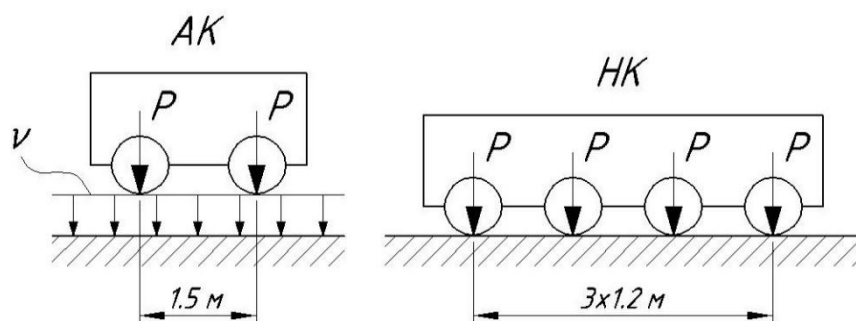


Рисунок 2.8 – Моделі тимчасових навантажень від рухомого складу автодорожніх мостів

Інші динамічні впливи в розрахунку також не враховуються. Поєднання навантажень не здійснюється, оскільки інші навантаження не включаються в аналіз. У разі їх врахування, у випадку збільшення впливу на конструкцію,

сумарне значення з коефіцієнтами сполучення може бути розглянуте на наступних етапах дослідження. У разі зменшення впливу, сполучення можуть бути проігноровані, оскільки перевірка за одним навантаженням від моделі рухомого складу вже є максимально не вигідним варіантом завантаження.

2.4.1. Визначення розрахункових значень постійних навантажень

У розглянутій конструкції прогону передбачається сумісна робота плити з фермами, але оскільки метод забезпечення спільної роботи плити та пояса не є ключовим для цілей цього дослідження і вводить додаткові невідомі до алгоритму, а саме: різну довжину прогону плити, форму та конструкцію плити, які можуть суттєво відрізнятися, було прийнято застосувати певне припущення. Воно полягає в виключенні даної плити проїзду з розрахунку за умови, що вона, завдяки своїй сумісній роботі з фермою, повністю компенсує власну вагу, навантаженні від пішоходів, огороження, комунікації тощо, як уздовж, так і поперек прогону.

Прийняте вище припущення можна обґрунтувати, спираючись на дослідження [58], у якому розглядалися розрізні та нерозрізні сталезалізобетонні балкові прогони під автомобільним навантаженням Н-30. У розрахунку розрізних прогонів брали участь проїзні частини на дерев'яних поперечинах та залізобетонній плиті, з виключенням і включенням її в сумісну роботу зі сталевими балками. За отриманими результатами (табл. 2.3) видно, що виключення плити з роботи створює більший вплив, ніж дерев'яні поперечини, через значну вагу плити. Порівнюючи варіант з проїздом на дерев'яних поперечинах, варіант із включеною в роботу плиту зменшує напруження в сталевих балках на 3%. Це дає підстави стверджувати, що робота плити в сумісній роботі компенсує її значну вагу та може приймати на себе додаткові незначні навантаження.

Це припущення також застосоване для залізобетонної плити БМП під залізничний рухомий склад. При цьому враховано, що плита БМП компенсує власну вагу конструкції колійного настилу.

Таблиця 2.3 – Порівняння напружень в нижньому поясі розрізних сталезалізобетонних балкових прогонах

№ групи порівняння	Варіант поперечного перерізу прогонової будови	Максимальне напруження в нижньому поясі балок [МПа]	Зменшення максимальних напружень [%]	Збільшення максимальних напружень [%]
1	Із дерев'яним мостовим полотном	84.36	3	-
	Із залізобетонною плитою включеною в сумісну роботу	81.95		
2	Із дерев'яним мостовим полотном	84.36	-	17
	Із залізобетонною плитою не включеною в сумісну роботу	98.63		

У результаті, серед усіх можливих навантажень, що враховуються, до подальшого розрахунку приймається лише власна вага автодорожнього покриття, яка не брала участь у розрахунку сталезалізобетонних прогонів у [58].

Навантаженням власною вагою дорожнього покриття вважається тиск, який сприймається однією фермою від ділянки покриття двох половин відстані між фермами. Коли у результаті дії тимчасових навантажень найбільш навантаженою виявляється крайня площа ферми прогону, дане правило не відповідає дійсності. Проте, з огляду на велику варіативність конструктивних рішень пішохідних зон, для спрощення розрахунків приймається припущення, що власна вага покриття на пішохідних ділянках еквівалентна вазі покриття, що діє на половину кроку між фермами.

Власна вага конструкції ферми враховується на етапі підбору кожного перерізу. Для попередньо прийнятого перерізу визначається власна вага, після чого обчислюються відповідні зусилля N , M , Q згідно з положеннями будівельної механіки. Отримані зусилля додаються до основних значень, які були визначені у підрозділі 2.5 для тимчасових та інших постійних навантажень.

Власну вагу автодорожнього покриття визначено з урахуванням рекомендацій Додатку Е у [59], що стосуються конструкції покриття проїзної

частини мосту із залізобетонною плитою. Конструкція покриття включає: 5 мм шару гідроізоляції $\delta_{w.p}$ та 30+2×40 мм шару асфальтобетону δ_{sand} . Сумарна товщина покриття становить 115 мм.

Розрахункове значення власної ваги покриття склало [кПа]:

$$\begin{aligned} g_{K_{cp}} &= \delta_{w.p} \cdot \rho_{w.p} \cdot \gamma_{f_{w.p}} + \delta_{sand} \cdot \rho_{sand} \cdot \gamma_{f_{sand}} = \\ &= 0.005 \cdot 15 \cdot 2 + 0.11 \cdot 20 \cdot 2 = 4.55, \end{aligned} \quad (2.1)$$

де:

- $\rho_{w.p}$ та ρ_{sand} – питома вага гідроізоляції та асфальтобетону відповідно;
- $\gamma_{f_{w.p}}$ та $\gamma_{f_{sand}}$ – коефіцієнти надійності для гідроізоляції та асфальтобетону відповідно [57].

2.4.2. Визначення розрахункових значень навантажень від автодорожніх моделей АК та НК

Навантаження від моделі АК сформовано відповідно до варіантів габаритів наближення конструкцій мостів для автодоріг, наведених у ДБН В.2.3-22:2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування» [59]. Ці варіанти класифіковано за категоріями доріг та кількістю смуг руху в обох напрямках (табл. 2.4).

Кількість додаткових смуг $n_{д.с}$ визначено згідно з вимогами ДБН В.1.2-15-2009 «Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи» [57] (п. 8.3.4) та за виразом 2.2 нижче. У деяких випадках між проїзними частинами можуть бути встановлені огороження. У такій ситуації кількість додаткових смуг визначається на основі ширини проїзної частини між огороженнями. У межах даного розрахунку застосовано спрощення, згідно з яким додаткові смуги визначаються за сумарною шириною всіх проїзних частин, незалежно від наявності огорожень. Це може призводити до збільшення розрахункової кількості додаткових смуг. Таким чином, приймається максимальна можлива кількість смуг на мосту як сумарна кількість для всіх проїзних частин.

Таблиця 2.4 – Варіанти габаритів наближення на мостах під автомобільні дороги загального користування та мостах на вулицях у населених пунктах

№ з/п	Категорія дороги	Кількість основних смуг руху в обох напрямках, $n_{o.c}$ [шт.]	Кількість додаткових смуг руху в обох напрямках, $n_{д.с}$ [шт.]	Сумарна ширина смуг безпеки на один габарит проїжджої частини, $\sum b_{с.б}$ [м]	Ширина основної смуги, $b_{o.c}$ [м]	Кількість проїжджих частин, $n_{п.ч}$ [шт.]
1	Ia	8	2	3	3.75	2
2	Ia	6	2	3	3.75	2
3	Ia	4	2	3	3.75	2
4	Iб	6	2	3	3.75	2
5	Iб	4	2	3	3.75	2
6	II	2	1	3	3.75	2
7	III	2	1	2.5	3.5	2
8	IV	2	0	2	3.5	1
9	V	1	0	1	4.5	1

$$N_{д.с} = floor \left(\frac{n_{o.c} \cdot b_{o.c} + \sum b_{с.б} \cdot n_{п.ч}}{b_{д.с}} - n_{o.c} \right), \quad (2.2)$$

де:

- floor() – функція округлення значення до найменшого цілого числа у Mathcad;
- $b_{д.с}=3.5$ – фіксоване значення ширини смуги для пошуку додаткових смуг руху за [57] [м].

Згідно з моделлю АК передбачається одночасна дія навантаження від пішоходів, проте відповідно до припущення, наведеного в пункті 2.4.1, це навантаження в розрахунку не враховується.

Також відповідно до положень [57] необхідно враховувати коефіцієнти смуг s . Значення цих коефіцієнтів узагальнено в таблиці 2.5, де умовно подано дані для 5 смуг.

Метою розрахунку є визначення найбільш навантаженої площини ферми у прогоні з подальшим її аналізом, що зумовлює необхідність встановлення загальної кількості площин ферм. Для цього розглянуто варіанти з максимальною та мінімальною кількістю площин залежно від відстані між ними. Приймається, що мінімальна відстань між фермами дорівнює висоті ферми, а

максимальна – подвоєній висоті. Фактична відстань між фермами не обов’язково дорівнюватиме граничним значенням, однак перебуватиме в межах визначеного діапазону, наближаючись до одного з його крайніх значень. Отримане значення кількості площин округлюється до найближчого цілого згідно із загальними правилами округлення. При цьому мінімальна допустима кількість площин ферм не може бути меншою за дві.

Таблиця 2.5 – Коефіцієнти смуг руху s

№ смуги руху	Для тандему на основних смугах руху	Для тандему на додаткових смугах руху	Для розподіленого навантаження на основних смугах руху	Для розподіленого навантаження на додаткових смугах руху
1-а	1	0	1	0.25
2-а	1	0	0.6	0.25
3-а	0.75	0.25	0.6	0.25
4-а	0.5	0.25	0.6	0.25
5-а та наступні	0	0	0.6	0.25

Наступним етапом є визначення коефіцієнтів поперечної установи (КПУ). КПУ визначається як відношення частки тимчасового вертикального навантаження, що сприймається однією головною балкою, до повного значення тимчасового навантаження. Для визначення коефіцієнтів поперечної установи існує декілька методів:

1. Метод важеля. Застосовується для визначення КПУ у перерізах над опорами. Суть методу полягає у припущенні, що поперечна жорсткість елементів прогонової будови є настільки малою, що взаємодію між ними можна моделювати як систему розрізних балок, що спираються на головні балки. Лінія впливу тиску, який передається на головну балку, у цьому випадку має трикутну форму. Найбільше навантаження за такого підходу сприймає одна з центральних балок.

2. Метод позацентрового стиску. Цей метод застосовують при розташуванні вантажів у середній частині прогону. Суть методу полягає в тому, що поперечна жорсткість прогонової будови є настільки великою, що поперечні перерізи можна розглядати як абсолютно жорсткі диски, які не деформуються.

При дії навантаження на прогонову будову деформації в поперечному напрямку відбуваються згідно із законом площини. Таким чином, лінія впливу тиску на головну балку матиме прямолінійний обрис.

3. Метод пружних опор. Це порівняно точний і простий метод для визначення впливу тимчасового рухомого навантаження на балки, а також для розрахунку згинальних моментів і поперечних сил, що виникають у них. Плита проїжджої частини прогону розглядається як нерозрізна балка, що спирається на пружні опори, якими є головні балки.

Оскільки метод пружних опор вимагає попереднього визначення жорсткості поперечних перерізів несучих елементів прогону, було обрано метод позацентрового стиску, який найкраще описує роботу конструкції в межах довжини прогону. Це рішення обґрунтоване тим, що найбільші зусилля у розрізних прогонах виникають посередині прогону. Враховуючи це, припускається, що зв'язки, які будуть застосовані для з'єднання ферм між собою, а також залізобетонна плита проїзду, забезпечують достатню поперечну жорсткість під заданим навантаженням.

Згідно з правилами [57], відстань між смугами АК при завантаженні становить 3 м, а відстань від вісі першої смуги АК до огородження має становити 1.5 м. Відстань від вісі смуги НК до огородження при завантаженні становить 1.75 м.

Для розрахунку за моделями АК та НК, відповідно до [57], на автомобільних дорогах I, II та III категорій, на міських автомагістралях і магістральних вулицях загальноміського значення, а також на мостах завдовжки понад 200 м на дорогах IV та V категорій для АК береться клас $K=15$, а для НК – тип навантаження НК-100. На всіх інших автомобільних дорогах і вулицях населених пунктів для АК приймається клас $K=11$, а для НК – тип навантаження НК-80. В межах даного дослідження клас $K=11$ та тип навантаження НК-80 ігноруються, і спрощено приймаються $K=15$ та НК-100 відповідно для всіх випадків.

Далі демонструються етапи визначення нормативних та розрахункових значень навантажень від моделей завантаження АК та НК (рис. 2.8).

Нормативне значення навантаження на вісь тандему АК становить [кН]:

$$P_{AK.n} = 9.81 \cdot K_{AK} = 9.81 \cdot 15 = 147.15, \quad (2.3)$$

де:

- K_{AK} – клас автомобільного навантаження.

Розподілене нормативне значення навантаження від автотранспортних засобів [кН/м]:

$$N_{AK.n} = 0.98 \cdot K_{AK} = 0.98 \cdot 15 = 14.7. \quad (2.4)$$

Нормативне значення навантаження на вісь від моделі НК-100 [кН]:

$$P_{NK.n} = \frac{g \cdot K_{NK}}{n_{NK.w}} = \frac{9.807 \cdot 100}{4} = 245.18, \quad (2.5)$$

де:

- K_{NK} – клас автомобільного навантаження;

- $n_{NK.w}$ – кількість вісей коліс.

Розрахункове значення навантаження на вісь тандему [кН]:

$$\begin{aligned} P_{AK.c} &= P_{AK.n} \cdot \gamma_{f_AK_P} \cdot (1 + \mu_{AK_P}) = \\ &= 147.105 \cdot 1.5 \cdot (1 + 0.5) = 286.86, \end{aligned} \quad (2.6)$$

де:

- $\gamma_{f_AK_P}$ – коефіцієнт надійності для тандему АК;

- $1 + \mu_{AK_P}$ – динамічний коефіцієнт для тандему АК.

Розподілене розрахункове значення навантаження від автотранспортних засобів [кН/м]:

$$N_{AK.c} = v_{AK.n} \cdot \gamma_{f_AK_v} \cdot (1 + \mu_{AK_v}) = 14.71 \cdot 1.5 \cdot (1 + 0) = 22.07 \text{ кН}, \quad (2.7)$$

де:

- $\gamma_{f_AK_v}$ – коефіцієнт надійності для розподіленого АК;

- $1 + \mu_{AK_v}$ – динамічний коефіцієнт для розподіленого АК.

Розрахункове значення навантаження на вісь від моделі НК [кН]:

$$P_{NK.c} = P_{NK.n} \cdot \gamma_{f_NK} \cdot (1 + \mu_{NK}) = 245.18 \cdot 1 \cdot (1 + 0) = 245.18 \text{ кН}, \quad (2.8)$$

де:

- γ_{f_NK} – коефіцієнт надійності для моделі НК;
- $1 + \mu_{NK}$ – динамічний коефіцієнт для моделі НК.

Наступним кроком розрахункове значення кожного виду навантаження моделей АК та НК перемножується із коефіцієнтами смуг та знайденими КПУ для кожної смуги.

2.4.3. Визначення розрахункових значень навантажень від залізничної моделі СК

Залізничний прогін передбачає укладання лише однієї колії. Розрахунок виконується з припущенням, що окремі прогони не взаємодіють між собою. Прийнято фіксовану кількість площин – 2 одиниці на один прогін, що відповідає більшості існуючих прогонів під залізницю.

Згідно з [57], для капітальних споруд клас залізничного навантаження СК становить С14. Величина навантаження за спрощеним підходом визначається відповідно до положення вершини лінії впливу. З метою спрощення обчислень прийнято припущення, що навантаження визначається за положенням вершини лінії впливу при $\alpha=0$, за яким еквівалентне навантаження досягає максимальних значень. Відповідно до [57], при довжині завантаження більше 150 м інтенсивність навантаження прийнято сталою.

Надалі подано етапи визначення нормативних і розрахункових значень навантажень від залізничного навантаження класу СК.

Визначення нормативного значення навантаження від завантаженого рухомого складу на одну площину ферми:

$$v_{СК.n} = \frac{1}{2} v_{СК.1} \cdot K_{СК}, \quad (2.9)$$

де:

- $v_{СК.1}$ – характеристичне значення навантаження для класу К=1;

- K_{CK} – клас залізничного навантаження.

Визначення розрахункового значення навантаження від завантаженого рухомого складу на одну площину ферми:

$$v_{CK.c} = v_{CK.n} \cdot \gamma_{f_CK} \cdot (1 + \mu_{CK}), \quad (2.10)$$

де:

- γ_{f_CK} – коефіцієнт надійності для залізничного навантаження при певній довжині завантаження. Якщо значення довжини прогону більше 150, приймається фіксованим 1.1;
- $1 + \mu_{CK}$ – динамічний коефіцієнт для різних сталевих та залізобетонних прогонових будов за виразом 2.11 [57].

$$\mu_{CK} = \min\left(\frac{18}{30 + \lambda}, 0.15\right), \quad (2.11)$$

де:

- λ – розрахункова довжина прогону.

За [57], навантаження від порожнього рухомого складу слід приймати таким, що дорівнює $v_{CK.c_h} = 13.7$ кН/м колії.

Варіативність завантаження двозначних ліній впливу рухомим складом полягає у повному або частковому розміщенні моделі на прогоні. Як зазначалося вище, через обмеження пакетного експорту даних ліній впливу, точне розташування окремих ділянок лишається невідомим. Тому виконане припущення, що наближує до розрахункових випадків. На рисунку 2.9 наведено приклади завантаження ліній впливу відповідно до методики та спрощення.

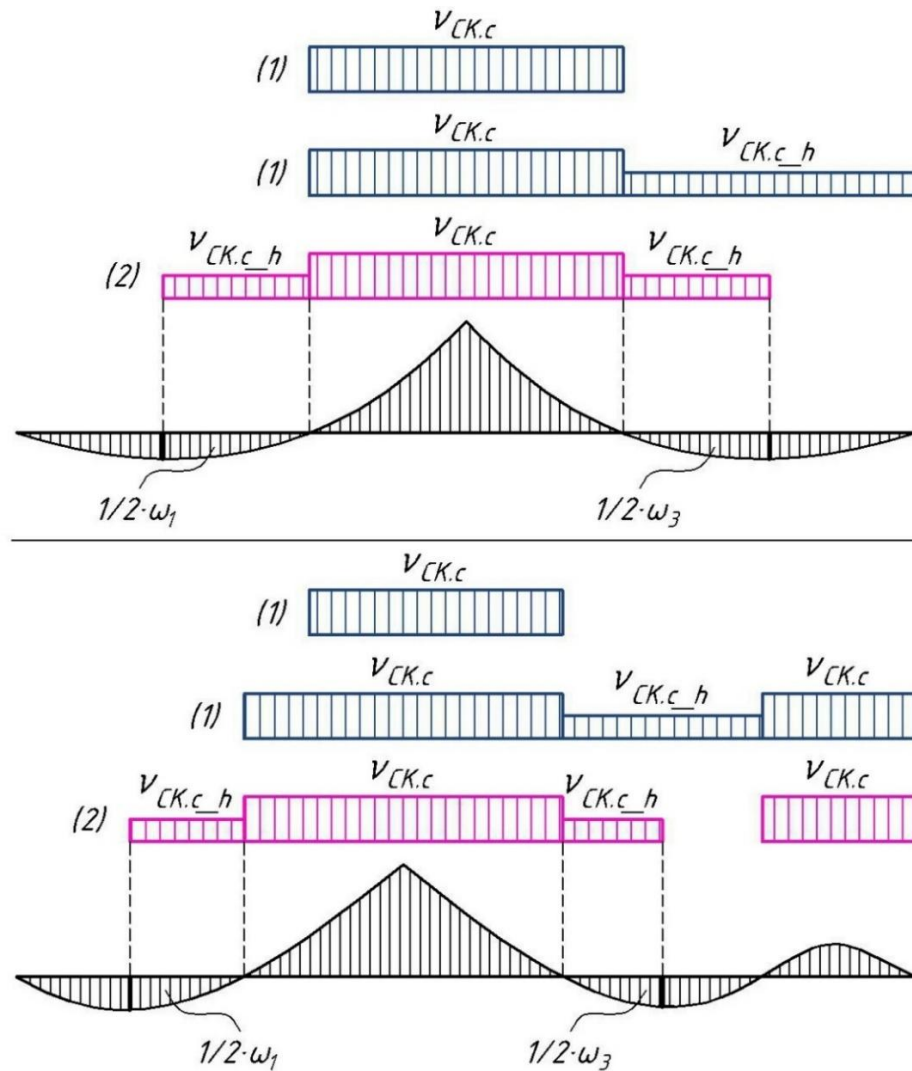


Рисунок 2.9 – Варіанти завантаження ліній впливу: 1 – за основною методикою;
2 – прийнята у дослідженні зі спрощенням

Таким чином, у межах даного підходу припущення наступне: ділянки з максимальним внеском у результат (максимальна сумарна площа лінії впливу) завантажуються заповненим рухомим складом, а ділянки з мінімальним (мінімальна сумарна площа лінії впливу) – наполовину від порожнього складу.

2.5. Обробка результатів ліній впливу та визначення зусиль в елементах (група дій 4)

Загальну структуру даного етапу представлено на рисунку 2.10. Насамперед виконується редагування, фільтрування, розділення та структурування отриманих даних ліній впливу з програмного комплексу ЛПРА-

САПР. Із загального масиву даних виокремлюються зусилля N , M_y та Q_z відповідно до попередньо заданих параметрів у розрахунковому файлі задачі. Далі ці дані проходять фільтрацію з метою визначення максимальних та мінімальних значень для кожного перерізу додаткового елемента.

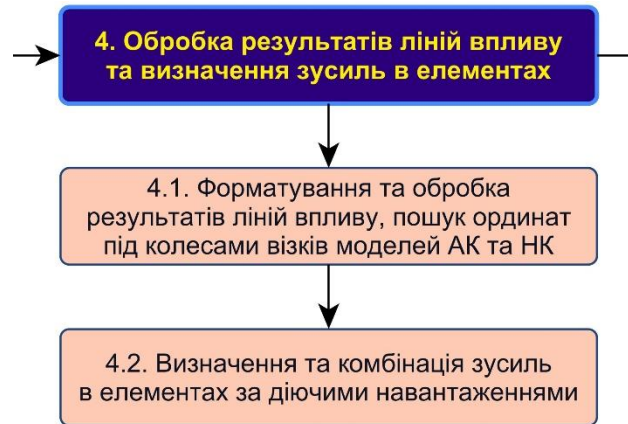


Рисунок 2.10 – Дії обробки результатів ліній впливу та визначення зусиль в елементах

Як зазначено на початку підрозділа 2.4, моделі навантаження АК та НК прогонів під автодорогу включають колісний візок та колісний екіпаж відповідно. Для визначення зусиль під цими навантаженнями, згідно з принципами розрахунку за лініями впливу, необхідно визначити ординати під точками прикладання зосередженого навантаження від вісей коліс. Як було описано раніше, у процесі пакетного експорту даних із ЛІРА-САПР втрачається інформація про геометричну форму лінії впливу для кожного елемента. Тому для вирішення цього питання застосовано аналітичні формули, що описують зусилля згідно з положеннями будівельної механіки. Форми ліній впливу подано в таблиці 2.6.

Усі навантаження, що діють на ферму, передаються до її вузлів, за винятком верхнього поясу. Відповідно до конструктивного рішення, навантаження на верхній пояс прикладається безпосередньо вздовж кожного його елемента, що спричиняє виникнення місцевого згину.

Маючи визначені наближені форми ліній впливу, на їх основі обчислюються значення ординат під точками прикладання коліс відповідно до

встановленого найбільш несприятливого положення моделей навантаження АК та НК.

Таблиця 2.6 – Форма лінії впливу для випадків зусиль у верхньому поясі

№ з/п	Вид зусилля	Форма лінії впливу	Розташування колісного навантаження
1	N	Трикутник на розрахункову довжину прогону із максимальною ординатою посередині	На максимальній ординаті розташована найближча до центру вісь візка
2	M_y	Трикутник на довжину панелі із максимальною ординатою посередині	На максимальній ординаті розташована найближча до центру вісь візка
3	Q_z	Трикутник на довжину панелі помножену на відношення максимальної ординати до 1. Положення максимальної ординати з краю визначеної довжини	На максимальній ординаті розташована крайня вісь візка

Згідно з правилами визначення зусиль за лініями впливу, далі обчислюються зусилля від тимчасових зосереджених навантажень (від коліс візків та екіпажу), розподілених тимчасових навантажень, а також розподілених постійних навантажень.

У зв'язку з великою кількістю отриманих значень зусиль було виконано скорочення даних: виокремлено максимальні значення зусиль серед другорядних елементів уздовж одного головного елемента відповідно до пріоритетного типу зусилля. Хоча цей метод значно зменшує обсяг вхідних даних, він потребує виконання комбінацій зусиль, що загалом підвищує кількість груп зусиль. У результаті сформовано такі комбінації зусиль:

- випадок 1. При M_{y_max} : N_{max} та Q_z ;
- випадок 2. При Q_{z_max} : N_{max} та M_y .

Комбінація із зусиллям N_{max} передбачає, що поздовжнє зусилля N вздовж усього елемента є сталим.

Перед виконанням перевірки відповідно до вимог Єврокоду були сформовані бази даних зусиль, наведені в таблиці 2.7.

Таблиця 2.7 – Сформовані бази даних зусиль та їхні комбінації

№ з/п	Випадок комбінації зусиль	Модель завантаження	Вид зусилля	Кількість площин ферм у прогоні	Значення зусилля
1	1	АК	N	Макс.	+
2					-
3				Мін.	+
4					-
5			M _y	Макс.	+
6					-
7				Мін.	+
8					-
9			Q _z	Макс.	+
10					-
11				Мін.	+
12					-
13		НК	N	Макс.	+
14					-
15				Мін.	+
16					-
17			M _y	Макс.	+
18					-
19				Мін.	+
20					-
21			Q _z	Макс.	+
22					-
23				Мін.	+
24					-
25		СК	N	-	+
26					-
27			M _y	-	+
28					-
29			Q _z	-	+
30					-
31	2	АК	N	Макс.	+
32					-
33				Мін.	+
34					-
35			M _y	Макс.	+
36					-
37				Мін.	+
38					-
39			Q _z	Макс.	+
40					-
41				Мін.	+
42					-
43		НК	N	Макс.	+
44					-
45				Мін.	+
46					-
47			M _y	Макс.	+
48					-
49				Мін.	+
50					-
51			Q _z	Макс.	+
52					-
53				Мін.	+
54					-

Продовження таблиці 2.7 – Сформовані бази даних зусиль та їхні комбінації

55	2	СК	N	-	+
56					-
57			M_y	-	+
58					-
59			Q_z	-	+
60					-

Загальна кількість варіантів груп зусиль (N , M_y , Q_z), переданих для подальших обчислень, становить 20 шт.: по 8 груп згідно з моделями АК та НК, а також 4 групи згідно з моделлю СК.

2.6. Висновки за розділом

1. Для проведення дослідження було розроблено автоматизований алгоритм в середовищі Mathcad для обчислення необхідної кількості варіантів схем. Поєднання середовища Mathcad із програмним комплексом ЛІРА-САПР забезпечує ефективний інструмент для геометричного та чисельного моделювання, що мінімізує необхідність втручання користувача на ітеративних і трудомістких етапах розрахунків.

2. Розроблений алгоритм дозволяє не лише отримувати внутрішні зусилля та їх комбінації, а й формувати узагальнену матрицю максимальних навантажень по кожному елементу ферми, що створює основу для подальшого точного підбору перерізів у розділі 3.

3. Для забезпечення відповідності аналізу чинним нормативним вимогам було враховано всі основні випадки навантаження. Деякі з них мають спрощений вигляд, зокрема модель навантаження за схемою СК, яка потребує подальшого покращення.

4. Сформована методика є адаптивною до змін вхідних параметрів конструкції (кількість панелей, довжина прогону, крок вузлів, тип навантаження), що забезпечує її універсальність. Можливість багаторазового використання алгоритму на різних прикладах ферм зі змінними геометричними характеристиками та умовами навантаження дозволяє розглядати його як повноцінний інструмент інженерного проєктування на ранніх етапах.

3. АЛГОРИТМ ПІДБОРУ ТРУБОБЕТОННИХ ПЕРЕРІЗІВ ГОЛОВНИХ ЕЛЕМЕНТІВ ФЕРМ

3.1. Визначення матеріалів та підбір перерізів трубобетонних елементів за Єврокодами (група дій 5)

Як зазначалося вище, Єврокоди пропонують сучасний і конкурентоспроможний підхід до розрахунку трубобетонних елементів. Водночас вони були офіційно впроваджені для використання в Україні. Наразі Україна перебуває на етапі глибокої модернізації національної системи нормування, у межах якої передбачено перегляд і оновлення низки чинних нормативних документів. Однією з ключових цілей цієї модернізації є врахування положень Регламенту (ЄС) № 305/2011 Європейського парламенту та Ради від 9 березня 2011 року, що встановлює гармонізовані умови для розміщення на ринку будівельної продукції. Це чітко засвідчує стратегічний курс на узгодження національних нормативів із європейськими стандартами [56].

Для розрахунку трубобетонних елементів у мостових конструкціях рекомендовано використовувати Єврокод 4, частину 2, яка в Україні імплементована як ДСТУ-Н Б EN 1994-2:2012 «Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 2. Загальні правила і правила для мостів» [60]. Слід зауважити, хоча зазначений нормативний документ офіційно затверджено, у його чинній редакції містяться помилки в наведених формулах та рекомендованих значеннях, що впливають на розрахунки. У зв'язку з цим рекомендується здійснювати звірку з оригінальною версією Єврокоду.

Розрахунок виконується за п. 6.7.3 «Спрощений метод проектування» ДСТУ-Н Б EN 1994-2. Розрахунок трубобетонних елементів за Єврокодом стосується та застосовується:

- для проектування елементів із перерізами, що мають дві вісі симетрії, і постійними по довжині перерізами елемента;
- для проектування сталезалізобетонних стійок і сталезалізобетонних

стиснених елементів з перерізами в бетонній оболонці, перерізами, які частково в оболонці, прямокутних і круглих труб, заповнених бетоном;

- стійок і стиснутих елементів зі сталі марки від S235 до S460 і звичайного важкого бетону класу міцності від C20/25 до C50/60.

Метою даного розрахунку є оцінка міцності перерізу трубобетонного елемента. Відповідно до умов роботи конструкції площин ферм, а також згідно з вимогами підрозділу 6.7 [60], основною і завершальною перевіркою для даного дослідження є оцінка опору елемента при спільній дії осевого стиску та одноосевого згину. У межах цієї перевірки передбачено побудову кривих взаємодії між осевою силою та згинальним моментом (рис. 3.1).

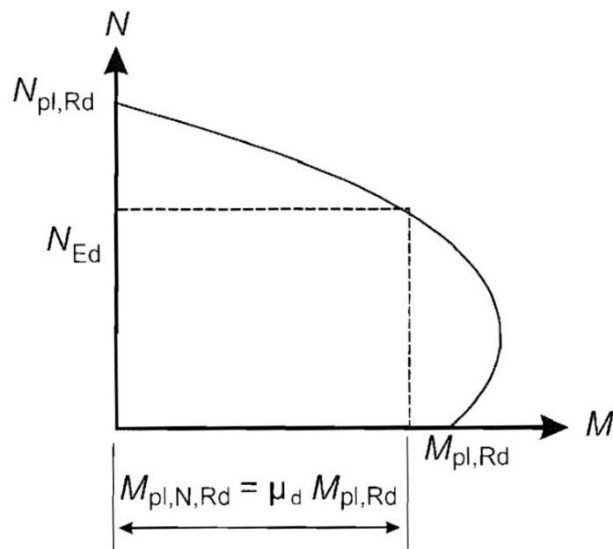


Рисунок 3.1 – Крива взаємодії для сумісного стиску та одноосевого згину

Криву взаємодії допускається розраховувати у спрощеному вигляді, побудовану на основі чотирьох характерних точок (рис. 3.2, а). У порівнянні з гладкою формою, спрощена крива є досить грубою, що призводить до завищення порогу для проходження перерізів. У низці досліджень [61,62] пропонувалося введення додаткової точки на відрізку А–С. У межах даного розрахунку також було прийнято рішення включити дану додаткову точку на відрізку А–С, а також ввести додаткові точки на відрізках С–D та D–B (рис. 3.2, б).

обчислення для однієї або кількох перевірок і передавав мінімально необхідний обсяг результатів до наступного блоку. Кожен блок відповідає за перевірку визначеної умови, відповідно до якої комбінація параметрів (поперечний переріз, клас сталі та бетону) або допускається до подальших розрахунків, або відсіюється шляхом присвоєння відповідного логічного значення (1 або 0). Зазначені блоки інтегруються до складу головної функції як підпрограми, що використовуються в ітераційних циклах.



Рисунок 3.3 – Дії визначення матеріалів та підбору перерізів трубобетонних елементів за Єврокодами

У межах розрахунку враховуються лише два ключові типи навантажень, визначені Єврокодом: постійні (позначаються як G) та змінні (тимчасові) (Q). Епізодичні навантаження (A), до яких належать вибухи, удари транспортних засобів тощо, у даному розрахунку не розглядаються. Постійні та тимчасові навантаження були визначені у підрозділі 2.4. До змінних навантажень належать автомобільне, залізничне та пішохідне. До постійних віднесено власну вагу всієї конструкції.

Під час розрахунку не було враховано наступний фактор: до моменту утворення спільної роботи сталеві труби та бетонного ядра конструкція, труба повинна самостійно витримувати власну вагу та вагу бетону.

У Mathcad всі дані вносяться та розрахунки проводяться в кПа та метрах, за винятком випадків, коли окремі формули вимагають використання інших одиниць.

Розрахункове значення межі текучості f_{yd} визначається за виразом [65]:

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_M}, \quad (3.1)$$

де:

- $\gamma_M=1$ – загальний частковий коефіцієнт. Дорівнює частковому коефіцієнту опору поперечного перерізу γ_{M0} , який не залежить від класу сталі та за підрозділом 6.1 (1) документу [63] дорівнює 1.

Матеріали бетону, як і сталі, також було підібрано на основі даних Єврокодів (табл. 3.2). Відомості та властивості призначено згідно ДСТУ-Н EN 1992-1-1:2010 «Проектування залізобетонних конструкцій. Загальні правила і правила для споруд» [66].

Таблиця 3.2 – Задані властивості важких бетонів для подальших обчислень

№ групи	f_{ck} [МПа]	f_{cd} [МПа]	f_{cm} [МПа]	E_{cm} [МПа]	Позначення
	20	13.33...	28	30000	EN, C20/25
	25	16.66...	33	31000	EN, C25/30
	30	20	38	33000	EN, C30/37
	35	23.33...	43	34000	EN, C35/45
	40	26.66...	48	35000	EN, C40/50
	45	30	53	36000	EN, C45/55
	50	33.33...	58	37000	EN, C50/60
де: - f_{ck} – характеристичне значення циліндричної міцності бетону у віці 28 діб; - f_{cd} – розрахункове значення циліндричної міцності бетону у віці 28 діб; - f_{cm} – середнє значення циліндричної міцності бетону у віці 28 діб; - E_{cm} – секущий модуль пружності бетону.					

Розрахункове значення циліндричної міцності бетону f_{cd} визначається за виразом нижче (п. 3.1.6 [66]):

$$f_{cd} = \frac{f_{ck} \cdot a_{cc}}{\gamma_c}, \quad (3.2)$$

де:

- $a_{cc}=1$ – коефіцієнт та його рекомендоване значення, що враховує вплив на міцність бетону при стиску тривалості впливів та несприятливих впливів, що викликані способом прикладення навантаження (п. 3.1.6 [66]);

- $\gamma_c=1.5$ – частковий коефіцієнт надійності для бетону при граничному стані (табл. 2.1N [66]).

3.1.2. Створення баз даних перерізів сталевих труб

Аналогічно до процесу визначення розмірів ферм, створення наборів поперечних перерізів здійснювалося шляхом задання граничних значень їхніх розмірів з відповідною дискретністю їх варіації. Геометричні параметри, що визначають розміри поперечного перерізу, включають зовнішній діаметр D та товщину стінки t (табл. 3.3).

У межах даного розрахунку не враховується тип виготовлення сталевих труб – безшовні чи електрозварні.

Сталева оболонка трубобетонного елемента зазвичай має товщину менше 40 мм. Такий прокат є доступним, відносно дешевим, зручним у виготовленні та монтажі [4]. Асортимент сталевих труб, наявний на ринку України, відображено в національних стандартах ДСТУ [54,55] та гармонізованих стандартах ДСТУ EN [52,53,67]. Згідно з ними, доступні труби діаметром до 1219 мм при товщині 25 мм, а також труби розміром 530×75 мм. У межах цього дослідження, з метою врахування запасу при розрахунках, зовнішній діаметр труб було умовно розширено до 1500 мм, що не виходить за межі технічних можливостей сучасного виробництва.

Таблиця 3.3 – Граничні параметри генерування перерізів

$D_{\min}$	$D_{\max}$	D_{step}	$t_{\min}$	$t_{\max}$	t_{step}
5 см	150 см	5 см	5 мм	50 мм	5 мм
де індекси: - min, max – мінімальне та максимальне значення параметра відповідно; - step – крок зміни значення параметра.					

Загальна кількість варіантів перерізів склала 316 шт.

3.1.3. Визначення оцінки ефективності перерізів та алгоритму їх відсіювання

Для оцінки ефективності перерізу враховано фактор витрати матеріалів, що базується на площах поперечного перерізу бетону та сталі, а також класи

матеріалів, які характеризують їхню міцність. Ефективність перерізу оцінюється за допомогою бальної системи: нижчий бал відповідає вищій ефективності, а вищий – нижчій. Базовий діапазон балів для кожного матеріалу встановлено в межах від 0 до 1, де значення 1 відповідає максимальному значенню відповідного параметра серед усієї вибірки.

Оскільки цінність витрати одиниці об'єму сталі є значно вищою, ніж важкого бетону, доцільно надати сталевій складовій найвищий пріоритет при оцінюванні. Відповідно, вплив бетонної частини на загальний бал ефективності за витратою матеріалів було зменшено. Для зазначеного коригування були використані параметри густини матеріалів, які безпосередньо пов'язані з обсягом витрати матеріалів. Відповідно, бал для бетонної складової було зменшено пропорційно відношенню густини бетону до густини сталі. У результаті скоригований сумарний бал ефективності для перерізу відображає власну вагу перерізу на одиницю довжини елемента.

У подальших розрахунках для кожного з класів матеріалів було встановлено максимальне значення балу на рівні 1, що в сумі дає максимально можливий сумарний бал 2. За таких умов вплив класів матеріалів на загальний бал є більш вагомим порівняно з впливом об'ємів матеріалів, що створює певну диспропорцію. З метою покращення інтерпретації отриманого сумарного балу ефективності перерізу, було прийнято рішення подвоїти бал витрати матеріалів. Відповідно, остаточне значення сумарного балу перерізу за об'ємом матеріалів визначається за таким виразом:

$$S_{mat_i} = 2 \cdot \left(\frac{1}{Max_A_a} \cdot A_{a_i} + \frac{\gamma_{concrete}}{\gamma_{steel}} \cdot \frac{1}{Max_A_c} \cdot A_{c_i} \right), \quad (3.3)$$

де:

- Max_A_a та Max_A_c – максимальна площа перерізу сталеві та бетонної складової у вибірці відповідно;
- A_{a_i} та A_{c_i} – площа сталеві та бетонної складової i -го перерізу відповідно;
- $\gamma_{concrete}$ та γ_{steel} – густина бетону [68] та сталі [69] відповідно.

Як зазначалося вище, максимально можливе сумарне значення балів за класами матеріалів становить 2. Це відповідає прийнятому припущенню про те, що зміна класу бетону і сталі має однакову значущість для загальної оцінки. Крім того, якщо порівнюються два перерізи однакових геометричних розмірів, з яких перший має вищий клас сталі та нижчий клас бетону, а другий – однакові бальні значення для обох матеріалів, то за умови рівності їхніх сумарних балів такі перерізи вважаються рівноцінними з точки зору забезпечення загальної міцності перерізу.

Сумарний бал за класами матеріалів визначається за таким виразом:

$$S_{grade_i} = \frac{1}{Max_S} \cdot S_i + \frac{1}{Max_C} \cdot C_i, \quad (3.4)$$

де:

- Max_S та Max_C – максимальний клас міцності сталі та бетону у вибірці відповідно;
- S_i та C_i – клас сталі та бетону для i -го перерізу у вибірці відповідно.

Оцінка перерізів перш за все важлива до етапу підбору перерізів та матеріалів для елемента. Це дозволяє завершувати ітераційний процес підбору на першому перерізі, який задовольняє задані умови, що, у свою чергу, скорочує загальний час розрахунку (рис. 3.4). З цією метою було упорядковано бази даних розмірів перерізів та матеріалів за зростанням сумарного балу.

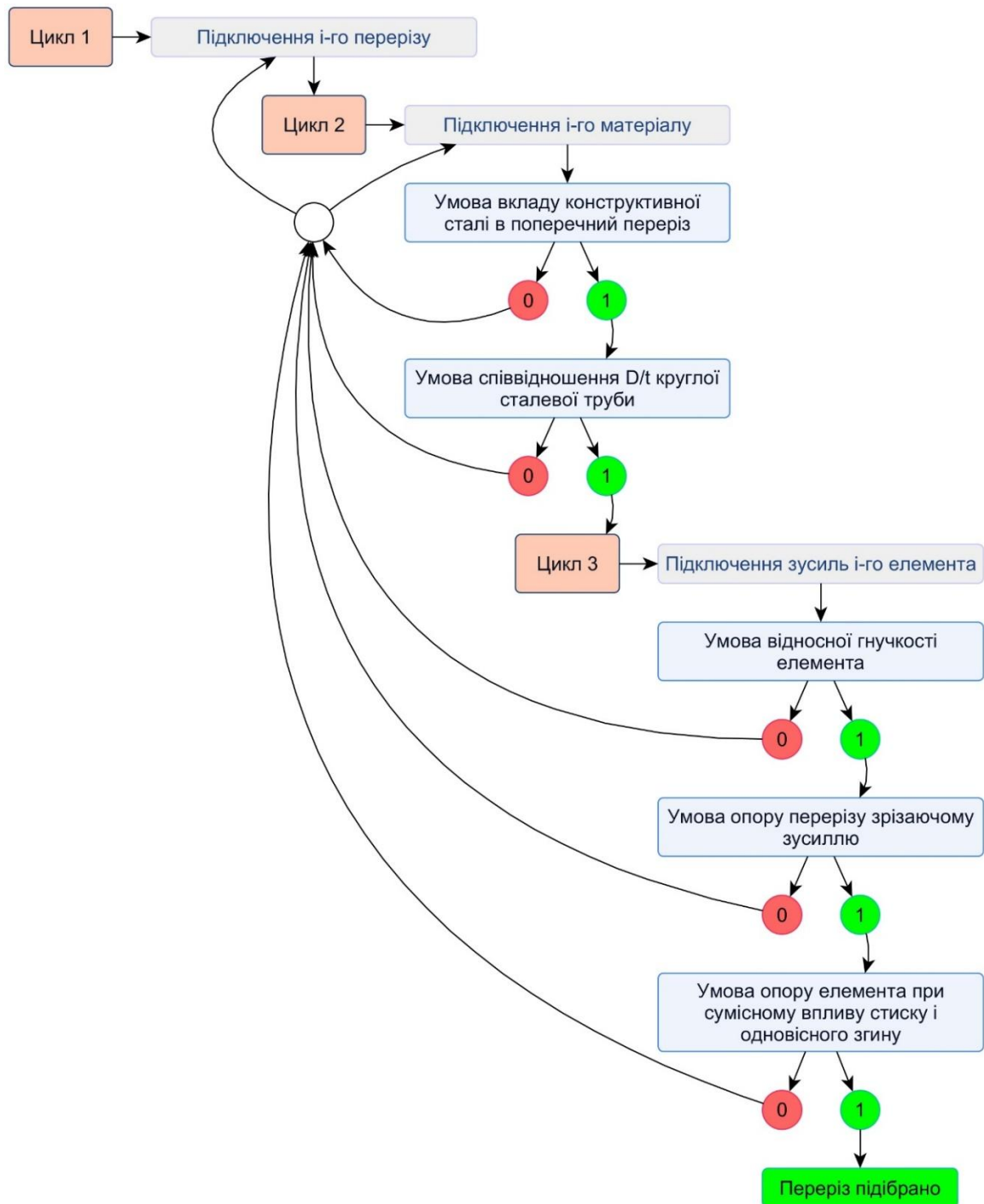


Рисунок 3.4 – Загальна схема ітераційного процесу пошуку ефективного перерізу для елемента

Отже, підібрана комбінація перерізу та матеріалів для елемента на основі сумарного балу ефективності відображає мінімально необхідний рівень міцності за умови найменших витрат матеріалів.

Загальна кількість варіантів комбінації матеріалів бетону та сталі скала 70 шт.

3.1.4. Підбір перерізів, частина 1. Умова вкладу конструктивної сталі в поперечний переріз

Опір пластичної деформації при стисненні (п. 6.7.3.2 (1) [60]):

$$N_{pl.Rd} = A_a \cdot f_{yd} + k_{-1} \cdot A_c \cdot f_{cd}, \quad (3.5)$$

де:

- $k_{-1}=1$ – коефіцієнт, який для перерізів заповнених бетоном має становити 1, в іншому випадку 0.85 (п. 6.7.3.2 (1) [60]).

Коефіцієнт вкладу сталі (п. 6.7.3.3 (1) [60]):

$$\delta = \frac{A_a \cdot f_{yd}}{N_{pl.Rd}}. \quad (3.6)$$

Умова вкладу сталі (п. 6.7.1 (3) [60]):

$$0.2 \leq \delta \leq 0.9. \quad (3.7)$$

3.1.5. Підбір перерізів, частина 2. Умова співвідношення D/t круглої сталевій труби

Умова відношення розмірів сталевій труби (табл. 6.3. [60]):

$$\frac{a_a}{t_a} \leq 90 \cdot \frac{235}{f_{yd}[\text{МПа}]}. \quad (3.8)$$

3.1.6. Підбір перерізів, частина 3. Умова відносної гнучкості елемента

Умова перевірки гнучкості передбачає визначення коефіцієнта повзучості, порядок обчислення якого наведено далі.

Коефіцієнт врахування впливу віку бетону при навантаженні на номінальний коефіцієнт повзучості (Додаток В (1) [66]):

$$\beta_{t,0} = \frac{1}{(0.1+t_0^{0.2})}, \quad (3.9)$$

де:

- $t_0=28$ – вік бетону у день навантаження [діб] (Додаток В (1) [66]). Щодо віку бетону на момент першого навантаження з урахуванням повзучості, EN 1994-1-1 (2004) [39] рекомендує приймати $t_0=1$ день. Однак фактичне значення t_0

визначається проєктувальником, оскільки існує суттєва різниця між вікнами бетону, прийнятими як 1 день або 1 місяць. У випадках, коли $t_0 > 100$ днів, його вплив на коефіцієнт повзучості є незначним, і з достатнім рівнем точності можна прийняти $t_0 = 100$ (с. 36 [57]). Оскільки навантаження зазвичай прикладається після досягнення ним повної проєктної міцності, що відбувається через 28 діб тверднення, доцільно прийняти вік бетону $t_0 = 28$ діб.

Характеристичне значення пластичного опору стиску (п. 6.7.3.3 (2) [46]):

$$N_{pl.Rk} = A_a \cdot f_y + k_{-1} \cdot A_c \cdot f_{ck}. \quad (3.10)$$

Периметр елемента, що контактує з атмосферою.

Нормативні документи не надають чіткого обґрунтування щодо можливості контакту бетону з атмосферою всередині замкнутого профілю. Проте, на основі прикладу в [70], було прийнято рішення вважати контакт бетону по всьому периметру.

$$u = \pi \cdot (a_a - 2 \cdot t_a). \quad (3.11)$$

Номінальний розмір елемента (Додаток В (1) [66]):

$$h_0 = \frac{2 \cdot A_c}{u}. \quad (3.12)$$

Коефіцієнти, що враховують вплив міцності бетону (Додаток В (1) [66]):

$$\alpha_1 = \left(\frac{35}{f_{cm}[\text{МПа}]} \right)^{0.7}; \quad (3.13)$$

$$\alpha_2 = \left(\frac{35}{f_{cm}[\text{МПа}]} \right)^{0.2}; \quad (3.14)$$

$$\alpha_3 = \left(\frac{35}{f_{cm}[\text{МПа}]} \right)^{0.5}. \quad (3.15)$$

Коефіцієнт, що враховує вплив відносної вологості на номінальний коефіцієнт повзучості (Додаток В (1) [66]):

$$\varphi_{RH} = \begin{cases} 1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1^3 \cdot \sqrt{h_0 [\text{мм}]}} & \text{if } f_{cm} [\text{МПа}] \leq 35 \\ \left(1 + \frac{1 - \frac{RH}{100}}{0.1^3 \cdot \sqrt{h_0 [\text{мм}]}} \cdot \alpha_1 \right) \cdot \alpha_2 & \text{if } f_{cm} [\text{МПа}] > 35 \end{cases}, \quad (3.16)$$

де:

- RH=50 – відносна вологість навколишнього середовища [%] (Додаток В (1) [66]). У прикладах розрахунків, наведених у [65], приймається значення відносної вологості 50%, хоча зазначається, що це значення може відрізнятися для бетону, який безпосередньо контактує із зовнішнім середовищем. Згідно з [70], відносну вологість можна прийняти на рівні 50% відповідно до положень EN 1992-1-1 [71]. В умовах експлуатації мостів, можливе значення відносної вологості повітря 100% , про що свідчить утворення роси. Установлення максимального значення вологості призводить до збільшення кінцевого коефіцієнта повзучості φ_t , що, у свою чергу, зменшує модуль пружності бетону, не створюючи найбільш несприятливого варіанту для розрахунку. Відтак, з огляду на наведені приклади, доцільним є прийняття відносної вологості на рівні 50%.

Коефіцієнт врахування впливу міцності бетону на номінальний коефіцієнт повзучості (Додаток В (1) [66]):

$$\beta_{f.cm} = \frac{16.8}{\sqrt{f_{cm} [\text{МПа}]}}. \quad (3.17)$$

Номінальний коефіцієнт повзучості (Додаток В (1) [66]):

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta_{f.cm} \cdot \beta_{t.0}. \quad (3.18)$$

Коефіцієнт, що залежить від відносної вологості та номінального розміру елемента (Додаток В (1) [66]):

$$\beta_H = \begin{cases} \min(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0 [\text{МПа}] + 250; 1500) & \text{if } f_{cm} [\text{МПа}] \leq 35 \\ \min(1.5 \cdot (1 + (0.012 \cdot RH)^{18}) \cdot h_0 [\text{МПа}] + 250 \cdot \alpha_3; 1500 \cdot \alpha_3) & \text{if } f_{cm} [\text{МПа}] > 35 \end{cases} \quad (3.19)$$

Коефіцієнт, що описує розвиток повзучості у часі після навантаження (Додаток В (1) [66]):

$$\beta_{c.t.t.0} = \left(\frac{t-t_0}{\beta_H + \tau - t_0} \right)^{0.3}. \quad (3.20)$$

Коефіцієнт повзучості в залежності від віку t бетону в момент t_0 навантаження (п. 3.1.4 [66]):

$$\varphi_t = \varphi_{t.t.0} = \varphi_0 \cdot \beta_{c.t.t.0}. \quad (3.21)$$

Незакріплена довжина елемента:

$$L_{eff} = d. \quad (3.22)$$

де:

- d – довжина панелі.

Визначення розрахункової власної ваги елемента.

На даному етапі зроблено припущення, що власна вага конструкції розподіляється між елементами пропорційно до їхньої маси, тобто кожен елемент несе лише власну вагу. Такий підхід має певні недоліки, оскільки в реальних умовах менші елементи можуть сприймати більші навантаження, тоді як більші – менші.

$$G_{pt2} = (A_a \cdot \gamma_{steel} + A_c \cdot \gamma_{concrete}) \cdot \gamma_{f_{DL}} \cdot L_{eff}, \quad (3.23)$$

де:

- $\gamma_{f_{DL}}$ – коефіцієнт надійності для власної ваги несучих елементів (табл. 6.2 [57]);

- $\gamma_{steel} = 7.85 [т] \cdot g$ – густина сталі $[кН/м^3]$ [69];

- $\gamma_{concrete} = 2.5 [т] \cdot g$ – густина важкого бетону $[кН/м^3]$ [68];

- $g = 9.807$ – прискорення вільного падіння $[м/с^2]$.

Характеристичне значення нормальної сили від постійного навантаження елемента.

Прийнято, що власна вага елемента збільшує загальне значення зусилля отриманого від власної ваги інших компонентів, тобто визначається з урахуванням знаку зусилля.

$$N_{Ek.G_{pt.2}} = G_{pt.2} \cdot 0.5 \cdot \frac{N_{Ek.G_{pt.1}}}{|N_{Ek.G_{pt.1}}|}. \quad (3.24)$$

Загальна характеристична нормальна сила від власної ваги з урахуванням власної ваги елемента:

$$N_{Ek.G} = N_{Ek.G_{pt.1}} + N_{Ek.G_{pt.2}}. \quad (3.25)$$

Розрахункове значення нормальної сили від постійного навантаження.

Хоча всі навантаження, прикладені до елемента, вже є розрахунковими, вони позначаються як характеристичні, оскільки в подальшому множаться на коефіцієнт надійності γ_{sd} (п. 6.3.2 (1) [72]), що на цьому етапі перетворює їх на розрахункові значення.

$$N_{G.Ed} = N_{Ed.G} = N_{Ek.G} \cdot \gamma_{sd}, \quad (3.26)$$

де:

- $\gamma_{sd}=1.05$ – частковий коефіцієнт, який пов'язаний з невизначеністю дії та/або моделлю результату дії. Величина γ_{sd} знаходиться в межах діапазону 1.05–1.15, її можна використовувати у більшості загальних випадків і можна модифікувати в Національному додатку (табл. A1.2(B) [72]). У [56] зазначено, що коефіцієнт γ_{sd} не має наукового обґрунтування та є результатом «інженерного судження». Тому даний коефіцієнт може бути виключено з власних міркувань.

Загальна розрахункова нормальна сила з перерахованим зусиллям від загальної власної ваги:

$$N_{Ed} = |N_{Ek} + N_{Ek.G_{pt.2}}| \cdot \gamma_{sd}. \quad (3.27)$$

Загальна розрахункова нормальна сила для визначення E_{eff} .

У подальшій формулі для визначення ефективного модуля пружності E_{eff} використовується співвідношення зусилля від власної ваги до загального зусилля від усіх навантажень. Відтак, значення повинно бути обчислене як сума абсолютних значень постійних і тимчасових навантажень.

$$N_{Ed_{eff}} = |N_{Q.Ed}| + |N_{G.Ed}|, \quad (3.28)$$

де:

- $N_{Q.Ed}$ – поздовжнє зусилля від дії тимчасового навантаження.

Модуль пружності бетону (6.7.3.3 (4) [60]):

$$E_{eff} = E_{cm} \cdot \frac{1}{1 + \frac{|N_{G.Ed}|}{N_{Ed_{eff}}} \cdot \varphi_t}. \quad (3.29)$$

Момент інерції перерізу конструкційної сталі для даної площини згину:

$$I_a = \frac{\pi \cdot (a_a^4 - (a_a - 2 \cdot t_a)^4)}{64}. \quad (3.30)$$

Момент інерції площі перерізу бетону без урахування тріщин:

$$I_c = \frac{\pi \cdot a_c^4}{64}. \quad (3.31)$$

Характеристичне значення ефективної згинальної жорсткості поперечного перерізу сталезалізобетонних стійок (п. 6.7.3.3 (3) [60]):

$$EI_{eff} = E_a \cdot I_a + K_e \cdot E_{eff} \cdot I_c. \quad (3.32)$$

Пружна критична нормальна сила для відповідної форми втрати стійкості.

Визначено за формулою Ейлера [73].

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff}}{(\mu \cdot L_{eff})^2}, \quad (3.33)$$

де:

- $\mu=1$ – коефіцієнт приведення довжини.

Відносна гнучкість для площини згинання (п. 6.7.3.3 (2) [60]):

$$\lambda = Re \left(\sqrt{\frac{N_{pL.Rk}}{N_{cr}}} \right), \quad (3.34)$$

де:

- $Re()$ – функція Mathcad, яка повертає дійсну частину комплексного числа. Застосування цієї функції зумовлене можливістю появи уявної одиниці «і» внаслідок утворення від'ємного значення під коренем у формулі, що зупиняє розрахунок та унеможливорює його подальше виконання.

Умова гнучкості (6.7.3.1 (1) [60]):

$$\lambda \leq 2. \quad (3.35)$$

3.1.7. Підбір перерізів, частина 4. Умова опору перерізу зрізуючому зусиллю

Висота бетонного перерізу (п. 6.2.2 (1) [66]).

Виконується обчислення приведення круглого перерізу до квадратного.

$$d_{red.c} = \sqrt{A_c}. \quad (3.36)$$

Коефіцієнт (п. 6.2.2 (1) [66]):

$$k = \min \left(1 + \sqrt{\frac{200}{d_{[мм]}}} ; 2 \right). \quad (3.37)$$

Нижня межа граничної міцності бетону на зсув (п. 6.2.2 (1) [66]).

За приміткою є рекомендованим значенням.

$$v_{min} = 0.035 \cdot k^{\frac{3}{2}} \cdot (f_{ck} [\text{МПа}])^{\frac{1}{2}}. \quad (3.38)$$

Розрахункове значення опору бетону впливу нормальної стискальної сили (п. 6.7.3.2 (5) [60]):

$$N_{pm.Rd} = f_{cd} \cdot A_c. \quad (3.39)$$

Пластичний опір сталезалізобетонного перерізу (6.7.3.5 (2) [60]).

Ділення на даний коефіцієнт відбувається тільки у розділі про поперечну силу.

$$f_{yd_γ.M1} = \frac{f_{yd}}{\gamma_{M1}}, \quad (3.40)$$

де:

- $\gamma_{M1} = 1.1$ – частковий коефіцієнт (6.1 (1) [63]).

Розрахункова величина несучої здатності залізобетонного перерізу на зсув (п. 6.2.2 (1) [66]).

У [74] автором зазначено, що для заповненої бетоном труби без поздовжньої арматури, опір зсуву $V_{Rd.c}$, згідно з EN 1992, слід вважати нульовим.

$$V_{Rd.c} = 0. \quad (3.41)$$

Площа зсуву для круглого замкнутого перерізу (п. 6.2.6 (2) [64]):

$$A_v = 2 \cdot \frac{A_a}{\pi}. \quad (3.42)$$

Розрахункове значення пластичного опору сталевій частині перерізу конструкції впливу вертикального зсуву (п. 6.2.6 (2) [64]):

$$V_{pl.a.Rd} = V_{pl.Rd} = \frac{A_v \cdot \left(\frac{f_y}{\sqrt{3}}\right)}{\gamma_{Mo}}. \quad (3.43)$$

Опір вертикальному зсуву (6.2.2.2 (2) [60]):

$$V_{Rd} = V_{pl.a.Rd} + V_{Rd.c}. \quad (3.44)$$

Пластичний модуль перерізу труби [75,76]:

$$W_{pa} = \frac{a_a^3 - (a_a - 2 \cdot t_a)^3}{6}. \quad (3.45)$$

Пластичний модуль перерізу бетону [75,76]:

$$W_{pc} = \frac{(a_a - 2 \cdot t_a)^3}{6}. \quad (3.46)$$

Максимальне розрахункове значення граничного моменту з урахуванням нормального стискального зусилля [76]:

$$M_{max.Rd} = W_{pa} \cdot f_{yd \gamma.M1} + 0.5 \cdot W_{pc} \cdot f_{cd}. \quad (3.47)$$

Положення нейтральної вісі пластичного модулю перерізу відносно цілого перерізу [75]:

$$h_n = \frac{N_{pm.Rd}}{2 \cdot a_a \cdot f_{cd} + 4 \cdot t_a \cdot (2 \cdot f_{yd \gamma.M1} - f_{cd})}. \quad (3.48)$$

Пластичний модуль перерізу бетону від центру перерізу до нейтральної вісі [75,76]:

$$W_{pc.n} = a_c \cdot h_n^2. \quad (3.49)$$

Пластичний модуль перерізу труби від центру перерізу до нейтральної вісі [75,76]:

$$W_{pa.n} = a_a \cdot h_n^2 - W_{pc.n}. \quad (3.50)$$

Пластичний опір сталевій труби [76]:

$$M_{pl.a.Rd} = (W_{pa} - W_{pa.n}) \cdot f_{yd_γ.M1}. \quad (3.51)$$

Максимальне розрахункове значення граничного моменту, який не бере участь в опорі пластичному вигину [74]:

$$M_{n.Rd} = W_{pa.n} \cdot f_{yd} + 0.5 \cdot W_{pc.n} \cdot f_{cd}. \quad (3.52)$$

Розрахункове значення пластичного граничного моменту сталезалізобетонного перерізу з урахуванням нормального стискального зусилля [74]:

$$M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd}. \quad (3.53)$$

Визначення характеристичної поперечної сили від розрахункової власної ваги елемента.

Прийнято, що навантаження рівномірно розподіляється на опори елемента (у вузлах).

$$V_{Ek.G_pt.2} = 0.5 \cdot G_pt.2. \quad (3.54)$$

Розрахункове значення сили зсуву.

Прийнято, що власна вага даного елемента збільшує загальне зусилля.

$$V_{Ed} = \left| V_{Ek} + V_{Ek.G_pt.2} \cdot \frac{V_{Ek.G_pt.1}}{|V_{Ek.G_pt.1}|} \right| \cdot \gamma_{sd}. \quad (3.55)$$

Величина сили зсуву, що діє на сталевий переріз (п. 6.7.3.2 (4) [60]):

$$V_{a.Ed} = V_{Ed} \cdot \frac{M_{pl.a.Rd}}{M_{pl.Rd}}. \quad (3.56)$$

Величина сили зсуву, що діє на залізобетонний переріз (п. 6.7.3.2 (4) [60]):

$$V_{c.Ed} = V_{Ed} - V_{a.Ed}. \quad (3.57)$$

Коефіцієнт зменшення розрахункової міцності сталі (п. 6.2.2.4 (2) [60]):

$$\rho = \left(2 \cdot \frac{V_{Ed}}{V_{Rd}} - 1 \right)^2. \quad (3.58)$$

Зменшення розрахункової міцності сталі (п. 6.7.3.2 (3) [60]):

$$f_{yd_p} = (1 - \rho) \cdot f_{yd_y.M1}. \quad (3.59)$$

Визначення характеристичного зусилля від розрахункової власної ваги елемента.

Прийнято, що навантаження розподіляється відповідно до жорстко закріпленої балки на обох кінцях.

$$M_{Ek_form.1_G_pt.2} = \frac{\frac{G_{pt.2}}{L_{eff}} \cdot L_{eff}^2}{12}. \quad (3.60)$$

Найбільший розрахунковий згинальний момент у середині елемента (п. 6.3.2 (1) [72]).

Прийнято, що власна вага даного елемента збільшує загальне зусилля.

$$M_{Ed} = M_{Ed_form.1} = \left(M_{Ek_form.1} + M_{Ek_form.1_G_pt.2} \cdot \frac{M_{Ek_form.1_G_pt.1}}{|M_{Ek_form.1_G_pt.1}|} \right) \cdot \gamma_{Sd}. \quad (3.61)$$

Ексцентриситет навантаження або відхилення елемента (п. 6.7.3.2 (6) [60]):

$$e_1 = \left| \frac{M_{Ed}}{N_{Ed}} \right|. \quad (3.62)$$

Умова зменшення опору сталі для подальших перевірок (п. 6.7.3.2 (3) [60]):

$$f_{yd} = \begin{cases} f_{yd_p} & \text{if } V_{a.Ed} \geq 0.5 \cdot V_{pl.a.Rd} \wedge e_1 > 0 \\ f_{yd} & \text{otherwise} \end{cases}. \quad (3.63)$$

Перевірка умов опору перерізу зрізаючому зусиллю:

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}. \quad (3.64)$$

3.1.8. Підбір перерізів, частина 5. Умова опору елемента при сумісному впливу стиску і одновісного згину

За даною перевіркою виконується визначення розрахункового згинального моменту другого порядку (п. 6.7.3.4 [60]). Для перевірки елемента розрахунок має базуватися на лінійному пружному аналізі другого порядку.

Розрахункові значення ефективної згинальної жорсткості на згин з

урахуванням тривалого довготривалого ефекту (п. 6.7.3.4 (2) [60]):

$$EI_{eff.II} = K_o \cdot (E_a \cdot I_a + E_s \cdot I_s + K_{e.II} \cdot E_{cm} \cdot I_c), \quad (3.65)$$

де:

- K_o та $K_{e.II}$ – поправкові коефіцієнти (п. 6.7.3.4 (2) [60]).

Критична нормальна сила для характерної осі, відповідна ефективної згинальної жорсткості.

Визначено за формулою Ейлера [73].

$$N_{cr.eff} = \frac{\pi^2 \cdot EI_{eff.II}}{(\mu \cdot L_{eff})^2}. \quad (3.66)$$

Визначення граничної умови та відповідного значення відхилення елемента за початковою недосконалістю (табл. 6.5 [60],[75]):

$$e_0 = \begin{cases} \frac{L_{eff}}{200} & \text{if } \rho_s \leq 3 \\ \frac{L_{eff}}{300} & \text{if } 3 > \rho_s \leq 6 \end{cases}. \quad (3.67)$$

Згинальний момент за початковою недосконалістю [75]:

$$M_0 = N_{Ed} \cdot e_0. \quad (3.68)$$

Коефіцієнт посилення для моменту недосконалості [75]:

$$k_0 = \frac{\beta_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr.eff}}}, \quad (3.69)$$

де:

- $\beta_0=1$ – коефіцієнт для визначення моменту впливу другого порядку [75].

Коефіцієнт приведенного моменту (табл. 6.4 [60]):

$$\beta = \begin{cases} 1 & \text{if } Request_Direct_load = 1 \wedge \text{"Верхній пояс"} \\ \max(0.66 + 0.44 \cdot r; 0.44) & \text{otherwise} \end{cases}. \quad (3.70)$$

де:

- $r=1$ – відношення кінцевих згинальних моментів (табл. 6.4 [60]). Оскільки відоме лише одне значення згинального моменту (максимальне), прийнято співвідношення між моментами $r=1$, що призведе до отримання найбільшого

згинального моменту другого порядку;

- Request_Direct_load – параметр, який вказує на наявність безпосереднього прикладання навантаження до елементів пояса: 1 – так, 0 – ні.

Коефіцієнт (п. 6.7.3.4 (5) [60]):

$$K_1 = \frac{\beta_0}{1 - \frac{N_{Ed}}{N_{cr,eff}}}. \quad (3.71)$$

Розрахунковий згинальний момент другого порядку [60,48]:

$$M_{Ed} = M_{Ed,II} = \max (M_0 \cdot k_0 + M_{Ed} \cdot K_1; M_{Ed}). \quad (3.72)$$

Збереження розрахункового значення пластичного опору стиску для подальшого визначення точки 3 кривої взаємодії (рис. 2.2, б):

$$N_{pl,Rd,ic} = N_{pl,Rd}. \quad (3.73)$$

Нижче наводиться алгоритм перевизначення пластичного опору елемента стиску через можливе підвищення міцності бетону за рахунок його обтиснення.

Коефіцієнти (п. 6.7.3.2 (6) [60]):

$$\eta_{ao} = \min (0.25 \cdot (3 + 2 \cdot \lambda); 1), \quad (3.74)$$

$$\eta_{co} = \min (4.9 - 18.5 \cdot \lambda + 17 \cdot \lambda^2; 0), \quad (3.75)$$

$$\eta_a = \begin{cases} \eta_{ao} & \text{if } e_1 = 0 \\ \eta_{ao} + (1 - \eta_{ao}) \cdot \left(10 \cdot \frac{e_1}{a_a}\right) & \text{if } 0 < \frac{e_1}{a_a} \leq 0.1, \\ 1 & \text{if } \frac{e_1}{a_a} > 0.1 \end{cases} \quad (3.76)$$

$$\eta_c = \begin{cases} \eta_{co} & \text{if } e_1 = 0 \\ \eta_{co} + \left(1 - 10 \cdot \frac{e_1}{a_a}\right) & \text{if } 0 < \frac{e_1}{a_a} \leq 0.1. \\ 1 & \text{if } \frac{e_1}{a_a} > 0.1 \end{cases} \quad (3.77)$$

Характеристичне значення пластичного опору стиску із врахуванням можливого підвищення опору бетону за рахунок його обтиснення (п. 6.7.3.2 (6) [60]):

$$N_{pl.Rd} = \begin{cases} \eta_a \cdot A_a \cdot f_{yd} + A_c \cdot f_{cd} \cdot \left(1 + \eta_c \cdot \frac{t_a}{a_a} \cdot \frac{f_y}{f_{ck}}\right) & \text{if } \lambda \leq 0.5 \wedge \frac{e-1}{a_a} \leq 0.1 \\ N_{pl.Rd} & \text{otherwise} \end{cases} \quad (3.78)$$

Далі визначається опір елементів при сумісному впливі стиску і одноосного згину.

Максимальне розрахункове значення граничного моменту з урахуванням нормального стискального зусилля [75,76]:

$$M_{max.Rd} = W_{pa} \cdot f_{yd} + 0.5 \cdot W_{pc} \cdot f_{cd}. \quad (3.79)$$

Положення нейтральної вісі пластичного модулю перерізу відносно цілого перерізу [75]:

$$h_n = \frac{N_{pm.Rd}}{2 \cdot a_a \cdot f_{cd} + 4 \cdot t_a \cdot (2 \cdot f_{yd} - f_{cd})}. \quad (3.80)$$

Пластичний модуль перерізу бетону від центру перерізу до нейтральної вісі [75,76]:

$$W_{pc.n} = a_c \cdot h_n^2. \quad (3.81)$$

Пластичний модуль перерізу труби від центру перерізу до нейтральної вісі [75,76]:

$$W_{pa.n} = a_a \cdot h_n^2 - W_{pc.n}. \quad (3.82)$$

Максимальне розрахункове значення граничного моменту який не бере участь в опорі пластичному вигину [74]:

$$M_{n.Rd} = W_{pa.n} \cdot f_{yd} + 0.5 \cdot W_{pc.n} \cdot f_{cd}. \quad (3.83)$$

Розрахункове значення пластичного граничного моменту сталезалізобетонного перерізу з урахуванням нормального стискального зусилля [74]:

$$M_{pl.Rd} = M_{max.Rd} - M_{n.Rd}. \quad (3.84)$$

Для визначення опору пластичному згину з урахуванням нормальної сили за наведеним нижче виразом необхідно визначити додаткові точки 1–3 на кривій

взаємодії.

Точки 1 та 2 визначаються шляхом опису квадратичної параболи. Для уникнення переоцінки міцності точка 3 знаходиться шляхом побудови трьох функцій: квадратичної параболи, що виходить із точки D через точку C (синя лінія); квадратичної параболи, що виходить із точки C через точку A (червона лінія), а також лінійної функції через точки C–A (зелена лінія), що зображені на рисунку 3.5. На кожній з цих кривих шляхом проєкції значення $0.5 \cdot M_{pl.Rd}$ визначено відповідні координати точки 3.

Парабола з точки D використовується для згладжування переходу між ділянками, зокрема, щоб уникнути різкого перелому кривої взаємодії в точці C. Для зручності подальшого пояснення до точок N_3 додається індекс що означає колір її функції: $N_{3_Червона}$, $N_{3_Синя}$, $N_{3_Зелена}$. Остаточне положення точки 3 визначається за наступним умовами:

- якщо точка $N_{3_Синя} \geq N_{3_Зелена}$ та $N_{3_Синя} \leq N_{pl.Rd}$, відбувається коригування точки $N_{3_Синя}$ наближенням до точки $N_{3_Червона}$ але не нижче за точку $N_{3_Зелена}$:

$$N_3 = N_{3_Зелена} + \left| \frac{|N_{3_Зелена} - N_{3_Червона}| - |N_{3_Зелена} - N_{3_Синя}|}{2} \right|; \quad (3.85)$$

- якщо точка $N_{3_Синя} > N_{pl.Rd}$, то $N_{3_Червона}$ не можна наближувати до точки $N_{3_Синя}$, тому:

$$N_3 = N_{3_Червона}; \quad (3.86)$$

- за інших умов $N_{3_Червона}$ наближується до $N_{3_Синя}$ але не нижче за точку $N_{3_Зелена}$:

$$N_3 = \frac{N_{3_Зелена} - N_{3_Синя}}{N_{3_Червона} - N_{3_Синя}} \cdot (N_{3_Червона} - N_{3_Зелена}) + N_{3_Зелена}. \quad (3.87)$$

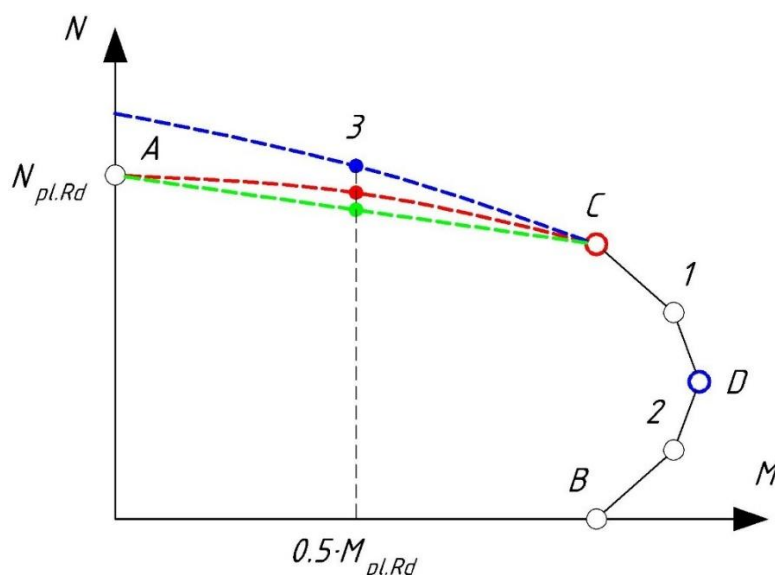


Рисунок 3.5 – Схема варіантів визначення ділянки А–С кривої взаємодії для пошуку точки 3 вздовж вісі N

Після визначення координат усіх точок формуються вектори значень вздовж осей поздовжніх зусиль N та згинальних моментів M для перевірки кінцевих умов. Вектори мають такий вигляд:

$$y_N = \begin{pmatrix} B_x = 0 \\ N_1 \\ 0.5 \cdot N_{pm.Rd} \\ N_2 \\ N_{pm.Rd} \\ N_3 \\ N_{pl.Rd} \end{pmatrix}; x_M = \begin{pmatrix} M_{pl.Rd} \\ M_1 \\ M_{max.Rd} \\ M_2 \\ M_{pl.Rd} \\ M_3 \\ A_x = 0 \end{pmatrix}. \quad (3.88)$$

Нижче наводиться закінчення перевірки опору елементів при сумісному впливі стиску і одноосного згину.

Опір пластичному згину з урахуванням нормальної сили (6.7.3.6 (1) [60]):

$$M_{pl.N.Rd} = \text{interp}(y_N, x_M, N_{Ed}). \quad (3.89)$$

Коефіцієнт (6.7.3.6 (1) [60]):

$$\mu_d = \frac{M_{pl.N.Rd}}{M_{pl.Rd}}. \quad (3.90)$$

За умови положення N_{Ed} на кривій взаємодії між точками D–B, необхідно перевизначити максимальний допустимий граничний згинальний моменту. Для

сталезалізобетонних стиснених елементі, що піддаються впливу згинальних моментів, які є результатом незалежного впливу, частковий коефіцієнт γ_F для даних внутрішніх сил, які ведуть до підвищення опору, має бути зменшено на 20% (п. 6.7.1 (7) [60]). Тобто якщо N_{Ed} нижче $0.5 \cdot N_{pm,Rd}$, потрібно зменшити допустимий опір згину на рівні $0.8 \cdot N_{Ed}$ (або $0.8 \cdot \gamma_F \cdot N_{Ek}$), як показано на рисунку 3.6 [77].

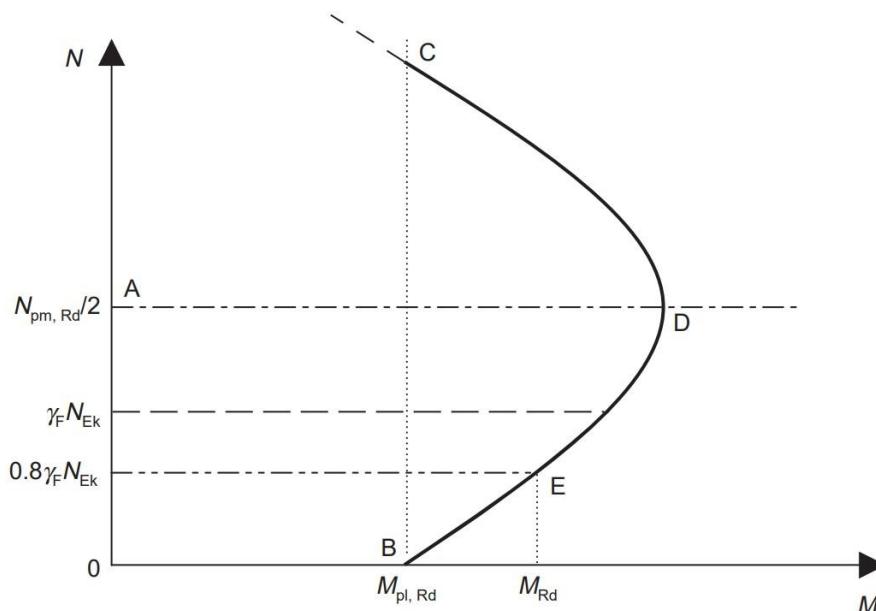


Рисунок 3.6 – Дія незалежних згинального моменту та нормальної сили на кривій взаємодії (не в масштабі)

Перевизначення максимального граничного моменту на ділянці між точками D–B за умовою зниження опору згинального моменту положення N_{Ed} на кривій взаємодії (6.7.3.6 (1) [60]):

$$M_{pl.N.Rd} = \begin{cases} \text{lininterp}(y_N, x_M, N_{Ed} \cdot 0.8) \text{ if } \mu_d > 1 \\ \wedge \text{Request_Direct_load} = 0 \wedge N_{Ed} < \frac{N_{pm.Rd}}{2} \\ M_{pl.N.Rd} \text{ otherwise} \end{cases} \quad (3.91)$$

Фактичний коефіцієнт, пов'язаний зі згином елемента, для лівої частини умови перевірки опору елемента при сумісному впливі стиску і одноосного згину (6.7.3.6 (1) [60]):

$$\alpha_{M_fact} = \frac{M_{Ed}}{M_{pl.N.Rd}}. \quad (3.92)$$

Коефіцієнт, пов'язаний зі згином сталезалізобетонної стійки для правої частини умови (6.7.3.6 (1) [60]):

$$\alpha_M = \begin{cases} 0.9 & \text{if } Steel_grade \geq 235 \wedge Steel_grade \leq 355 \\ \frac{400-355}{420-355} \cdot (0.9 - 0.8) + 0.8 & \text{Steel_grade} > 355 \wedge Steel_grade < 420. \\ 0.8 & Steel_grade \geq 420 \wedge Steel_grade \leq 460 \end{cases} \quad (3.93)$$

Перевірка умови згину елемента (6.7.3.6 (1) [60]):

$$\alpha_{M_{fact}} \leq \alpha_M. \quad (3.94)$$

Загальна перевірка за кривою взаємодії.

$$N_{Ed} \leq \max(y_N), \quad (3.95)$$

$$M_{Ed} \leq M_{pl.N.Rd} \cdot \alpha_M. \quad (3.96)$$

На рисунку 3.7 наведено розраховану криву взаємодії для одного з елементів. Повну форму отриманих результатів представлено на рисунку 3.8 для кількох елементів, які пройшли всі перевірки.

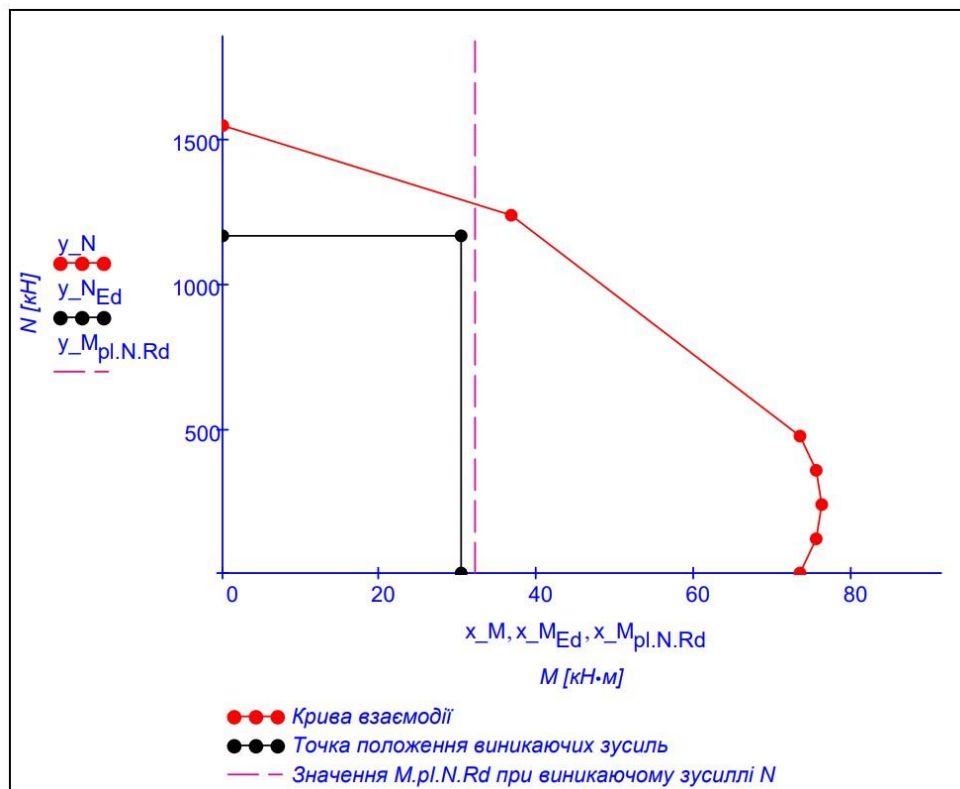


Рисунок 3.7 – Побудована крива взаємодії для одного з розрахованих елементів

EN_AK_max_planes_1 =		1	2	3	4	5
	1	"Group #"	"D [м]"	"t [м]"	"Площа сталі [м ²]"	"Площа бетону [м ²]"
	2	5	0.1	0.005	0.00149	0.00636
	3	5	0.2	0.005	0.00306	0.02835
	4	5	0.1	0.005	0.00149	...
	6	7	8	9	10	11
1	"Label"	"Оцінка"	"Group №"	"f.y [кПа]"	"f.yd [кПа]"	"t.min [мм]"
2	"Personal"	0.01342	1	235000	235000	0
3	"Personal"	0.03336	1	355000	355000	0
4	"Personal"	0.01342	1	235000	235000	...
	12	13	14	15	16	17
1	"t.max [мм]"	"Grade, S"	"Label"	"Group #"	"f.ck [кПа]"	"f.cd [кПа]"
2	40	235	"EN, S235"	1	20000	13333.33333
3	40	355	"EN, S355"	1	25000	16666.66667
4	40	235	"EN, S235"	1	20000	...
	18	19	20	21	22	23
1	"f.cm [кПа]"	"E.cm [кПа]"	"Grade, C"	"Label"	"Оцінка"	"Назва групи"
2	28000	30000000	20	"EN, C20/25"	0.91087	"Верхній пояс"
3	33000	31000000	25	"EN, C25/30"	1.27174	"Верхній пояс"
4	28000	30000000	20	"EN, C20/25"	0.91087	...
	24	25	26	27	28	29
1	"№ групи елементів"	"№ варіанту"	"Глобальний № елементу"	"Номер перерізу"	"Елемент пройшов = NaN."	"Категорія дороги"
2	1	1	1	1	NaN	"Іа - 8 смуг"
3	1	1	5	2	NaN	"Іа - 8 смуг"
4	1	1	1	1	NaN	...
	30	31	32	33		
1	Кількість основних смуг руху	"Основні + додаткові смуги"	"M.Ed"	"N.Ed"		
2	8	10	1.58457	20.37599		
3	8	10	67.87138	22.02674		
4	6	8	3.40718	...		

Рисунок 3.8 – Результати визначення трубобетонних перерізів для довільних 3 елементів

Даний блок розрахунку виконує завершальну перевірку перерізів із підібраними матеріалами, після чого отримані результати передаються до секції обробки результатів групи дій №6, наведеної у розділі 4.

3.2. Висновки за розділом

1. Реалізований алгоритм розрахунку та застосовані навантаження призвели до майже повного використання несучої здатності трубобетонних елементів, що проявилось в наближенні значень зусиль до межових значень кривої взаємодії.

2. Застосований підхід дозволив виявити найефективніші типи поперечних перерізів для заданих умов навантаження та геометрії. Отримані показники ефективності використано для подальшого порівняльного аналізу варіантів ферменних конструкцій.

3. Зростання кількості вхідних даних, що вводяться вручну для виконання розрахунків (зокрема, обмежень на розміри схем, параметри елементів тощо),

навпаки призвело до зменшення обсягу розрахунків за рахунок скорочення кількості варіантів схем та часу оптимізації вибору перерізів.

4. З урахуванням необхідності прямого втручання в керування процесом, середній час виконання повного розрахунку десяти схем ферм у перерахунку на один варіант становив 2.5 хвилини. Враховуючи потенціал алгоритму, за умови розширення граничних розмірів конструктивних схем, можливе подальше його удосконалення з метою прискорення обчислень.

5. Створена форма для виконання розрахунків є доступною для використання і внесення модифікацій і може адаптуватися до конкретних інженерних задач. Такий підхід підвищує практичну цінність запропонованого рішення. Автоматизовані алгоритми подібного типу є невід'ємною частиною сучасного проектування, виконуючи рутинні ітеративні розрахунки та дозволяє зосередитись на більш творчих завданнях.

4. ВИЗНАЧЕННЯ ТА АНАЛІЗ РАЦІОНАЛЬНИХ ПАРАМЕТРІВ ФЕРМ

4.1. Обробка та аналіз результатів підібраних перерізів для варіантів схем на основі балів ефективності (група дій 6)

У цьому розділі розглядається завершальний етап групи дій, передбачених схемою дослідження (рис. 4.1). Результати, отримані на етапі підбору перерізів відповідно до вимог Єврокоду, використовуються для подальшої обробки шляхом аналізу отриманих балів ефективності трубобетонних елементів верхнього поясу з метою визначення оптимальних параметрів ферм.

Оцінювання може здійснюватися за сумарним балом усіх елементів верхнього поясу, проте результати можуть містити елементи з різними діаметрами, що не відповідає реальним умовам проектування. Хоча перерізи труб елементів поясу можуть відрізнятися за товщиною стінки, перегляд розмірів перерізів з урахуванням цього фактора не було закладено в розрахунок. У зв'язку з цим, за критерій ефективності поясу приймається максимальний отриманий бал серед усіх елементів.

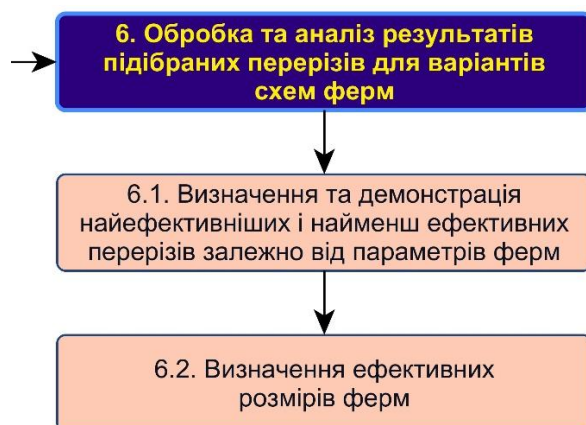


Рисунок 4.1 – Дії обробки та аналізу результатів підібраних перерізів для варіантів схем ферм

Результати, що ілюструють поелементний розподіл балів уздовж поясів прогонів, наведено на рисунку 4.2 на прикладі деяких варіантів кожного типорозміру довжини, розрахованих під залізничне навантаження. Як видно

графіків, показники ефективності перерізів відображають роботу ферми як балкової системи, у якій максимальні зусилля зосереджуються в центральній області прогонів.

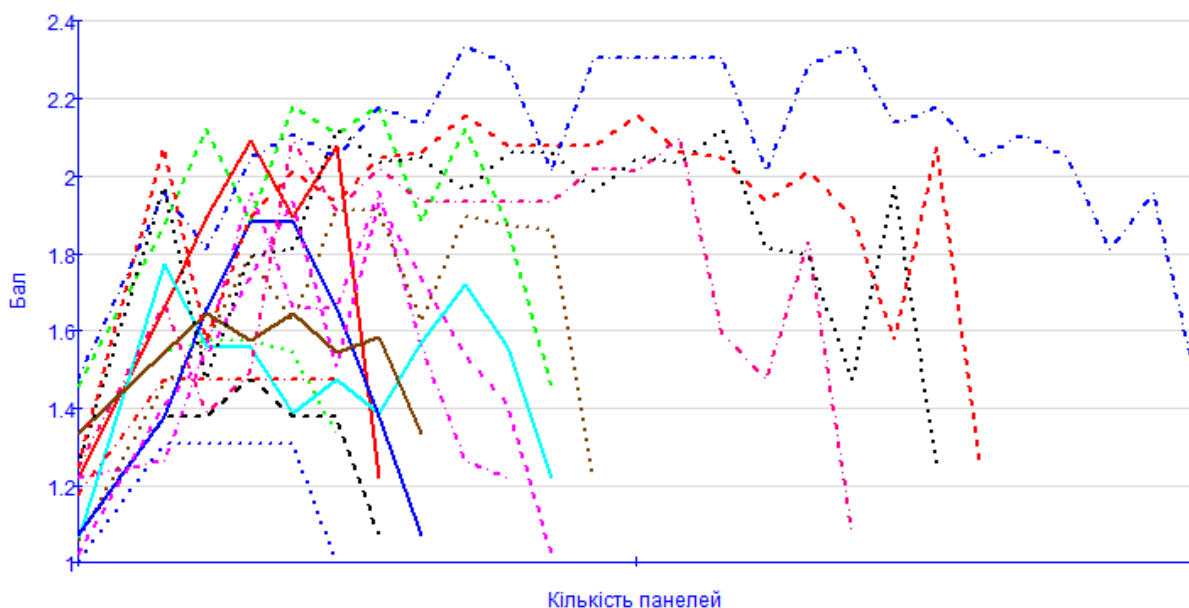


Рисунок 4.2 – Бали ефективності для кожного елемента верхнього поясу прогонів під залізничне навантаження СК

Оцінювання ефективності варіанту схеми на основі максимального балу окремого елемента поясу призводить до ситуації, за якої зменшення довжини панелі підвищує загальну ефективність поясу. Такий підхід не враховує зростання кількості вузлів при збільшенні кількості панелей, що, у свою чергу, зумовлює зростання обсягу будівельних робіт. Також збільшення висоти ферми також має однозначно позитивний вплив на роботу поясів, зменшуючи зусилля в них, що, у свою чергу, сприяє зниженню витрат матеріалів на поперечні перерізи.

Для усунення даних недоліків було внесено коригувальний K_n , який враховує відносну кількість панелей у межах аналізованої вибірки та висоту ферми. За цим рішенням, максимальна кількість панелей у вибірці відповідає значенню коефіцієнта $K_n=1$, тоді як при зменшенні кількості панелей до 0 коефіцієнт визначається за аналітичним виразом 4.1, подібним до того, який був застосований при оцінюванні ефективності поперечних перерізів. Врахування

висоти площини ферми здійснювалося шляхом множення K_{n_i} на відповідне значення висоти варіанта ферми.

$$K_{n_i} = \frac{1}{\text{Max}_n} \cdot n_i \cdot H_i, \quad (4.1)$$

де:

- Max_n – максимальна кількість панелей у вибірці варіантів схем;
- n_i – кількість панелей в i -му варіанті схеми ферми;
- H_i – висота ферми в i -му варіанті схеми ферми.

Для оцінювання ефективності схем було використано два параметра H/λ та H/d . Перший визначає ефективне співвідношення зовнішніх розмірів схем, другий – нахил розкосу до поясу. Позначення λ та d відповідає розрахунковій довжині прогону та панелі відповідно.

Для оцінювання ефективності кожного з варіантів побудовано та отримано 58 графіків, які наведено в підрозділі Б.1 додатка Б. Повторювані варіанти категорій доріг, відповідно до таблиці 2.4, було об'єднано у зведені групи, подані в таблиці 4.1. На рисунку 4.3-4.4 представлено результати декількох варіантів прогонових будов під дією навантажень АК і СК для оцінки параметру H/λ та H/d відповідно.

Таблиця 4.1 – Об'єднані варіанти габаритів наближення на мостах під автодорогу

№ групи категорії	1	2	3	4	5	6	7
Позначення групи категорій	Ia-8	Ia, Iб-6	Ia, Iб-4	II-2	III-2	IV-2	V-1
Категорія	Ia	Ia, Iб	Ia, Iб	II	III	IV	V
Кількість основних смуг	8	6	4	2	2	2	1
Ширина проїзду [м]	36	28.5	21	13.5	12	9	5.5

Слід зазначити, що динаміка змін окремих параметрів ферм і пов'язаних балів ефективності на прогонах понад 80 м демонструє відхилення від загальної тенденції, що зумовлено дією додаткових обмежень на геометричні розміри елементів. Зазначений вплив особливо помітний на всіх графіках найменших балів при довжинах ферм 85 та 95 м.

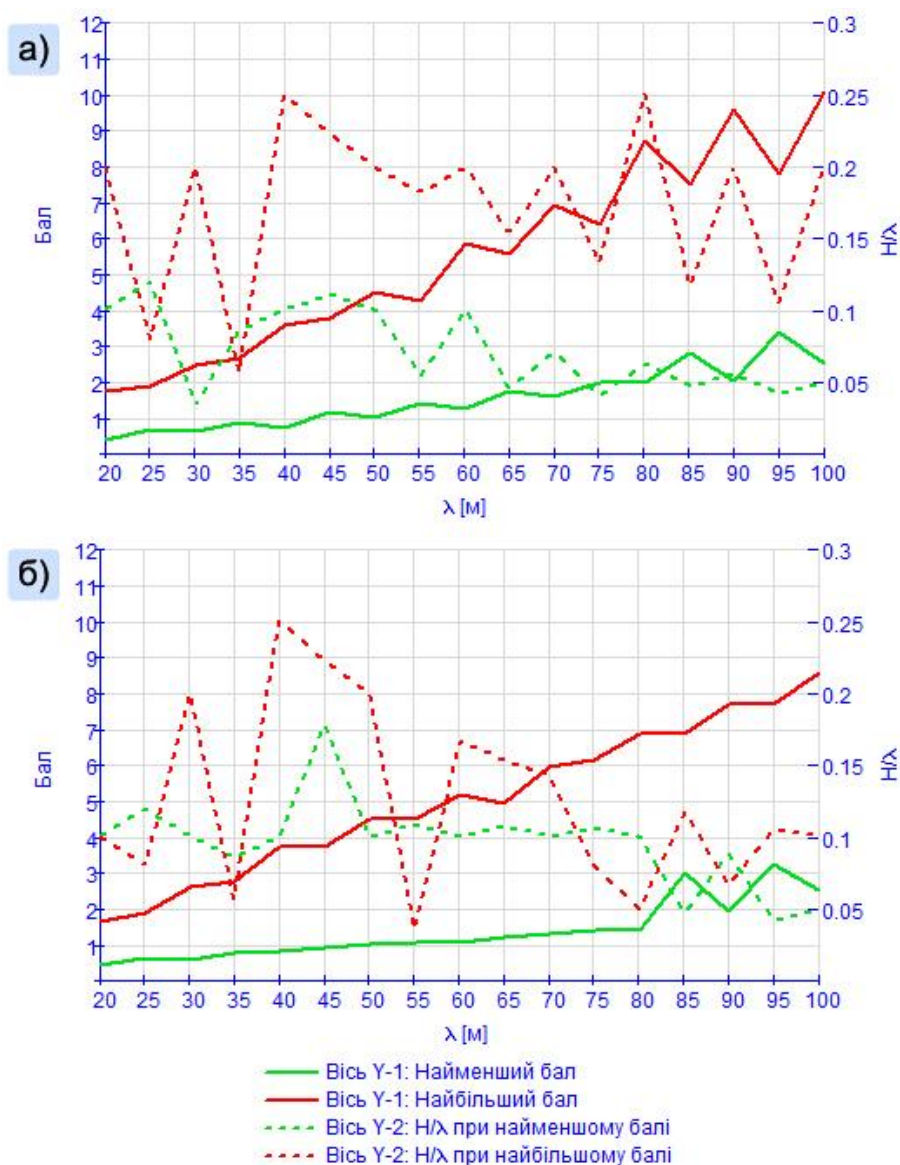


Рисунок 4.3 – Графіки ефективності для оцінки параметра H/λ для прогонової будови під навантаженням: а – АК з максимальною кількістю площин ферм під автомобільну дорогу групи Ia-8; б – СК

Як видно з усіх графіків підрозділу Б.1 додатка Б, загальна тенденція для всіх розглянутих варіантів ферм за будь-якої моделі навантаження демонструє вищі показники ефективності при найменших відношеннях H/λ . Для графіків найнижчих балів ефективності зміна параметра H/λ має більш лінійний характер, ніж на графіках найвищих значень, де спостерігаються різкіші коливання цього показника.

Зміна параметра H/λ залежно від категорії доріг загалом не виявляє системної залежності від ширини проїзної частини незалежно від кількості

площин ферм у прогоновій будові. Водночас простежується тенденція до локальних коливань значення цього параметра зі зміною довжини прогонів: зі збільшенням довжини прогонів відношення H/λ , як правило, зменшується.

Динаміка показника H/d (рис. 4.4) демонструє вищу ефективність конфігурації варіантів зі зменшеним нахилом розкосу до пояса. Водночас зі збільшенням довжини прогону значення H/d для даного рівня балів ефективності залишається практично незмінним, хоча в окремих випадках спостерігаються відхилення, зумовлені геометричними обмеженнями під час створення варіантів схем ферм.

Правила навантаження за моделями АК, НК та СК відрізняються характером прикладення, розташування навантаження та його значенням на прогоновій будові, що зумовлює різний характер напружено-деформованого стану ферми. Порівняння графіків ефективності ферм, отриманих при застосуванні даних моделей завантаження для різних категорій та видів доріг, засвідчує подібність їх форм, що свідчить про незначний вплив відмінностей між цими моделями на роботу прогонової конструкції.

Оскільки прогони розраховуються окремо за навантаженнями АК та НК (без їх одночасної дії), для коректного визначення ефективних ферм необхідно проаналізувати максимальні значення серед найменших балів ефективності від даних моделей навантажень. Усі відповідні графіки, отримані шляхом такого об'єднання, наведено у підрозділі Б.2 додатку Б. На рисунку 4.5 представлено результати аналізу двох основних параметрів для одного з варіантів перерізу прогону. У більшості випадків найвищі мінімальні значення ефективності демонструє модель навантаження АК, що свідчить про її більший вплив за значенням навантаження. Натомість навантаження НК проявляє лише локальну перевагу та тільки на окремих довжинах прогонів.

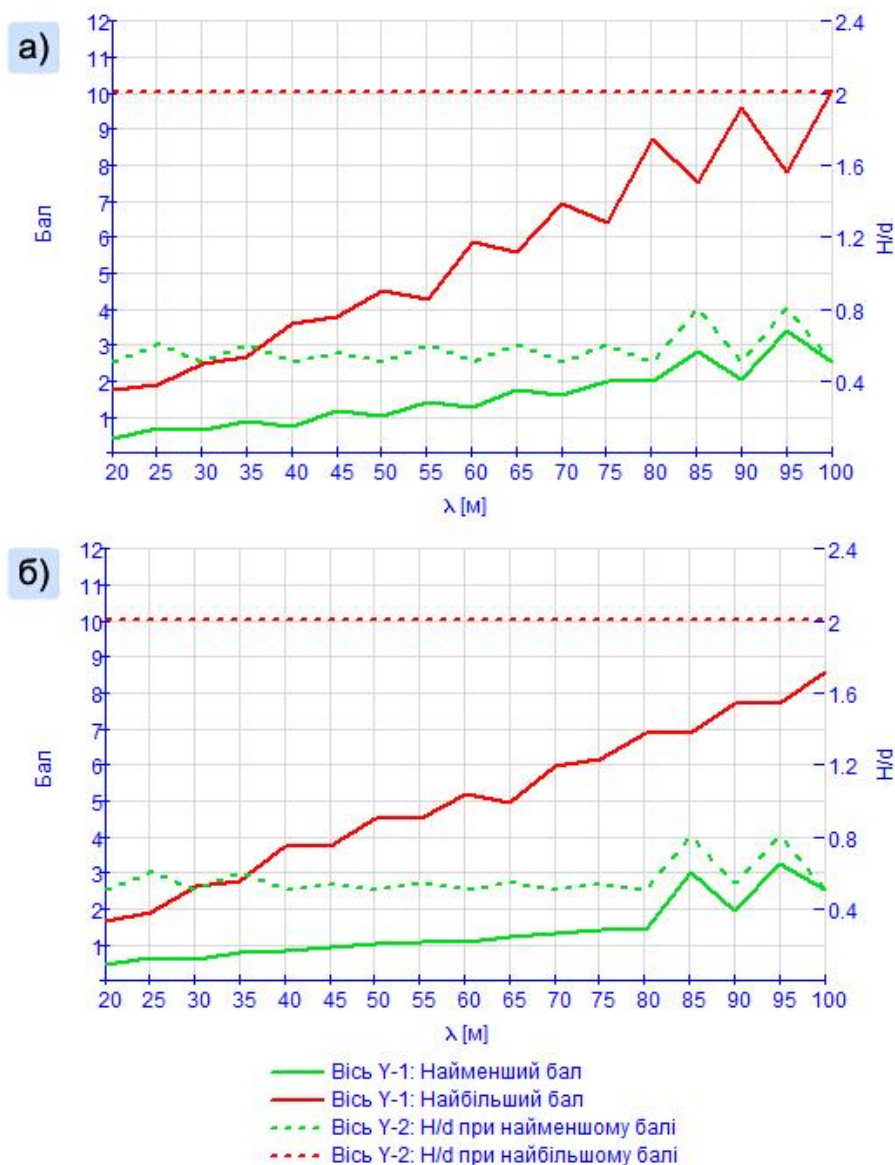


Рисунок 4.4 – Графіки ефективності для оцінки параметра H/d для прогонової будови під навантаженням: а – АК з максимальною кількістю площин ферм під автомобільну дорогу групи Ia-8; б – СК

Кількість площин ферм також впливає на обсяг будівельних робіт. За умови нехтування цим фактором, збільшення кількості площин може незначною мірою підвищити ефективність конструкції завдяки більш рівномірному розподілу навантаження, що спостерігається за відповідними графіками.

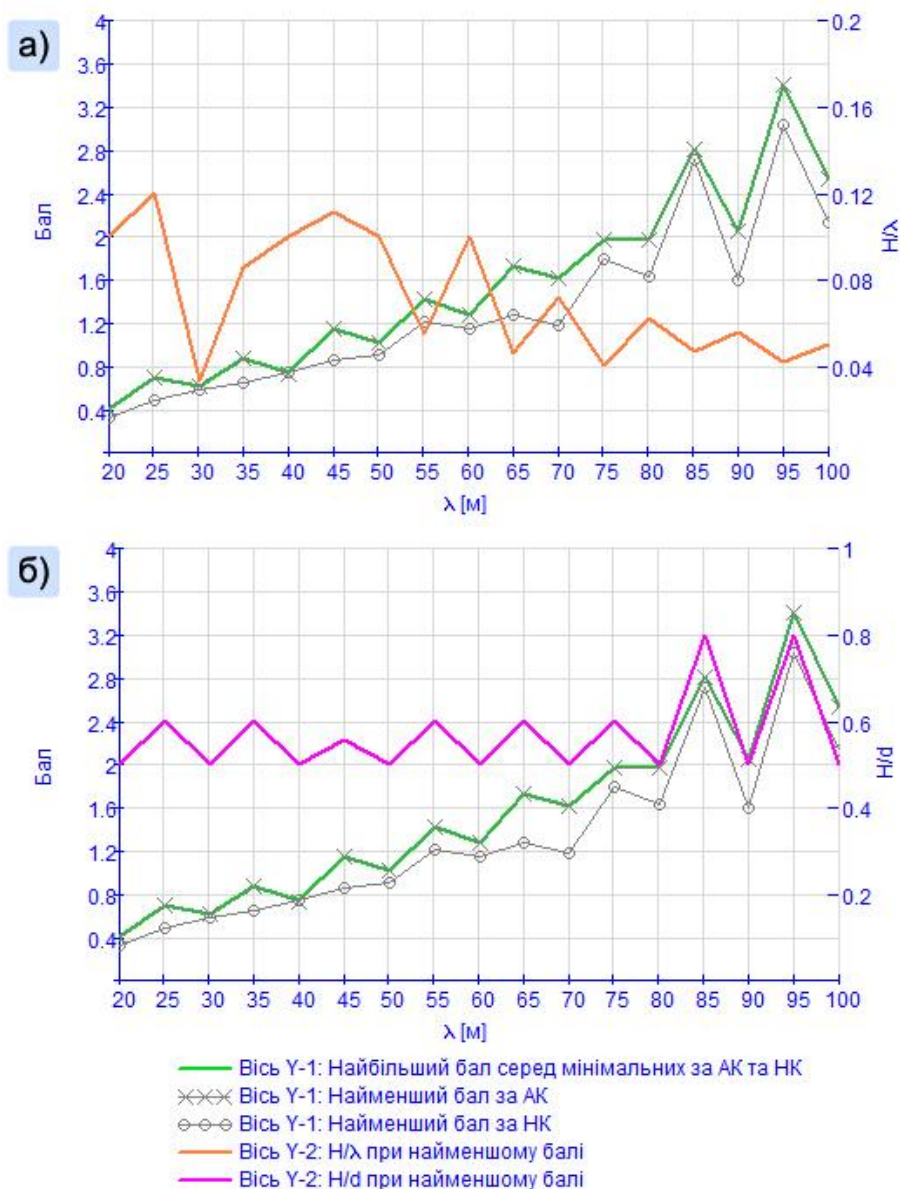


Рисунок 4.5 – Графіки ефективності під дією навантажень АК та НК при максимальній кількості площин у прогоні для автодоріг групи Ia-8 залежно від параметрів: а – H/λ ; б – H/d

Для врахування кількості площин в оцінці ефективності варіантів прогонів було виконано коригування балів ефективності шляхом множення їх на співвідношення фактичної кількості площин поясу до мінімально можливої, що становить 2 одиниці, тобто:

$$S_i \cdot \frac{n_{pi}}{2}, \quad (4.2)$$

де:

- S_i – бал ефективності варіанту площини ферми;
- n_{p_i} – кількість площин ферм в i -му варіанті прогону.

Вплив кількості площин в одному прогоні проілюстровано на графіках підрозділу Б.3 додатку Б; один із них також подано на рисунку 4.6. Ці графіки дають змогу визначити доцільність і напрям застосування певної кількості площин за результатами балів ефективності для кожної заданої довжини прогонів. На рисунку 4.7 наведено зміну мінімальної та максимальної кількості площин ферм для кожної групи категорії доріг.

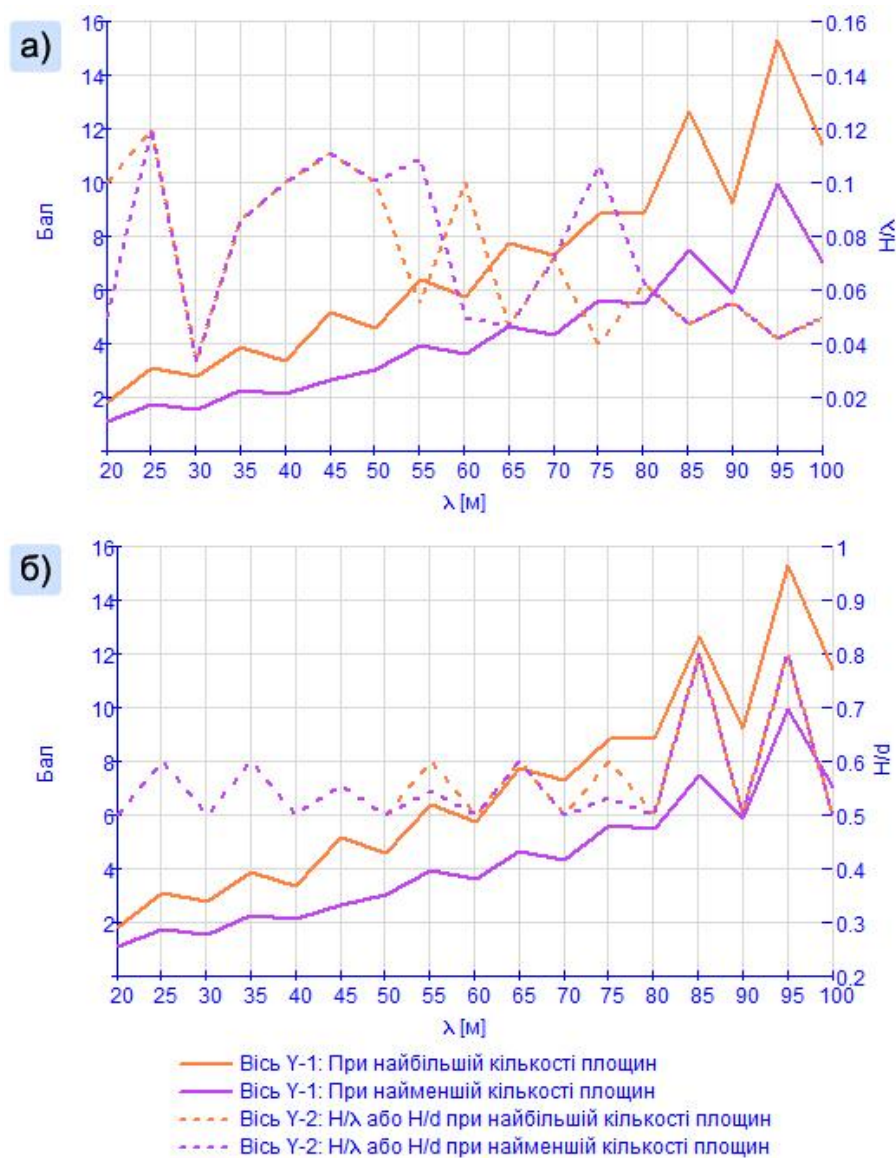


Рисунок 4.6 – Графіки ефективності під дією максимальних навантажень АК+НК при мінімальній та максимальній кількості площин у прогоні для автодоріг групи Ia-8 залежно від параметрів: а – N/λ ; б – N/d .

Із зменшенням кількості смуг руху спостерігається не лише зниження варіативності кількості площин ферм, а й поступове зменшення рівня балів ефективності, що також зумовлено зниженням загального значення навантаження на найбільш навантажену площину ферми. Тому зі зменшенням ширини моста раціональна кількість головних балок зменшується, унаслідок чого найекономічнішим стає поперечний переріз із двома головними балками, що підтверджується також результатами дослідження [11].

Хоча прогони з меншою кількістю площин ферм демонструють кращі показники ефективності, значення параметрів H/λ та H/d залишаються загалом на подібному рівні, як і для конструкцій із більшою кількістю площин. Отже, якщо розглядати кількісні показники, серед прогонів із меншою кількістю площин під навантаженням за моделями АК+НК та СК можна виокремити такі ефективні значення параметрів H/λ та H/d , наведені в таблиці 4.2. Більш детальні значення розмірів ферм можна визначити за графіками, наведеними у додатку Б.

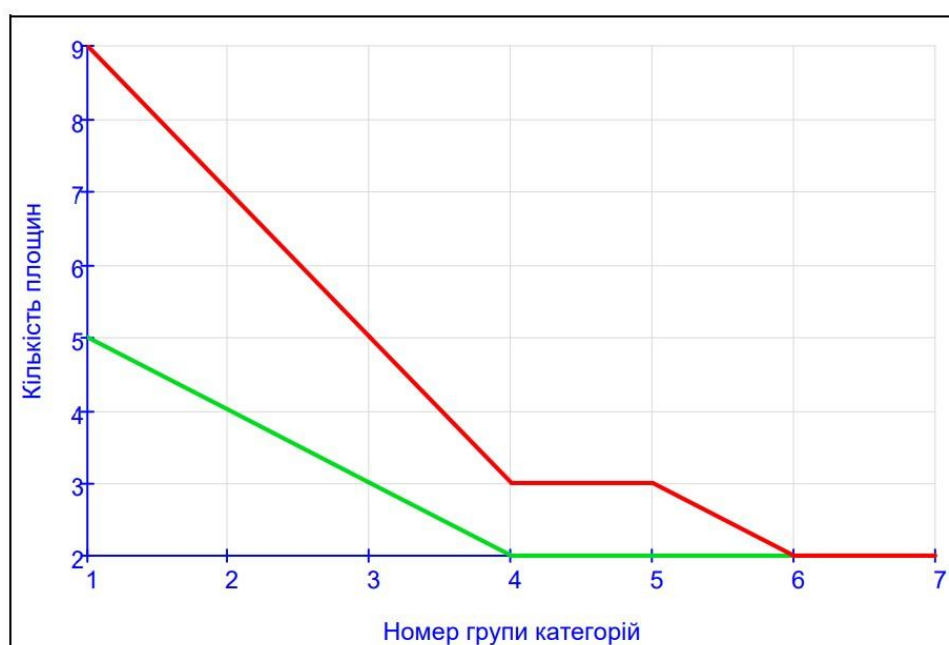


Рисунок 4.7 – Мінімальна та максимальна кількість площин ферм у прогоні відповідно до груп категорій доріг

Таблиця 4.2 – Розміри ферм за найвищими показниками ефективності при навантаженні за моделями АК+НК та СК з урахуванням геометричних обмежень варіантів схем ферм

λ [м]	H/ λ	H/d
20–25	$\approx 0.1\text{--}0.12$	$\approx 0.5\text{--}0.6$ (26.6°–31°)
30	≈ 0.04	≈ 0.5 (26.6°)
35–55	$\approx 0.1\text{--}0.11$	$\approx 0.5\text{--}0.6$ (26.6°–31°)
60–65	≈ 0.05	
70	≈ 0.07	≈ 0.5 (26.6°)
75	≈ 0.11	
80	$\approx 0.05\text{--}0.06$	
85		≈ 0.8 (38.7°)
90		≈ 0.5 (26.6°)
95	$\approx 0.04\text{--}0.05$	≈ 0.8 (38.7°)
100		≈ 0.5 (26.6°)

На даному етапі доцільно здійснити порівняння з відомою мостовою конструкцією, що складається з розрізних трубобетонних прогонів. Серед відомих прикладів подібних конструкцій наразі згадується лише міст Кеку (Keke Bridge). Основною відмінністю прогонових будов цього мосту є бетонне заповнення всіх елементів ферми, а також використання попередньо напруженої арматури в нижніх поясах. Тому їх кінцеві значення не можна безпосередньо порівнювати для оцінки фактичної економії, а радше для оцінки продуктивності системи (табл. 4.3).

Таблиця 4.3 – Співставлення результатів дослідження з характеристиками реальних конструкцій

Конструкція	λ [м]	Кількість смуг руху	Ширина проїзду [м]	Кількість площин ферм	H/λ	H/d
за мостом Кеку	40	4	24.5	2	0.105	0.84
за дослідженням	40	4	21 (Ia, Ib-4)	3	0.1	0.5

Згідно з порівняльною таблицею, у мосту Кеку на одну площину ферм менше, ніж у досліджуваних варіантах. Значення параметра H/λ є більш близькими, тоді як параметр H/d демонструє суттєву відмінність. Це дозволяє зробити висновок, що застосування попереднього напруження сприяло не лише

підвищенню несучої здатності прогону, а й зменшенню кількості площин ферм.

Відомо, що застосування формул Єврокоду 3 для оцінки опору продавлюванню розкосами в труобетонних фермах потребує експериментального підтвердження, особливо у випадках ферм із різною геометрією [26]. Крім того, вибір матеріалів для труобетонного поясу має різний вплив на підвищення несучої здатності розкосів у вузлових з'єднаннях, що було підтверджено в роботі [36] та проілюстровано на рисунку 4.8.

а)	Код зразка	Розтягнутий розкіс [%]	Стиснутий розкіс [%]
Порівняння порожнистих зразків із бетононаповненими в межах окремої групи			
	D40–16D–C20 / D40–16D	26,1	9,40
	D40–10HSND–C20 / D40–10HSND	27,8	18,4
	D120–16D–C20 / D120–16D	17,8	22,9
	D120–10HSND–C20 / D120–10HSND	28,0	32,7
Порівняння бетононаповнених зразків у межах окремої групи			
	D40–16D–C60 / D40–16D–C20	–2,2	–1,6
	D40–10HSND–C60 / D40–10HSND–C20	4,4	20,8
	D120–16D–C60 / D120–16D–C20	4,6	5,1
	D120–10HSND–C60 / D120–10HSND–C20	5,2	16,4

б)	Назва		Розтягнутий розкіс [%]	Стиснутий розкіс [%]
	Ефективність розміру вузла D120 відносно D40 на основі порівняння порожнистого зразка із заповненням бетоном C16/20 зі сталі:	16Д	–6,6	12,3
		10ХСНД	0,1	12,0
	Ефективність розміру вузла D120 відносно D40 на основі порівняння зразків, заповнених бетоном C16/20 та C50/60, зі сталі:	16Д	6,9	6,8
		10ХСНД	0,8	–3,7
	Ефективність марки сталі 10ХСНД відносно 16Д на основі порівняння порожнистого зразка із заповненням бетоном C16/20, діаметром:	D40	1,3	8,2
		D120	8,6	8,0
	Ефективність марки сталі 10ХСНД відносно 16Д на основі порівняння зразків, заповнених бетоном C16/20 та C50/60, діаметром:	D40	6,7	22,8
		D120	0,6	10,8

Рисунок 4.8 – а) ефективність бетононаповнених зразків із використанням певного класу бетону; б) порівняння результатів ефективності залежно від розмірного масштабу, марки сталі та класу бетону

Ефективність поперечних перерізів у межах даного дослідження оцінювалася на основі мінімального споживання матеріалів за умови

використання найнижчих допустимих класів бетону та сталі. Основна увага приділялася зменшенню геометричних розмірів елементів, тоді як вплив класу матеріалу розглядався як другорядний чинник. Аналіз результатів роботи [36] засвідчив, що для вузлів трубобетонних прогонових конструкцій вибір матеріалів має незначний вплив на розподіл напружень у зварних швах вузлів. Натомість не виключає визначальну роль геометричних параметрів, таких як кут нахилу розкосів до поясів і співвідношення діаметра розкосів до діаметра поясних елементів.

Клас бетону в поясі не завжди має суттєвий вплив на несучу здатність розкосів. Тому застосування бетону вищих класів є доцільним переважно для підвищення міцності самих поясних елементів. У разі використання надмірно гнучких елементів ефективність бетонного заповнення загалом знижується. Відтак подальші дослідження доцільно зосередити на комплексній оцінці взаємозв'язку між геометричними параметрами перерізів та характеристиками матеріалів, що застосовуються у вузлових з'єднаннях.

4.2. Недосконалості розрахунку та подальший розвиток алгоритму

У даному дослідженні не було враховано низку факторів, які становлять потенційні напрями для подальших досліджень та вдосконалення обчислювального інструменту. Розрахунковий файл може бути розширений додатковими функціями, а також використовуватись не лише для аналізу довільних схем ферм, але й для оцінки окремих конструкцій. Основні напрямки розвитку та доповнення дослідження включають:

- Визначення фактичної жорсткості ферми. У межах даного дослідження не було проведено розрахунок варіантів схем вже з підібраними перерізами, що має вплив на формування лінії впливу.
- Перевірка за другою групою граничних станів. Однією з таких перевірок є перевірка перерізів під впливом циклічних навантажень.
- Аналіз впливу форми та щільності решітки ферми на масу конструкції. Із збільшенням висоти ферми зростає маса решітки внаслідок подовження розкосів

і стійок (підвісок). Розрахунок пустотілих елементів дозволить отримати більш точні значення ефективності прогонів та загальної економічності конструкції.

- Оцінка впливу на вузли з'єднання. Доцільним є порівняння оптимальних варіантів конструкції з оптимальними параметрами міцності та надійності вузлів.

- Урахування ексцентриситетів та осевого розташування елементів. При зміні перерізів поясів та нахилу розкосів центрування елементів повинне відбуватись по осях центрів тяжіння перерізів. Значні діаметри розкосів та кути їх нахилу можуть спричинити виникнення ексцентриситетів. Випадки накладання одного розкосу на інший не враховувались на даному етапі, проте мають бути враховані під час підбору перерізів.

- Розширення бази матеріалів і нормативів. Доцільним є включення інших баз матеріалів, передбачених ДБН, а також використання сортаментів труб згідно з Єврокодом або українськими нормативами. Це дозволить оцінити, які саме матеріали та стандарти забезпечують кращу ефективність та актуальність використання.

- Покращення моделі завантаження СК. Поточна модель навантаження має спрощений характер через відсутність точної форми лінії впливу. Вона потребує подальшого доопрацювання для підвищення точності результатів.

- Адаптація до інших типів решіток та заповнення бетоном інших елементів решіток. Поточний алгоритм формує плоскі ферми з трикутною решіткою. У перспективі можлива адаптація платформи для роботи з іншими типами решіток, а також застосування трубобетону для інших елементів площини ферми.

4.3. Висновки за розділом

1. У межах розділу було проаналізовано ефективність трубобетонних елементів верхнього поясу ферм шляхом аналізу балів ефективності, що враховують роботу конструкції під залізничним і автомобільним навантаженням. Встановлено, що максимальні зусилля зосереджуються в

центральної частині прогонів, що характерно для балкових систем.

2. Для підвищення об'єктивності оцінювання ефективності було введено коригувальний коефіцієнти, які враховують відносну кількість панелей і висоту ферми. Це дозволило скоригувати вплив даних параметрів, які призводили до штучного підвищення ефективності.

3. Проведено оцінювання впливу геометричних параметрів ферм, зокрема H/λ (відношення висоти до довжини прогону) та H/d (відношення висоти до довжини панелі). Встановлено, що найвищі значення ефективності (нижчі бали) характерні для конфігурацій ферм із найменшими значеннями зазначених відношень.

4. Під час дослідження встановлено, що результати для навантажень моделей АК, НК і СК мають подібні форми графіків, а тому відмінності в самих моделях навантаження не мають вирішального впливу на ефективність конструкцій. Хоча різниця є незначною, саме модель АК формує найбільше навантаження серед АК та НК, визначаючи ефективні параметри H/λ та H/d .

5. Зменшення кількості площин ферм до мінімального значення – двох – виявилось найбільш доцільним з конструктивної та економічної точок зору, особливо для прогонів із меншою шириною проїзної частини.

6. У результаті аналізу визначено ефективні значення параметрів H/λ та H/d : зі зменшенням довжини прогонів вони перебувають у межах $H/\lambda \approx 0.10-0.12$ та $H/d \approx 0.5-0.6$, тоді як для прогонів великої довжини характерні значення $H/\lambda \approx 0.04-0.06$ та $H/d \approx 0.5-0.8$. Локально присутні відхилення цих показників для окремих довжин прогонів, що наведено у додатку Б.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. У межах дослідження розроблено та реалізовано методику чисельного аналізу трубобетонних ферм із їздою поверху, яка враховує специфіку спільної роботи бетону і сталі в трубчастих елементах відповідно до положень Єврокоду 4. Запропонована методика базується на інтеграції середовищ Mathcad і ЛПРА-САПР, що дало змогу створити автоматизований інструмент аналізу, поєднуючи числові методи та метод скінченних елементів.

2. Реалізовано покроковий алгоритм створення, розрахунку та обробки моделей прогонових будов, який включає генерацію розрахункових схем, аналіз ліній впливу, визначення зусиль у стержнях решітки, а також автоматизований підбір трубобетонних перерізів відповідно до вимог Єврокодів. У результаті підбору визначено розміри та властивості матеріалів перерізів, а також отримано відповідні оцінки їх ефективності.

3. Створена форма розрахунку забезпечила достатній рівень продуктивності для даного дослідження, яка продемонструвала середній час повного обчислення одного варіанту площини ферми ≈ 2.5 хвилини. Використаний алгоритм підбору перерізів підтверджує очікування результатів своєї роботи демонструючи результати діаграми кривих взаємодії максимально наближених до виникаючих зусиль в стрижнях.

4. Результатом дослідження став порівняльний аналіз параметрів розрізних ферм шляхом оцінювання ефективності верхнього трубобетонного поясу під дією навантажень моделей АК, НК та СК відповідно до вимог ДБН. Для навантажень моделей АК та НК враховано ширину проїжджої частини в залежності від категорії дороги, що позначалося на кількості площин ферм у прогоні.

5. Отримані результати свідчать, що зі збільшенням довжини прогону спостерігається тенденція до зменшення відношення H/λ , тоді як відношення H/d залишається стабільним у межах $0.5\text{--}0.6$ ($26.6^\circ\text{--}31^\circ$) з окремими відхиленнями до 0.8 (38.7°). Дані показники отримані на основі графіків, наведених у Додатку Б

дисертації, і можуть бути використані як орієнтовні параметри під час проектування прогонових будов залежно від моделі навантаження, габаритів мостів та кількості площин ферм у поперечному перерізі.

6. Генеральні розміри ферм у більшості випадків визначаються експлуатаційними вимогами. Водночас їхнє проектування повинно враховувати економічні чинники, зокрема витрати матеріалів та трудомісткість виготовлення конструкції. Запропонований підхід до підбору елементів з використанням багатокритеріальної оцінки ефективності відповідно до чинних нормативів може бути застосований для створення типових проектів прогонових будов, а також для уніфікації, селекції та спрощення конструктивних рішень. Сформовано основу методики розроблення типових проектних рішень із використанням трубобетону, яка може слугувати базою для підготовки спеціальних рекомендацій у сфері мостобудування в Україні. Перспективи подальших досліджень полягають у підборі усіх перерізів пустотілих елементів, а також у уточненні міцності вузлових з'єднань.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Liu, X., Dangi, S.K., Yang, Z., Song, Y., Sun, Q., Wang, J. (2024). Study on Compression Bearing Capacity of Tapered Concrete-Filled Double-Skin Steel Tubular Members Based on Heuristic-Algorithm-Optimized Backpropagation Neural Network Model. *Buildings* 2024, 14, 3375. DOI: <https://doi.org/10.3390/%20buildings14113375>.
2. Aznan Ismail. (2008). Concrete Filled Steel Tubes (CFST). A project dissertation submitted to the Civil Engineering Programme Universiti Teknologi Petronas in partial fulfilment of the requirement for the Bachelor of Engineering (Hons) (Civil Engineering).
3. Співак Д. С., Ключник С. В. (2022). Питання довговічності мостових аркових прогонових будов із трубобетону. VIII Міжнародна науково-практична конференція «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика». (Дніпро, 19–20 жовтня 2022 року). Український державний університет науки і технологій. Дніпро. С. 41–43.
4. Concrete Filled Steel Tube Columns. Shri Sant Gadge Baba College of Engineering & Technology – SCRIBD. URL: <https://www.scribd.com/document/498664015/cfstcolumnssumit-130328114720-phpapp01> (дата звернення: 08.09.2024).
5. Tak Ming Chan. (2018). Application of polygonal high strenght concrete-filled composite column in seismic-resistant buildings in Honh Kong. Research summary. Construction Industry Council, Hong Kong SAR.
6. Lin-Hai Han, Wei Li, Reidar Bjorhovde. (2014). Developments and advanced applications of concrete-filled steel tubular (CFST) structures: Members, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 100, Pages 211–228, ISSN 0143-974X. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2014.04.016>.
7. A. Espinósa, V. Alberoa, M. L. Romeroa, M. Mundb, I. Kleiboemberb, P. Meyerb, P. Schaumannb. (2018). Numerical investigation on slender concrete-filled steel tubular columns subjected to biaxial bending. 12th International Conference on

Advances in Steel-Concrete Composite Structures (ASCCS 2018). Universitat Politècnica de València, València, Spain, June 27–29, 2018. DOI: <http://dx.doi.org/10.4995/ASCCS2018.2018.7177>.

8. S. Schnabl, G. Jelenić, I. Planinc. (2015). Analytical buckling of slender circular concrete-filled steel tubular columns with compliant interfaces, *Journal of Constructional Steel Research*, Volume 115, Pages 252–262, ISSN 0143-974X. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.08.035>.

9. Харишин Д. В. (2018). Вплив конструктивних особливостей та теплофізичних характеристик бетону і металу на вогнестійкість трубобетонних конструкцій: дис. д-ра філософії: 21.06.02. Львів. 165 с.

10. Jean de Dieu, Ninteretse and Nshimiyimana, Marc and Niyogisubizo, Jovial. (2023). Assessing Mechanical Properties of High Throw Self-Compacting Concrete in Steel Tube Columns. *Social Science Research Network (SSRN)*. DOI: <http://dx.doi.org/10.2139/ssrn.4594049>.

11. Балабух Я. А. (2010). Ефективність сталезалізобетонних автодорожніх мостів. *Дороги і мости*. Київ. Вип. 12. С. 16–23.

12. Raj, A. S., Joy, A. (2016). Comparative Study on Fatigue Behavior of K and KT Steel Truss Joints. *International Journal of Science and Research (IJSR)*. ISSN (Online): 2319-7064. DOI: <https://doi.org/10.21275/v5i6.18061603>.

13. Jiang Liu, Yongjian Liu, Chenyu Zhang, Qiuhong Zhao, Yi Lyu, Lei Jiang. (2020). Temperature action and effect of concrete-filled steel tubular bridges: A review, *Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition)*, Volume 7, Issue 2, Pages 174–191, ISSN 2095-7564. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2020.03.001>.

14. Kang, L., Xu, J., Mu, T., Wang, H., Zhao, P. (2024). Accelerated Bridge Construction Case: A Novel Low-Carbon and Assembled Composite Bridge Scheme. *Buildings* 2024, 14, 1855. DOI: <https://doi.org/10.3390/buildings14061855>.

15. Співак, Д. С., Ключник, С. В. (2024). Критичний аналіз розвитку конструкції решітчастих трубобетонних мостів з їздою зверху. *Наука та прогрес*

транспорту, (1(105), 105–112. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2024/301524>.

16. Third Pingnan Bridge in Guangxi opens to traffic – Global Times. URL: <https://www.globaltimes.cn/page/202012/1211292.shtml> (date of access: 10.09.2024).

17. Корнієв М. М. Сталеві мости: теоретичний та практичний посібник з проєктування у трьох томах. Київ: Ультрадрук, 2018. Т. 3. 542 с. ISBN 978-966-7541-11-8.

18. Співак Д. С., Ключник С. В. (2023). Аналіз використання трубобетону в мостових решітчастих прогонових будовах. Науково-практична конференція студентів, аспірантів і молодих вчених. (Дніпро, 27–28 березня 2023 року). Придніпровська державна академія будівництва та архітектури. Дніпро. С. 327–329.

19. Yue-Ling Long, Lin Zeng, Leroy Gardner, M. Ahmer Wadee. (2022). A new model for calculating the elastic local buckling stress of steel plates in square CFST columns, Thin-Walled Structures, Volume 171, 108756, ISSN 0263-8231. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.tws.2021.108756>.

20. Beichen Pu, Xuhong Zhou, Yongjian Liu, Bin Liu, Lei Jiang. (2021). Mechanical behavior of concrete-filled rectangular steel tubular composite truss bridge in the negative moment region, Journal of Traffic and Transportation Engineering (English Edition), Volume 8, Issue 5, Pages 795–814, ISSN 2095-7564, DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jtte.2021.09.002>.

21. Радкевич А. В., Лісняк М. О., Горбатюк Ю. М., Лихопьок П. А. (2018). Відновлення штучних будов. Навчальний посібник. Дніпро: Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазар. 406 с. ISBN 978-966-8471-88-9.

22. Ganhaizi Bridge – HighestBridges.com. URL: https://www.highestbridges.com/wiki/index.php?title=Ganhaizi_Bridge (date of access: 07.09.2024).

23. Junghyun Cho, Jiho Moon, Hee-Jung Ko, Hak-Eun Lee. (2018). Flexural strength evaluation of concrete-filled steel tube (CFST) composite girder, Journal of Constructional Steel Research, Volume 151, Pages 12–24, ISSN 0143-974X. DOI:

<https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2018.08.038>.

24. 好消息！你们去川藏北线看红叶的路上，汶马高速这座桥合龙_澎湃号·政务_澎湃新闻-The Paper. 403 Forbidden. URL: https://www.thepaper.cn/newsDetail_forward_2597829 (дата звернення: 07.09.2024).

25. Співак Д. С., Ключник С. В. (2024). Сучасні варіанти підвищення надійності вузлів в решітчастих трубобетонних прогонових будовах. Всеукраїнська науково-технічна конференція студентів і молодих учених «Наука і сталий розвиток транспорту», Том 1. (Дніпро, 27 листопада 2024 року). Український державний університет науки і технологій. Дніпро. С. 111–112.

26. Wenjin Huang, Luigi Fenu, Baochun Chen, Bruno Briseghella. (2018). Experimental study on joint resistance and failure modes of concrete filled steel tubular (CFST) truss girders, Journal of Constructional Steel Research, Volume 141, Pages 241–250, ISSN 0143-974X. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2017.10.020>.

27. Scott Walbridge, Alain Nussbaumer. (2008). Probabilistic fatigue analysis of shop and field treated tubular truss bridges, Journal of Constructional Steel Research, Volume 64, Issue 2, Pages 156–166, ISSN 0143-974X. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2007.06.001>.

28. CCTV 纪录. 世界同类型桥梁建设的最高水平！藏木大桥：雅鲁藏布江上首座“一跨过江”的铁路桥梁 《总师传奇》EP04 【CCTV纪录, 2023. YouTube. URL: <https://www.youtube.com/watch?v=0M3jKFB3pH4> (дата звернення: 12.05.2025).

29. Wenjin Huang, Luigi Fenu, Baochun Chen, Bruno Briseghella. (2015). Experimental study on K-joints of concrete-filled steel tubular truss structures, Journal of Constructional Steel Research, Volume 107, Pages 182–193, ISSN 0143-974X. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2015.01.023>.

30. Пігулко Н. З. (2020). Основи розрахунку будівельних конструкцій:

Конспект лекцій для студентів освітньо – професійної програми «Будівництво та експлуатація будівель та споруд», спеціальності: 192 «Будівництво та цивільна інженерія», денної форми навчання. Любешів: Любешівський технічний коледж Луцького НТУ. 252 с.

31. Рельєф України – Вікіпедія. URL: https://uk.wikipedia.org/wiki/Рельєф_України#cite_ref-УРЕ_1-9 (дата звернення: 06.08.2024).

32. Гулага Б. І, Лобач Р. Б. (2021). Можливість використання структурних конструкцій для прогонових будов автодорожніх мостів. Секція «Мости, конструкції та будівельна механіка» Збірник наукових праць 83-ї міжнародної студентської наукової конференції (12–16 квітня 2021 року). ХНАДУ. Харків. С. 106–119.

33. Пам'ятки Дніпра: старий Амурський міст та його історія (фото). URL: <https://dnpr.com.ua/ua/post/pamyatki-dnipra-starij-amurskij-mist-ta-jogo-istoriya-foto> (дата звернення: 05.03.2025).

34. Крюківський міст – Вікіпедія. URL: https://uk.wikipedia.org/wiki/%D0%9A%D1%80%D1%8E%D0%BA%D1%96%D0%B2%D1%81%D1%8C%D0%BA%D0%B8%D0%B9_%D0%BC%D1%96%D1%81%D1%82 (дата звернення 08.03.2025).

35. Bin Liu, Yongjian Liu, Lei Jiang, Kangning Wang. (2020). Flexural behavior of concrete-filled rectangular steel tubular composite truss beams in the negative moment region, Engineering Structures, Volume 216, 110738, ISSN 0141-0296. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2020.110738>.

36. Співак Д. С., Ключник С. В. (2025). Вплив матеріалів і масштабного фактора на руйнування К-подібних вузлів трубобетонних мостів: ефективність конструктивних параметрів. Наука та прогрес транспорту. № 1 (109). С. 152–169. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2025/324909>.

37. Arun Vishnu R., Anila S. (2018). Analytical Optimisation and Curvature Behaviour of CFST and Tubular Brace Truss for Bridge Structures. International

Journal of Innovative Research in Science, Engineering and Technology, Vol. 7, Issue 4. DOI:10.15680/IJIRSET.2018.0704018.

38. Muneer Ahmed, Suliman Khan, & Chen Zhihua. (2021). Parametric Study on Ultimate Bearing Capacity of CFST Arch Bridge. DOI: <https://doi.org/10.5281/zenodo.4843497>.

39. EN 1994-1-1 (2004) (English): Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures – Part 1-1: General rules and rules for buildings.

40. Кіс Н. Ю. (2024). Курс лекцій з дисципліни «Інженерні мережі та споруди» (для студентів напрямку 192 «Будівництво та цивільна інженерія»). УжНУ. Ужгород. 84 с.

41. Бродський Ю. Б. (2012). Основи використання інструментарію MathCad для математичних розрахунків та моделювання: Метод. рек. Житомир: ЖНАУ. 64 с.

42. Волонтир Л. О. та ін. (2020). Чисельні методи: Навчальний посібник. Вінниця: ВНАУ. 322 с. ISBN 978-617-7789-18-4.

43. Kamil Korus, Marek Salamak, Marcin Jasiński. (2021). Optimization of geometric parameters of arch bridges using visual programming FEM components and genetic algorithm. Engineering Structures, Volume 241, 112465, ISSN 0141-0296. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2021.112465>.

44. Xiao-Ling Zhao. (2004). Behavior and calculation on concrete-filled steel CHS (Circular Hollow Section) beam-columns. Steel and Composite Structures, Vol. 4, No. 3 (2004). Pages 169–188.

45. Son Thai, Huu-Tai Thai, Brian Uy, Tuan Ngo. (2019). Concrete-filled steel tubular columns: Test database, design and calibration, Journal of Constructional Steel Research, Volume 157, Pages 161–181, ISSN 0143-974X. DOI: <https://doi.org/10.1016/j.jcsr.2019.02.024>.

46. Плугін, А. А. та ін. (2022). Порівняльний аналіз матеріалів для прокладного шару залізничного безбаластного мостового полотна. Органічні і мінеральні в'яжучі та дорожні бетони на їх основі: збірник тез доповідей

Міжнародної науково-технічної конференції, 8–9 листопада 2022 р. Харків: ХНАДУ. С. 118–121.

47. Співак Д. С., Ключник С.В. (2025). Методика визначення ефективних параметрів трубобетонних балкових ферм з їздою зверху. Наука та прогрес транспорту. № 2 (110). С. 176–190. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2025/332766>.

48. Сорочак А.П. (2018). Програмне забезпечення інженерних розрахунків: конспект лекцій для студентів спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія» всіх форм навчання. Тернопільський національний технічний університет імені Івана Пулюя. Тернопіль. 128 с.

49. Городецький А. С. та ін. (1997). Програмний комплекс «ЛІРА-Windows». Посібник користувача. Київ: НДІАСБ. 658 с.

50. Bikun Fan, Ling Kang. (2020). Research and engineering practice of concrete filled steel arches and trusses in China.

51. 经济观察 | 揭秘：四川这一建桥技术，缘何全国推广. URL: <https://sichuan.scol.com.cn/ggxw/202307/58935701.html> (дата звернення: 02.11.2024).

52. ДСТУ EN 10219-1. Профілі порожнисті зварні холодного формування з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Частина 1. Технічні умови постачання.

53. ДСТУ EN 10219-2-2009. Профілі порожнисті зварні холодного формування з нелегованих і дрібнозернистих сталей для конструкцій. Частина 2. Розміри, граничні відхилення та характеристики.

54. ДСТУ 8938-2019. Труби сталеві безшовні гарячедеформовані.

55. ДСТУ 8943-2019. Труби сталеві електрозварні. Технічні умови.

56. Перельмутер А. В. (2022). Складання розрахункових поєднань впливів у відповідності до EN 1990. Опір матеріалів і теорія споруд: наук.-тех. збірн. КНУБА. Вип. 109. С. 93–108. ISSN2410-2547. DOI: 10.32347/2410-2547.2022.109.93-108.

57. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Навантаження та впливи.

Мости та труби.

58. Гернич М. В. (2024). Напружено-деформований стан прогонових будов з наявного матеріального ресурсу під час відновлення зруйнованих транспортних об'єктів: дис. д-ра філософії. 192. Дніпро. 137 с. 0824U002362.

59. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування.

60. ДСТУ-Н Б EN 1994-2:2012 Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 2. Загальні правила і правила для мостів (EN 1994-2:2005, IDT).

61. Erimiyas Ketema, Shifferaw Taye. (2006). Design chart procedures for polygonal concrete-filled steel columns under uniaxial bending. SINET: Ethiopian Journal of Science, Vol. 29(1): 1–16. DOI: <https://doi.org/10.4314/sinet.v29i1.18255>.

62. Composite beams and columns to Eurocode 4. Bracknell, UK: Steel Construction Institut, 1993.

63. ДСТУ-Н Б EN 1993-2:2012 Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 2. Сталеві мости (EN 1993-2:2006, IDT+EN 1993-2:2006/AC:2009, IDT+NA:2013). Зміна № 1.

64. ДСТУ-Н Б EN 1993-1-1:2010. Єврокод 3: Проектування сталевих конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1993-1-1:2005, IDT). Чинний від 2010-12-27. Вид. офіц. Київ.

65. Chiew, S.-P., & Cai, Y. (2018). Design Examples for High Strength Steel Reinforced Concrete Columns: A Eurocode 4 Approach (1st ed.). CRC Press. DOI: <https://doi.org/10.1201/9780429469428>.

66. ДСТУ-Н Б EN 1992-1-1:2010. Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд (EN 1992-1-1:2004, IDT).

67. ДСТУ EN 10210-2-2006. Профілі порожнисті гарячого формування з нелегованих і дрібнозернистих конструкційних сталей для металоконструкцій. Частина 2. Розміри, граничні відхилення та характеристики профілів.

68. ДБН В.2.6-98:2009 Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Зі Зміною № 1. Чинний від 2020-06-01. Вид. офіц. Київ, 2020.

69. ДБН В.2.6-198:2014. Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1.

70. J. Y. Richard Liew, M. X. Xiong. (2015). Design guide for concrete filled tubular members with high strength materials to Eurocode 4. ISBN: 978-981-09-3267-1: DOI:10.3850/978-981-09-3267-1.

71. EN 1992-1-1 (2004) (English): Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings.

72. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008. Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT).

73. Contributors to Wikimedia projects. Euler's critical load – Wikipedia. Wikipedia, the free encyclopedia. URL: https://en.wikipedia.org/wiki/Euler's_critical_load (date of access: 09.02.2024).

74. R. P. Johnson, D. Anderson. (2006). Designers' guide to EN 1994-2. Eurocode 4. Design of composite steel and concrete structures. Part 2: General rules and rules for bridges.

75. Example Calculations – to the Requirements of BC4: 2015. URL: https://www1.bca.gov.sg/docs/default-source/docs-corp-news-and-publications/publications/for-industry/sustainable-construction/bc4-2015_cal.pdf (дата звернення: 10.10.2024).

76. Nilsson, M., & Sundeman, A. (2022). Prestanda hos samverkanspelare : En kvantitativ studie om samverkanspelare är ett bättre val i framtidens byggindustri (Dissertation). Retrieved from <https://urn.kb.se/resolve?urn=urn:nbn:se:uu:diva-479941>.

77. R. P. Johnson, D. Anderson. (2004). Designers' Guide to EN 1994-1-1. Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures. Part 1.1: General Rules and Rules for Buildings.

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Співак Д. С., Ключник С. В. (2024). Критичний аналіз розвитку конструкції решітчастих трубобетонних мостів їздою поверху. *Наука та прогрес транспорту*. № 1 (105). С. 105–112. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2024/301524>.
2. Співак Д. С., Ключник С. В. (2025). Вплив матеріалів і масштабного фактора на руйнування К-подібних вузлів трубобетонних мостів: ефективність конструктивних параметрів. *Наука та прогрес транспорту*. № 1 (109). С. 152–169. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2025/324909>.
3. Співак Д. С., Ключник С.В. (2025). Методика визначення ефективних параметрів трубобетонних балкових ферм з їздою зверху. *Наука та прогрес транспорту*. № 2 (110). С. 176–190. DOI: <https://doi.org/10.15802/stp2025/332766>.
4. Spivak D. S., Kliuchnyk S. V. (2021). Concrete filled steel tubes. Advantages and disadvantages. Experience of application. *Modern Technologies: Improving the Present and Impacting the Future: International Scientific Multidisciplinary Conference of Students and Beginner Scientists*. (Dnipro, 25 November 2021). Ukrainian State University of Science and Technologies. Dnipro, 2021. P. 17–18.
5. Співак Д. С., Ключник С. В. (2022). Питання довговічності мостових аркових прогонових будов із трубобетону. *VIII Міжнародна науково-практична конференція «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика»*. (Дніпро, 19–20 жовтня 2022 року). Український державний університет науки і технологій. Дніпро. С. 41–43.
6. Співак Д. С., Ключник С. В. (2023). Аналіз використання трубобетону в мостових решітчастих прогонових будовах. *Науково-практична конференція студентів, аспірантів і молодих вчених*. (Дніпро, 27–28 березня 2023 року). Придніпровська державна академія будівництва та архітектури. Дніпро. С. 327–329.
7. Співак Д. С., Ключник С. В. (2024). Сучасні варіанти підвищення надійності вузлів в решітчастих трубобетонних прогонових будовах.

Всеукраїнська науково-технічна конференція студентів і молодих учених «Наука і сталий розвиток транспорту», Том 1. (Дніпро, 27 листопада 2024 року). Український державний університет науки і технологій. Дніпро. С. 111–112.

ДОДАТОК Б. ГРАФІКИ ЕФЕКТИВНОСТІ ПЕРЕРІЗІВ ПРИ РОЗРАХУНКОВІЙ ДОВЖИНІ ПРОГОНІВ

Найменші бали відображають найбільшу ефективність, найбільші бали – найнижчу.

Позначення:

λ – розрахункова довжина прогона;

H – висота прогона;

d – довжина панелі.

Б.1. Найменші та найбільші бали ефективності перерізів для кожної моделі завантаження

- Вісь Y-1: Найменший бал
- Вісь Y-1: Найбільший бал
- - - Вісь Y-2: H/ λ при найменшому балі
- - - Вісь Y-2: H/ λ при найбільшому балі

Рисунок Б.1 – Легенда до графіків наведених в даному підрозділі

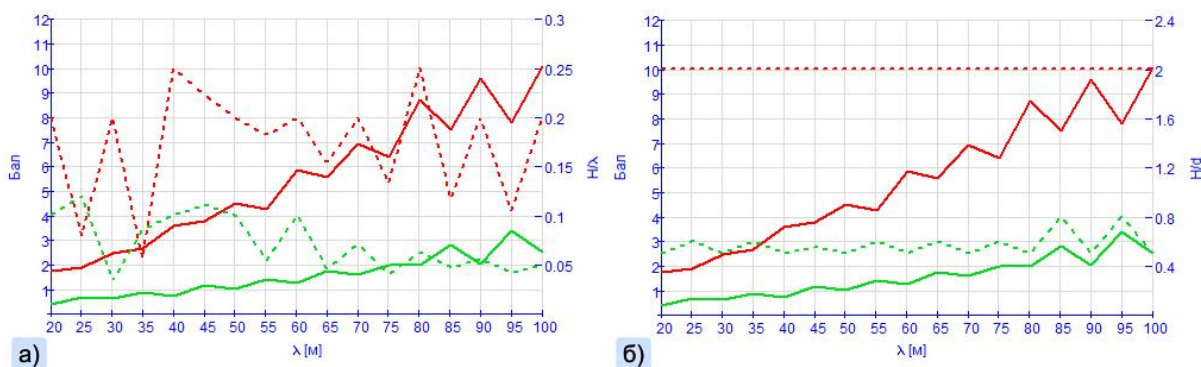


Рисунок Б.2 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії Ia, 8 смуг: а) H/ λ ; б) H/d

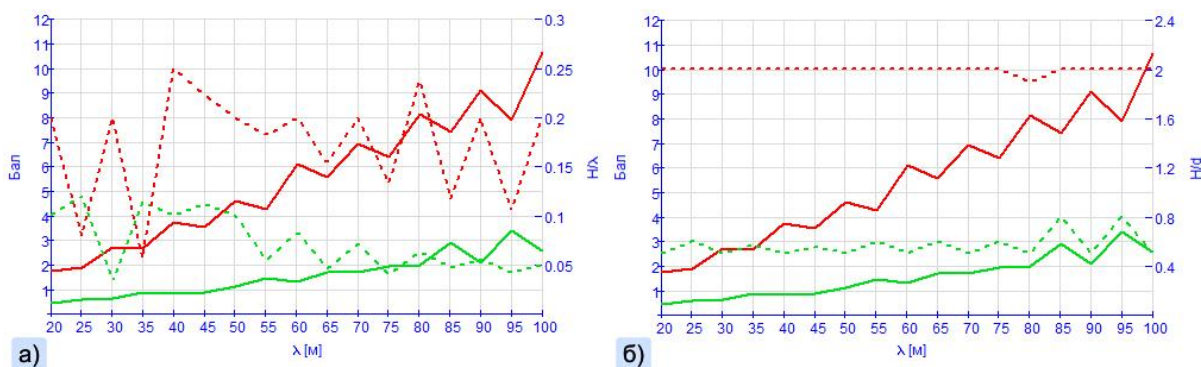


Рисунок Б.3 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії Ia-Iб, 6 смуг: а) H/λ ; б) H/d

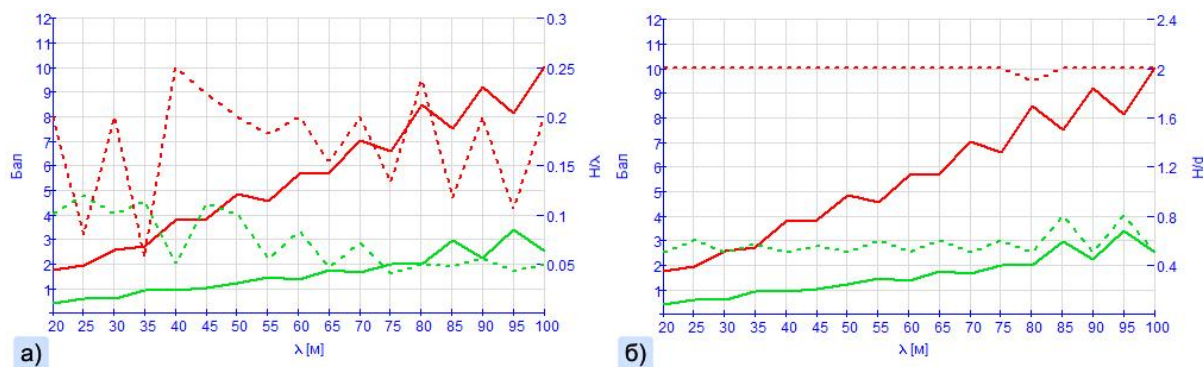


Рисунок Б.4 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії Ia-Iб, 4 смуги: а) H/λ ; б) H/d

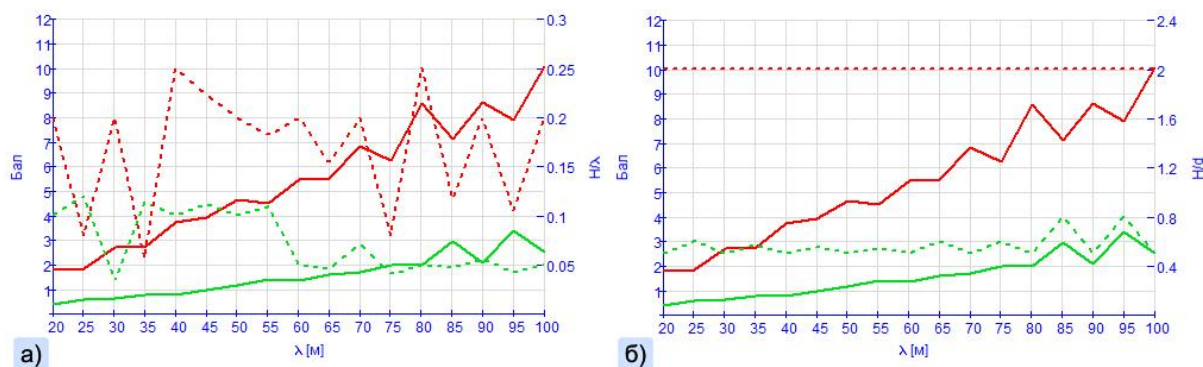


Рисунок Б.5 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії II, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

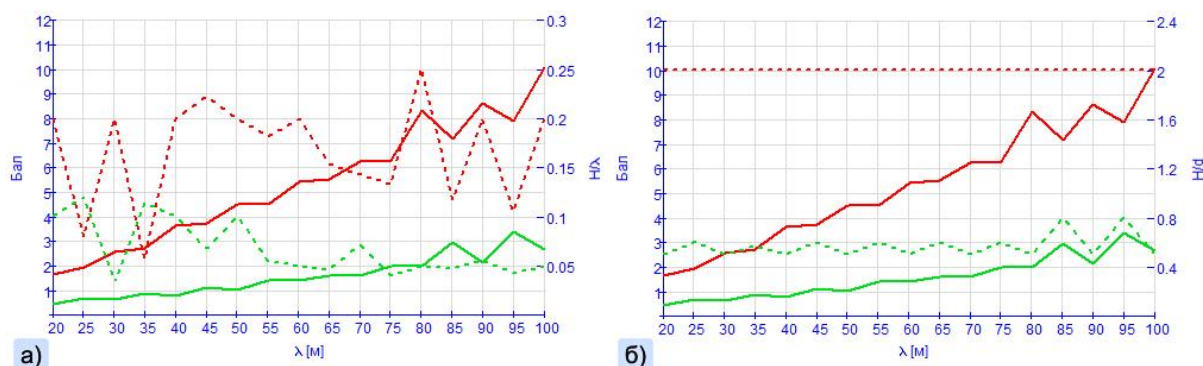


Рисунок Б.6 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії III, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

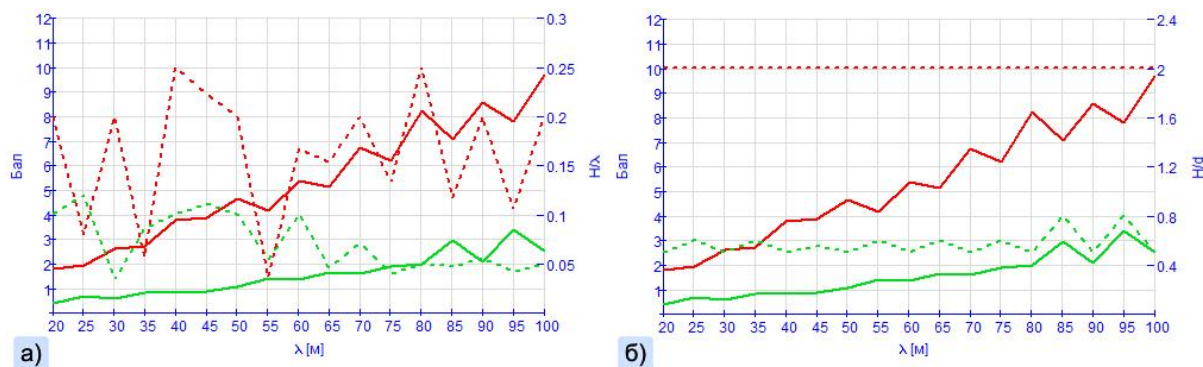


Рисунок Б.7 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії IV, 2 смуги: а) N/λ ; б) N/d

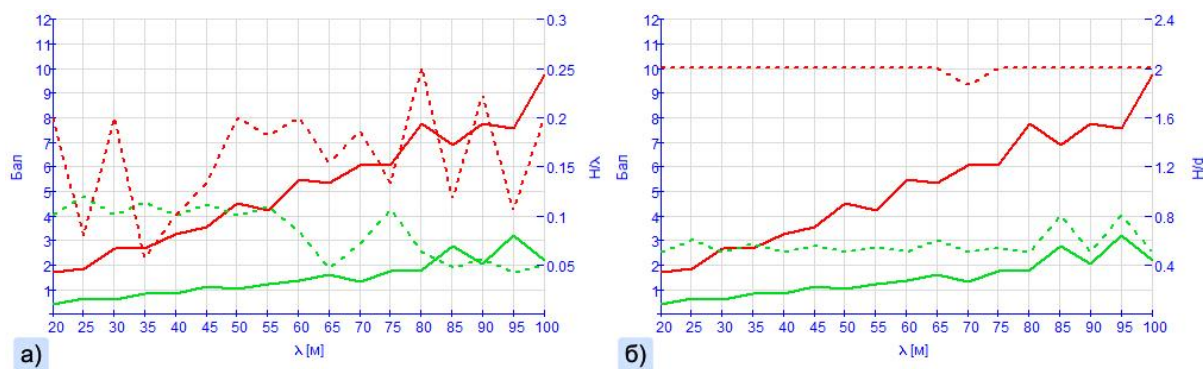


Рисунок Б.8 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії V, 1 смуга: а) N/λ ; б) N/d

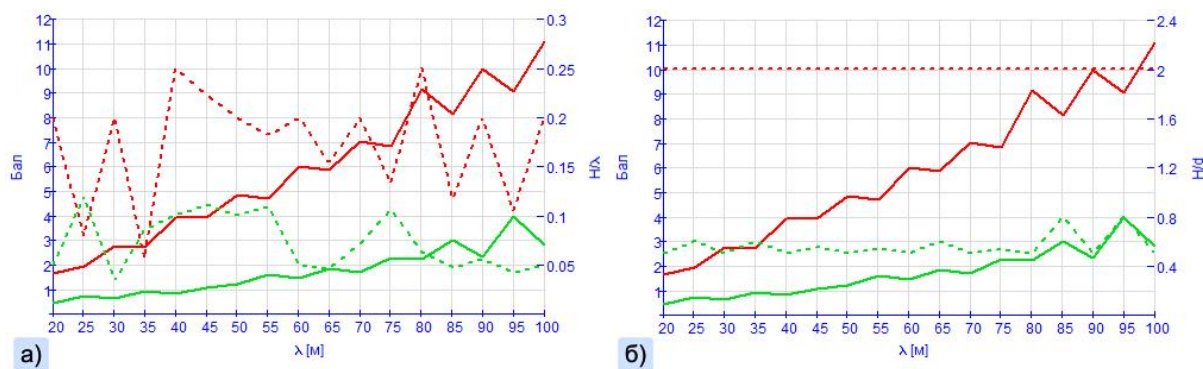


Рисунок Б.9 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії Ia, 8 смуг: а) N/λ ; б) N/d

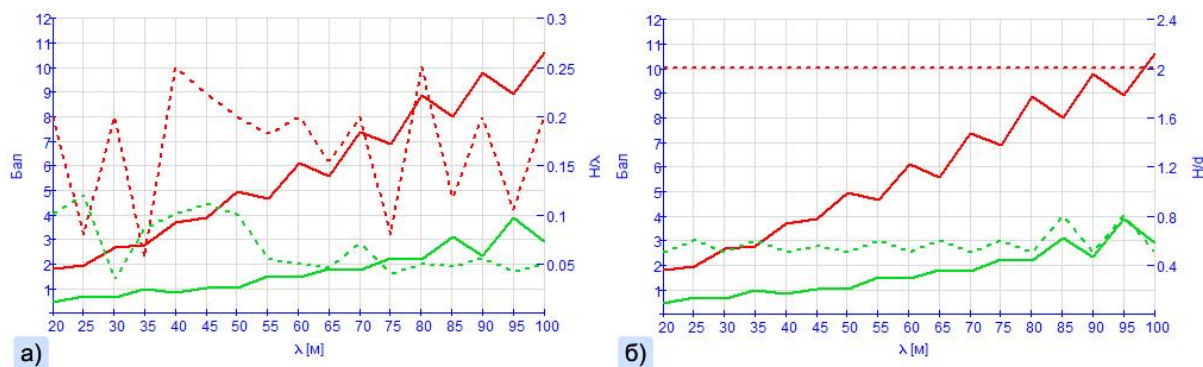


Рисунок Б.10 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії Ia-Iб, 6 смуг: а) H/λ ; б) H/d

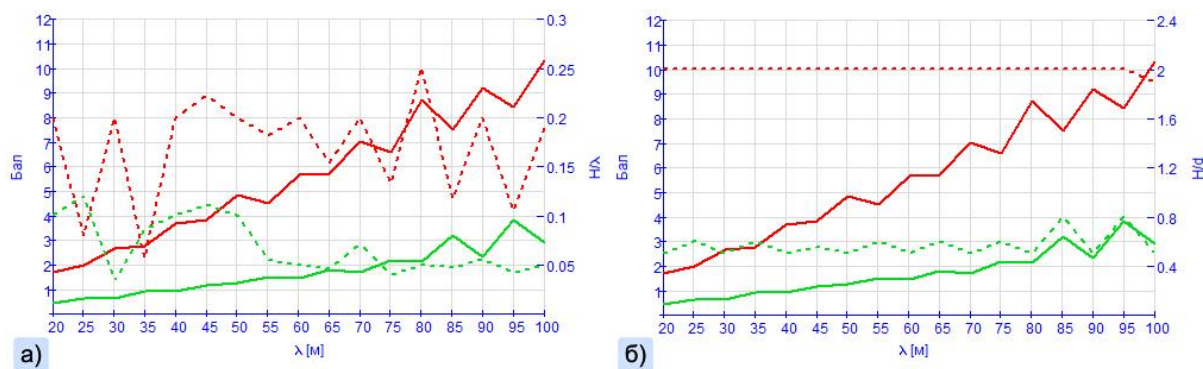


Рисунок Б.11 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії Ia-Iб, 4 смуги: а) H/λ ; б) H/d

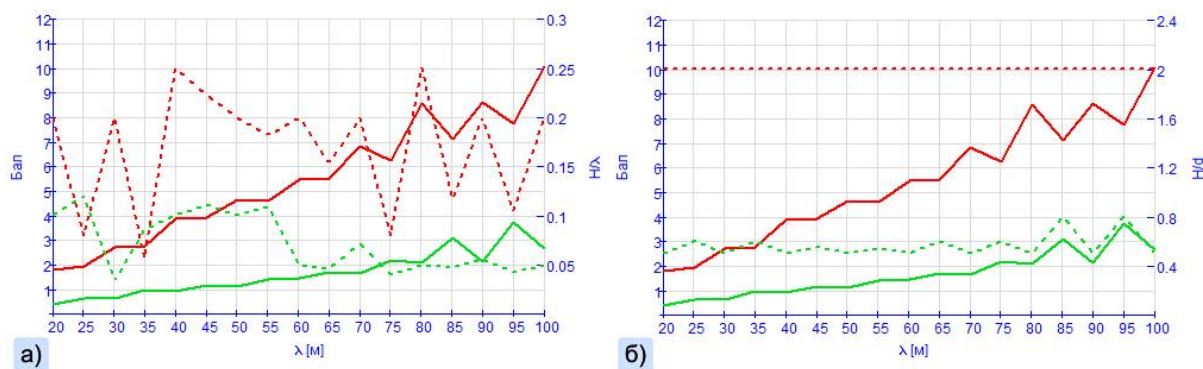


Рисунок Б.12 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії II, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

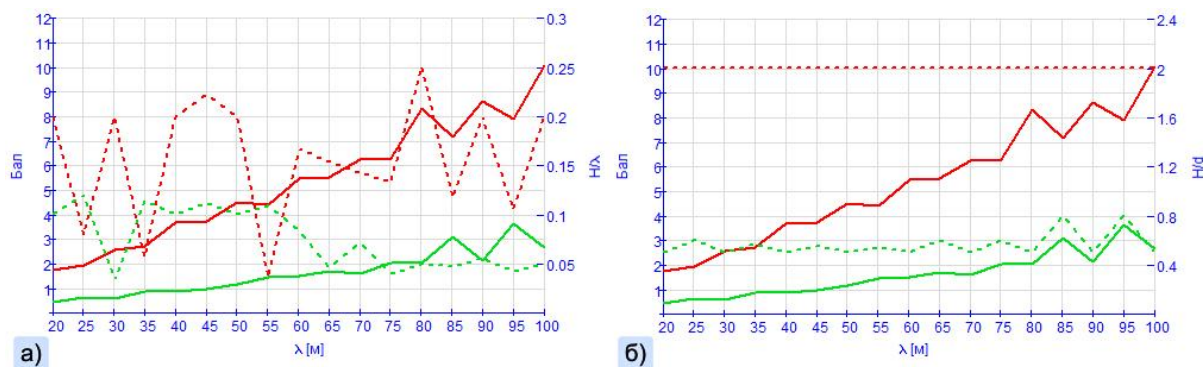


Рисунок Б.13 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії III, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

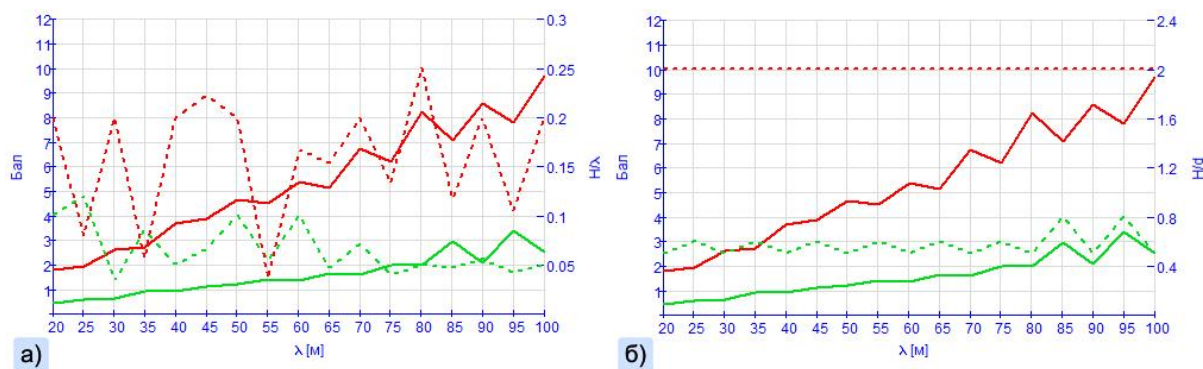


Рисунок Б.14 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії IV, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

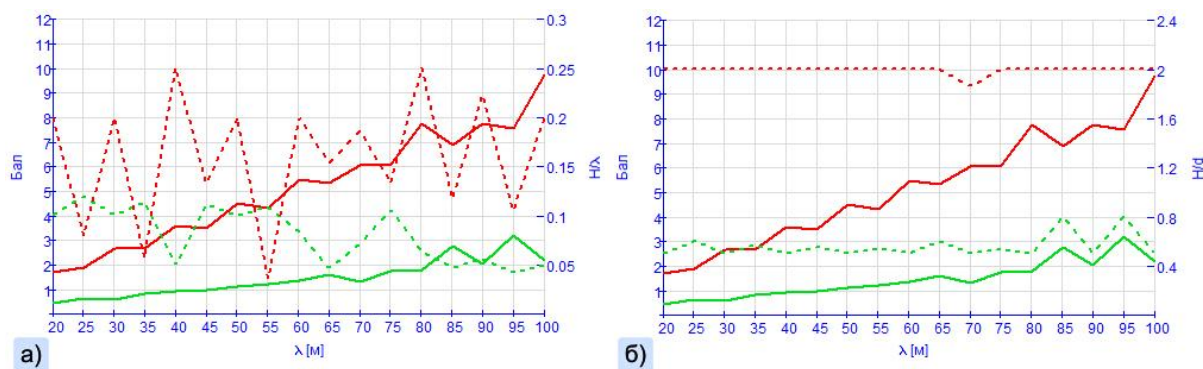


Рисунок Б.15 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю АК, дорога категорії V, 1 смуга: а) H/λ ; б) H/d

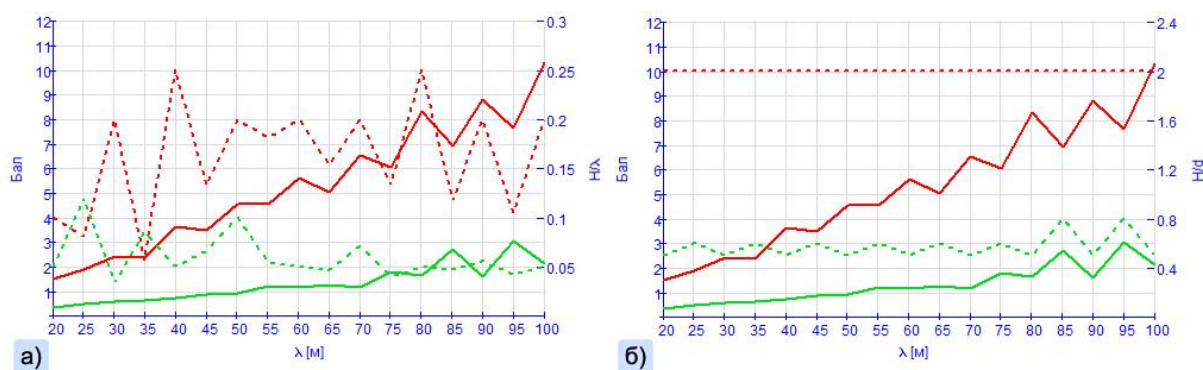


Рисунок Б.16 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії Ia, 8 смуг: а) H/λ ; б) H/d

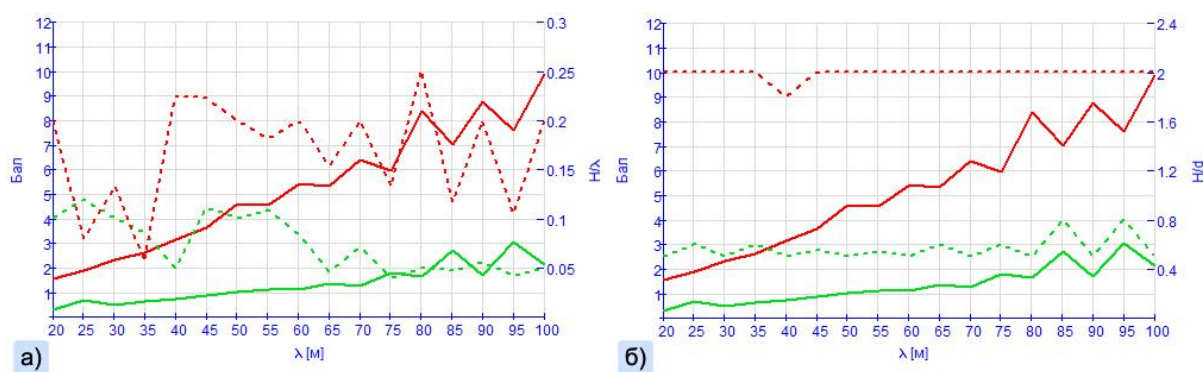


Рисунок Б.17 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії Ia-Iб, 6 смуг: а) H/λ ; б) H/d

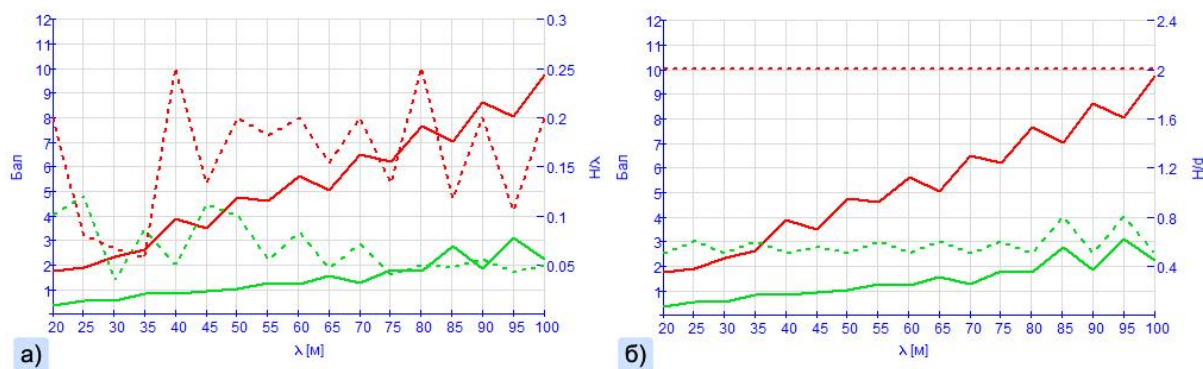


Рисунок Б.18 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії Ia-Iб, 4 смуги: а) H/λ ; б) H/d

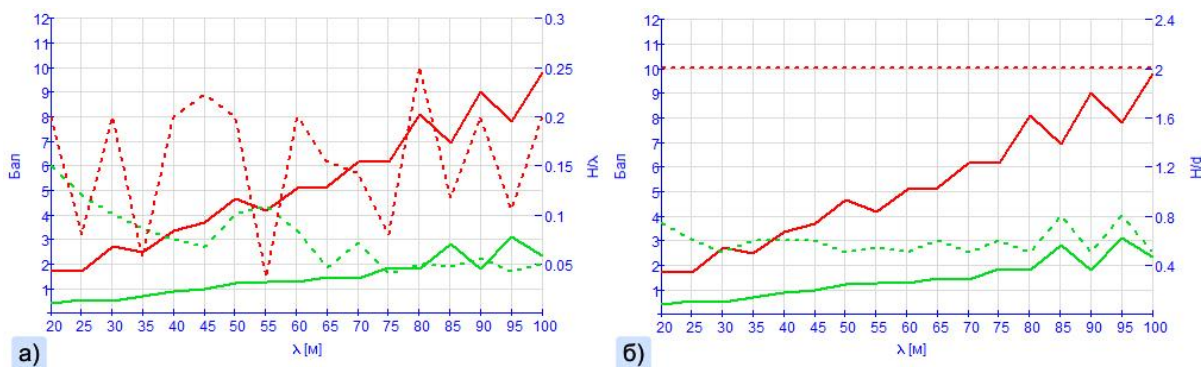


Рисунок Б.19 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії II, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

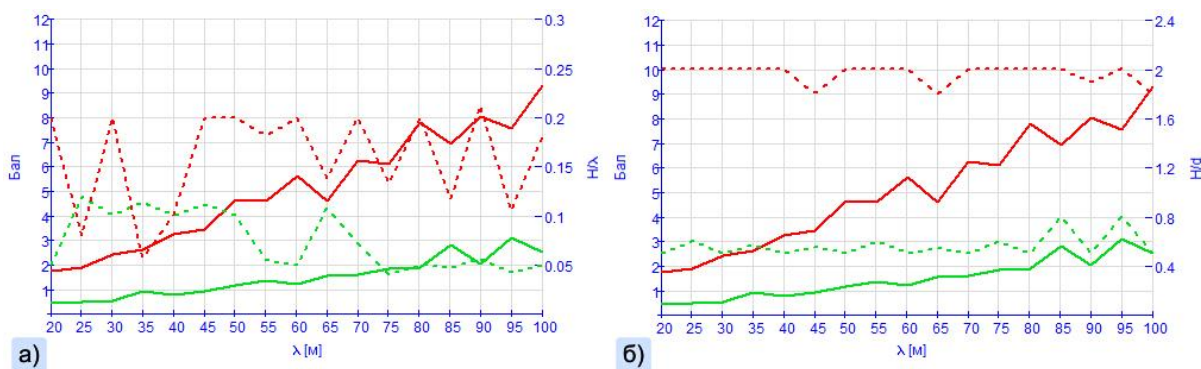


Рисунок Б.20 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії III, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

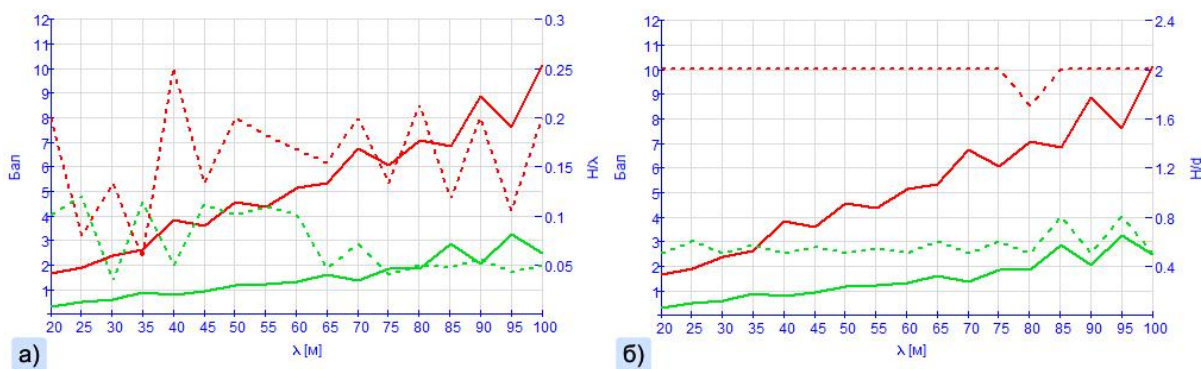


Рисунок Б.21 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії IV, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

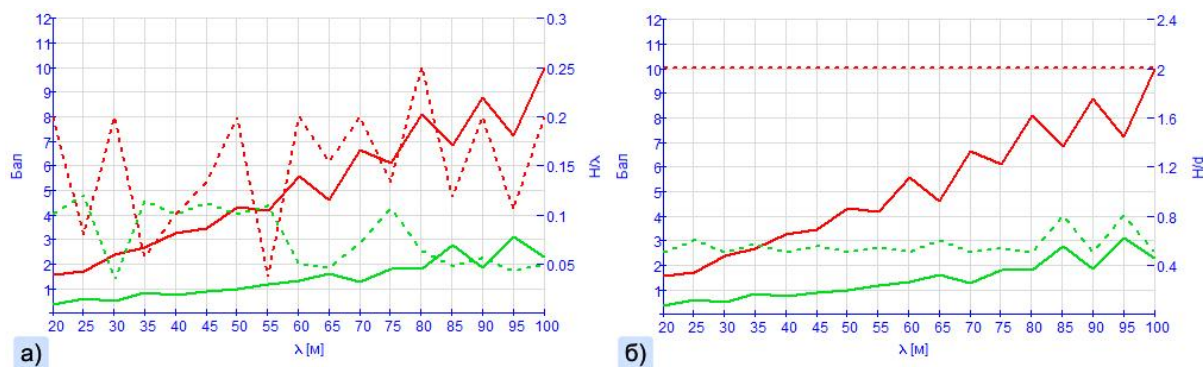


Рисунок Б.22 – Максимальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії V, 1 смуга: а) H/λ ; б) H/d

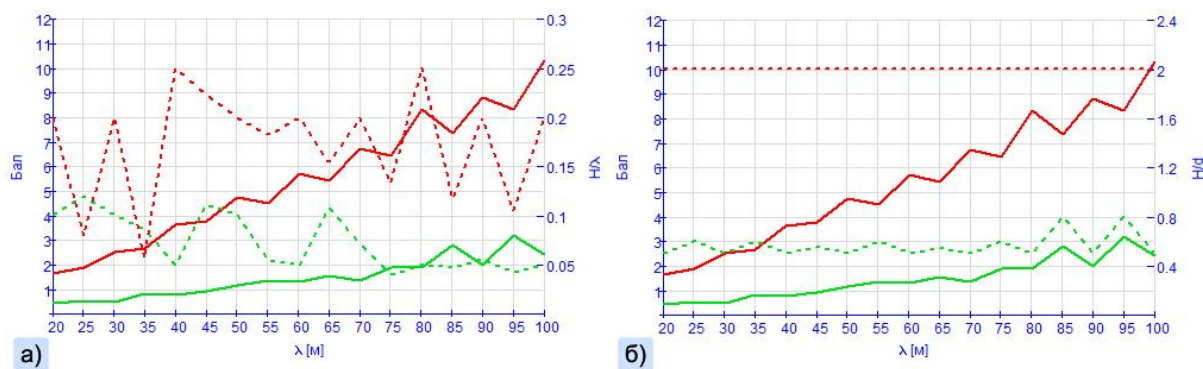


Рисунок Б.23 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії Ia, 8 смуг: а) H/λ ; б) H/d

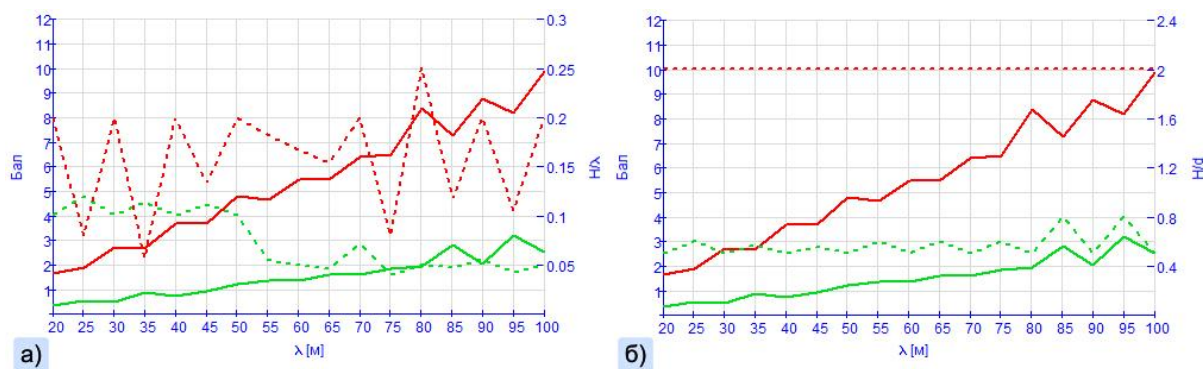


Рисунок Б.24 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії Ia-Ib, 6 смуг: а) H/λ ; б) H/d

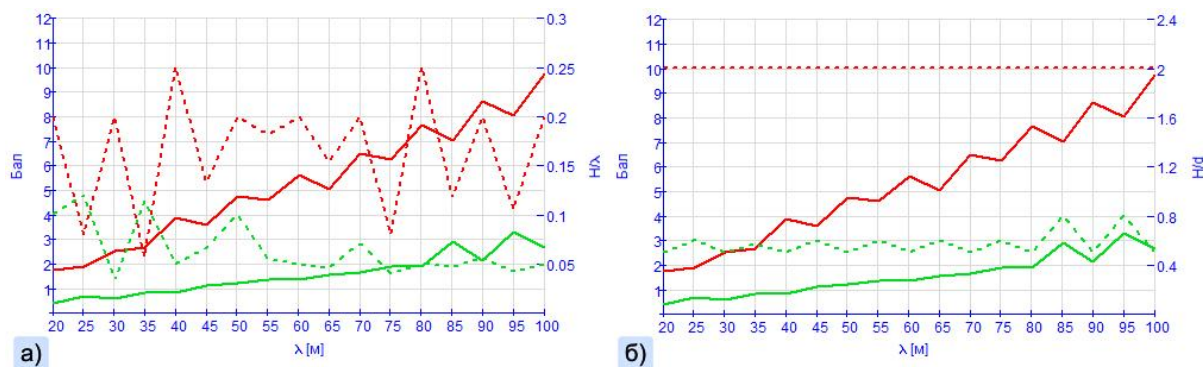


Рисунок Б.25 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії Ia-Iб, 4 смуги: а) H/λ ; б) H/d

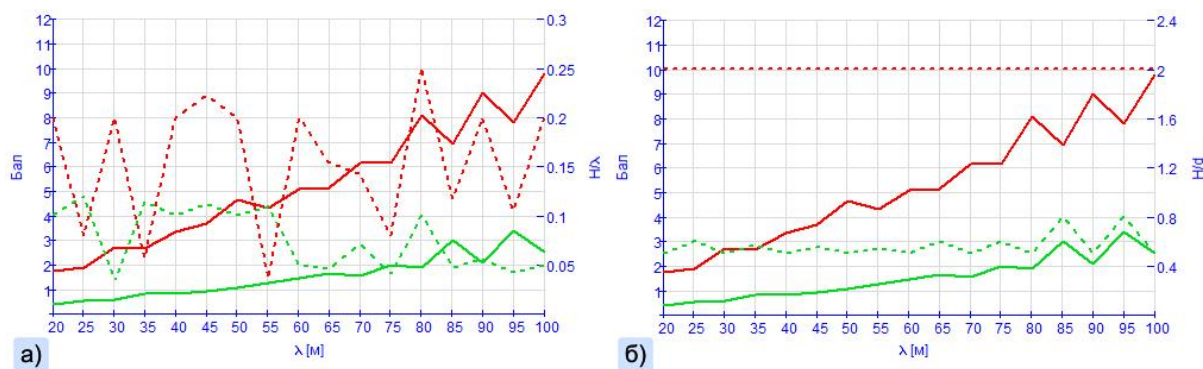


Рисунок Б.26 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії II, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

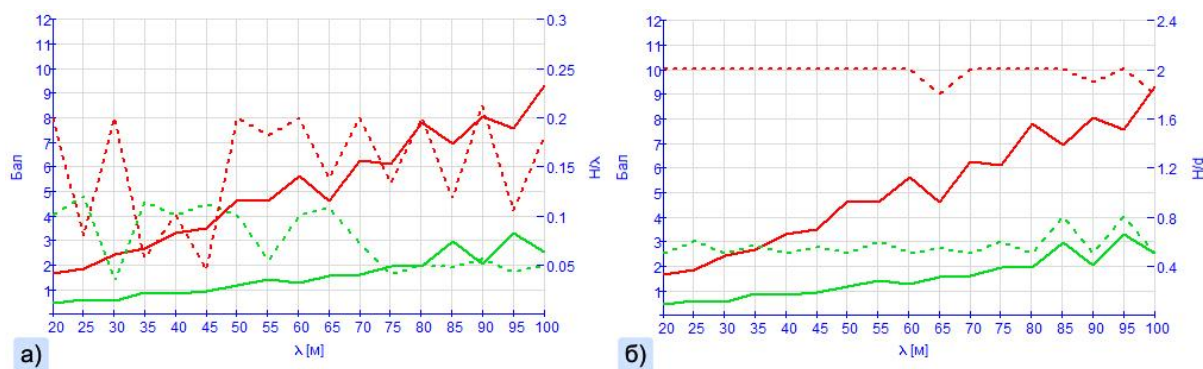


Рисунок Б.27 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії III, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

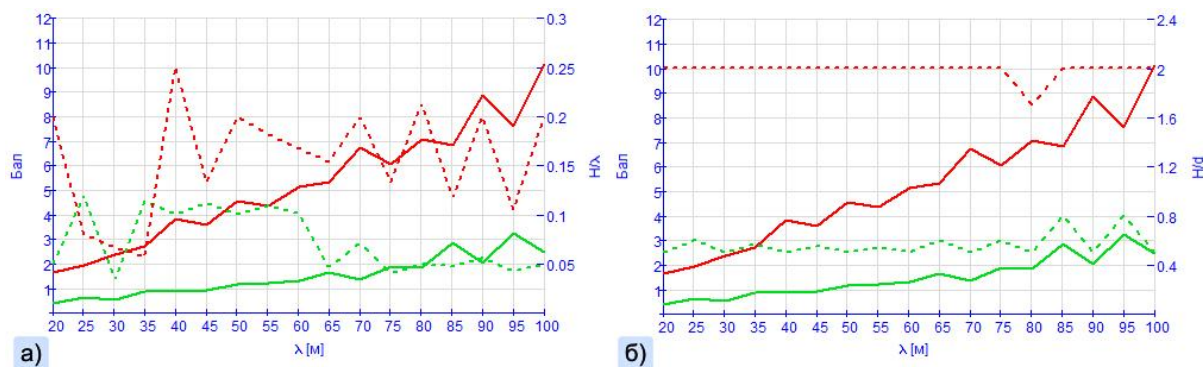


Рисунок Б.28 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії IV, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

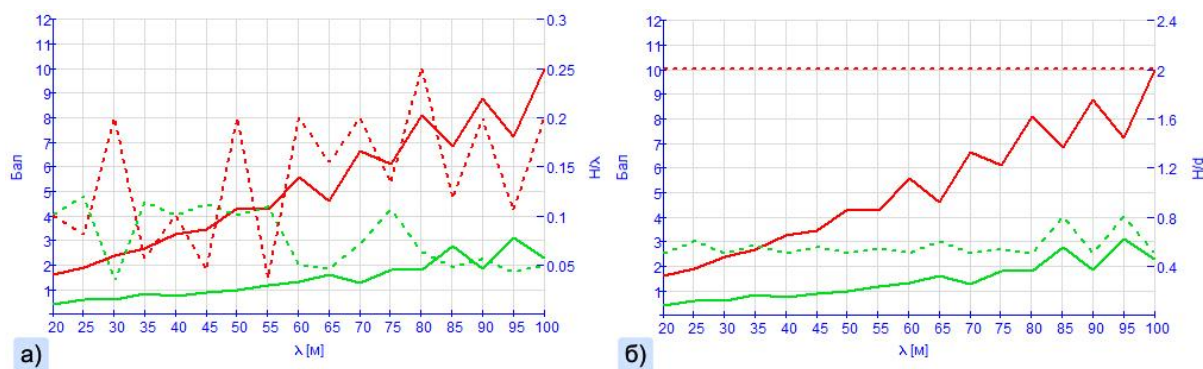


Рисунок Б.29 – Мінімальна кількість площин у прогоні, завантаження моделлю НК, дорога категорії V, 1 смуга: а) H/λ ; б) H/d

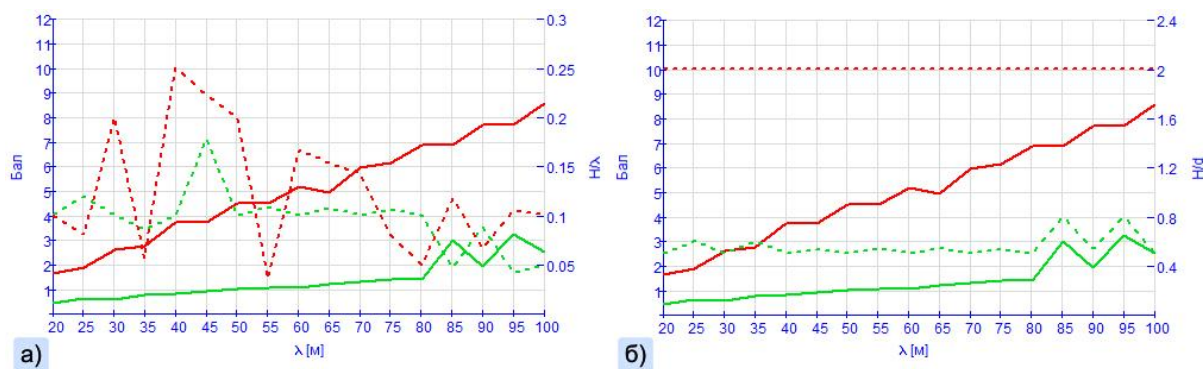


Рисунок Б.30 – Завантаження моделлю СК: а) H/λ ; б) H/d

Б.2. Найменші бали ефективності перерізів серед моделей АК та НК

- Вісь Y-1: Найбільший бал серед мінімальних за АК та НК
- ×××× Вісь Y-1: Найменший бал за АК
- Вісь Y-1: Найменший бал за НК
- Вісь Y-2: H/λ при найменшому балі
- Вісь Y-2: H/d при найменшому балі

Рисунок Б.31 – Легенда до графіків наведених в даному підрозділі

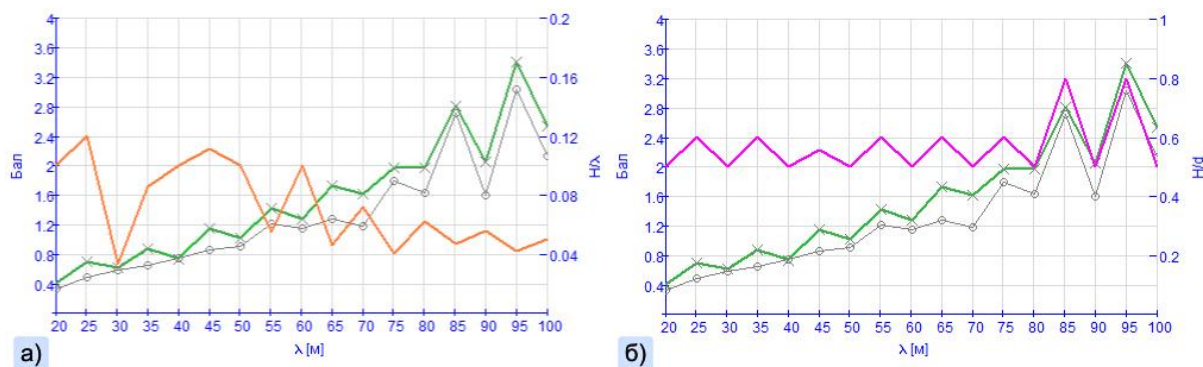


Рисунок Б.32 – Максимальна кількість площин у прогоні, дорога категорії Ia, 8 смуг: а) H/λ ; б) H/d

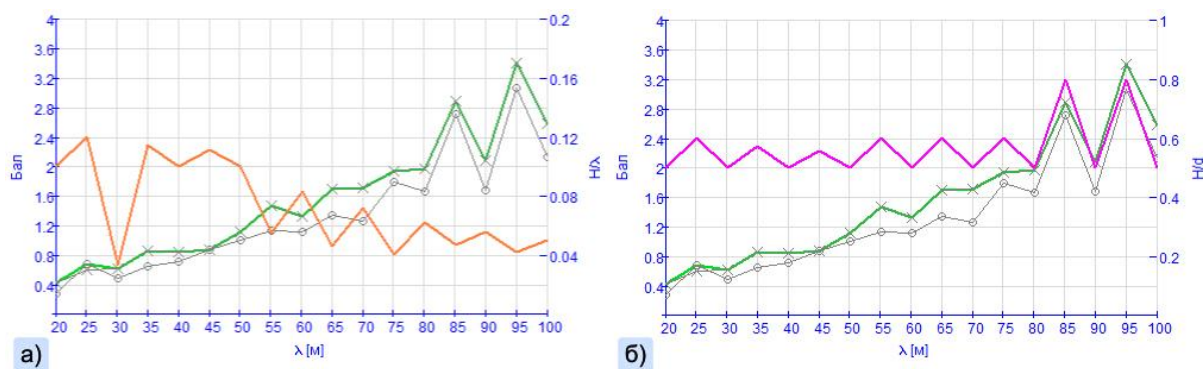


Рисунок Б.33 – Максимальна кількість площин у прогоні, дорога категорії Ia-Iб, 6 смуг: а) H/λ ; б) H/d

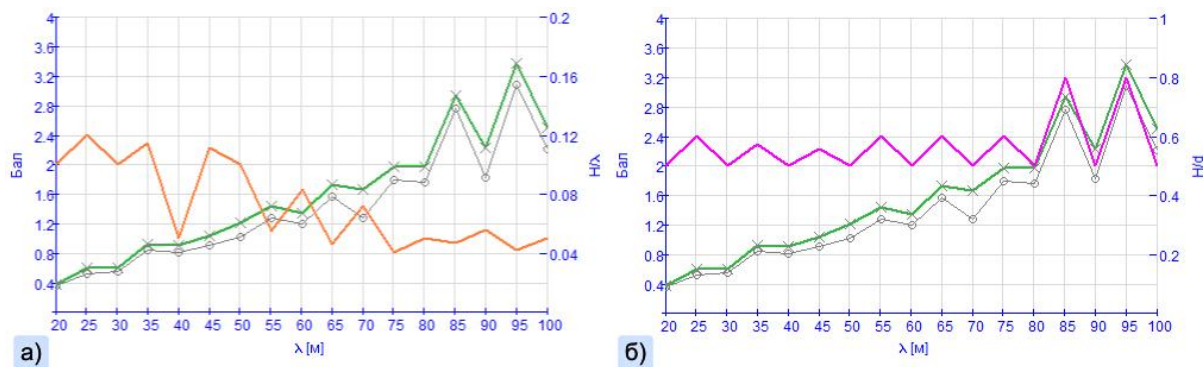


Рисунок Б.34 – Максимальна кількість площин у прогоні, дорога категорії Ia-Iб, 4 смуги: а) H/λ ; б) H/d

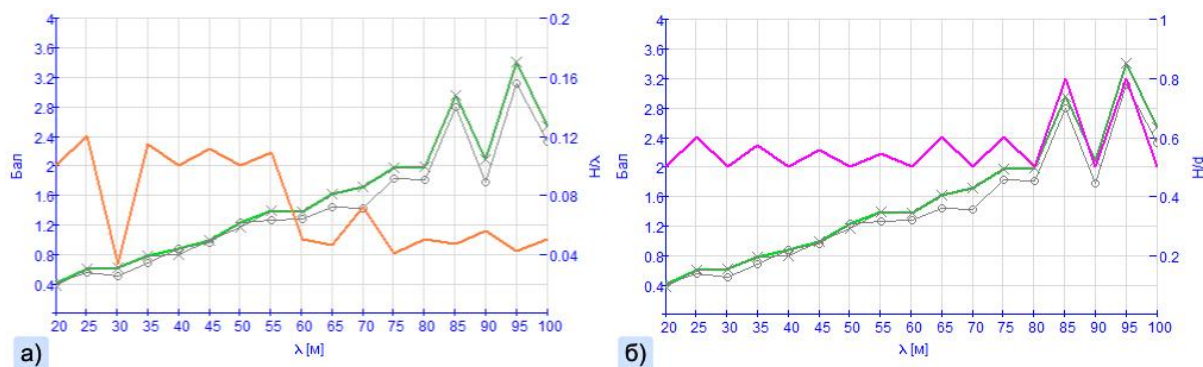


Рисунок Б.35 – Максимальна кількість площин у прогоні, дорога категорії II, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

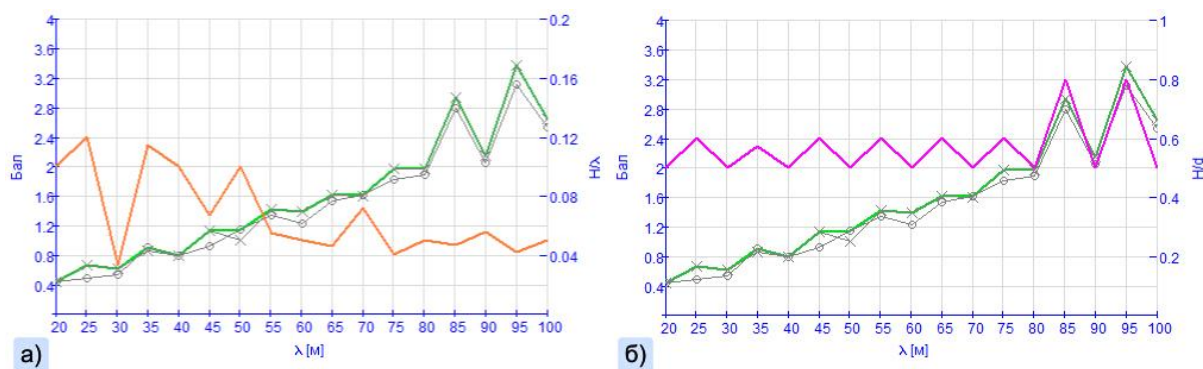


Рисунок Б.36 – Максимальна кількість площин у прогоні, дорога категорії III, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

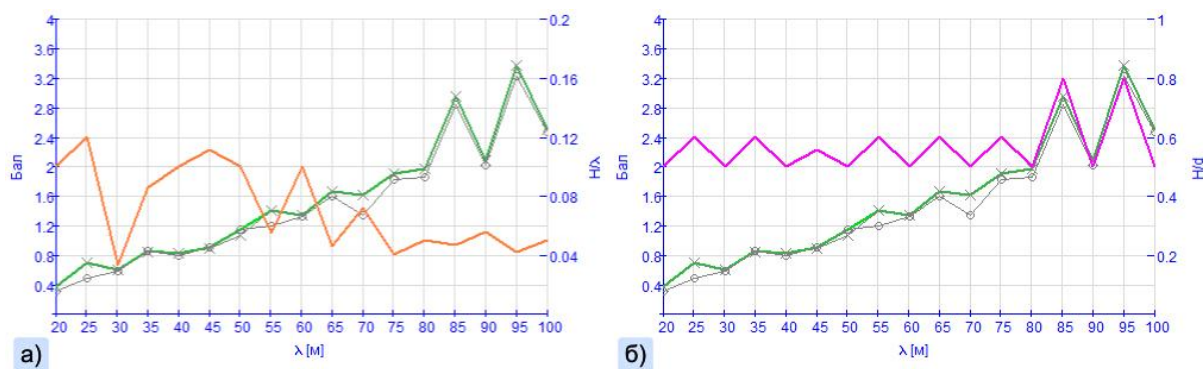


Рисунок Б.37 – Максимальна кількість площин у прогоні, дорога категорії IV, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

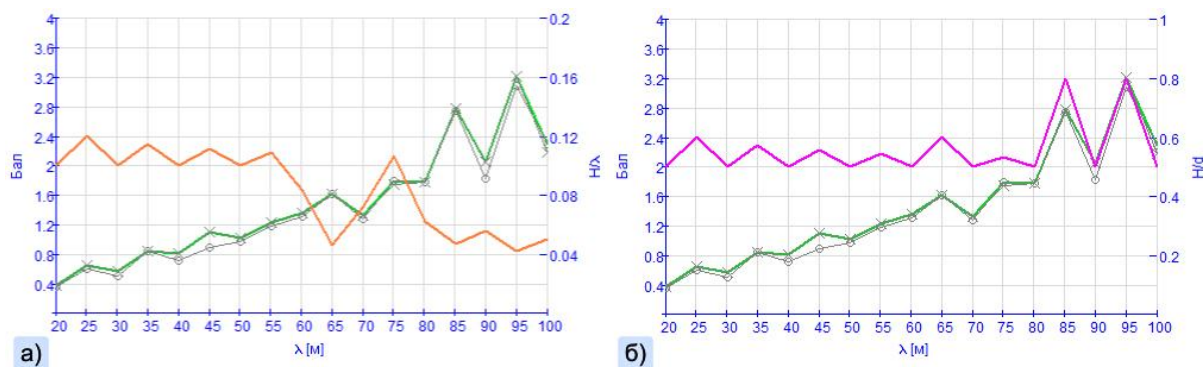


Рисунок Б.38 – Максимальна кількість площин у прогоні, дорога категорії V, 1
смуга: а) H/λ ; б) H/d

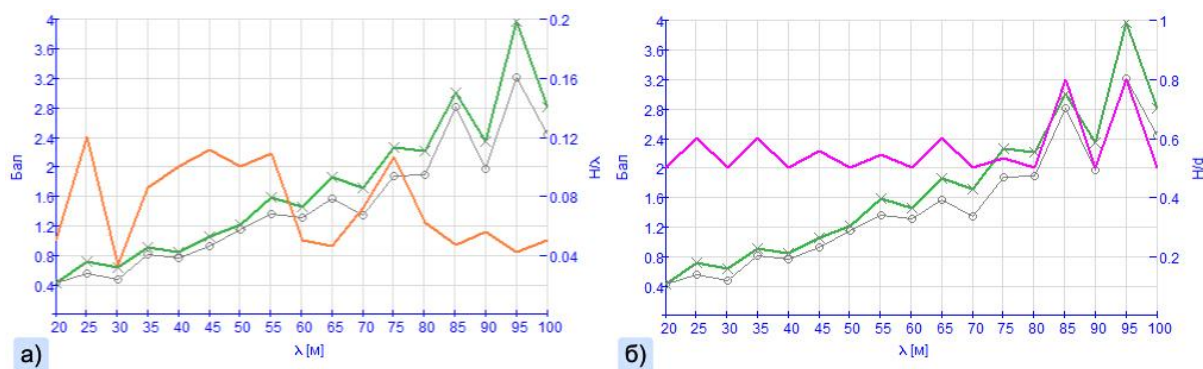


Рисунок Б.39 – Мінімальна кількість площин у прогоні, дорога категорії Ia, 8
смуг: а) H/λ ; б) H/d

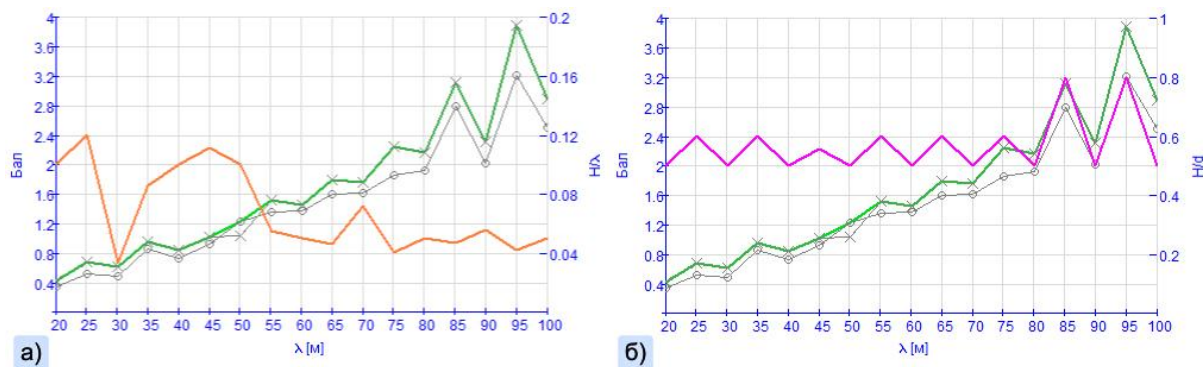


Рисунок Б.40 – Мінімальна кількість площин у прогоні, дорога категорії Ia-Ib, 6
смуг: а) H/λ ; б) H/d

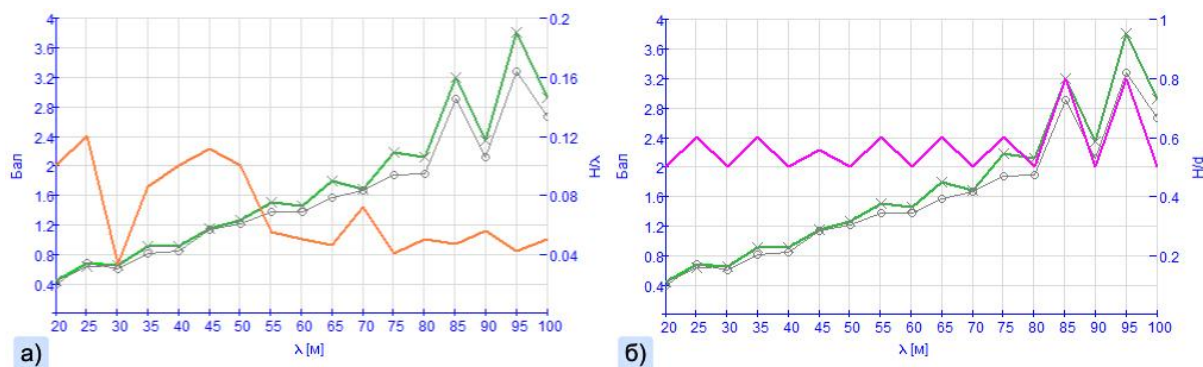


Рисунок Б.41 – Мінімальна кількість площин у прогоні, дорога категорії Ia-Iб, 4 смуги: а) H/λ ; б) H/d

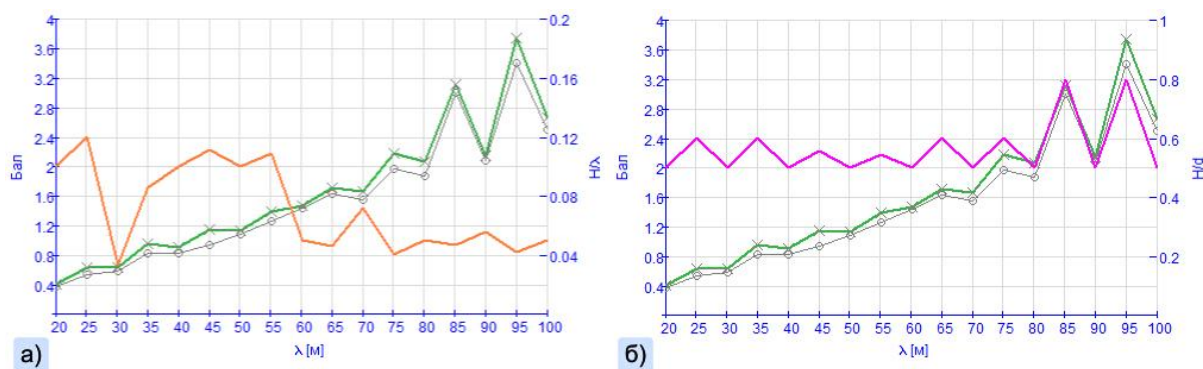


Рисунок Б.42 – Мінімальна кількість площин у прогоні, дорога категорії II, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

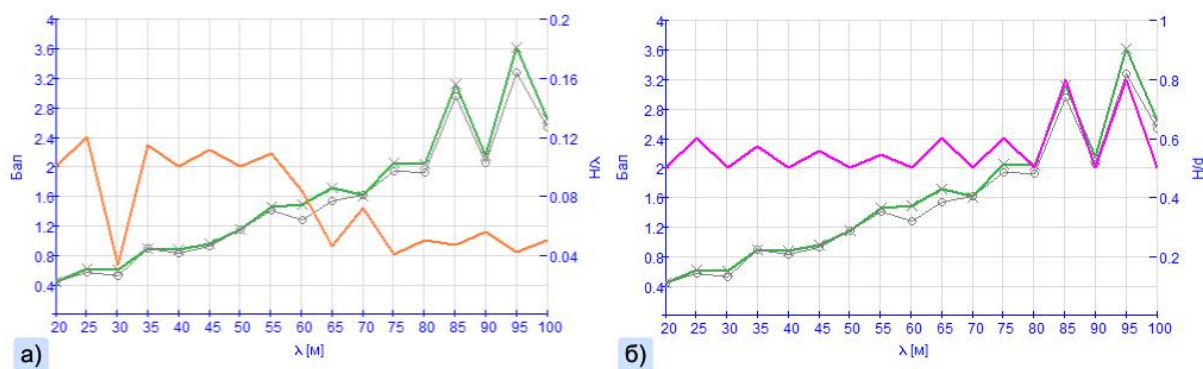


Рисунок Б.43 – Мінімальна кількість площин у прогоні, дорога категорії III, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

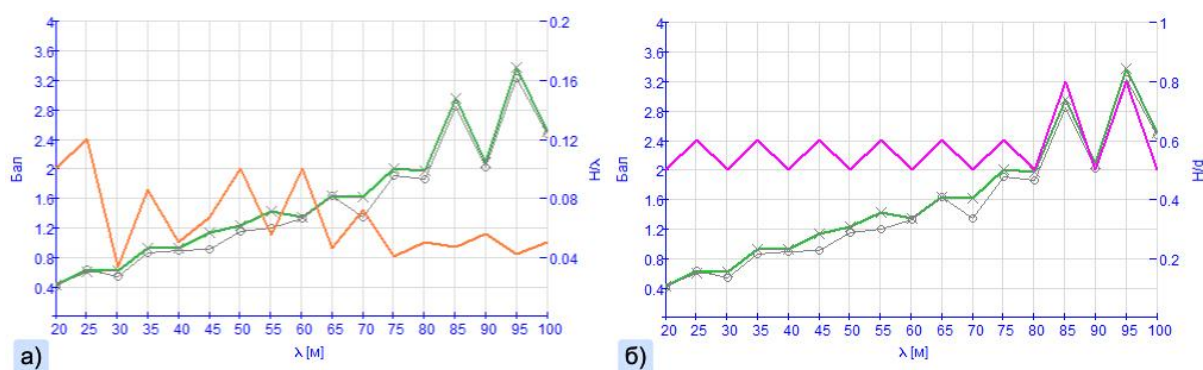


Рисунок Б.44 – Мінімальна кількість площин у прогоні, дорога категорії IV, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

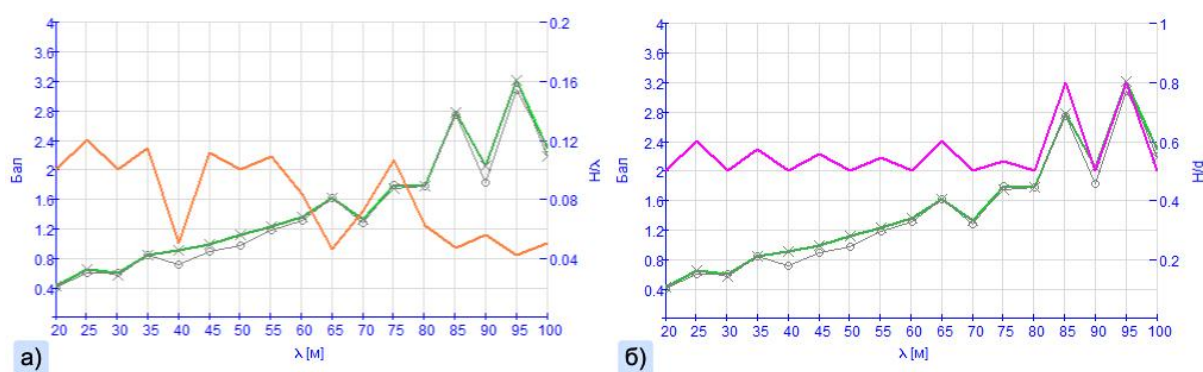


Рисунок Б.45 – Мінімальна кількість площин у прогоні, дорога категорії V, 1 смуга: а) H/λ ; б) H/d

Б.3. Найменші бали ефективності перерізів серед моделей АК та НК при мінімальній та максимальній кількості площин ферм у прогоні

- Вісь Y-1: При найбільшій кількості площин
- Вісь Y-1: При найменшій кількості площин
- - - Вісь Y-2: H/λ при найбільшій кількості площин
- - - Вісь Y-2: H/λ при найменшій кількості площин

Рисунок Б.46 – Легенда до графіків наведених в даному підрозділі

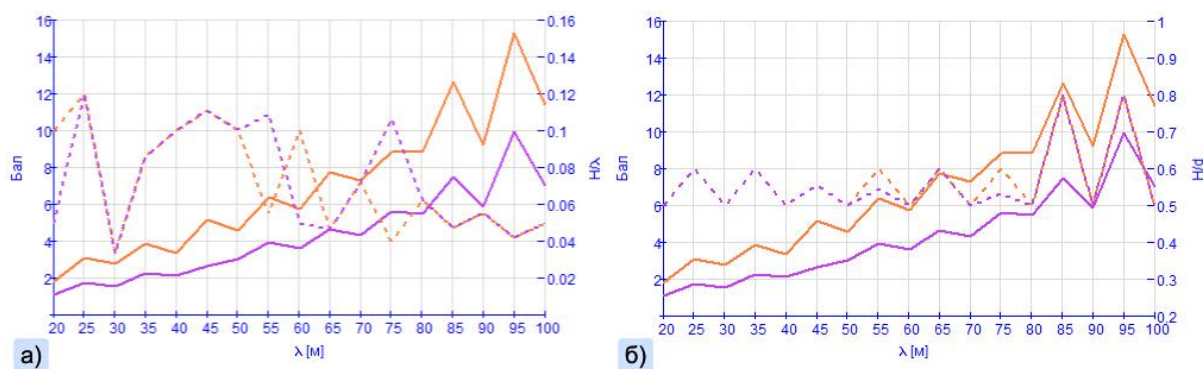


Рисунок Б.47 – Дорога категорії Ia, 8 смуг: а) H/λ ; б) H/d

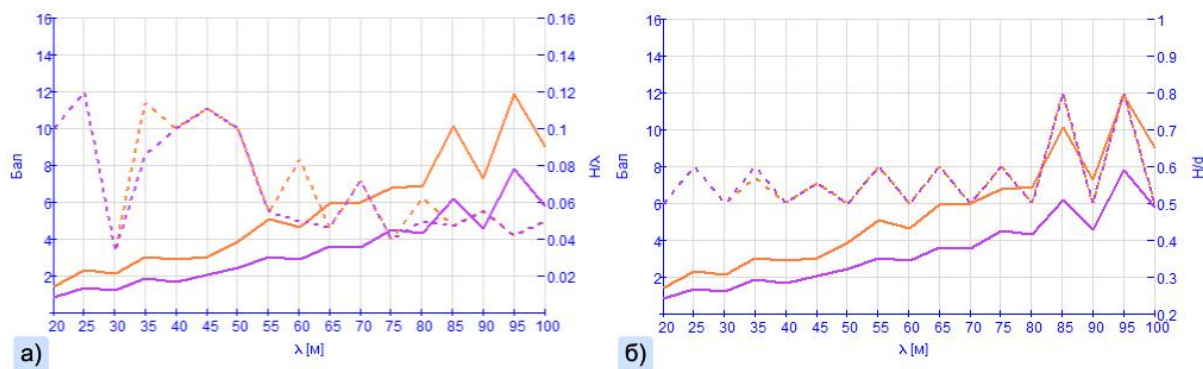


Рисунок Б.48 – Дорога категорії Ia-Iб, 6 смуг: а) H/λ ; б) H/d

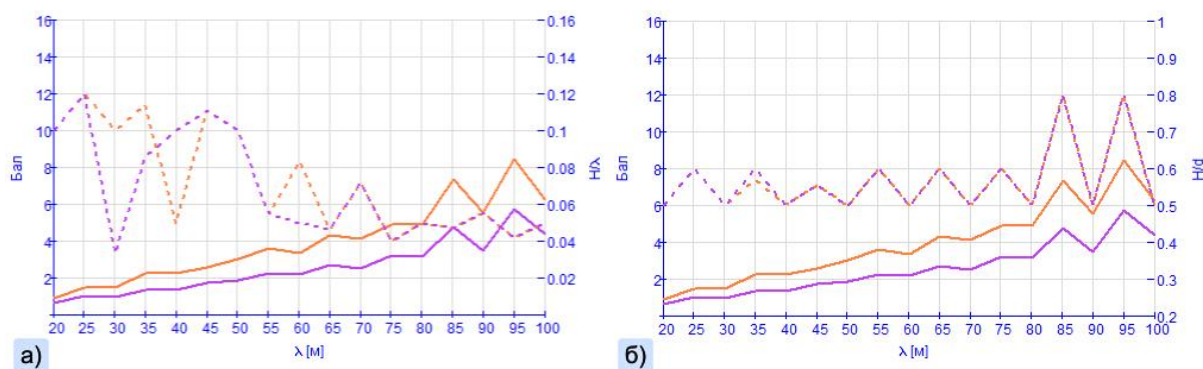


Рисунок Б.49 – Дорога категорії Ia-Iб, 4 смуги: а) H/λ ; б) H/d

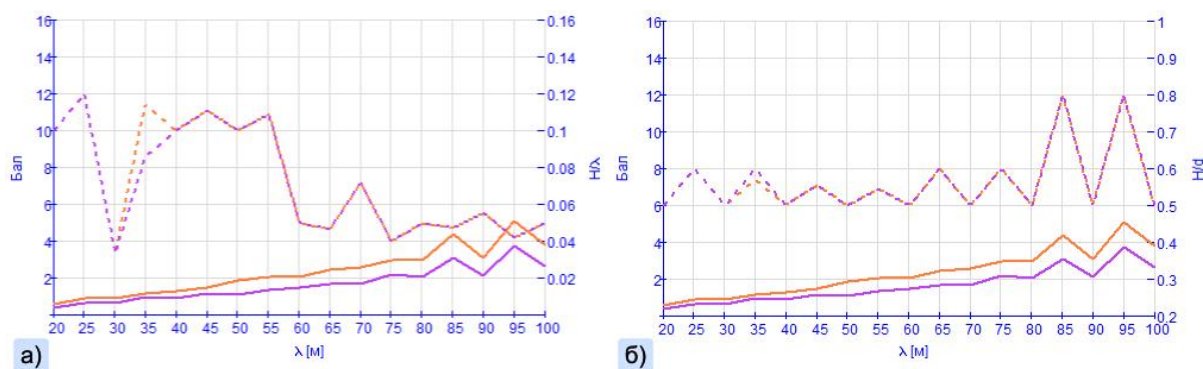


Рисунок Б.50 – Дорога категорії II, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

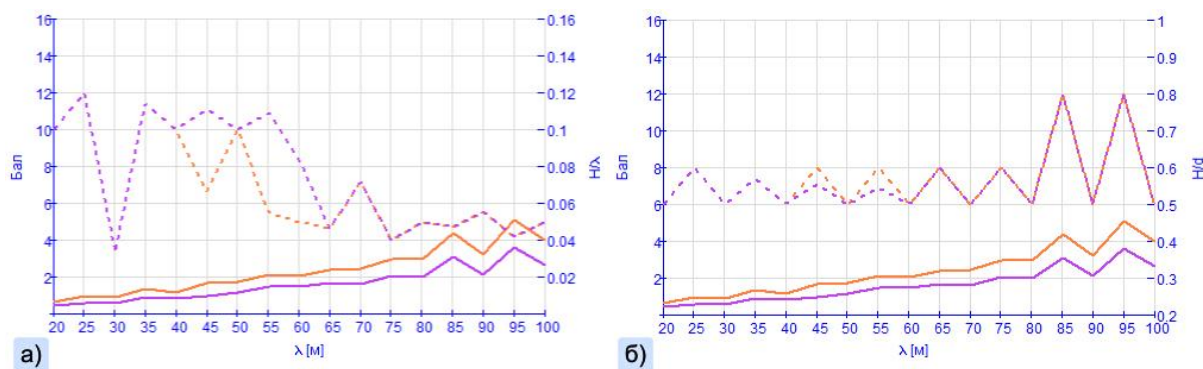


Рисунок Б.51 – Дорога категорії III, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

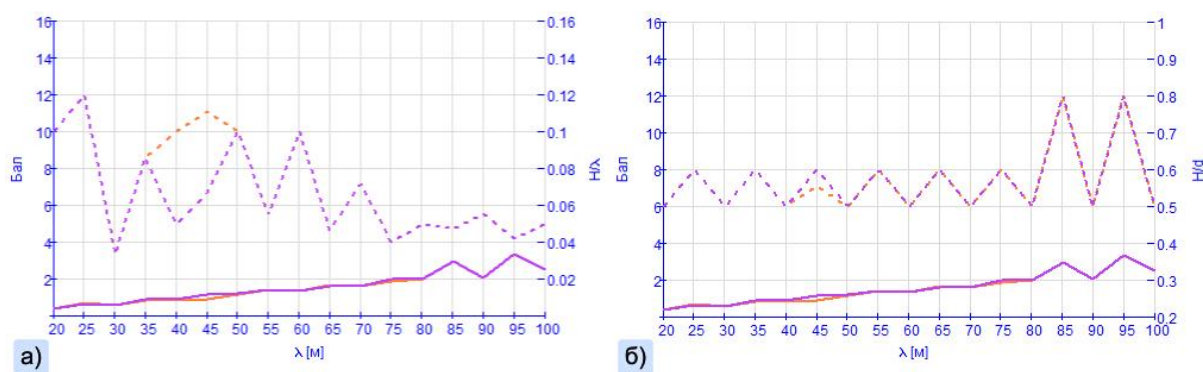


Рисунок Б.52 – Дорога категории IV, 2 смуги: а) H/λ ; б) H/d

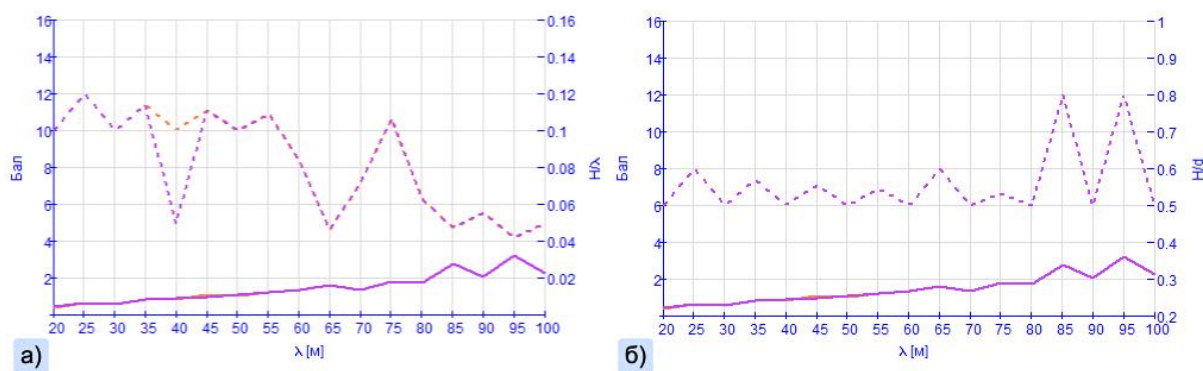


Рисунок Б.53 – Дорога категории V, 1 смуга: а) H/λ ; б) H/d