

ХАРКІВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ МІСЬКОГО
ГОСПОДАРСТВА ІМЕНІ О.М. БЕКЕТОВА
МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

КАПЛІН РОМАН БОРИСОВИЧ

УДК 692.522.8

ДИСЕРТАЦІЯ

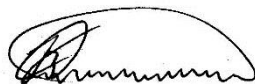
**БАГАТОКРИТЕРІАЛЬНА РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ КОНСТРУКТИВНИХ
ПАРАМЕТРІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОЛІТНИХ БУДОВ
МОСТІВ ПРИ РЕКОНСТРУКЦІЇ**

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди
19 – архітектура та будівництво

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

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

Каплін Р.Б.



Науковий керівник:

к.т.н. Круль Юрій Миколайович

Харків – 2021

АНОТАЦІЯ

Каплін Р.Б. Багатокритеріальна раціоналізація конструктивних параметрів сталезалізобетонних прольотних будов мостів при реконструкції.
- На правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди (19 – Архітектура та будівництво) – Український державний університет залізничного транспорту, Харків, 2021 р.

Дисертація присвячена раціоналізації конструктивних параметрів сталезалізобетонних прогонових будов мостів, що включають в себе перфоровані металеві блоки коробчастого перетину з нерегулярною топологією отворів та ефективну залізобетонну плиту проїзної частини.

У **вступі** обґрунтовано актуальність теми дисертації, сформульовано мету і завдання дослідження, представлено наукову гіпотезу, новизну і практичне значення отриманих результатів. Наведено відомості про апробацію основних результатів дисертації, кількість публікацій, структуру та обсяг роботи.

В **першому розділі** розглянуто класифікацію, загальні характеристики і конструктивні особливості найбільш розповсюджених сталезалізобетонних (СТЗБ) прогонових будов мостів. Вивченню сталезалізобетонних конструкцій і їх елементів присвячені праці таких дослідників, як А.Я. Барашиков, Г.Л. Ватуля, О.В. Нижник, О.В. Семко, В.Ф. Снітко, Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, Е.Д. Чихладзе, О.Л. Шагін, R.M. Miller Usdan, S. De Silva, D.P. Thambiratnam, P.H. Ziehl, R.D. Call, J.M. Bodemar, T.J. Fowler, M.A. Issa, P. Craig, T. Alkhradji та ін. В області мостобудування, вагомий внесок у розвиток сталезалізобетонних конструкцій внесли Є.І. Беленя, В.В. Бірюльов, М.М. Бичковський, С.Р. Володимирський, Е.Е. Гибшман, Е.М. Гитман, П.П. Єфімов, М.М. Жербін, С.А. Ільєсевич, В.М. Картопольцев, В.П. Кожушко, А.І. Лантух-Лященко, Я.Д. Лівшиць, Б.П. Назаренко, Е.О. Патон, М.І. Поліванов, А.О. Потапкін, К.С. Роккі, В.О.

Російський, М.М. Стрілецький, S.S. Badie, J.R. Casas, W.K. Cheng, N.F. Grace, A.E. Naaman, A.M. Okeil, T.R. Udland, F.V. Ulloa, R.D. Medlock, R. Anderson, T. Domagalski, S. Asfour та інші. Задачі регулювання та управління конструктивними параметрами конструкцій розглянуті в роботах Абовського Н.П., Белені Є.І., Белмана Р., Бірюльова В.В., Бондаренко В.М., Василькова Г.В., Віноградова О.І., Городецького О.С., Канторовича Л.В., Перельмутера А.В., Пічугіна С.Ф., Ржаніціна О.Р., Тимошенко С.П., Феодос'єва В.І., Шмуклера В.С. і багато інших.

Незважаючи на глибоке та детальне вивчення проблеми, актуальними залишаються питання зниження власної ваги конструкції, відмова від монтажного зварювання, зниження працевитрат при виготовленні та монтажі конструкції. Це, в свою чергу, спонукає до розробки нових, ефективних полегшених модульних конструкцій сталезалізобетонних прогонових будов мостів, що відрізняються високою заводською готовністю.

В якості ефективних полегшених металоконструкцій розглянуті балки з перфорованою стінкою. Наскрізні балки є перспективною конструктивною формою але вимагають додаткової науково-технічної розробки. Це, в першу чергу, викликано тим, що більшість існуючих досліджень сталезалізобетонних конструкцій з наскрізними балками базуються на спрощених розрахункових моделях, що дозволяють розкрити швидше якісні і меншою мірою кількісні характеристики НДС. Ситуація ускладнюється відсутністю єдиного підходу до розрахунку подібних конструкцій у діючих нормативних документах. Невирішеним залишається питання впливу форми, розмірів та кроку отворів в перфорованих елементах на компоненти НДС.

Виконаний аналіз відомих теоретичних і експериментальних результатів, а також наявного практичного досвіду дозволив підтвердити той факт, що зазначені конструкції представляють значний інтерес для сучасної будівельної галузі та, враховуючи їх якісне і кількісне наповнення, дозволив сформулювати основні задачі представленої роботи.

У зв'язку із чим, в **другому розділі**, розглянута ефективна полегшена модульна конструкція сталезалізобетонних прогонових будов мостів, що складається з металевих перфорованих блоків коробчастого перетину та ефективної полегшеної залізобетонної плити проїзної частини. Відмічається, що основною перевагою системи, в порівнянні з іншими відомими аналогами, є можливість створення систем з заданим напружено-деформованим станом (НДС) і витратою матеріалу. Ця обставина стала можливою завдяки використанню біоенергетичного методу оптимізації, заснованого на використанні енергетичних критеріїв раціоналізації конструкції (вимога мінімізації потенційної енергії деформації та вимога ізоенергічності стану системи).

В розділі вивчено та систематизовано технологічні параметри, що дозволяють виконувати перфоровані металеві елементи з нерегулярною топологією та кроком отворів. В програмному комплексі «Ліра 10.6» виконано чисельний аналіз впливу даних параметрів на напружено-деформований стан перфорованих елементів. Зокрема, базуючись на енергетичних критеріях раціоналізації досліджено вплив топології та кроку отворів на значення потенційної енергії деформацій (ПЕД) та щільності ПЕД. Результати виконаних досліджень, дозволили сформувати раціональну топологію та крок отворів в перфорованих металевих елементах.

Для визначення ефективності застосування полегшеної залізобетонної плити, в рамках зазначеного конструктивного рішення, запропонований алгоритм визначення оптимальної висоти перерізу прогону і впливу залізобетонної плити на висоту металевої частини конструкції.

Третій розділ присвячений аналізу напружено-деформованого стану розглянутої в даній роботі конструкції. Теоретичне дослідження проводилося за двома розрахунковими схемами. У якості першої розглянута модель сталезалізобетонної прогонової будови, перфоровані елементи якої мають регулярну топологію та крок шестикутних отворів. Друга представлена прогоною будовою, що складається з перфорованих блоків, які мають

нерегулярну топологію та крок шестикутних отворів, отриманих в данній роботі у розділі 2. Моделі сформовані стандартними засобами генерації розрахункової схеми з оболонок нульової гаусової кривизни. В ході дослідження проаналізовано характер роботи конструкції при дії статичного навантаження від рухомого складу, і власної ваги конструкції. Зокрема вивчалася трансформація поля НДС за рахунок нерегулярності отворів в перфорованих елементах. Крім цього, було проведено розрахунок прогонової будови на дію нормативних навантажень А-15 і НК-100. Також проведено розрахунок надійності представленної конструкції. Результати оцінки надійності запропонованого конструктивного рішення прогонової будови підтверджують його позитивність і репрезентативність для подальшого дослідження та вдосконалення.

Четвертий розділ присвячений експериментальній верифікації запропонованого підходу, на основі якого створена нова конструкція сталезалізобетонної прольотної будови. В якості об'єкта випробування прийнято сталезалізобетонну прогонову будову автодорожнього мосту через р. Сухий Торець в м. Барвінкове. Програмою випробувань було передбачено проведення статичних і динамічних випробувань мосту. Метою дослідження була оцінка напружено-деформованого стану металевих блоків сталезалізобетонних прогонової будови.

Вході експерименту визначено величини фактичних прогинів конструкції сталезалізобетонних прогонової будови в чвертях і середині прольоту. Максимальний прогин крайнього металевих блоків прольоту №1 отриманий за 2-ою схемою навантаження і склав 2,9мм. Залишкові деформації після розвантаження споруди на кожному етапі навантаження не перевищили 10%. В результаті співставлення вертикальних переміщень прогонової будови та результатів чисельного аналізу отримано співпадіння вказаних даних з похибкою 3%.

Максимальні значення відносних деформацій, що виникали по периметру отворів в стінках металевих балок, склали $15 \cdot 10^{-6}$ мм, що, в свою чергу, відповідає значенням напруження ≤ 25 МПа.

У п'ятому розділі наведені результати впроваджені виконаних досліджень при проектуванні і будівництві ряду об'єктів в місті Харкові та в Харківській області. Зокрема, як варіантне проектування при реконструкції СТЗБ мосту через р. Липчик в п. Липці на а / д С-212570 під'їзд до п. Липці км1 +400; як основну несучу конструкцію прогонової будови при капітальному ремонті мосту через р. Сухий Торець в м. Барвінкове. Використання перфорованих металевих елементів у порівнянні із традиційними металевими балками дозволяє отримати економічний ефект до наступних показників: зменшення власної ваги, і як наслідку матеріаломісткості, на 30%, що загалом дозволяє досягти зменшення вартості зведення таких конструкцій на 10%.

Ключові слова: сталезалізобетон, прогонова будова, перфоровані металеві елементи, дискретно-континуальні зв'язки зсуву.

ABSTRACT

Kaplin RB Multicriteria rationalization of structural parameters of reinforced concrete span structures of bridges during reconstruction. - On the rights of the manuscript.

The dissertation on competition of a scientific degree of the candidate of technical sciences on a specialty 05.23.01 - building designs, buildings and constructions (19 - Architecture and building) - the Ukrainian state university of railway transport, Kharkiv, 2021.

The dissertation is devoted to rationalization of constructive parameters of reinforced concrete span structures of bridges, which include perforated metal blocks of box section and effective reinforced concrete slab of the carriageway.

The introduction substantiates the relevance of the dissertation topic, formulates the purpose and objectives of the study, presents the scientific hypothesis, novelty and practical significance of the results. Information on approbation of the main results of the dissertation, number of publications, structure and volume of work is given.

In the first section the design features of the most classification, the general characteristics and design features of reinforced concrete span structures of bridges are considered. Despite the deep and detailed study of the problem, the issues of reducing the own weight of the structure, the refusal of assembly welding, reducing labor costs in the manufacture and installation of the structure remain relevant. This, in turn, encourages the development of new, efficient lightweight modular structures of reinforced concrete span structures of bridges with high factory readiness.

Beams with a perforated wall are considered as effective lightweight metal structures. Beams with a perforated wall are a promising structural form but require additional scientific and technical development. This is primarily due to the fact that most of the existing studies of reinforced concrete structures with through beams are based on simplified calculation models that allow to reveal faster qualitative and less quantitative characteristics of VAT. The situation is complicated by the lack of a unified approach to the calculation of such structures in existing regulations. The question of the influence of the shape, size and number of holes in the perforated elements on the VAT components during shear, bending and torsion remains unresolved.

The analysis of known theoretical and experimental results, as well as available practical experience confirmed the fact that these structures are of great interest to the modern construction industry and, given their qualitative and quantitative content, allowed to formulate the main objectives of the work.

In this regard, **in the second section**, the effective lightweight modular construction of reinforced concrete girder structures of bridges, consisting of metal perforated blocks of box section and effective lightweight reinforced concrete slab

of the carriageway. It is noted that the main advantage of the system, compared to other known analogues, is the ability to create systems with a given stress-strain state (VAT) and material consumption. This circumstance became possible due to the use of a direct design approach based on the use of energy criteria to rationalize the structure (the requirement to minimize the potential energy of deformation and the requirement of isoenergetic state of the system).

The section studies and systematizes the technological parameters that allow to perform perforated metal elements with irregular topology and pitch of holes. In particular, the PC "Lira 10.6" performed a numerical analysis of the influence of these parameters on the stress-strain state of the perforated beams. In particular, based on the energy criteria of rationalization, the influence of topology and hole pitch on the value of potential deformation energy (DER) and DER density is investigated. The results of the performed researches allowed to form a rational topology of holes in perforated metal elements.

The third section is devoted to the analysis of the stress-strain state of the structure considered in this paper. The theoretical study was conducted according to two calculation schemes. The model of a reinforced concrete girder structure, the perforated elements of which have a regular topology and a step of hexagonal holes, is considered as the first. The second is represented by a span structure consisting of perforated blocks that have an irregular topology and pitch of the holes obtained in this work. The models are formed by standard means of generating a calculation scheme from shells of zero Gaussian curvature. The span is accepted 24 m. In the course of research the character of work of a design at action of static loading from a rolling stock, and own weight of a design is analyzed.

The fourth section is devoted to the experimental verification of the proposed approach, based on which a new structure of reinforced concrete span structure is created. The STZB flight structure of the road bridge across the Sukhyi Torets River in Barvinkove was used as an object of study. The test program provides for static and dynamic tests of the bridge. The aim of the study was to

assess the stress-strain state of the metal block of reinforced concrete girder structure. The extreme block of the first span was chosen for the study.

The values of the actual deflections of the structure of reinforced concrete girder structure in the quarters and in the middle of the test span are determined. The maximum deflection of the extreme metal span of the span №1 was obtained in the 2nd load scheme and was 2.9 mm. Residual deformations after each unloading at each stage of loading did not exceed 10%. As a result of comparing the maximum deflection of the girder structure and the results of numerical analysis, the coincidence of these data with an error of 3%.

The maximum values of relative deformations occurring along the perimeter of the holes in the walls of the metal beams were $15 \cdot 10^{-6}$ mm, which, in turn, corresponds to the values of stresses - 25 MPa.

The reliability of the presented structure was also calculated. The results of assessing the reliability of the proposed structural solution of the girder structure confirm its positivity and representativeness for further research and improvement.

The fifth section presents the results of the implemented research in the design and construction of a number of facilities in the city of Kharkiv and in the Kharkiv region. In particular, during the construction of the portal-entrance to the department store "Kharkiv"; as a variant design during the reconstruction of the STZB bridge across the Lipchik River in the village of Lipka on the highway S-212570, entrance to the village of Lipka km1 +400; as the main load-bearing structure of the girder structure during the overhaul of the bridge over the Sukhyi Torets River in Barvinkove. The use of perforated metal elements in comparison with traditional metal beams allows to obtain an economic effect to the following indicators: reduction of own weight, and as a consequence of material consumption, by 30%, which generally reduces the cost of construction of such structures by 10%.

Keywords: reinforced concrete, girder structure, perforated metal elements, discrete-continuous shear connections.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Статті у міжнародних виданнях, фахових виданнях України та збірниках наукових праць, що включені до міжнародних наукометричних баз:

1. Шмуклер В.С., Каплін Р.Б., Круль Ю.М. Випробування сталезалізобетонних прогонових будов мосту через р. Сухий Торець в м. Барвінкове. *Міжвідомчий науково-технічний збірник "Основи та фундаменти"*. Вип. 40. 2020. С 30-40.

Особистий внесок здобувача: Виконано обробку отриманих результатів під час проведення статичних та динамічних випробувань натурного експериментального дослідження.

2. Каплін Р.Б. Розрахунок надійності сталезалізобетонних прольотних будов. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 193. Харків, 2019. С. 24-32. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

3. Каплін Р.Б. Сучасні сталезалізобетонні прогонові будови мостів малих і середніх прольотів. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 193. Харків, 2019. С. 24-32. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

4. V. Babaev, M. Bekker, V. Shmukler, S. Bugaevskiy, Y. Krul, R. Kaplin. Efficient construction of the motorway and highway bridge superstructure (experimental studies). *MATEC Web of Conferences. Material science, Engineering and Chemistry*, v. 116, 02003 (2017). Transbud-2017. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

Особистий внесок здобувача: шляхом виконання натурного експериментального дослідження виконано оцінку роботи системи зв'язків зсуву.

5. R. Kaplin, Y. Krul. The search for sustainable parameters for steelreinforced concrete section of a bridge superstructure. *MATEC Web of Conferences. Material science, Engineering and Chemistry*, v. 230, 02015

(20118). Transbud-2017. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

Особистий внесок здобувача: Запропоновано алгоритм визначення оптимальної висоти сталезалізобетонного перетину прогону і впливу залізобетонної плити на висоту металевої частини конструкції.

Публікації апробаційного характеру:

6. R. Kaplin, Y. Krul, M. Delyavskyy. Rationalization of the parameters of composite reinforced concrete superstructures under conditions of multicrycrying. AIP Conference Proceedings 2077, 020031, 2019. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

Особистий внесок здобувача: вирішене завдання раціоналізації параметрів металевих перфорованих елементів в умовах багатокритеріальності за рахунок нерегулярних топології та кроку отворів.

7. Круль Ю.М., Каплін Р.Б. Надійність сталезалізобетонних прольотних будов. *Тези доповідей 1-ї міжнародної науково-технічної конференції «Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт»*. Харків, 2019. С. 56-59.

Особистий внесок здобувача: виконано розрахунок надійності сталезалізобетонної прогонової будови на прикладі мосту через р. Сухий Торець в м. Барвінкове

8. Каплин Р.Б., Круль Ю.Н. Выбор оптимальной конструкции сталежелезобетонного пролетного строения. *Матеріали всеукраїнської науково-практичної інтернет-конференції «Мости, тунелі і дороги: стан, проблеми утримання та перспективи підвищення довговічності»*. Харків, 2018. С. 38-42.

Особистий внесок здобувача: виконано огляд класифікації, загальних характеристик і конструктивних особливостей найбільш поширених сталезалізобетонних (СТЗБ) прогонових будов мостів.

9. В.Н. Бабаев, М.Л. Беккер, В.С. Шмуклер, С.А. Бугаевский, Р.Б. Каплин, Ю.Н. Круль. Эффективная конструкция пролетного строения

автомобильно-дорожного моста (экспериментальные исследования). Тези доповідей 6-ї міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті». Харків, УкрДУЗТ. 2017. С.97-98.

Особистий внесок здобувача: виконано обробку отриманих результатів при проведенні натурних статичних та динамічних випробувань мосту та надано оцінку роботи системи зв'язків зсуву.

Додаткові публікації та патенти:

10. Бабаєв В.М., Шмуклер В.С., Круль Ю.М., Каплін Р.Б., Бугаєвський С.О. Спосіб виготовлення полегшених балок. Патент України на корисну модель № 141171. Чинний з 25.03.2020 р. Бюл. №6. С. 11.

Особистий внесок здобувача: запропоновано удосконалення способу виготовлення перфорованих металевих елементів з нерегулярною топологією та кроком отворів.

Автор вважає своїм приємним обов'язком виразити слова щирої вдячності професорові Шмуклеру В.С., за цінні зауваження та побажання, які сприяли покращенню дисертаційної роботи.

ЗМІСТ

ВСТУП.....	15
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ	20
1.1 Конструктивні особливості існуючих сталезалізобетонних прогонів будов	20
1.2 Конструкції деталей поєднання залізобетонної плити з металевими балками	26
1.3 Застосування полегшених сталезалізобетонних конструкцій	29
1.4. Нормативна база та особливості розрахунку сталезалізобетонних прогонів будов	33
1.5 Короткі висновки і завдання даного дослідження.....	35
РОЗДІЛ 2. РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ	37
2.1 Конструктивні особливості прогону будови	37
2.2 Принципи формування раціональної топології конструкції	41
2.3 Багатокритеріальність проблеми	46
2.4 Пошук раціональних параметрів перфорованої металевій частині стале залізобетонної прогону будови в умовах багатокритеріальності	48
2.5. Оцінка впливу ефективної залізобетонної плити на напружено- деформований стан перфорованої металевій балки	54
2.6 Висновки до Розділу 2.....	63
РОЗДІЛ 3. ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ	65
3.1 Вихідні передумови та принципи моделювання	65
3.2 Моделювання сталезалізобетонної прогону будови	65
3.3 Розрахунок надійності сталезалізобетонної прогону будови	81
3.4 Висновки до Розділу 3.....	86
РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ ВДОСКОНАЛЕНИХ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ПОЛЕГШЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ	87
4.1 Експериментальна верифікація конструктивного рішення при дії статичного та динамічного навантаження	87
4.2 Опис нової конструкції мостової споруди	90
4.3 Системи навантаження та вимірювання	94

4.3.1 Система навантаження	94
4.3.2 Системи вимірювання.....	96
4.4 Результати випробувань.....	97
4.4.1. Результати статичних випробувань	97
4.4.2 Результати динамічних випробувань	101
4.5 Висновки до Розділу 4.....	103
РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ.....	105
5.1 Опис об'єктів впровадження.....	105
5.1.1 Міст через р. Ліпчик в п. Липці на а / д С-212570 під'їзд до п. Липці км1 +400 (варіантне проектування)	105
5.1.2 Міст через р. Сухий Торець в м. Барвінкове (капітальний ремонт)	108
5.1.3. Балашовський шляхопровід (реконструкція суміщенох з проїзною частиною трамвайної колії)	110
5.2 Висновки до Розділу 5.....	115
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	116
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	118
ДОДАТКИ	
ДОДАТОК А	133
ДОДАТОК Б	137
ДОДАТОК В	145
ДОДАТОК Г	157
ДОДАТОК Д	171
ДОДАТОК Є	180
ДОДАТОК Ж	195

ВСТУП

Актуальність теми. Розробка архітектурно-будівельних систем, а також методів їх проектування була і залишається досить актуальною проблемою будівельної галузі. При цьому, цілком очевидно, що сучасний стан речей вимагає створення і експлуатації нових підходів до принципів пошуку структури штучних споруд.

Як наслідок, при створенні пропонованих систем може бути використаний не традиційний підхід з перевіркою апріорі заданих рішень, а прямий, який ґрунтується на формулюванні критеріїв і обмежень, на безлічі яких проводиться конструювання.

У більшості розвинених країн світу сталезалізобетонні конструкції знаходять, поряд із залізобетонними та металевими прогоновими будовами, досить широке застосування. Вимога мінімізації власної ваги конструкцій призвела до застосування в світовому мостобудуванні, в тому числі, балок з перфорованою стінкою. Витрата металу в таких балках на 20-30% менше, ніж в звичайних прокатних балках, при одночасному зниженні вартості на 10-18%. Тим не менше, відомі рішення дозволяють отримувати перфоровані елементи з регулярним кроком та розмірами отворів. Однак, найбільший ефект може бути досягнутий при формуванні конструкцій що мають нерегулярні (довільні) розміри та крок отворів. Крім того, відсутність єдиного науково-обґрунтованого підходу обліку спільної роботи просторових наскрізних балок з залізобетонною плитою позначає досить широке коло проблем, що мають місце в цьому випадку. З вищесказаного випливає необхідність і доцільність розробки методики прямого проектування перфорованих коробчастих профілів і створення на їх базі раціональної конструкції сталезалізобетонних прогонових будов мостових переходів.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота є частиною досліджень, які виконуються в рамках функціонування наукової

школи «Конструкції і матеріали для житлових і громадських будівель» Харківського національного університету міського господарства імені О.М. Бекетова, а також держбюджетної теми «Розробка та дослідження нової конструктивної системи багатокритеріальної відповідності» (№0115U000154).

Метою дисертаційної роботи є розробка наукових підходів удосконалення конструкцій прогонових будов мостів у вигляді сталезалізобетонних оболонкових систем.

Наукова гіпотеза – створення, обґрунтування і дослідження конструкції сталезалізобетонної прогонової будови, параметри якої формуються на основі управління її характеристиками.

Поставлена мета передбачає вирішення наступних завдань:

1. обґрунтування ефективності і адаптація біоенергетичного методу оптимізації для поліпшення конструкції прогонової будови з метою надання їй позитивних фізико-геометричних характеристик;
2. формування та обґрунтування принципів конструювання, з урахуванням технологічної послідовності розкрою, перфорованих металевих елементів, що мають нерегулярні (довільні) розміри та крок отворів;
3. побудова скінченно-елементної моделі раціоналізованої прогонової будови та на її основі дослідження напружено-деформованого стану (НДС) конструкції в цілому і окремих її елементів, з урахуванням специфіки роботи матеріалів та зв'язків, а також впливу структурних особливостей, що мають місце в конструктивах подібного типу;
4. проведення натурних експериментальних досліджень НДС раціоналізованої конструкції при дії статичних та динамічних навантажень;
5. оцінка економічної ефективності запропонованої конструкції та впровадження результатів дисертаційного дослідження в практику будівництва.

Об'єкт дослідження – трансформування напружено-деформованого стану при раціоналізації сталезалізобетонної прогонової будови

автодорожніх мостів полегшеного типу, що складається з перфорованих металевих блоків коробчастого перетину та ефективної залізобетонної плити проїзної частини.

Предмет дослідження – вплив розмірів та кроку отворів перфорованих металевих елементів на компоненти НДС сталезалізобетонної прогонової будови.

Методи дослідження. У роботі використані аналітичні та чисельні методи механіки деформованого твердого тіла, в тому числі, метод скінченних елементів. Побудову конструктивних рішень реалізовано на основі біоенергетичного методу, експлуатація якого відображає процедуру вибору раціональних параметрів конструктиву. Натурне експериментальне дослідження прогонової будови проведено з використанням сучасного інформаційного та вимірювального обладнання, що має сертифікати відповідності.

Наукову новизну отриманих результатів визначають:

вперше:

- запропоновані теоретичні і конструктивно-технологічні підходи формування раціональної структури (форма і зміст) перфорованих металевих елементів, що мають нерегулярні (довільні) розміри та крок отворів;
- виконана оцінка впливу нерегулярної конфігурації перфорованих елементів на компоненти напружено-деформованого стану прогонових будов в умовах багатокритеріальності;
- отримано результати експериментального натурального дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонної прогонової будови з регульованими параметрами при дії статичних та динамічних навантажень.

Набуло подальшого розвитку:

- процедура СЕ-моделювання НДС сталезалізобетонної прогонової будови з раціональними параметрами;

- процедура визначення раціональної геометрії перфорованих металевих елементів за критерієм мінімізації витрат матеріалу в умовах декількох навантажень.

Практичне значення отриманих результатів полягає у впровадженні в практику будівництва конструкції прольотної будови нового типу, а також методики розрахунку і проектування сталезалізобетонних прольотних будов, що мають раціональні характеристики.

Результати роботи впроваджено при ремонті сталезалізобетонного мосту через р. Липчик в п. Липці на а/д С-212570 та при реконструкції моста по вул. Леніна через р. Сухий Торець в м. Барвінкове Харківської області.

Особистий внесок здобувача.

- вдосконалено конструкцію сталезалізобетонної прогонової будови, яка первісно має позитивні експлуатаційні властивості і високу технологічність при виготовленні;

- розроблено і обґрунтовано методику формування перфорованих елементів з регульованими параметрами;

- побудовані скінченно-елементні моделі та на їх основі проведено аналіз напружено-деформованого стану сталезалізобетонної прогонової будови;

- проведено натурні експериментальні дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонної прогонової будови;

- виконано впровадження результатів дисертаційної роботи, включаючи економічну оцінку запропонованого рішення.

Апробація матеріалів дисертації.

Результати дисертаційної роботи доповідалися та одержали позитивні оцінки на всеукраїнських та міжнародних науково-практичних конференціях: VI-й міжнародній науково-технічній конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», Харків (19-21 квітня 2017р.); VII Міжнародній науковій конференції «Технології та інфраструктура транспорту», Харків (14-16 травня 2018р.);

10th international conference on applied mechanics, Bydgoszcz, Poland (28 November, 2018); Всеукраїнській науково-практичній інтернет конференції «Мости, тунелі і дороги: стан, проблеми утримання та перспективи підвищення довговічності», Харків (25 травня 2018р.); I-й міжнародній науково-технічній конференції «Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт», Харків (15 листопада 2019р.)

Публікації.

Основні положення і результати дисертаційної роботи опубліковано в 10 наукових працях, з яких 3 статті у наукових фахових виданнях, рекомендованих МОН України, 2 статті у міжнародних періодичних виданнях, що включені до наукометричної бази Scopus, 4 публікації апробаційного характеру, з яких 1 у виданні, що включено до наукометричної бази Scopus, 1 патент на корисну модель.

Структура та обсяг роботи.

Дисертація складається зі вступу, п'яти розділів, загальних висновків, списку використаних джерел зі 134 найменувань та 7 додатків. Повний обсяг дисертації складає 198 сторінок, у тому числі 132 сторінки основного тексту.

РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ СУЧАСНИХ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ

1.1. Конструктивні особливості існуючих сталезалізобетонних прогонових будов.

Поява сталезалізобетонних (СТЗБ) прогонових будов мостів із залізобетонною плитою проїзної частини - один із прикладів реалізації принципу поєднання функцій елементів конструкцій, оскільки в залізобетонній плиті поєднуються функції проїзної частини і елемента поясу головних балок [123]. Включення залізобетонної плити в спільну роботу з металевими балками дає можливість значно знизити витрати металу, за рахунок істотного зменшення необхідної площі перетину стиснутого поясу металевих балок, і збільшити загальну жорсткість об'єднаного перетину.

Розвиток СТЗБ почався ще в 50-х роках ХХ ст. Вагомий внесок в розробку та дослідження напружено-деформованого стану СТЗБ конструкцій зробили такі вчені, як А.Я. Барашиков [3, 4], Г.Л. Ватуля [27, 28, 29], А.В. Нижник [126], А.В. Семко [112, 125], В. Ф. Снітко [113, 114], Л.І. Стороженко [125, 126], В.М. Тимошенко [128, 129], Е.Д. Чихладзе [139], А.Л. Шагін [140], В.С. Шмуклер [141, 144], R.M. Miller Usdan [148], S. De Silva [173], D.P. Thambiratnam [173], P.H. Ziehl [171], R.D. Call [170], J.M. Bodemar [170], T.J. Fowler [171], M.A. Issa [164], P. Craig [154], T. Alkhradji [147] та ін. В області мостобудування, вагомий внесок у розвиток сталезалізобетонних конструкцій зробили Є.І. Беленя [8], В.В. Бірюльов [12,13,14], М.М. Бичковський [24], С.Р. Володимирський [34], Е.Е. Гибшман [38, 39, 40], Е.М. Гитман [43], П.П. Єфімов [50], М.М. Жербін [51], С.А. Ільясевіч [52], В.М. Картопольцев [56, 57], В.П. Кожушко [59, 60], А.І. Лантух-Лященко [71, 72, 73], Я.Д. Лівшиць [74], Б.П. Назаренко [84], Е.О. Патон [89], Н.І. Поліванов [95], А. А. Потапкин [96, 97], К.С. Роккі [109], В.А. Російський [110], М.М. Стрілецький [123, 124], S.S. Badie [148], J.R. Casas [151], W.K. Cheng [153], N.F. Grace [160], A.E. Naaman [167], A.M. Okeil [168], T.R. Udland [170], F.V.

Ulloa [171], R.D. Medlock [171], R. Anderson [164], T. Domagalski [164], S. Asfour [164] та інші.

На сьогоднішній день СТЗБ прогонові будови активно застосовуються при будівництві мостів в усьому світі. За кордоном сталезалізобетонні конструкції відомі як «composite construction» в англomовних країнах, або «verbundbau» в країнах з німецькою мовою.

В порівнянні з повністю металевими та повністю залізобетонними, сталезалізобетонні конструкції мають ряд переваг, серед яких можна відзначити:

- зменшення витрат матеріалів і, як наслідок, зниження собівартості конструкції, в порівнянні з металевими системами;

- зменшення ваги, в порівнянні з залізобетонними системами;

- висока несуча здатність;

- простота вузлових з'єднань, що значно полегшує процес монтажу.

Серед основних недоліків можна виділити:

- необхідність влаштування елементів між залізобетонною та металевою частинами, які повинні забезпечити відсутність зсуву в місці контакту;

- можливість появи специфічних впливів, викликаних перепадами температури, повзучістю та усадкою бетону;

- більш складний розрахунок.

Однак, не дивлячись на всі перераховані вище недоліки, міцність і надійність СТЗБ конструкцій, а також їх економічна вигідність, яка проявляється ще на етапі монтажу, а згодом – і в процесі експлуатації, безсумнівно, змушує зробити вибір саме на їхню користь.

Найбільш характерним за зовнішньою статичною схемою є застосування СТЗБ прогонових будов в балочно-розрізних системах мостів (рис. 1.1, а), оскільки в них залізобетонна плита проїзної частини повністю розташовується в стислій зоні і найкращим чином розвантажує сталеву балку. У балочно-нерозрізних системах (рис. 1.1, б) включення

залізобетонної плити в роботу проводиться за допомогою спеціальних заходів, таких як попереднє напруження, штучне регулювання зусиль і т.д. Рідше використовують СТЗБ прогонові будови в консольних та розпірних системах, в першу чергу в зв'язку з труднощами індустріалізації будівництва та значного подорожчання конструкції. Для перекриття великих прольотів мостів широко застосовують сталезалізобетонні ферми (рис. 1.1, в), висячі і вантові системи (рис. 1.1, з, д). При обмеженні будівельної висоти прогонової будови часто застосовують сталезалізобетонні арки (рис. 1.1, е).

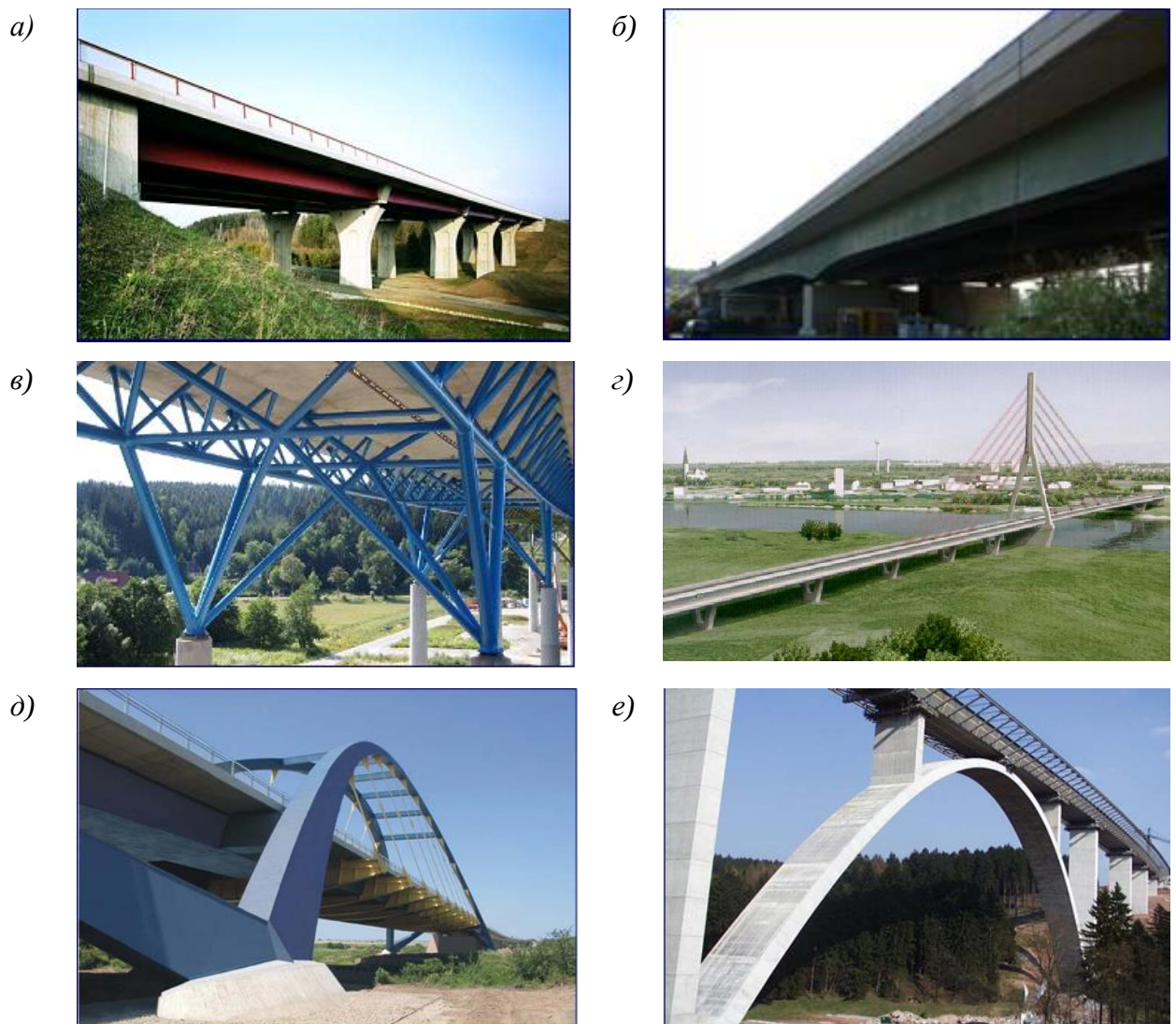


Рис. 1.1. Різноманітність СТЗБ прогонових будов за статичною схемою:

а) міст Oberhartmannsreuth в Німеччені; б) міст через р. Rure в Німеччені в) міст St. Kilian в Німеччені; г) міст Wesel в Німеччені; д) міст Besedau в Німеччені; е) міст Albrechtsgraben в Німеччені

СТЗБ мости, згідно [1] можна розділити на типи за двома принципами: за конструкцією головних балок; за способом підтримки з/б плити.

За конструкцією головних балок найбільшого поширення набули типові сталезалізобетонні прогонові будови із застосуванням балок двотаврового і коробчатого перетину.

Одноплитні прогонові будови можуть складатися з двох (або більше) двотаврових балок (рис. 1.2). Двотаврові балки можуть бути об'єднані між собою поперчними балками в середньому та верхньому рівні, тим самим забезпечуючи спирання залізобетонної плити тільки на головні балки та балочну клітку з головних та поперечних балок. Щодо кількості балок найбільше поширення в деяких країнах євросоюзу (Німеччина, Швеція) отримали прогонові будови, що мають в поперечному перерізі дві повздовжні балки. В той же час в інших країнах євросоюзу та США навпаки, найбільше поширення отримали багато балочні конструкції. [1, 2].

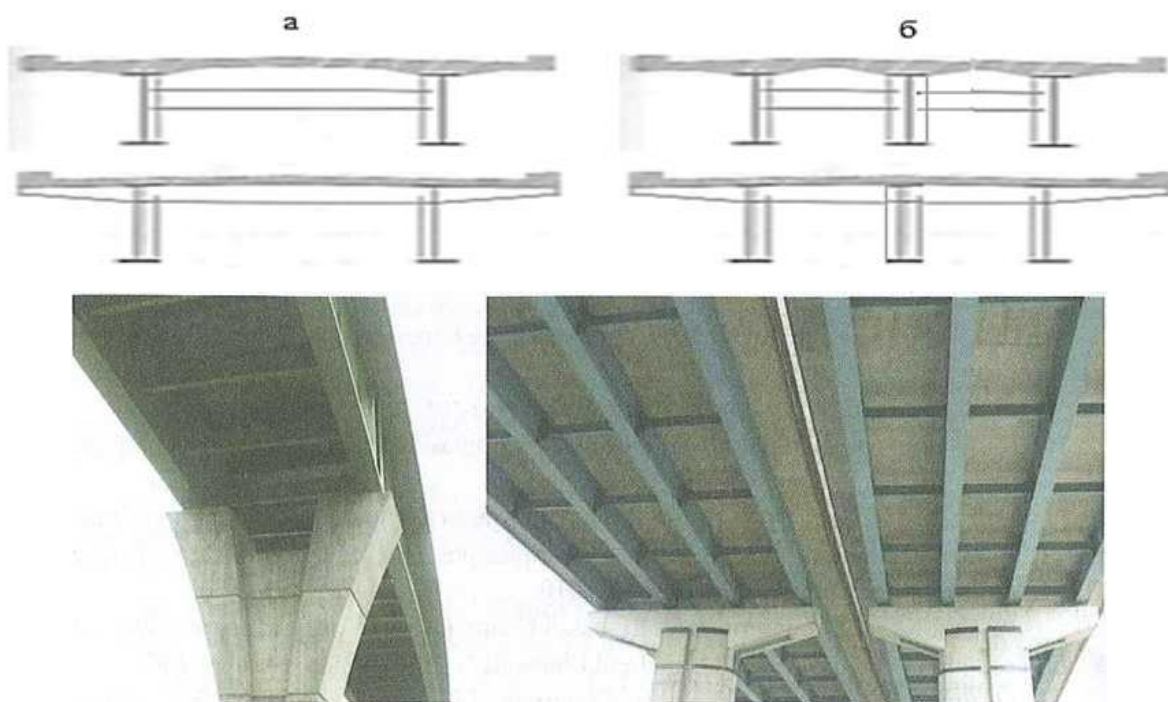


Рис. 1.2. Типові перетини прогонових будов сталезалізобетонних мостів з двотавровими балками: а) двоблочна конструкція прогонової будови; б) багатобалочна конструкція прогонової будови

Коробчасті прогонові будови, як правило, можуть мати в поперечному перерізі дві (рис. 1.3, а) або одну балки (рис. 1.3, б) [1, 2]. При цьому прогонові будови можуть мати поперечні балки та обходитися без них. Використання коробчастих прогонових будов, по відношенню до одноплитних, має ряд переваг, до яких можна віднести:

- високу несучу здатність конструкцій або їх елементів при роботі на вигин у двох площинах і на кручення;
- виключення згинально-крутильної форми втрати стійкості;
- стійкість до деформативності та механічних пошкоджень під час транспортування і монтажу.

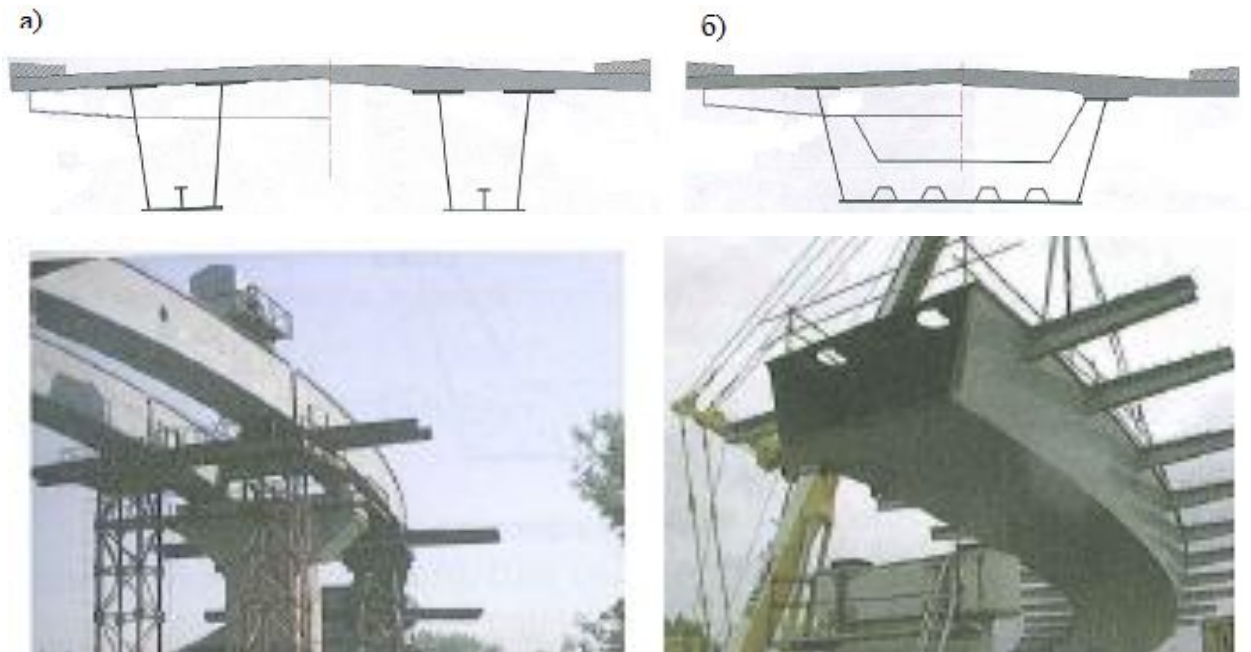


Рис. 1.3. Типові перетину прогонових будов сталезалізобетонних мостів з коробчастими балками: а) дві балки в поперечному перетені; б) одна балка в поперечному перетені

Для зведення мостів на автомобільних дорогах високих категорій застосовуються сталезалізобетонні балки коробчастого перетину зі збільшеними консолями залізобетонної плити (рис. 1.4). Плита в таких прогонових будовах оперта на пояси коробчастої балки і на поздовжні балки, розташовані між стінками коробки і на консолях. Поздовжні балки підтримуються підкосами [2, 3].

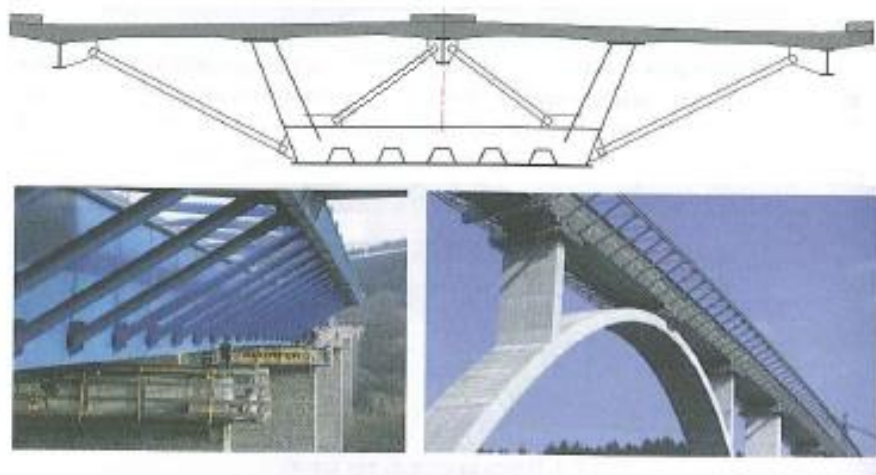


Рис. 1.4. Сталезалізобетонних балка коробчатого перетину зі збільшеними консолями залізобетонної плити

Застосовується в сталезалізобетонних прогонових будовах додаткове бетонування в прольоті і на опорах. Балка коробчатого перетину з обетонуванням нижнього поясу називається подвійною сталезалізобетонною коробкою-балкою. Використовується додаткове бетонування поясів і в одноплитних прогонових будовах. Одним з варіантів сталезалізобетонних балок з бетонним нижнім поясом є *preflex*-балки, що широко застосовуються в Німеччині. *Preflex*-балки (рис. 1.5) це прокатні балки із залізобетонною нижньою полицею. Особливість їх виготовлення полягає в попередньому вигині прокатної балки, з наступним бетонуванням нижньої полиці. Стиснута таким чином бетонна частина отримує попереднє напруження, що призводить до підвищення опору вигину і мінімальному прогину балок при експлуатації мосту [2].



Рис. 1.5. Сталезалізобетонні прогонові будови із застосуванням *preflex*-балок

Залізобетонна плита плита проїзної частини може виконуватися в монолітному та збірному варіанті. При застосуванні збірної плити значно прискорюються темпи будівництва, однак потребують заходів для досягненні однакової міцності бетону плити і бетону ділянок омоноличування. При застосуванні ж монолітної плити підвищуються працевитрати та вартість, що йдуть на влаштування опалубки, виконання на місці арматурних робіт та укладання бетону, але забезпечує, в порівнянні зі збірними плитами, гарантований зв'язок бетону з упорами і повну монолітність плити. В останні роки значне поширення набуло бетонування по незйомній опалубці, виконаній з профільованого листа.

1.2. Конструкції деталей поєднання залізобетонної плити з металевими балками.

Згідно з Єврокодом сталезалізобетонними називають конструкції з залізобетонними та металевими елементами, поєднанні між собою за рахунок сил тертя і зчеплення за допомогою сполучних елементів. В якості сполучних елементів для сприйняття зсувних зусиль між складовими частинами можуть бути застосовані жорсткі або гнучкі металеві анкери.

Найпростіші жорсткі упори можуть бути утворені з відрізків прокатного профілю, привареного або приклепанного однієї з полиць до верхнього поясу металевої балки. Для збільшення жорсткості застосовують зміцнення ребрами-контрфорсами або спеціальними похилими планками (рис. 1.6). При великих зсувних зусиллях може виявитися необхідним посилити зварні шви, що прикріплюють упори до поясу балки; в цьому випадку контрфорсні ребра можна приварити з протилежного боку вертикальних полиць куточка і використовувати їх для збільшення довжини швів, що прикріплюють упор до балки.

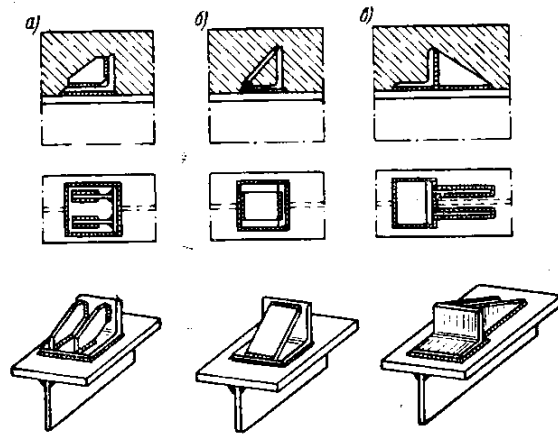


Рис. 1.6. Жорсткі упори з посилених кутиків

Досить поширене влаштування жорстких упорів з прокатного металу привареного торцями до верхнього поясу металевої балки (рис. 1.7). Такі упори мають достатню жорсткість і не вимагають спеціального підсилення. За кордоном знаходять застосування жорсткі упори з відрізків двотаврового або таврового перетину.

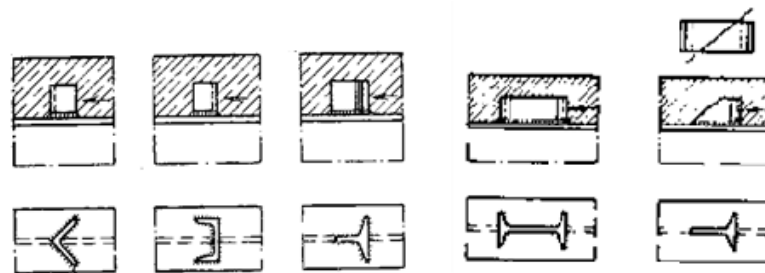


Рис. 1.7. Жорсткі упори з відрізків кутиків, швелерів або таврів.

Для сприйняття головних розтягуючих напружень застосовують спеціальне армування у вигляді похилих або вертикальних стрижнів, прикріплених безпосередньо до жорстких упорів або до поясу металевої балки. Конструкція таких упорів представлена на рис. 1.8.

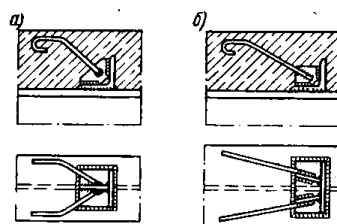


Рис. 1.8. Жорсткі упори з нахиленими стрижнями

В якості гнучких упорів можуть бути використані арматурні випуски, у вигляді окремих похилих стрижнів, приварених до балки фланговими швами або безпосередньо торцем (рис 1.9). Арматурні стрижні можуть бути виконані II-подібної форми, що забезпечує гарне їх закріплення в бетоні. У тих випадках, коли в вертикальних перетинах плити в місцях примикання до металевих балок виникають значні головні напруження розтягування, застосовують арматурні стрижні, нахилені в плані.

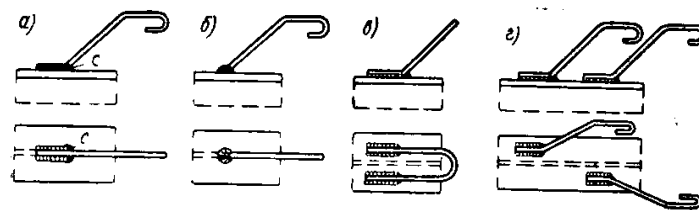


Рис. 1.9. Гнучкі упори у вигляді окремих стрижнів

З другої половини 50-х років в багатьох країнах світу отримали розвиток гнучкі циліндричні упори з головками (упори Нельсона). Завдяки високій продуктивності, досить широкого асортименту, в даний час гнучкі циліндричні упори з головками є найбільш поширеним засобом поєднання залізобетону і сталі в більшості зарубіжних країн світу (рис. 1.10). Однак зв'язки такого типу потребують при монтажі спеціального зварювального обладнання та високої кваліфікації працівників. Крім того дані упори недоцільно застосовувати в конструкціях, що складаються з тонкостінних елементів.



Рис. 1.10. Гнучкі упори типу Нельсон.

Також в останні роки знаходять застосування безперервні упори. Основу цих рішень становить поздовжній вертикальний лист, приварений по всій довжині металевої балки. Упори цієї системи можуть мати вигляді прямої або криволінійної перфорованої пластини (рис.1.11).

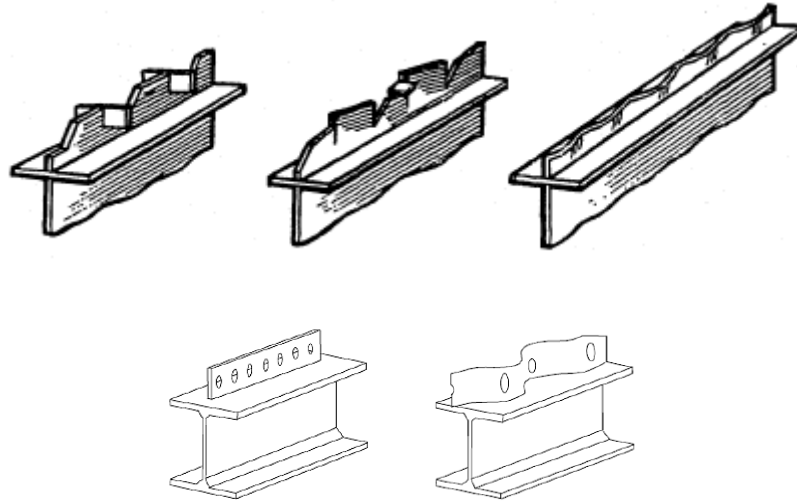


Рис. 1.11. Безперервні упори.

1.3. Застосування полегшених сталезалізобетонних конструкцій

Проблема зниження власної ваги, на сьогоднішній день, є одним з основних питань при проектуванні сучасних конструкцій. Стосується, це питання і сталезалізобетонні конструкції. Варіантом вирішення даної проблеми може бути застосування в сталезалізобетонних системах полегшених металевих і залізобетонних елементів.

Одним з варіантів полегшення металевої частини СТЗБ прогонових будов є застосування балок з гофрованою стінкою (рис. 1.12). Балки з гофрованою стінкою почали вивчатися ще в 40 роках 19 сторіччя. Перший міст з головними балками, що мали гофровану стінку був побудований у Франції у 1986р. Всього побудовано та будується близько сотні подібних конструкцій, що в свою чергу, дивлячись на загальну кількість СТЗБ прогонових будов є дуже малим показником. Більшість з них мають залізобетонний верхній та нижній пояси.



Рис. 1.12. Віадук Maupre

В Україні для СТЗБ мостів балки з гофрованою стінкою не застосовувалися. Викликано це в першу чергу відсутністю нормативної бази та досвіду застосування. Та в цілому переваги таких конструкцій не очевидні. Для того, щоб застосовувати такі стінки в балках СТЗБ мостів окрім питання зниження власної ваги треба вирішити низку питань, щодо їх раціональності:

- потрібна відпрацьована надійна та дешева технологія виготовлення;
- потрібно мати технологічні та надійні вузли стиків балок, вузлів поєднання поперечних конструкцій та вузлів спирання балок;
- обмежена нормативна база (розрахунок гофрованої стінки представлено в Єврокодi) та досвід застосування.

Ще одним варіантом полегшеної металевої частини СТЗБ прогонових будов можуть виступати наскрізні балки. У технічній літературі така балка отримала кілька назв - балка з перфорованою стінкою, балка з розвиненим перетином, наскрізна балка [14, 47]. Балка з перфорованою стінкою може бути утворена шляхом розрізання стінки прокатного профілю по звивистій лінії з подальшим їх розсуненням, зміщенням до з'єднання, в місцях примикання виступів, за допомогою зварювання, утворюючи суцільні перемички (рис. 1.13). В результаті виходить конструктивна форма у вигляді пластини з отворами в стінці. В даний час при виготовленні таких конструкцій можуть бути використані газо-різальні машини, плазмові пальники або пресове обладнання.

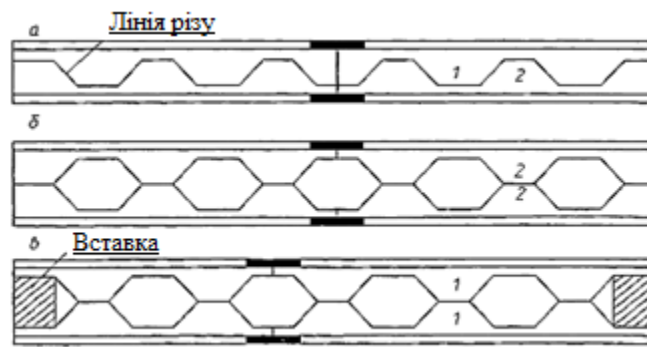


Рис. 1.13. Балки з перфорованою стінкою:

а) прокатний профіль; б) наскрізна балка; в) наскрізна балка з вставками в опорних ділянках

Наскрізна балка, за рахунок збільшення своєї висоти, дозволяє перерозподілити матеріал перетину, концентруючи його ближче до периферійних волокон, що істотно підвищує такі геометричні характеристики перерізу як момент інерції та момент опору, а частина матеріалу стінки, близько 30-40% в центральній зоні безпечно для конструкції вилучається [14, 47]. Двотаврові балки з перфорованою стінкою, в порівнянні з прокатними, забезпечують 20-30% економії металу та дешевше останніх на 10-18%. За працевитратами виготовлення вони на 25-30% ефективніше, ніж зварні двотаврові балки за рахунок скорочення операцій обробки і об'єму зварювання. При використанні таких конструкцій замість ферм економічний ефект досягається за рахунок зниження витрат металу та працевитрат при монтажі, поліпшення умов транспортування, зниження експлуатаційних витрат, високого рівня механізації процесу виготовлення.

Вперше в світі, балки з перфорованою стінкою були застосовані в 1910 році в конструкціях мосту в місті Чикаго. Початок цілеспрямованих досліджень напруженого стану балок з наскрізною стінкою доводиться на рубіж 50-60-х рр, і пов'язаний з роботами Е.А. Бейліна [5, 6, 7], М.Т. Бесєдіна [10], В.М. Бондаренко [15,17], Д.М. Бичкова [23], В.З. Власова [35, 36], В.М. Ворожбянова [37], В.С. Данкова [47], М.І. Длугач [48], В.М. Картопольцева

[56, 57], В.В. Козлякова [61], М.М. Копитова [64] Є.В. Литвинова [75], О.В. Лужина [76], І.Є. Мілейковський [82], Р.М. Раппопорта [102], А.Р. Ржаніціна [103, 104], Сен-Венана [111], Г.Л. Соболевського [115], М.Б. Солодар [116], М.М. Стрілецького [122], В. І. Трофимова [130], В.В. Холопцевою [136, 137], А.А. Юрченко [146], F. Faltus [157], J.E. Gibson [159], M.M. Hrabok [163], Z. Shoukry [169] та ін.

В даний час дані конструкції широко застосовуються в США, Японії, Німеччині, Великобританії, Польщі, Росії та ряді інших розвинених країн. Балки з перфорованою стінкою є дуже перспективним напрямком зниження власної ваги СТЗБ конструкцій. При цьому одним з напрямків поліпшення властивостей наскрізних балок може бути виконання теоретичних та експериментальних досліджень щодо конструкцій що мають нерегулярну (довільну) топологію та крок отворів та їх вплив на несучу здатність балки.

Для зменшення витрат матеріалів і зниження власної ваги залізобетонної плити, її можуть проектувати полегшеною - пустотною або ребристою. При видаленні бетону з розтягнутої зони зберігають лише ребра шириною, необхідною для розміщення зварних каркасів і забезпечення міцності панелей за похилим перерізом. При цьому плита в прольоті між ребрами працює на вигин як балка таврового перетину. Верхня полиця плити також працює на місцевий вигин між ребрами.

Плити можна влаштовувати з пустотами різної форми. За формою поперечного перерізу плити можуть виготовлятися з овальними, круглими, горизонтальними та вертикальними порожнечами, ребристими з ребрами вгору і ребрами вниз, суцільні.

Компромісним є застосування пустотілих плит, які мають опалубку як у суцільних плит, а по матеріаломісткості наближаються до кесонних. Запропонована конструкція плит широко застосовується в усьому світі при будівництві будівель і споруд. До таких систем слід віднести технології Airdeck, BubbleDeck, Cobiax, U-Bahn Beton, U-Boot Beton та інші. У світовій будівельній практиці є приклади влаштування монолітних з круглими

порожнечами, які отримуються шляхом розміщення в них полімерних або картонних труб. Однак така технологія не знайшла широкого застосування, оскільки пов'язана з додатковою витратою матеріалів і досить працевитратна.

Альтернативою сказаного може бути застосування при проектуванні і будівництві ефективних полегшених плит. Основним принципом створення таких конструкцій є поховання під час бетонування вкладишів певної форми і розмірів, виконаних з легких, недорогих матеріалів (наприклад, пінополістирол). В результаті цього формується монолітна конструкція, яка складається з верхньої та нижньої обшивці, внутрішніх ребер жорсткості і вкладишів-пустотоутворювач (рис. 1.14).

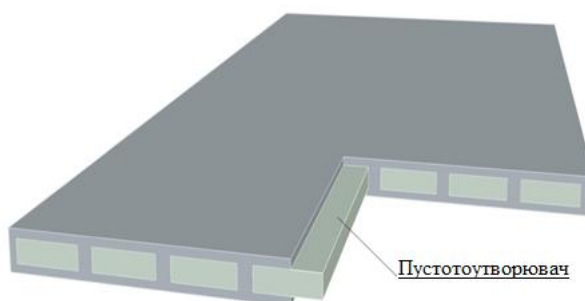


Рис. 1.14. Ефективна полегшена плита

1.4. Нормативна база та особливості розрахунку сталезалізобетонних прогонових будов

Сталезалізобетонна прогонова будова складається зі сталеві частини, яка повинна проектуватися за нормами проектування металевих конструкцій, і залізобетонної плити, яка не повинна суперечити нормам проектування залізобетонних конструкцій. При цьому є ряд положень, властивих тільки для сталезалізобетонних прогонових будов. З 2013 року Україна прийняла Eurocode. Формально по ним можна проектувати вже зараз, але без потрібного досвіду, це не так легко, а для сталезалізобетонних мостів і зовсім складно, так як потрібно оперувати трьома базовими єврокодами: з бетону, сталі та сталезалізобетону, а також використовувати додаткові розділи [1-12].

Розрахунок міцності та деформативності сталезалізобетонних конструкцій навіть в межах пружних деформацій, являє собою досить важке завдання. Оцінка напружено-деформованого стану таких систем пов'язана, перш за все, з коректністю прийнятої розрахункової схеми, яка повинна найбільш повним чином відображати всі особливості роботи системи з одного боку і враховувати специфіку роботи матеріалу конструкції і зв'язків з іншого.

Прагнення до спрощення обчислень призвели до появи моделей різних типів, що описують процес деформування розглянутих конструкцій з різним ступенем адекватності розрахункової схеми. Формування моделей дуже тісно пов'язане з розвитком чисельних методів будівельної механіки і засобів обчислювальної техніки. Слід зазначити, що основою розрахунку СТЗБ прогонових будов є методика розрахунку сталевих конструкцій з доповненнями, які враховують специфіку роботи сталезалізобетонних.

Характерною особливістю СТЗБ прогонових будов є істотне зменшення поперечного перерізу сталевих несучих елементів. Це зменшення знижує несучу здатність і жорсткість прогонових будов, яких може виявитися недостатньо для здійснення ряду монтажних операцій, тому виконання перевірки міцності і жорсткості сталевих конструкцій на монтажні навантаження є обов'язковим.

Перевірка міцності для СТЗБ мостів, розташованих поза сейсмічно-небезпечних районів, виконується в основному за двома сполученням навантажень:

- I поєднання навантажень включає постійні навантаження плюс тимчасові навантаження від рухомого складу і пішоходів. Всі навантаження враховують з коефіцієнтом сполучень $\nu=1$.

- II поєднання навантажень, що включає вже перераховані, а також додаткові дії від нерівномірного розподілу температур по висоті СТЗБ перетину. Постійні навантаження враховують з коефіцієнтом сполучень $\nu=1$, тимчасові навантаження від рухомого складу і пішоходів з коефіцієнтом

сполучень $v=0.8$, додаткові дії від нерівномірного розподілу температур по висоті СТЗБ перетину $v = 0.7$.

Розрахунок поперечного перерізу виконують за стадіями в залежності від числа частин перетину, що послідовно включаються в роботу. Напруження в конкретній частині перетину визначають додаванням їх на кожній стадії роботи.

Розрахунки залізобетонної плити проїзної частини на місцевий вигин і спільну роботу зі сталевими несучими конструкціями допускається виконувати незалежно один від іншого. Якщо плита проїзної частини працює на місцевий вигин в повздовжньому напрямі, то її слід розраховувати як позацентрово стиснутий або позацентрово розтягнутий залізобетонний елемент в залежності від знаку повздовжнього зусилля в плиті.

В окремий напрямок можна виділити задачі регулювання і управління конструктивними параметрами елементів. Значних успіхів в даному напрямку досягли: Н.П. Абовський [1], Є.І. Беленя [8], Р. Белман [9], В.В. Бірюльов [14], В.М. Бондаренко [15,16], Г.В. Васильков [25, 26], А.І. Виноградов [31], А.С. Городецький [44, 45, 46], Л.В. Канторович [55], А.В. Перельмутер [91], С.Ф. Пічугін [92, 93, 94], А.Р. Ржаніцин [103, 104], С.П. Тимошенко [128, 129], В.І. Феодос'єв [135], В.С. Шмуклер [141, 142, 144] і багато інших. Однак, мала кількість подібних робіт, як в теоретичному, так і експериментальному плані спонукає до розробки нових наукових підходів, на основі яких проводиться створення конструкцій, з наперед заданими позитивними властивостями. Найбільший ефект в даному випадку може бути досягнутий при експлуатації енергетичних екстремальних принципів.

1.5. Короткі висновки і завдання справжніх досліджень

З виконаного огляду застосування сталезалізобетонних прогонових будов можна зробити наступні висновки:

1. Не дивлячись на глибоке і детальне вивчення СТЗБ конструкцій, актуальними залишаються питання зниження власної ваги конструкції,

відмова від монтажного зварювання, зниження працевитрат при виготовленні і монтажі конструкції;

2. Нерозкритим залишається питання щодо перфорованих конструкцій що мають нерегулярну (довільну) топологію та крок отворів та вивчення їх впливу на несучу здатність балки;

3. На сьогоднішній день проведено недостатня кількість експериментальних та теоретичних досліджень, присвячених побудові сталезалізобетонних конструктивних рішень, отриманих внаслідок прямого методу формування їх фізико-геометричних параметрів.

В результаті вище запропонованих висновків можна скласти завдання справжніх досліджень:

- вдосконалення, на основі сформульованих та обґрунтованих принципів, конструкції прольотної будови, що має раціональні фізико-геометричні характеристики;

- розробка та обґрунтування процедури виготовлення перфорованих металевих елементів, що мають нерегулярну (довільну) топологію та крок отворів;

- побудова теоретичної скінченно-елементної моделі прольотної будови та на її основі дослідження напружено-деформованого стану (НДС) системи в цілому і окремих її елементів, з урахуванням специфіки роботи матеріалів та зв'язків;

- проведення експериментальних досліджень НДС оптимізованої конструкції при дії статичних та динамічних навантажень;

- оцінка економічної ефективності запропонованої конструкції та впровадження результатів дисертаційного дослідження в практику.

В якості мети дисертації розглядаємо можливість істотного підвищення ефективності сталезалізобетонних конструкцій на основі нових конструктивних рішень.

РОЗДІЛ 2. РАЦІОНАЛІЗАЦІЯ ПАРАМЕТРІВ СТЗБ ПРОГОНОВИХ БУДОВ

2.1. Конструктивні особливості прогонової будови

В роботі [50] запропонована ефективна полегшена модульна конструкція сталезалізобетонних прогонових будов мостів, що відрізняється високою заводською готовністю. Конструкція предложена у вигляді просторової двоконпонентної системи, що складається з металевих перфорованих блоків коробчастого перетину та ефективної полегшеної залізобетонної плити проїзної частини, що включена в сумісну роботу за допомогою нової системи зсувних зв'язків (рис. 2.1).

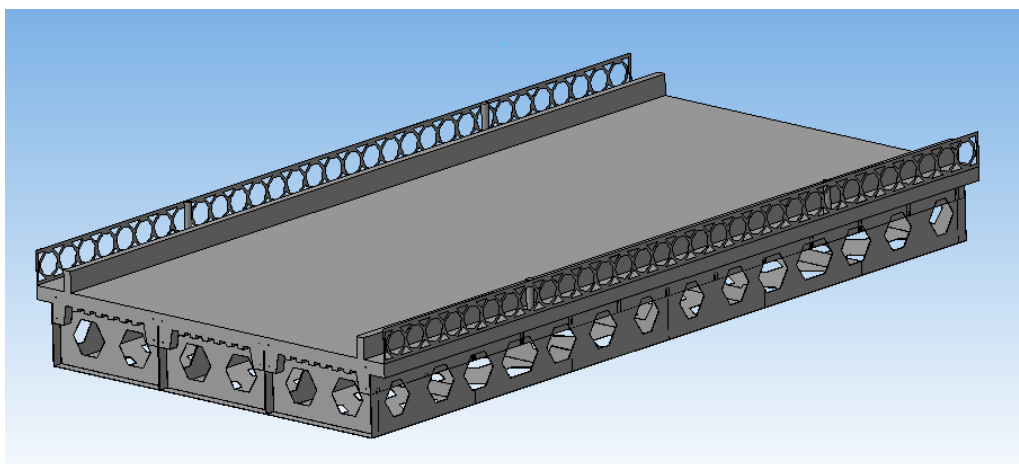


Рис. 2.1. Фрагмент запропонованої СТЗБ прогонової будови.

В якості основних несучих елементів прогонової будови виступають металеві блоки коробчастого перерізу, до складу яких входять головні балки, поперечні діафрагми і нижня пластина. Всі елементи блоку представлені у вигляді перфорованих пластин, виготовлених за безвідходною технологією. Діафрагми блоку виконані з гребінкою по верхній межі, на яку укладається профільований сталевий лист, який, в подальшому, є незйомною опалубкою для залізобетонної плити. Виготовлення готових до монтажу блоків, проводиться за допомогою автоматичного зварювання в заводських умовах, що, в свою чергу, дозволяє майже повністю відмовитися від монтажного

зварювання. Це, в свою чергу, значно полегшує процес монтажу прогонових будов, знижує вартість та час, необхідні на будівництво.

Для забезпечення спільної роботи металевих блоків прогонової будови з залізобетонною плитою проїзної частини представлена система дискретно-континуальних зв'язків зсуву у вигляді жорстких упорів, об'єднаних між собою в поперечному і поздовжньому напрямках арматурними стрижнями періодичного профілю. Приварка упорів може виконуватися безпосередньо до вертикальної пластини головної балки без наявності горизонтальної полиці, тим самим не передбачаючи наявності металевого опорного елемента для залізобетонної плити. Після розстановки блоків на опорні частини виконується поєднання упорів в єдину систему зв'язків зсуву в двох рівнях за допомогою арматурних стрижнів. На верхні і нижні стрижні, перед бетонуванням, укладаються арматурні сітки, що, в цілому, являє собою арматурний каркас залізобетонної плити (рис. 2.2).

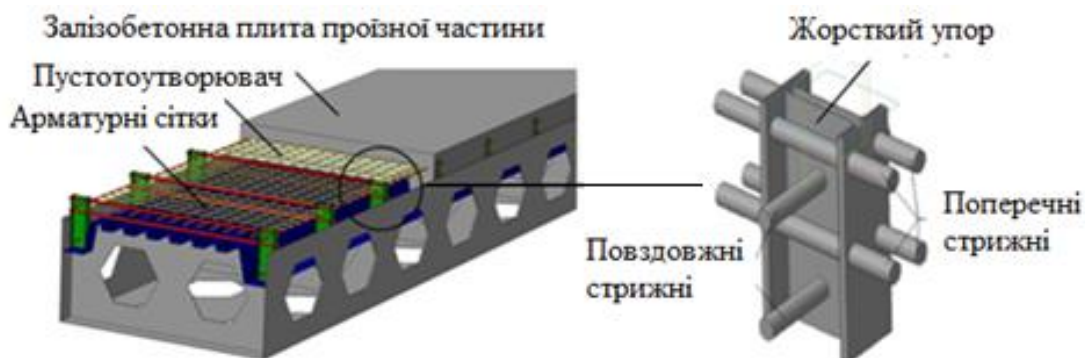


Рис. 2.2. Загальний вигляд системи дискретно-континуальних зв'язків зсуву.

В поперечному перерізі мосту компановка блоків в єдину просторову конструкцію може здійснюватися за двома варіантами:

- розстановка блоків в поперечному напрямку прогонової будови один до одного та поєднання в єдину коробчасту систему за допомогою високоміцних болтів та монолітної плити проїзної частини;
- розстановка блоків в поперечному напрямку прогонової будови з певним кроком, та їх поєднання в єдину систему за допомогою поперечних зв'язків (або без них) та монолітної плити проїзної частини.

Плита проїзної частини представлена у вигляді полегшеної залізобетонної ефективної плити з використанням захоронених пустотоутворювачів (рис. 2.3). Конструкція плити включає в себе верхню і нижню обшивки та внутрішні ребра, розташовані з розрахунковим кроком уздовж та поперек прольоту. Висота ребер дорівнює повній висоті плити. Інша частина плити заповнена пінополістирольними захороненими вкладишами. Даний підхід дозволяє збільшити конструктивну висоту плити, тим самим, збільшуючи циліндричну жорсткість при зменшенні витрат арматури та бетону [141].



Рис. 2.3. Залізобетонна плита проїзної частини

При цьому, на відміну від відомих систем [30, 45 ,50], в роботі розглянута можливість виконання перфорованих металевих елементів, що мають нерегулярну (довільну) топологію та крок отворів. Тут, крім загального позитиву, важливим є запропонована малобюджетна технологія виготовлення квазі-енергетично рівномісних елементів, що досягається за рахунок зміни розмірів отворів і їх кроку по всій довжині балок. Запропонований спосіб виготовлення полегшених балок, при якому забезпечується безвідходне виробництво, дає можливість варіювання ширини та кроку отворів відповідно від діючих зовнішніх сил.

Суть його полягає в наступному, для виготовлення полегшеної балки використовуються дві балки прокатного профілю (рис. 2.4). Вертикальні стінки прокатних балок розрізають ідентичним, симетричним, щодо середньої лінії балок, різом на чотири напівбалки.

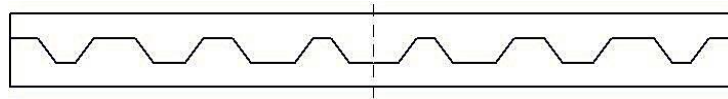


Рис. 2.4. Конфігурація різну прокатного профілю

Однакові напівбалки стикують по виступах і зварюють. В результаті, отримують дві перфоровані балки, одна з яких має закриті торці, а друга – відкриті (рис. 2.5).

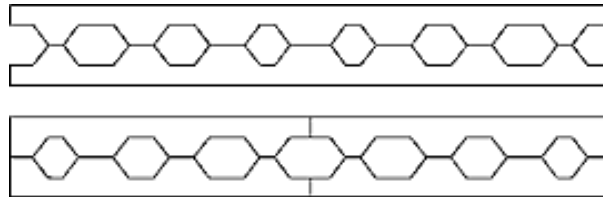


Рис. 2.5. Отримані перфоровані балки

Напівбалки з закритими кінцями розрізають навпіл та стикують розрізаними торцями з двох сторін з перфорованою балкою з відкритими торцями зварюючи між собою у готову балку (2.6).

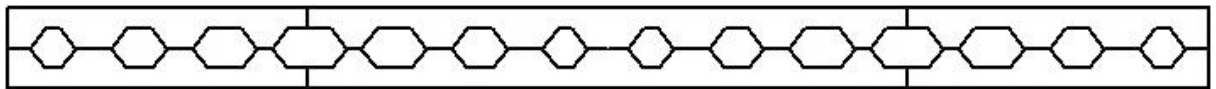


Рис. 2.6. Готова до використання перфорована балка

Розміри проміжних виступів і западин можуть бути довільними. При цьому, розкрій заготовок виконують таким чином, щоб загальна довжина заготовки дорівнювала

$$L = 2n + (2n-1) + 2 \times (2n-1) p \quad (2.1)$$

де $2n$ - парна кількість проміжних виступів, $(2n-1)$ - непарна кількість проміжних западин, p - проекція похилої частини отвору на горизонтальну вісь.

Спосіб виготовлення полегшених двотаврових балок, при якому змінюється розмір виступів і западин по довжині балки, дозволяє отримати конструкцію розрізної або нерозрізної полегшеної балки. При такій

технології виготовлення полегшених двотаврових балок відхід металопрокату зводиться до мінімуму.

2.2. Принципи формування раціональної топології конструкції

Останні роки в галузі будівництва простежується сплеск загальносистемних проблем, які пов'язані з безперервним зростанням чисельності населення і як наслідок збільшення трафіку транспортного потоку, вичерпання необхідних ресурсів, екологічної та економічної безпеки. Зазначені проблеми зумовлюють впровадження нових прогресивних конструктивних систем отриманих за допомогою прямого, тобто раціонального проектування. Особливий клас тут складають задачі управління (регулювання) параметрами конструкцій і станів, в поєднанні з пошуком їх екстремальних значень. За допомогою управління поведінкою конструкції можна не тільки істотно поліпшити її техніко-економічні показники, а й, що найважливіше, підвищити експлуатаційну надійність [48].

Процес створення ефективних будівельних конструкцій найтіснішим чином пов'язаний з технологічністю. Під терміном «технологічне конструктивне рішення» розуміється таке рішення, при якому забезпечується найбільш просте, швидке і економічне виготовлення, транспортування та монтаж, а також експлуатація при обов'язковому дотриманні вимог надійності та вказівок відповідних нормативних документів [49,117,118,119].

У зв'язку з перерахунком, сформовано підхід побудови раціональних систем передбачає формування ітераційних процедур, за допомогою яких крок за кроком проводиться поліпшення відповідних геометричних і (або) фізико-механічних параметрів конструктиву.

З огляду на складний характер напружено-деформованого стану перфорованих елементів, виправданим є перехід до прямого методу формування параметрів конструктиву, суть якого полягає в формулюванні критеріїв і обмежень, в основі яких проводиться конструювання і вибір оптимальної конструкції [2].

При цьому, за доцільне для побудови еталонного рішення є використання біоенергетичного методу, заснованого на енергетичних принципах, а саме:

– твердження про те, що для регульованих систем, з постійним об'ємом матеріалу, числом зовнішніх і внутрішніх зв'язків (зовнішні параметри) під дією статичної навантаженням - власної ваги, потенційна енергія деформації (ПЕД) після перебудови досягає нижньої межі, на раціональному об'єднанні величин геометричних параметрів:

$$U = \inf_{\alpha} U(\alpha^k), k = 1, 2, \dots, \infty, \quad (2.2)$$

де U – потенційна енергія деформації; k – номер варіанта порівняння; $\alpha \in M$; M – безліч допустимих значень зовнішніх геометричних параметрів;.

– вимога ізоенергетичності стану системи, тобто такого стану, при якому:

$$e[\{\bar{x}\}] = \text{const}, \quad (2.3)$$

де e – щільність потенційної енергії деформації (ЩПЕД); $\{\bar{x}\}$ – вектор внутрішніх параметрів.

Побудова енергетично рівномірної конструкції можлива при такому розподілі матеріалу, коли нормоване значення ЩПЕД задано у вигляді:

$$e_n = \gamma \cdot e_u \quad (2.4)$$

де e_u – граничне значення ЩПЕД; $\gamma \in (0,1)$ – статично обґрунтований параметр.

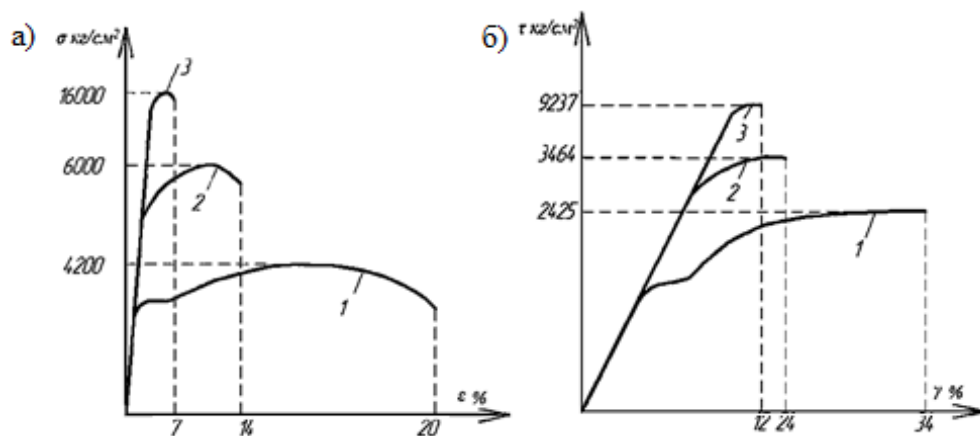


Рис. 2.7. Діаграма матеріалу: а) розтягнення-стиску; б) зсуву

σ , τ – нормальні та дотичні напруження; 1 – м'яка сталь; 2 – низьколегована сталь; 3 – високоміцна сталь

Для визначення граничної ЩПЕД використаний критерій Василькова-Шмуклера, представлений у вигляді:

$$e_u = 0.5\chi_\varepsilon^2[(\chi_\varepsilon + 1)e_{cu} + (\chi_\varepsilon - 1)e_{tu}] + (1 - \chi_\varepsilon^2)e_{shu} \quad (2.5)$$

де χ_ε – параметр Надаї-Лоде; e_{cu}, e_{tu}, e_{shu} – приватні ЩПЕД, що визначаються за (2.7-2.9).

Так як, ЩПЕД залежить від виду напруженого стану і не є постійною величиною, вважається за доцільне для її визначення застосовувати наближений підхід. Вид напруженого або деформованого стану зручно враховувати за допомогою параметрів Надаї-Лоде:

$$\chi_\sigma = 2 \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} - 1 \quad (2.6)$$

де $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ – головні напруження.

Так як метод кінцевих елементів, в основному, використовується в формі методу переміщень, будемо надалі використовувати параметр Надаї-Лоде виду деформованого стану:

$$\chi_\varepsilon = \frac{2\varepsilon_2 - \varepsilon_1 - \varepsilon_3}{\varepsilon_1 - \varepsilon_3}; \varepsilon_1 \geq \varepsilon_2 \geq \varepsilon_3 \quad (2.7)$$

де $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ – головні деформації.

При цьому, кожен окрему ЩПЕД представимо у виді:

$$e_{cu} = \frac{9}{2}K \cdot \varepsilon_0^2 + \int_0^{\varepsilon_{cu}} \sigma_c d\varepsilon_c \quad (2.7)$$

$$e_{tu} = \frac{9}{2}K \cdot \varepsilon_0^2 + \int_0^{\varepsilon_{tu}} \sigma_t d\varepsilon_t \quad (2.8)$$

$$e_{shu} = \int_0^{\varepsilon_{shu}} \tau d\gamma \quad (2.9)$$

де $K = \frac{E_0}{3(1-2\nu)}$ – об'ємний модуль деформації; E_0 – вихідний модуль деформацій першого роду матеріалу; $\varepsilon_0 = \frac{1}{3}I_1(T_\varepsilon)$; $I_1(T_\varepsilon)$ – перший інваріант тензора деформацій; ε_0 – об'ємна деформація; $\sigma_c = \sigma_c(\varepsilon_c)$; $\sigma_t = \sigma_t(\varepsilon_t)$; $\tau = \tau(\gamma)$ – задані (відомі) діаграми матеріалу, побудовані для деформацій стиску, розтягу, зсуву; ε_{nc} ; ε_{nt} ; λ_n – нормовані значення деформацій на стиск, розтяг, зсув.

В роботі розглянута процедура побудови енергетично рівномірної завантаженої балки прямокутного перерізу та пошуку мінімальної висоти перерізу при постійній ширині. Для вирішення поставленої задачі в роботі прийняті наступні гіпотези та припущення:

- розглядається плоска задача;
- ухвалюється положення про раціональність рівномірного розподілу погонної ЩПЕД;
- ухвалюється концепція січного модуля;
- ігнорується внесок енергії дотичних напружень у порівнянні з внеском енергії нормальних напружень у загальний енергетичний баланс.

В розгляд вводиться статично визначена симетрично завантажена балка (рис. 2.8). Для можливості використання надалі отриманого розв'язку для статично невизначених систем на кінцях балок до опор прикладено момент $M_0 \in (0, M_U)$ де M_U – граничний момент.

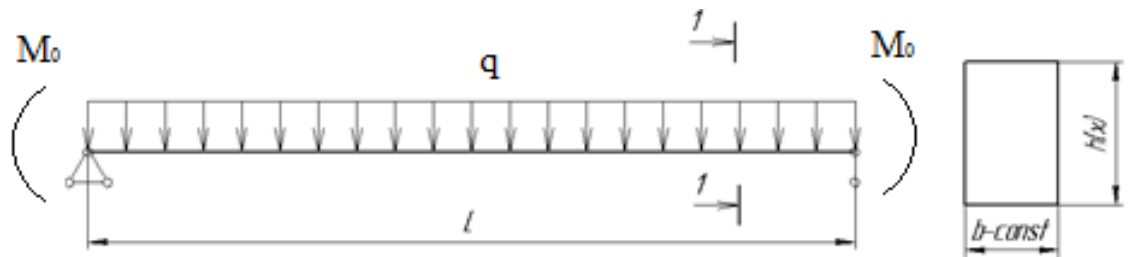


Рис. 2.8. Розрахункова схема балки.

Відповідно до (2.4) запишемо вираз для ЩПЕД:

$$e = e_\sigma + e_\tau = e_n \quad (2.10)$$

де e_σ – щільність потенційної енергії деформації, що накопичується від нормальних напружень;

e_τ – щільність потенційної енергії деформації, що накопичується від нормальних напружень; внаслідок прийнятої гіпотези $e_\tau = 0$.

Тоді для ЩПЕД будемо мати:

$$e_\sigma = \frac{\sigma^2}{2E_0} \quad (2.11)$$

Проте, для визначення головних напружень, враховуються дотичні напруження:

$$\sigma_{1,3} = \frac{\sigma}{2} \pm \sqrt{\frac{\sigma^2}{4} + \tau^2} \quad (2.12)$$

Максимальні нормальні та дотичні напруження рівні:

$$\sigma = \frac{M(x)}{W} \quad \tau = \frac{Q(x) \cdot S}{b \cdot I} \quad (2.13)$$

де W , S , I – момент опору, статичний момент площі, момент інерції.

$$W = \frac{b \cdot h^2}{6} \quad S = \frac{b \cdot h^2}{8} \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad (2.14)$$

Підставляючи в (2.10) (2.5), (2.11), (2.12), (2.13), (2.14) одержимо:

$$h^4(x) - \frac{18M_{(x)}^2}{b^2 \cdot E_i \cdot \gamma \cdot e_u} = 0 \quad (2.15)$$

Вирішуючи (2.15) одержуємо:

$$h(x) = \sqrt[4]{\frac{18M_{(x)}^2}{b^2 \cdot E_i \cdot \gamma \cdot e_u}} \quad (2.16)$$

де M – максимальний згинаючий момент в перерізі; b – ширина перерізу; E_i – січні модулі. В результаті розрахунків отримано переріз раціональної балки зі змінною висотою (рис. 2.9).

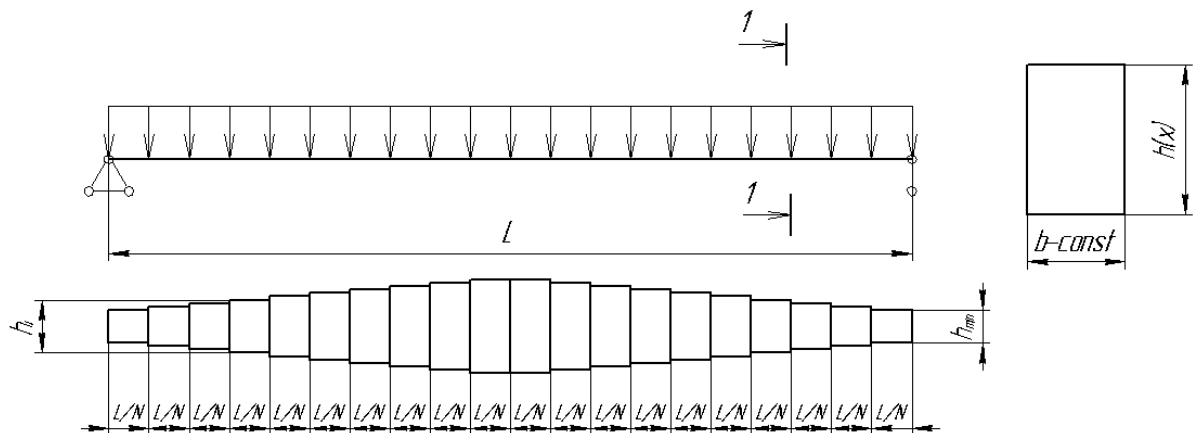


Рис. 2.9. Раціональна балка зі змінною висотою перерізу.

Виходячи з того, що для мостових конструкцій виконання перфорованих елементів різної висоти та елементів постійної висоти, з різною висотою

отворів, неможливо, варійованими параметрами залишаються ширина та крок отворів (рис. 2.10).

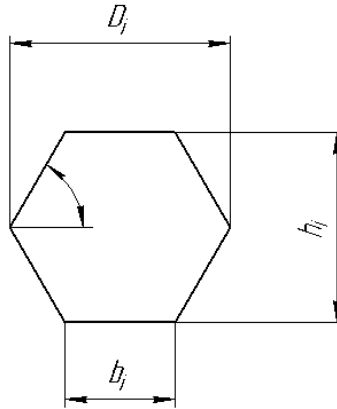


Рис. 2.10. Розміри отвору перфорованого металевго елемнту

Горизонтальна лінія різy прокатного профілю варіюється в межах $0 \leq b_i \leq \frac{h_i}{\sqrt{3}}$, а кут нахилу похилої лінії різy $\alpha \in (45^\circ; 60^\circ)$.

Розміри, а також крок отворів можна знайти з виразу:

$$D_i = \frac{h_i}{\sqrt{3}} \cdot \frac{1-\lambda_i}{1-\lambda_m} \quad (2.17)$$

$$\lambda_i = \frac{e_i}{e_{max}} \quad \lambda_m = \frac{e_m}{e_{max}} \quad (2.18)$$

де i – номер СЕ (по довжині); e_i – погона ЩПЕД в i -ому елементі; e_m – середнє значення погонної ЩПЕД; $e_m = \frac{\sum e_i L_i}{\sum L_i}$, де L_i – довжина i -го СЕ, $\sum L_i$ – довжина елемента; e_{max} – максимальнє значення погонної ЩПЕД; h_i – висота i -го СЕ енергетично рівномічної балки.

2.3. Багатокритеріальність проблеми

Як відомо на мостові споруди в процесі експлуатації діє цілий комплекс навантажень і впливів, що дозволяють використовувати в розрахунках критерій компроміс [3].

Багатокритеріальність є особливістю властивою для практичного проектування. Найчастіше це зводить до нуля ефект знайденого оптимального розв'язку, відповідного будь-якому одному заданому критерію. З іншого боку, задача з одним критерієм можлива лише в

поодиноких випадках. Використана концепція, що базується на регулюванні щільності потенційної енергії деформації, істотно розширює можливості побудови оптимального рішення, але при цьому в значній мірі залежить від конкретного завантаження конструкції. Таким чином, пошук раціональних рішень в умовах різноманіття критеріїв необхідний, проте, пов'язаний з великими обчислювальними труднощами. У зв'язку з чим, пропонується алгоритм наближеного розв'язку цієї задачі.

Суть його полягає в наступному. Послідовно отримується розв'язок всіх окремих задач оптимізації або регулювання. Тобто, при одних і тих же заданих обмеженнях розшукується екстремум кожного окремо сформульованого критерію. При цьому, для екстремального значення розглянутого критерію визначається відповідні величини інших. Окрім цього, вважаючи критерії рівняннями, шляхом перебору управляючих параметрів, що належать області допустимих рішень, визначаються їх неекстремальні (проміжні) значення. Такий підхід, в якому критерії розглядаються як координати, дає можливість побудови області G , в межах і на кордоні якої задоволені всі обмеження завдань. Ця область має характерні точки, в яких відповідний критерій приймає екстремальне значення. Графічно, для двовимірного випадку ця область може мати вигляд, показаний на рис. 2.11.

Дотримуючись запропонованого підходу, в якості рішення для випадку рівнозначних критеріїв приймається точка $R(\vec{X}_0)$ на поверхні G , рівновіддалених від характерних точок (наприклад, точок 1 і 2). У загальному випадку точка $R(\vec{X}_0)$ або вектор r розшукується з урахуванням "вагових" коефіцієнтів. Під равноотстоящей точкою розуміється точка $R(\vec{X}_0)$, сума відстаней від якої до всіх характерних точок має найменше значення.

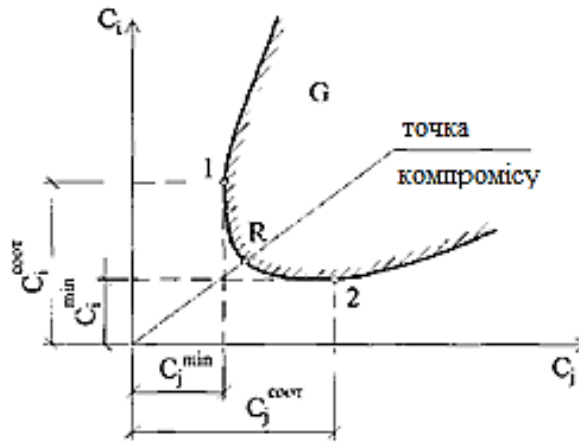


Рис. 2.11. Графічна інтерпретація побудови критерію-компромісу

Отже, для $R(\overline{X_0})$ має сягати мінімуму функція

$$Z(x_0) = \sum_{k=1}^N \gamma_k [\sum_{L=1}^N (X_{kL} - X_{LR})^2]^{\frac{1}{2}} \rightarrow \inf \quad (2.19)$$

де N – кількість характерних точок; X_{kL} – L -та координата k -ої характерної точки; X_{LR} – L -та координата шуканої точки; γ_k – «ваговий» коефіцієнт.

А необхідні умови існування (6) задаються системою N нелінійних рівнянь:

$$Z'(x_0) = 0, \quad (2.20)$$

$$Z(x_0) = 2 \sum_{k=1}^N \gamma_k \frac{(X_{kL} - X_{LR})}{[\sum_{L=1}^N (X_{kL} - X_{LR})^2]^{\frac{1}{2}}} \quad (2.21)$$

У виразі (2.21) в запропонованому підході у ролі координат виступають розміри та крок отворів. Точний розв'язок (2.21) неможливий, але можна говорити про наближений.

2.4. Пошук раціональних параметрів перфорованої металеві частини сталі залізобетонної прогонової будови в умовах багатокритеріальності

Для побудови раціональних конструкцій передбачається формування ітераційних алгоритмів, за допомогою яких покроково проводиться поліпшення відповідних геометричних і фізико-механічних параметрів конструктиву. Це зумовлює розробку раціональних систем, які відповідають необхідним інженерним, архітектурним і економічним обмеженням

(вимогам). Дана обставина є наслідком нелінійності процесів, що описують напружено-деформований стан конструкцій. Різноманіття видів нелінійності, в свою чергу, зумовлює неможливість побудови будь-яких загальних постановок і рішень задач раціоналізації конструктивних систем. Це обумовлює складання стратегій пошуку конструктивних параметрів з залученням обмеженої кількості положень, що описують рух матеріальної системи в часі. І тут бажаний ефект найбільш просто може бути досягнутий при експлуатації енергетичних екстремальних принципів [141].

Припустимо, що пропонована металева перфорована частина сталезалізобетонного блоку характеризується деякими зовнішніми і внутрішніми параметрами. До зовнішніх відносяться параметри, що визначають опір системи без зміни об'єму. До внутрішніх відносяться параметри, що визначають топологію, об'єм, а також властивості матеріалів.

Запишемо вектор керуючих параметрів для перфорованого фрагменту:

$$\{X\}^T = \{h, h_f, t, b, \alpha\} \quad (2.22)$$

де h - висота перерізу; h_f – висота отвору; t - товщина елемента; b – горизонтальна лінія різку прокатного профілю; α – кут нахилу похилої лінії різку.

Для вирішення поставленого завдання на першому етапі було розглянуто 5 варіантів різку прокатного профілю, і, як наслідок, 5 варіантів перфорованих балок, які мають однаковий об'єм. Скінченно-елементні моделі побудовані за допомогою стандартних засобів генерації розрахункової схеми (оболонки нульової Гаусової кривизни). Всі балки мають класичне шарнірне обпирання. У кожної балки задані ексклюзивні топологія і крок отворів (рис. 2.13). В якості навантаження було прийнято рівномірно-розподілене навантаження.

Ставиться завдання визначення такої топології і кроку отворів, при яких, по-перше виконується критерій (2.2) і, по-друге, проводиться оцінка виконання обмеження (2.3).

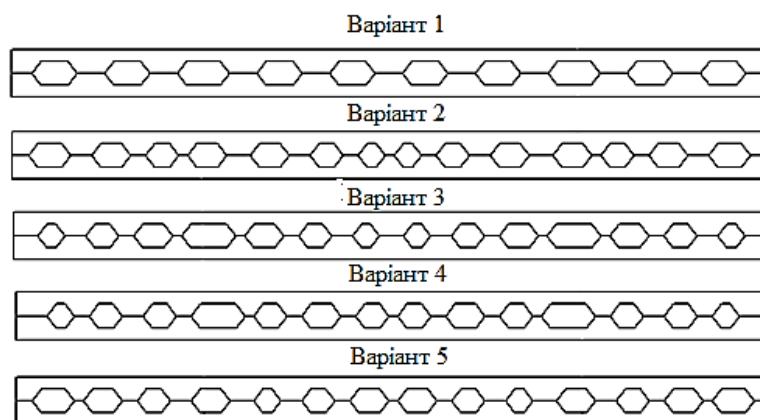


Рис. 2.13. Розглянуті варіанти конфігурації балок

Рішення поставленого завдання реалізовано в середовищі ПК ЛІРА 10.6. Результати розрахунків наведені в табл. 2.1.

Таблиця 2.1.

Значення компонентів НДС				
№ вар-ту	Конфігурація балки (ЩПЕД)	Значення ПЕД, кН·м	Прогни, мм	
1				

За результатами таблиці 2.1, видно, що найменші значення ПЕД та прогинів відповідають третьому варіанту. Цей факт підтверджує можливість

використання цієї конфігурації різь при виробництві перфорованих конструкцій і елементів (рис. 2.14).

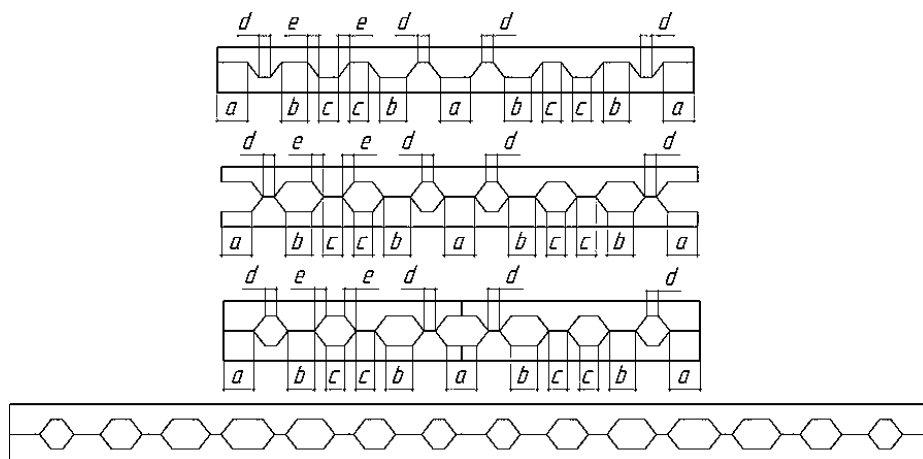


Рис. 2.14. Квазіенергетично рівномірна перфорована пластина.

На другому етапі розрахунків за основу був взятий третій варіант різь профілю, в якому по чергово змінювались розміри горизонтальних ліній різь (рис. 2.15). Параметри змінювались таким чином, щоб в результаті отримані перфоровані елементи мали однакову довжину. Метою дослідження було встановлення впливу розміру та кроку отворів на величину ПЕД та прогинів елементу в умовах багатокритеріальності. Розглянуто 4 варіанти перфорованих балок, в яких розмір горизонтальної лінії різь склав 250, 300, 350 та 400мм. В якості навантаження розглянуті наступні схеми: 1 – рівномірно-розподілене навантаження; 2 – зосереджена сила в середині прогону; 3 – зосереджена сила в чверті прогону.

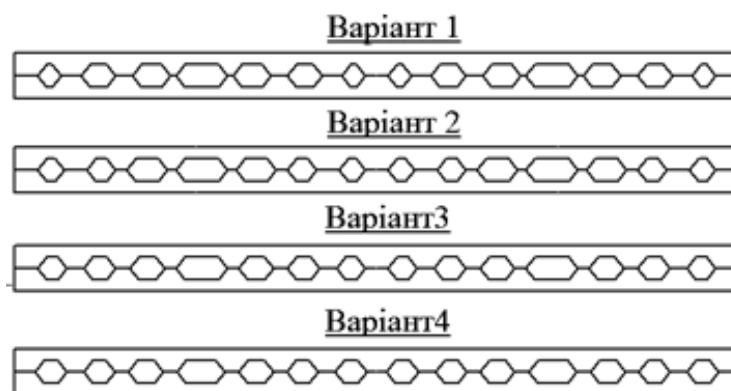
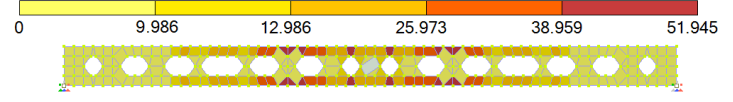
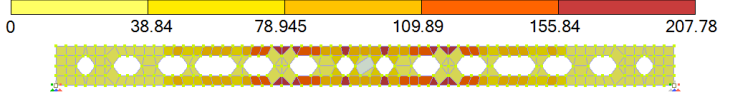
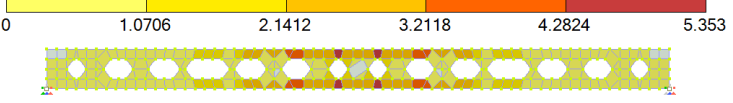
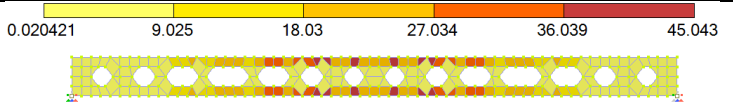
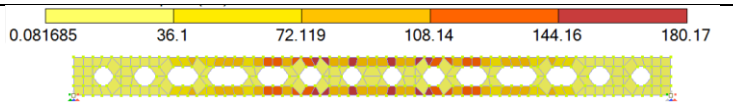
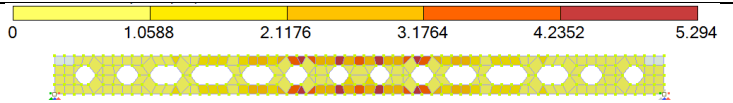
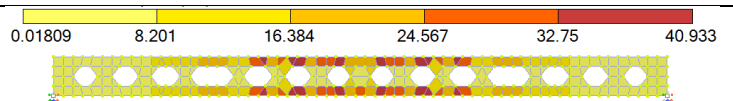
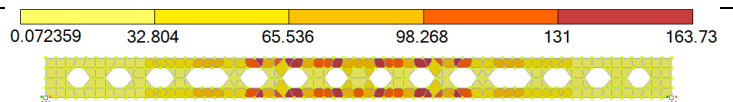
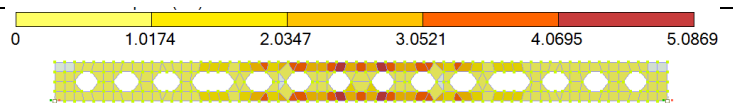
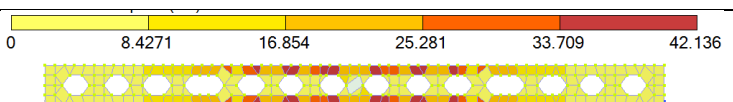
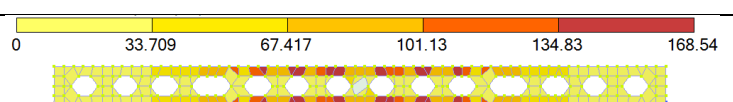
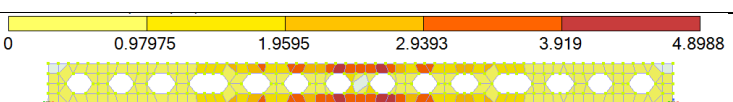


Рис. 2.15. Розглянуті варіанти конфігурації балок

Результати розрахунків наведені в табл. 2.2.

Таблиця 2.2.

Значення ПЕД при навантаженні

№ вар-нту	Схема навантаження	Конфігурація балки (ЩПЕД)	Значення ПЕД кН·м	Прогин и мм
1	1		$36.15 \cdot 10^{-3}$	19.2
	2		$14.46 \cdot 10^{-2}$	38.5
	3		$32.54 \cdot 10^{-4}$	5.8
2	1		$36.11 \cdot 10^{-3}$	19.2
	2		$14.45 \cdot 10^{-2}$	38.4
	3		$32.48 \cdot 10^{-4}$	5.86
3	1		$36.09 \cdot 10^{-3}$	19.4
	2		$14.44 \cdot 10^{-2}$	38.8
	3		$32.38 \cdot 10^{-4}$	5.9
4	1		$36.10 \cdot 10^{-3}$	19.38
	2		$14.44 \cdot 10^{-2}$	38.75
	3		$32.44 \cdot 10^{-4}$	5.9

За результатами розрахунків, представлених в табл. 2.2 побудовано графіки залежності значення ПЕД від номеру варіанту виконання перфорованих балок для кожного навантаження (рис. 2.16). В ході аналізу отриманих даних можна зазначити, що найменшому значенню ПЕД відповідають 3 та 4 варіанти виконання. Тому в подальших розрахунках приймаємо конфігурацію різу, що відповідає цим варіантам.

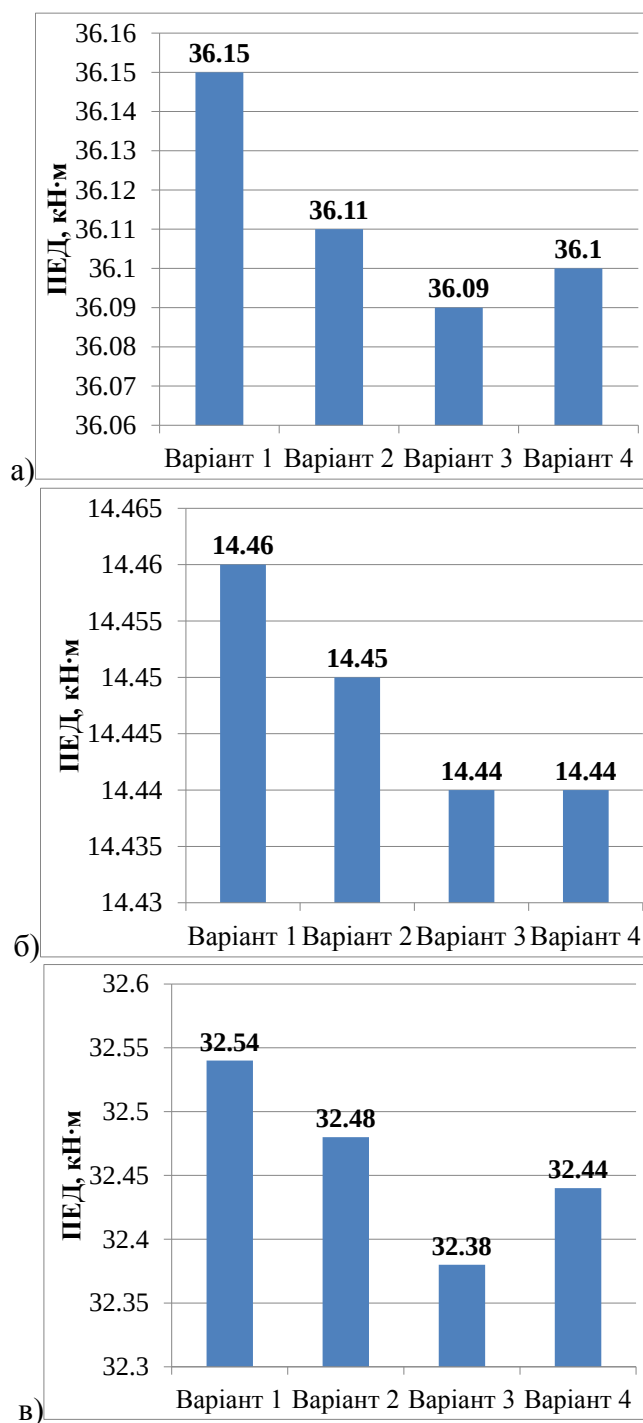


Рис. 2.16. Значення ПЕД для варіантів виконання перфорованих елементів:
а) навантаження №1; б) навантаження №2; в) навантаження №3

Завдяки запропонованому підходу стало можливим заздалегідь визначити раціональну конфігурацію перфорованої балки. Цей підхід ґрунтується на розробленому алгоритмі, який генерує можливі варіанти, що мають мінімальні відходи. Він може використовуватися не лише для раціонального розрізування сталевих, а й для сталезалізобетонних елементів.

2.5. Оцінка впливу ефективної залізобетонної плити на напружено-деформований стан перфорованої металеві балки

Гарантоване включення в спільну роботу залізобетонної ефективної плити, дозволяє знизити висоту металеві частини і, як наслідок, зменшити повну висоту розглянутого перетину. Щоб визначити ефективність застосування залізобетонної плити запропоновано рішення поставленої задачі шляхом зіставлення характеристик металеві перфорованої балки зі сталезалізобетонних перетином фрагменту прогонової будови.

В рамках зазначеного конструктивного рішення запропоновано алгоритм визначення оптимальної висоти перетину прогону і впливу залізобетонної плити на висоту металеві частини конструкції. Для чого, з оболонки вичленяється фрагмент, який представляє собою металеву перфоровану двутаврову балку з ефективною залізобетонною плитою, покладеною по верхній полиці балки (рис. 2.17).

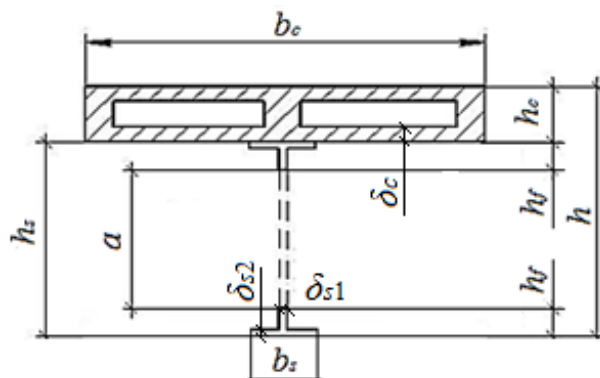


Рис. 2.17. Поперечний переріз фрагмента прогонової будови

Введемо вектор параметрів, які описують запропонований сталезалізобетонний перетин:

$$\{X\}^T = \{h, h_s, h_f, \delta_{s1}, \delta_{s2}, \delta_c, h_c, a, b_c, b_s\} \quad (2.23)$$

де h – повна висота перетину; h_s – висота металевої перфорованої частини перетину; h_f – висота поясу тавра металевої перфорованої частини перетину; δ_{s1} – товщина стінки металевої перфорованої частини перетину; δ_{s2} – товщина полиці металевої перфорованої частини перетину; δ_c – товщина обшивки залізобетонної частини перетину; a – висота отвору металевої перфорованої частини перетину; b_s – ширина полиць металевої перфорованої частини перетину; h_c – товщина залізобетонної частини перетину; b_c – ширина залізобетонної частини перетину (крок балок).

В роботі [4] запропоновано мінімальну висоту металевої перфорованої балки визначати з умов необхідної жорсткості за формулою:

$$h = 2 \cdot \beta \cdot \frac{\sigma}{E} \cdot \left[\frac{l}{f} \right] \cdot l \quad (2.24)$$

де σ – розрахунковий опір сталі; E – модуль пружності сталі; f – допустимий нормативний прогин; l – проліт балки.

Висоту поясу тавру, відповідно до [4] рекомендовано приймати $h_f = h/4$.

В ході розрахунків приймаємо деякі припущення:

- мається на увазі, що запропонована система зсувних зв'язків забезпечує спільну роботу металевої та залізобетонної частин перетину, що дозволяє розглядати запропонований фрагмент як єдине ціле;

- в граничному стані, при цьому, приймається, що залізобетонна частина перетину знаходиться в стислій зоні, а металева частина - в розтягнутій. Тим самим маючи на увазі, що нейтральна вісь проходить по межі з'єднання металевої балки із залізобетонною плитою.

Розглядаючи металеву двутавровую балку, за формулою (2.24) визначаємо мінімальну висоту балки з умов необхідної жорсткості. Далі визначаємо для металевої балки деякі геометричні характеристики:

$$\left\{ \begin{aligned} A_1 &= b \cdot \delta_1 \cdot 2 + (h_f - \delta_1) \cdot \delta_2 \cdot 2 \\ S_1 &= b \cdot \delta_1 \cdot \left(h - \frac{\delta_1}{2} \right) + (h_f - \delta_1) \cdot \delta_2 \cdot \left(h - \frac{h_f - \delta_1}{2} \right) + (h_f - \delta_1) \cdot \delta_2 \cdot \left(\frac{h_f - \delta_1}{2} + \delta_1 \right) + b \cdot \delta_1 \cdot \left(\frac{\delta_1}{2} \right) \\ y_1^* &= \frac{S_z}{A} \\ J_1 &= 2 \cdot \left(\frac{b \cdot \delta_1^3}{12} + \frac{\delta_2 \cdot (h_f - \delta_1)^3}{12} + b \cdot \delta_1 \cdot \left(h - \frac{\delta_1}{2} - y^* \right)^2 + \delta_2 \cdot h_f \cdot \left(h - \frac{h_f - \delta_1}{2} - y^* \right)^2 \right) \\ W_1 &= \frac{J_{z1} \cdot 2}{h} \end{aligned} \right.$$

де A_1 – площа поперечного металевго перетину; S_1 – статичний момент площі металевго перетину; y_1^* – центр ваги металевго перетину; J_1 – момент інерції металевго перетину; W_1 – пружний момент опору металевго перетину.

Несучу здатність металевго балки визначаємо за формулою:

$$M_{US} = R_S \cdot W_{PL} \quad (2.25)$$

де R_S – розрахунковий опір сталі; W_{PL} – пружно-пластичний момент опору перерізу. Його можна визначити з виразу:

$$W_{PL} = \gamma \cdot W \quad (2.26)$$

де $\gamma = 1,25 \dots 2,0$ (залежить від форми перерізу і визначається за таблицями довідників).

Далі розглядаємо сталезалізобетонний перетин фрагменту. Для спрощення розрахунків ефективну залізобетонну плиту замінюємо залізобетонною плитою наведеної товщини (рис. 2.18).

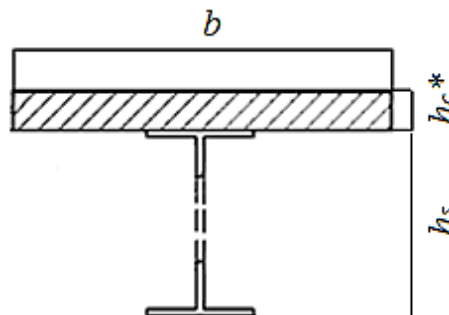


Рис. 2.18. Поперечний переріз СТЗБ фрагмента з наведеною з/б плитою

Визначення товщини наведеної плити проводиться з рівності жорсткостей перетинів. Так як витрата залізобетону в плитах однаковий, моменти інерції перерізів повинні збігатися:

$$J_2 = J_2^* \quad (2.27)$$

де J_2 – момент інерції перетину з ефективною залізобетонною плитою; J_2^* – момент інерції перетину з наведеною плитою.

Виходячи з вищесказаного, передбачувана епюра напружень показана на рис. 2.19.

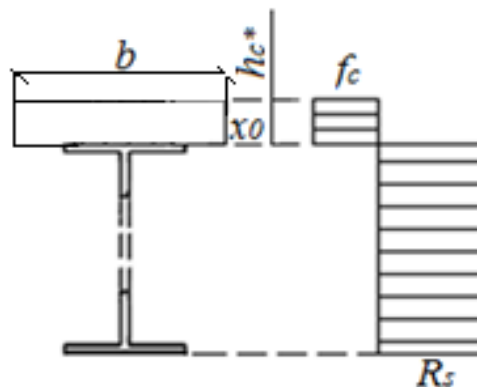


Рис. 2.19. Епюра напружень сталезалізобетонних елемента
(граничний стан)

Введена вище гіпотеза допускає запис рівняння граничної рівноваги:

$$b_c^{red} \cdot h_c^* \cdot f_c - A_s \sigma_{ys} = 0 \quad (2.28)$$

Виходячи з (2.28) товщина наведеної еквівалентної складової залізобетонної плити дорівнює:

$$h_c^* = \frac{A_s \cdot R_s}{b_c^{red} \cdot f_c} \quad (2.29)$$

На наступному етапі обчислень виконується приведення конструктиву до єдиного матеріалу. Для цього, експлуатується метод редуційних коефіцієнтів. Після даної операції, перетин металевої балки з еквівалентною складовою, що відображає залізобетонну плиту на верхньому поясі, буде рівномічним з металевою двотавровою балкою з ефективною пустотілою залізобетонною плитою (рис. 2.20).

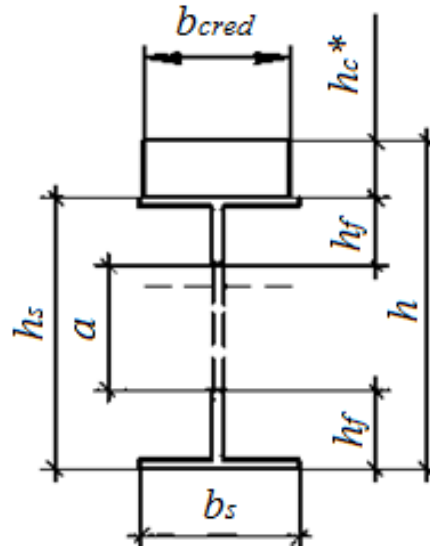


Рис. 2.20 Перетин з еквівалентної складової, що відображає залізобетонну плиту

З огляду на те, що металева балка і перетин з еквівалентною складовою, що відображає залізобетонну плиту, вважаємо еквівалентними, вони повинні володіти однаковою жорсткістю, тобто повинна виконуватися умова (2.30):

$$J_2^{*red} = J_1 \quad (2.30)$$

де J_1 – момент інерції металевого перетину; J_2^{*red} – момент інерції перетину з еквівалентною складовою, що відображає залізобетонну плиту.

Запишемо вираз для моменту інерції перетину з еквівалентною складовою, що відображає залізобетонну плиту:

$$J_2^{red} = \frac{b_c^{red} \cdot h_c^{*3}}{12} + \left(\frac{b_s \cdot \delta_1^3}{12} \right) \cdot 2 + \frac{\delta_1 \cdot (h_f - 2 \cdot \delta_2)^3}{12} + b_c^{red} \cdot h_c^* \cdot \left(h_s - \frac{h_c}{2} - y_2^* \right)^2 + b_1 \cdot \delta_2 \cdot \left(h_s - \frac{\delta_2}{2} - y_2^* \right)^2 + \delta_1 \cdot (h_s - 2 \cdot \delta_2) \cdot \left(\frac{h_s}{2} - y_2^* \right)^2 \quad (2.31)$$

Підставляючи вираз (2.29) в рівняння (2.28), а також в умову (2.30) маємо можливість визначити висоту металевої балки h_s . Знайшовши висоту металевої частини перетину і підставляючи його в вираз (2.31), визначаємо товщину еквівалентної складової залізобетонної плити.

Так само має виконуватися умова по несучій здатності розглянутих перетинів:

$$\frac{M_U}{M_{US}} \geq 1 \quad (2.32)$$

де M_U – несуча спроможність перетину з еквівалентною складовою залізобетонної плити; M_{US} – несуча здатність металевої балки.

Несуча здатність перетину з еквівалентною складовою залізобетонної плити дорівнює:

$$M_U = b \cdot h_c \cdot f_c \cdot \frac{h_c}{2} + A_s \cdot \sigma_{ys} \cdot \frac{h_s}{2} \quad (2.33)$$

У разі невиконання однієї з умов (2.30) і (2.32), відбувається поступове збільшення товщини залізобетонної плити до тих пір, поки кожна з умов не виконуватиметься.

Як приклад наведемо розрахунок фрагменту сталезалізобетонної прогонової будови. Вважається, що даний фрагмент конструкції має свідомо обумовлені параметри, а саме:

- довжину прольоту 24м;
- допустимий прогин конструкції $1/400L$;
- залізобетонна частина перетину, виконану з бетону класу C30/35;
- металева частина перетину, виконана зі сталі марки 15ХСНД;
- ребра жорсткості в плиті, розставлені з кроком 1м. Товщина ребер прийнята 100мм;
- верхня і нижня обшивки товщиною 50мм;
- полиці двотаврової балки шириною 300мм і товщиною 14 мм;
- стінка двотаврової балки товщиною 12мм.

Підставляючи наведені вище параметри в вираз (2.24), отримуємо мінімальну висоту металевої перфорованої балки 1960мм. Висоту пояса тавра приймаємо 490мм. В результаті розрахунків перетин двотаврової балки приймає вигляд, показаний на рисунку 2.21.

Визначаємо геометричні характеристики металевої балки:

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 = 19820 \text{ мм}^2 \\ S_1 = 1,951 \cdot 10^7 \text{ мм}^3 \\ J_1 = 8,177 \cdot 10^9 \text{ мм}^4 \\ W_1 = 8,344 \cdot 10^6 \text{ мм}^3 \end{array} \right.$$

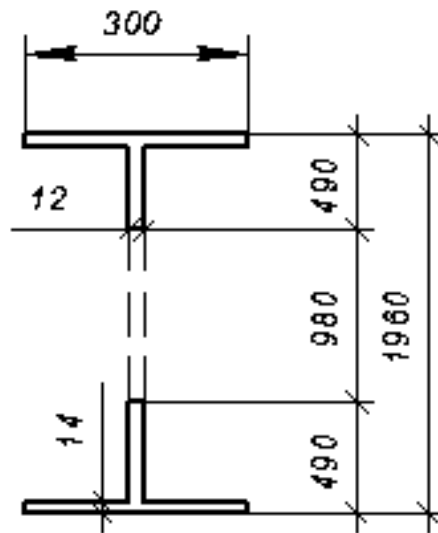


Рис. 2.21. Металева двотаврова перфорована балка

Далі, відповідно до (2.29) і (2.30) визначаємо висоту металевої балки і товщину еквівалентної складової залізобетонної плити.

$$\begin{cases} h_s = 1100 \text{ мм} \\ h_c^* = 140 \text{ мм} \end{cases}$$

А за допомогою умови (2.27) знаходимо товщину ефективної пустотілої залізобетонної плити:

$$h_c = 300 \text{ мм}$$

Отриманий поперечний переріз прогону показано на рис. 2.22.

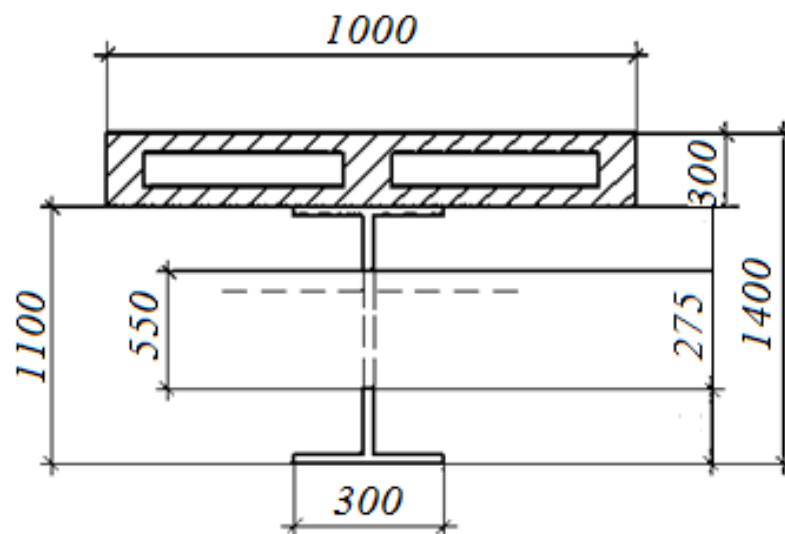


Рис. 2.22. Остаточний фрагмент сталезалізобетонних прогонової будови

З метою перевірки запропонованого рішення задачі були побудовані теоретичні моделі в ПК «Ліра 10.6», ґрунтованого методом скінченних елементів (МСЕ) [46]. Скінченно-елементні моделі наведені на рис. 2.23-2.24, на основі яких проведено аналіз напружено-деформованого стану конструкції (НДС), з визначенням значень потенційної енергії деформації (ПЕД).

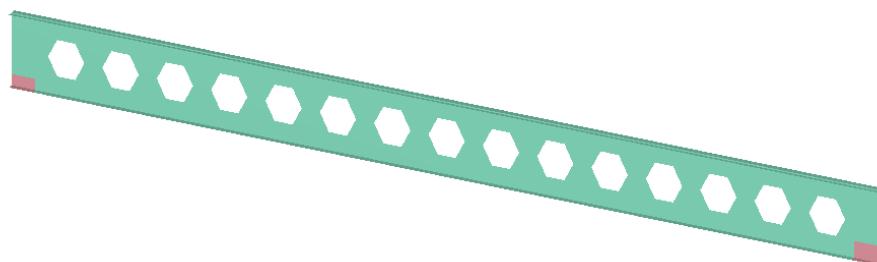


Рис. 2.23. Скінченно-елементна модель металевої балки (модель 1).

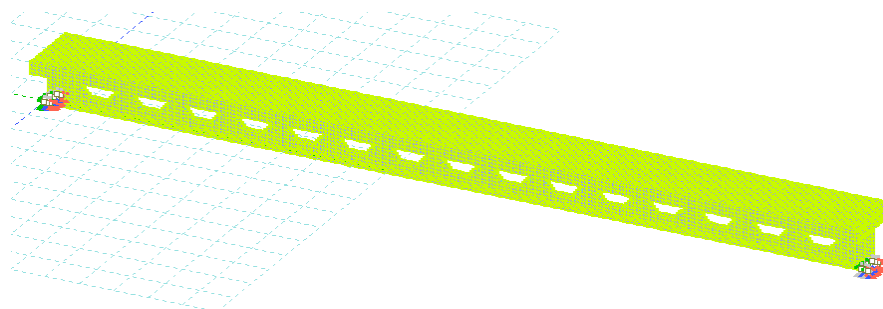


Рис. 2.4 Скінченно-елементна модель сталезалізобетонного перетину з ефективною залізобетонною плитою (модель 2)

Для моделювання балок були використані СЕ №42 - «Універсальний трикутний СЕ оболонки» та СЕ №44 - «Універсальний чотирихкутний СЕ оболонки» (рис. 2.25).

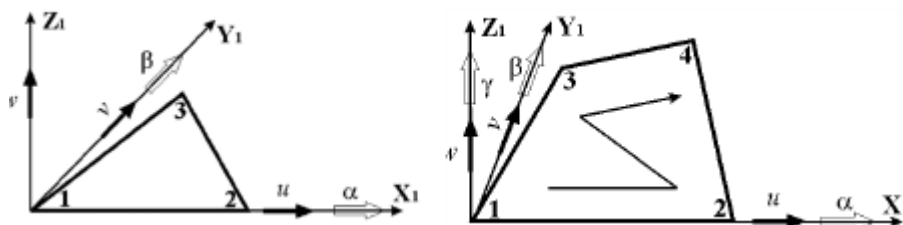


Рис. 2.25. Скінченні елементи СЕ42 та СЕ44

Розрахунковий опір сталі прийнято 160МПа. Бетон прийнято класу С30/35. Спирання балок моделювалося як балкове спирання (шарнірно-

рухомі та шарнірно-нерухомі опори). В якості навантаження прийнято рівномірно-розподілене навантаження 1т/м^2 . Загальна розмірність моделі 1 складає 110 вузлів та 100 елементів. Загальна розмірність моделі 2 складає 160 вузлів та 150 елементів.

Отримані значення в ході розрахунків представлені в табл. 2.3. Крім того, результати порівняння ілюструються полями переміщень і зусиль, полями щільності потенційної енергії, а також виконаним модальним аналізом власних частот коливань.

Таблиця 2.3.

Результати розрахунків

Параметр	Модель 1	Модель 2
Максимальне значення потенційної енергії деформації U , кН·м	$25.05 \cdot 10^{-2}$	$24.02 \cdot 10^{-2}$
Максимальний прогин Δ , мм	5.736	5.730
Максимальне напруження N_x , МПа	17.16	15.79
Максимальне напруження N_y , МПа	46.29	45.40
Максимальне напруження τ_{xy} , МПа	27.56	26.56
Перша частота власних коливань, Гц	10	12

На рис. 2.26 показано графік зменшення компонентів НДС в процентному співвідношенні для кожного з варіантів.

Побудований алгоритм формування ефективної сталезалізобетонних конструкції дозволяє зменшити висоту металевої балки в 1.8 рази, в порівнянні з суцільнометалевою балкою. При цьому, вага сталезалізобетонної конструкції (погонний метр) на 35% менше, ніж звичайної металевої перфорованої двотаврової балки. Економічний ефект викликаний різницею вартості залізобетону (близько 1300 грн/м^3) та сталі (близько 2500 грн/т). З огляду на те, що ціна на залізобетон значно менше, різниця у вартості конструкцій становить близько 40%. За рахунок включення в роботу ефективної залізобетонної плити з'являється можливість

знизити напруження, що виникають в металевій частині перетину і, як наслідок, певною мірою розвантажити металеву балку. Вище перераховане дозволяє зробити висновок про ефективність пропонованої конструкції.

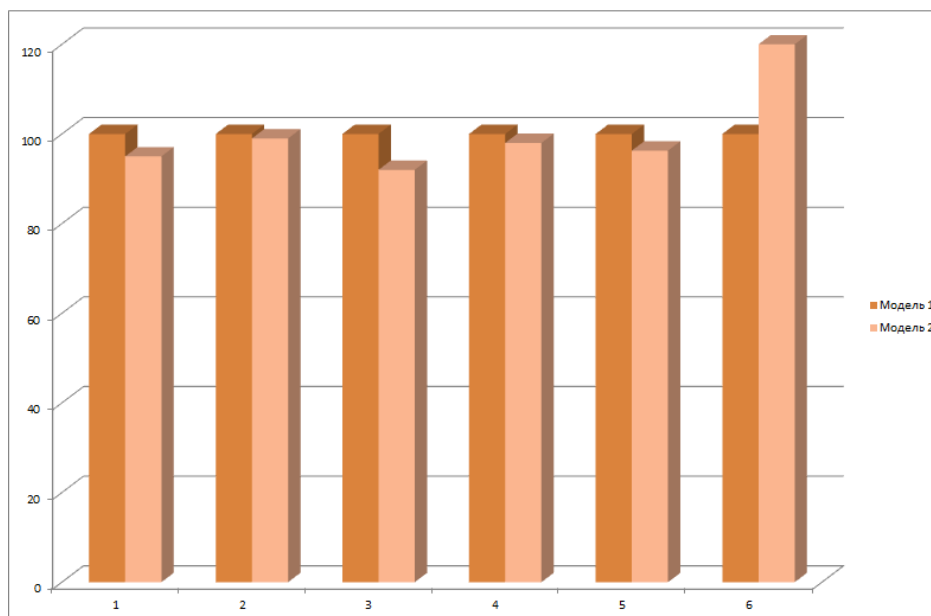


Рис. 2.26. Графік зменшення компонентів НДС в процентному співвідношенні:
 1 - потенційна енергія деформації (ПЕД); 2 - прогин; 3 - напруження N_x ; 4 - напруження N_y ; 5 - напруження τ_{xy} ; 6 - частота власних коливань

На основі згаданого теоретичного аналізу підтверджені топологія розглянутого конструктиву і відповідність його обмеженням по міцності, деформацій, стійкості і частотам власних коливань.

2.5 Висновки до Розділу 2

Аналіз та узагальнення наведених результатів досліджень полегшених сталезалізобетонних прогонових будов дозволяє зробити наступні висновки:

1. Сформульовано та обґрунтовано ефективність та адаптація біоенергетичного методу оптимізації для поліпшення конструкції прогонової будови з метою надання їй позитивних фізико-геометричних характеристик.
2. Запропоновано спосіб виготовлення перфорованих металевих елементів з нерегулярним кроком та шириною отворів.

3. Складена багаторівнева процедура спрямована на формування оптимальних фізико-геометричних параметрів сталезалізобетонної прогонової будови в цілому і окремих її елементів.

4. Проведено оцінку впливу ефективної залізобетонної плити на напружено-деформований стан перфорованої металеві балки та перерізу в цілому.

РОЗДІЛ 3. ОЦІНКА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ

3.1. Вихідні передумови та принципи моделювання

Оцінка напружено-деформованого стану прогонової будови являє собою досить складну проблему. Труднощі становлять неоднорідність конструкції, необхідність врахування специфіки деформування конструкційних матеріалів і різні типи навантажень. Неоднорідність, в свою чергу, обумовлена конструктивними особливостями.

У роботі представлена сформована, на основі методу прямого проектування, за рахунок біоенергетичного методу, конструкція прогонової будови, що представляє собою тонкостінну двухмодульній оболонку прямокутного перетину.

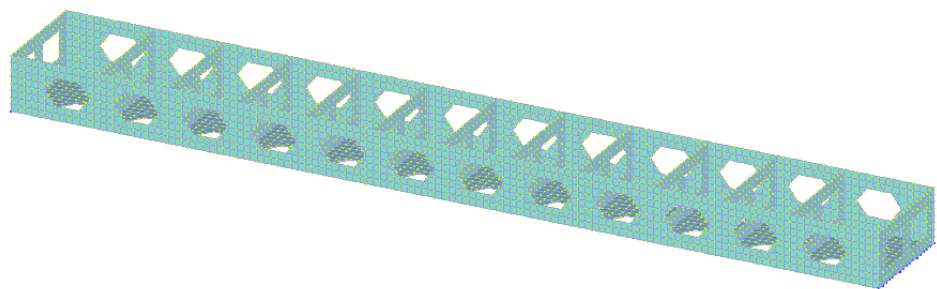
Важливим питанням, що виникає при формуванні теоретичної моделі системи, є вибір способу представлення і методу обробки інформації. Проведений аналіз допускає в якості інструментарію можна вибрати обчислювальний комплекс «Ліра», заснований на методі скінченних елементів. Важливою обставиною є надання користувачеві можливості візуалізації вхідної та вихідної інформації [44, 45, 46, 73]. Обробка інформації, з метою виявлення напружено-деформованого стану конструкції, здійснюється за допомогою компіляційної процедури, що включає метод кінцевих елементів і алгоритми послідовного обліку нелінійного деформування [141].

3.2. Моделювання сталезалізобетонної прогонової будови

Стандартними засобами генерації розрахункової схеми (оболонки нульовий гауссова кривизни) в ПК «Ліра 10.6» була отримана конструкція моделі металевих блоків сталезалізобетонних прогонової будови автомобільно-шляхового мосту прольотом 24 м, що містить дві наскрізних головні балки, нижню пластину і діафрагми, виконані з квадратних і

прямокутних пластин. Товщини головних балок, діафрагм і нижньої пластини приймалися рівні 10 мм. Крок розстановки діафрагм, з метою виключення деформування нижньої пластини від власної ваги, дорівнювався кроку отворів. Висота головних балок склала 1.8 м, ширина блоку 4 м. Перед початком дослідження проводилося тестування кінцево-елементної моделі згущенням сітки кінцевих елементів в два рази і зіставлення результатів між собою. Остаточні моделі металевих блоків, з переважними розмірами елементів 200x200мм, були прийняті у вигляді, показаному на рисунку 3.1.

а)



б)

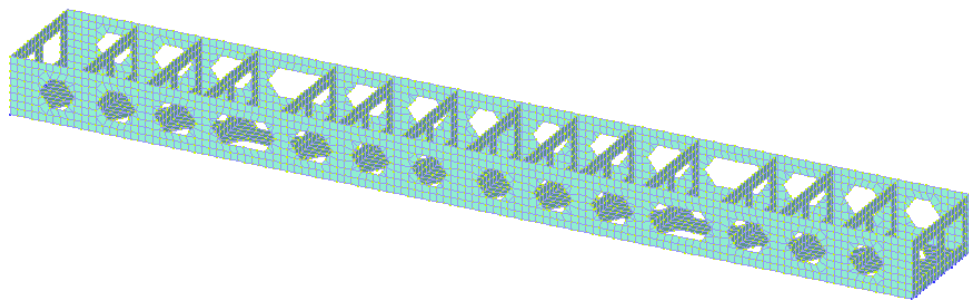
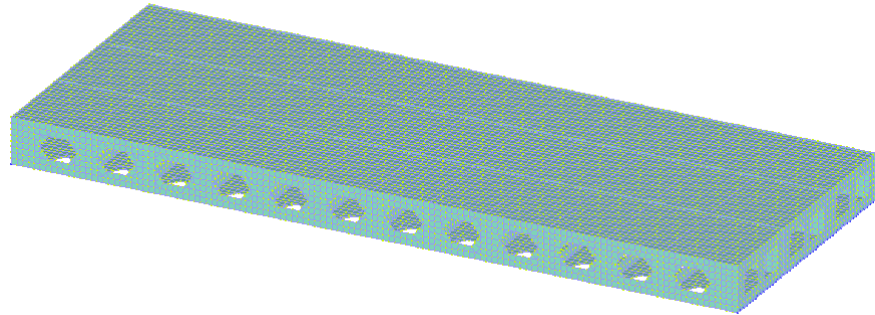


Рис. 3.1. Остаточні прийняті моделі металевих блоків розглянутої конструкції в формі методу скінченних елементів: а) модель 1; б) модель 2

Теоретичне дослідження проводилося за двома розрахунковими схемами прогонових будов, що складаються з трьох блоків, поєднаних за допомогою високоміцних бовтів і єдиної залізобетонної плити (рис. 3.2). У якості першої розглянута модель прогонової будови з металевими перфорованими блоками, що мають регулярний крок та ширину отворів (модель 1). Друга представлена прогоновою будовою, з металевими перфорованими блоками, що мають нерегулярний крок та ширину отворів (модель 2). Після поєднання блоків за допомогою болтів, по верхній межі головних балок і діафрагм

моделювалася залізобетонна плита проїзної частини. Бетон брали класу С30/35 з фізичними властивостями: $E=3.32 \cdot 10^7$ кН/м², $\nu = 0.2$. Товщина залізобетонної плити була прийнята 100 мм.

а)



б)

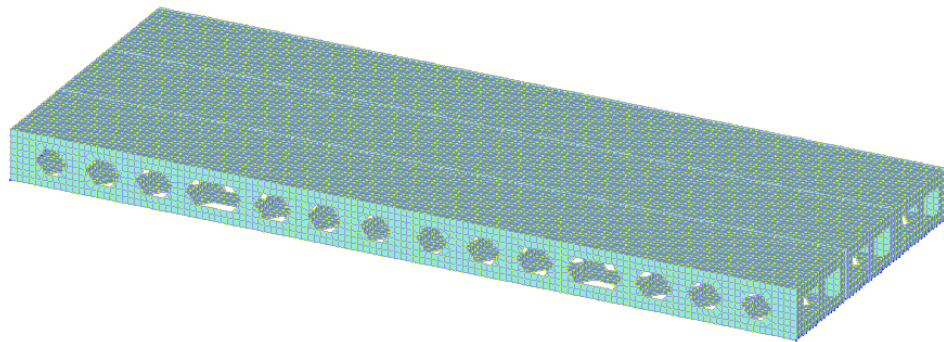


Рис. 3.2. Розрахункові схеми СТЗБ прогонової будови: а) модель 1; б) модель 2

В ході дослідження проаналізовано характер роботи конструкції при дії статичного рівномірно-розподіленого навантаження еквівалентом 10 кН/м² [34], а також власної ваги конструкції. Зокрема вивчалася трансформація полей НДС за рахунок нерегулярності отворів в перфорованих елементах. Крім компонентів НДС при статичному навантаженні, проаналізовані форми і частоти власних коливань модального аналізу для позначених двох моделей. Також був проведений розрахунок прогоної на дію нормативних навантажень:

- Постійне навантаження від дорожнього одягу і власна вага;
- Рівномірно розподілене полосове навантаження від автотранспортних засобів А15;

- Колісне чотиривісне зосереджене навантаження НК-100, розташоване з одного краю прогонової будови;
- Колісне чотиривісне зосереджене навантаження НК-100, розташоване в середині прогону.

Смугове навантаження прикладалося по всій довжині прогону від кожного колеса тандему. Відбиток колеса на полотні дороги становить 0,6 по ширині і 0,2 м по довжині. З урахуванням розподілу через товщину дорожнього покриття приймаємо ширину розподілу еквівалентного навантаження 0,8 м, довжину - 0,4 м. Величина навантаження від колеса на 1м^2 становить:

$$q_p^{A15\text{распр}} = \frac{2.3}{0.8} = 28.75 \text{ кН/м}^2$$

Для даного розрахунку по ширині проїзної частини було розставлено три тандему А15. Крім того, в середину прольоту прикладається навантаження від візків у вигляді зосереджених сил, рівних 75 кН. Навантаження розкладалося на складові і прикладалося в середину СЕ (рис. 3.3). Величина отриманого навантаження склала 9.13 кН.

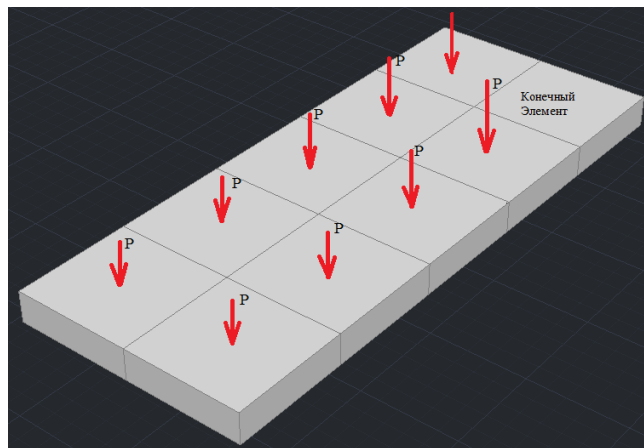


Рис. 3.3. Схема распределения нагрузки от колеса подвижного состава.

Навантаження від НК-100 задається у вигляді зосередженого навантаження. Вона становить 245 кН на вісь, на колесо приходить половина від цього навантаження-122,5 кН.

Метою даного аналізу є тестування пропонованого конструктивного рішення, а також вивчення впливу об'єднання блоків в єдину конструкцію прогонової будови на характер розподілення зусиль і переміщень в елементах. При цьому проводилася кількісна оцінка розходження отриманих результатів. На рисунку 3.4 показані деформовані схеми і ізополя вертикальних переміщень запропонованих моделей.

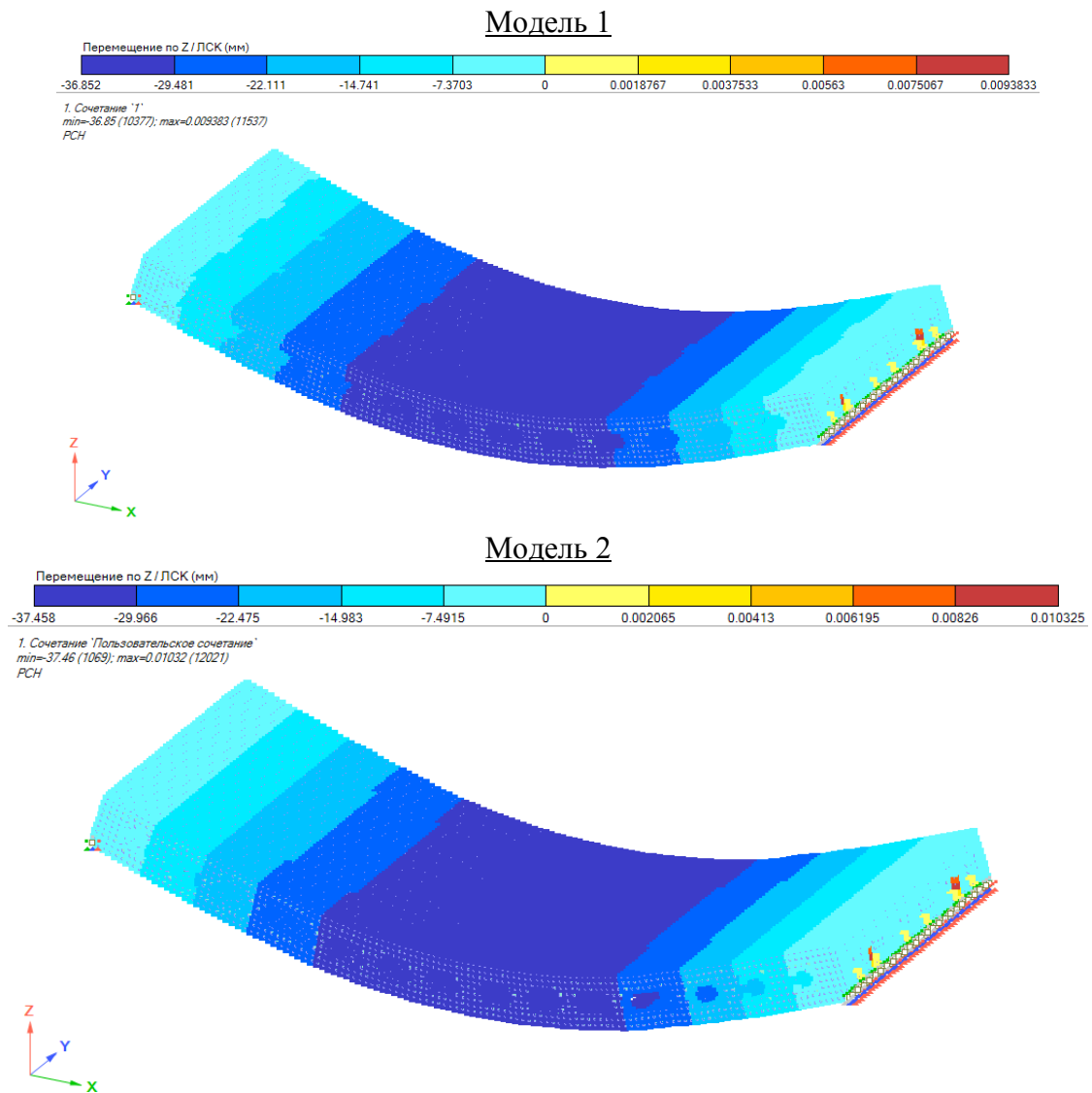


Рис. 3.4. Ізополя вертикальних переміщень моделей при дії сполучення навантажень

Максимальні значення прогинів запропонованих моделей від дії корисного навантаження не перевищують допустимих значень. При цьому різниця значень для моделей склала 2%. Прогини запропонованих моделей від дії власної ваги і корисного навантаження наведені в таблиці 3.1.

Значення вертикальних переміщень

Навантаження	Вертикальні переміщення, мм	
	Модель 1	Модель 2
Власна вага	11,345	11,335
Корисне навантаження	26,338	25,776
Власна вага та корисне навантаження	37,458	36,852

Характер розподілу зусиль M_x , M_y , M_{xy} , Q_x і Q_y , що виникають на поверхні залізобетонної плити для запропонованих моделей, у вигляді ізополей представлені на рис. 3.5-3.14.

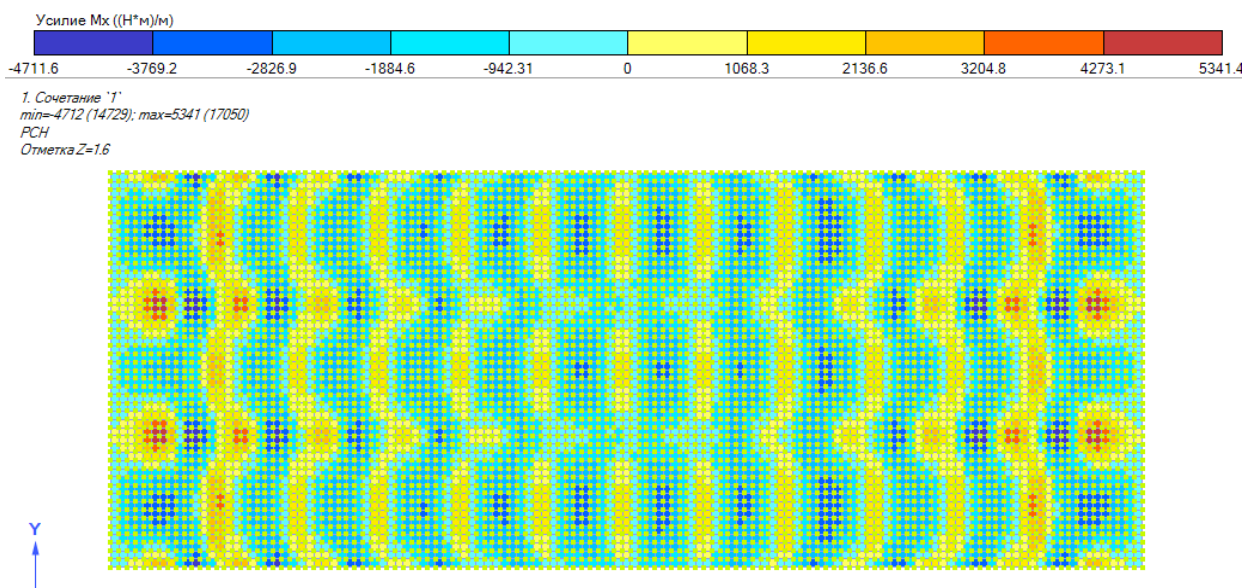


Рис. 3.5. Ізополя згинальних моментів по M_x в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 1)

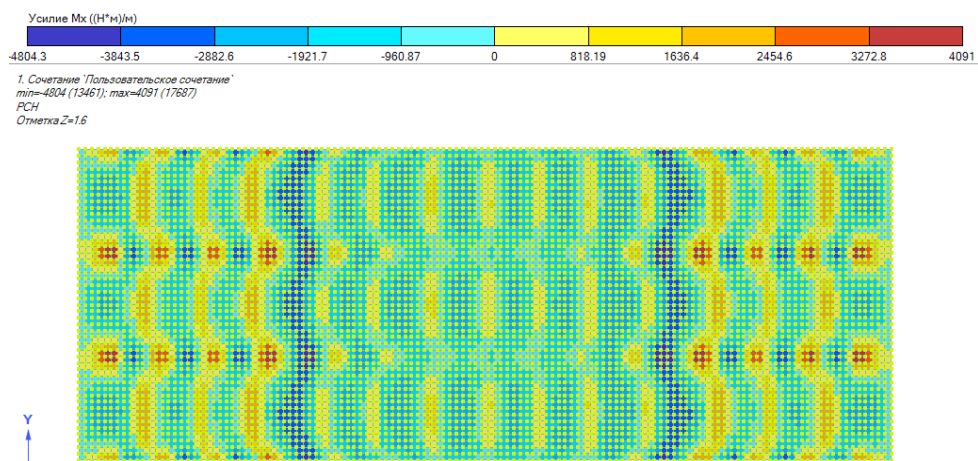


Рис. 3.6. Ізополя згинальних моментів по M_x в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 2)

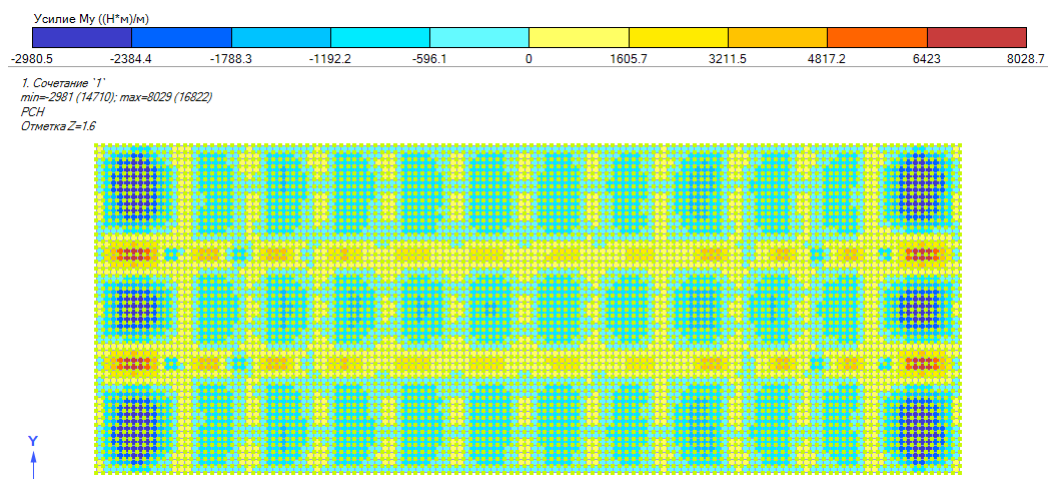


Рис. 3.7. Ізополя згинальних моментів по M_y в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 1)

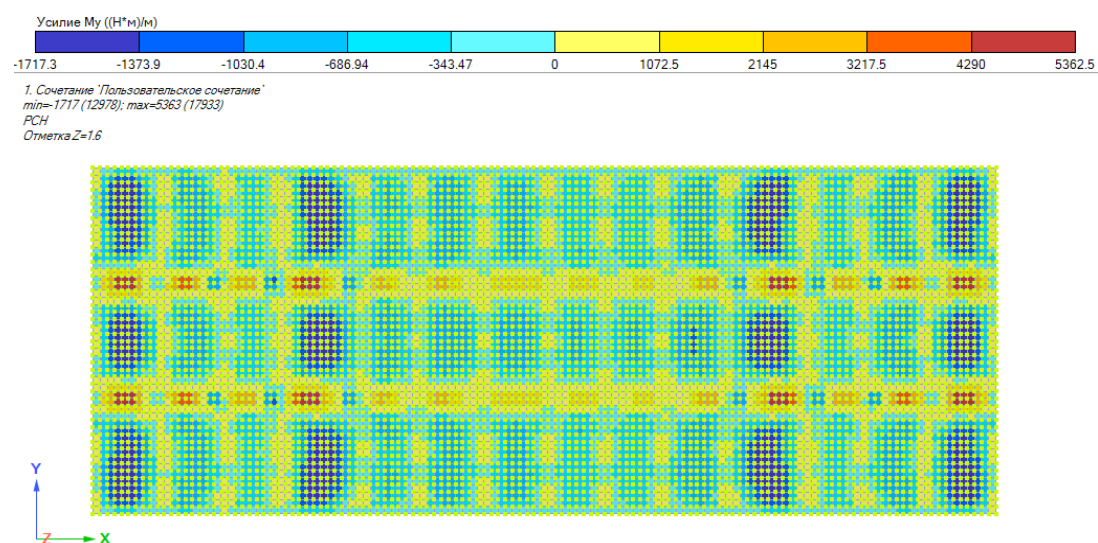


Рис. 3.8. Ізополя згинальних моментів по M_y в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 2)

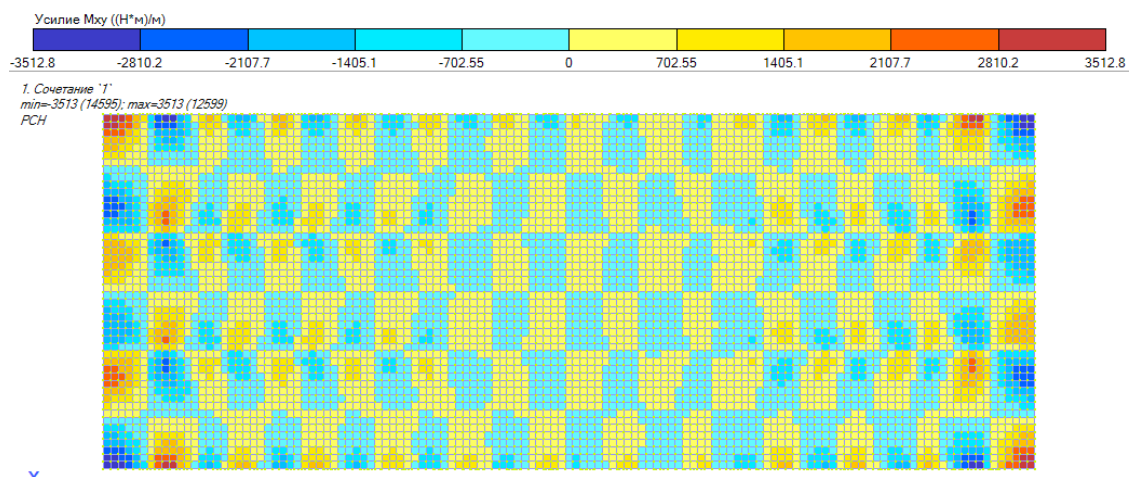


Рис. 3.9. Ізополя згинальних моментів по M_{xy} в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 1)

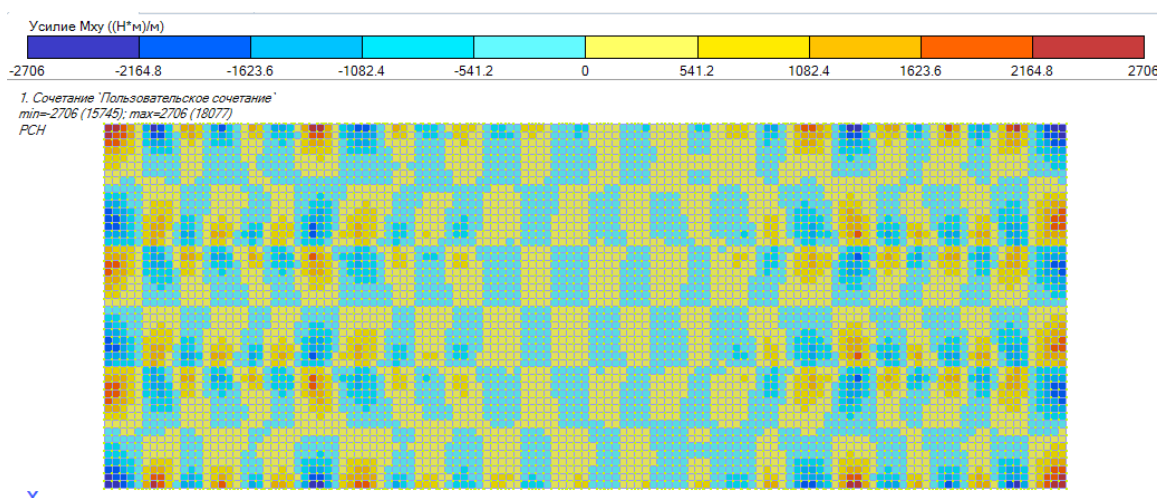


Рис. 3.10. Ізополя згинальних моментів по M_{xy} в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 2)

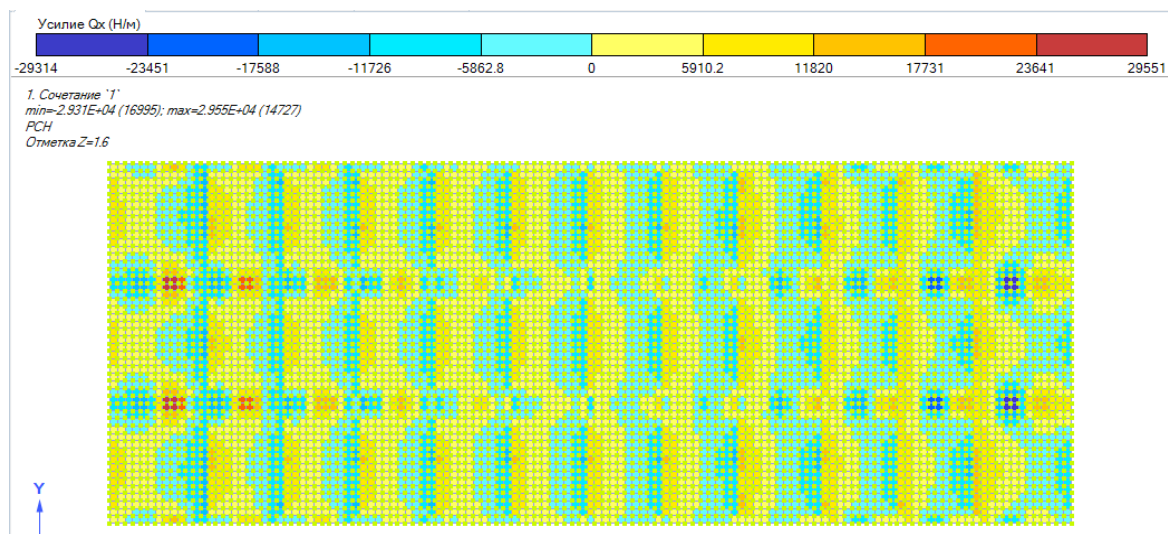


Рис. 3.11. Ізополя згинальних моментів по Q_x в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 1)

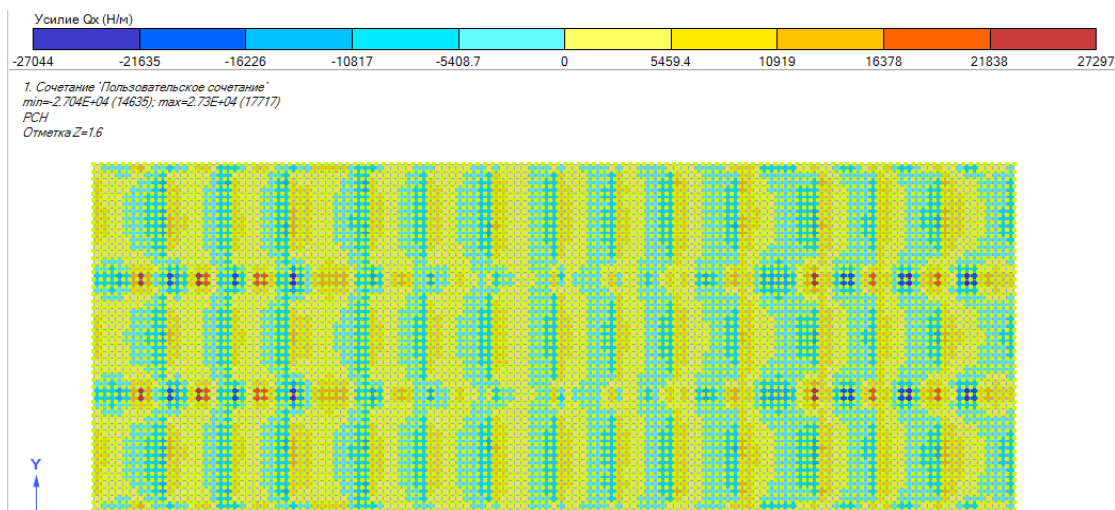


Рис. 3.12. Изополя згинальних моментів по Q_x в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 2)

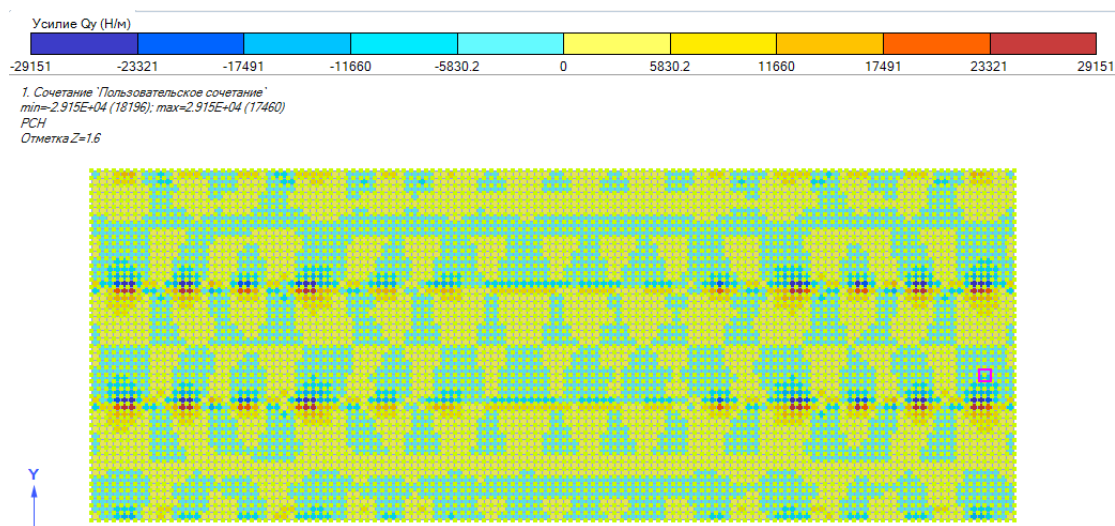


Рис. 3.13. Изополя згинальних моментів по Q_y в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 1)

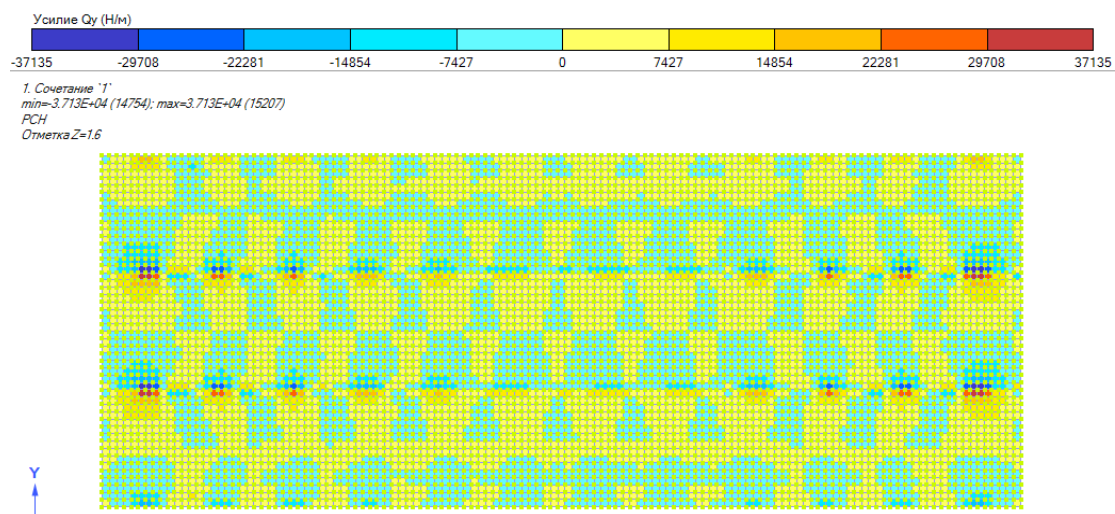


Рис. 3.14. Изополя згинальних моментів по Q_y в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 2)

Значення максимальних зусиль, що виникають на поверхні залізобетонної плити від дії сумарного навантаження для запропонованих моделей представлені в табл. 3.2.

Таблиця 3.2

Значення зусиль, що виникають на поверхні залізобетонної плити

Параметр	Модель 1		Модель 2	
M_x , кН/м	-4,71	5,34	-4,8	4,09
M_y , кН/м	-2,98	8,03	-1,71	5,36
M_{xy} , кН/м	-3,51	3,51	-2,7	2,7
Q_x , кН/м	-29,3	29,5	-27	27,3
Q_y , кН/м	-39,1	39,1	-27,1	27,1

Ізополя зусиль і напружень, що виникають на поверхні залізобетонної плити моделей показують, неоднаковий характер розподілу, що логічно, в силу різниці кроку отворів та, як наслідок, кроку діафрагм. Що ж стосується кількісної оцінки, то при нерегулярному кроці та ширині отворів, значення виникаючих зусиль та напружень зменшуються приблизно на 10-40%.

Значення максимальних нормальних (N_x , N_y) і дотичних (τ_{xy}) напружень виникаючих в нижній металевій полиці від сумарного навантаження представлені в табл. 3.3.

Таблиця 3.3

Значення максимальних напружень, що виникають в нижній металевій полиці

Параметр	Модель 1		Модель 2	
N_x , МПа	-22,4	14,4	-21,06	13,9
N_y , МПа	-22,9	41,5	-26,1	41,9
τ_{xy} , МПа	-47,9	47,9	-45,3	45,3

Характер розподілу зусиль N_x , N_y , τ_{xy} , що виникають в нижній полиці запропонованих моделей, у вигляді ізополей представлені на рис. 3.15-3.20.

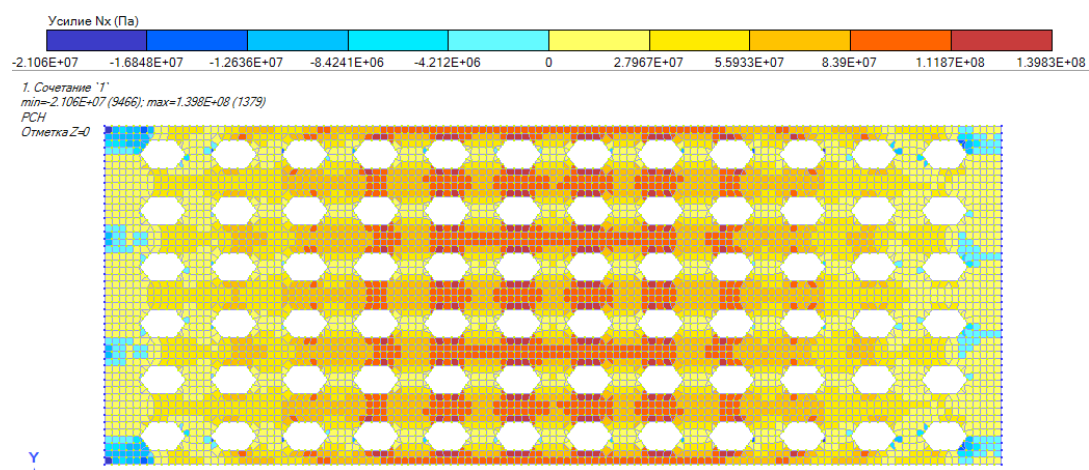


Рис. 3.15. Ізополя нормальних напружень по N_x в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 1)

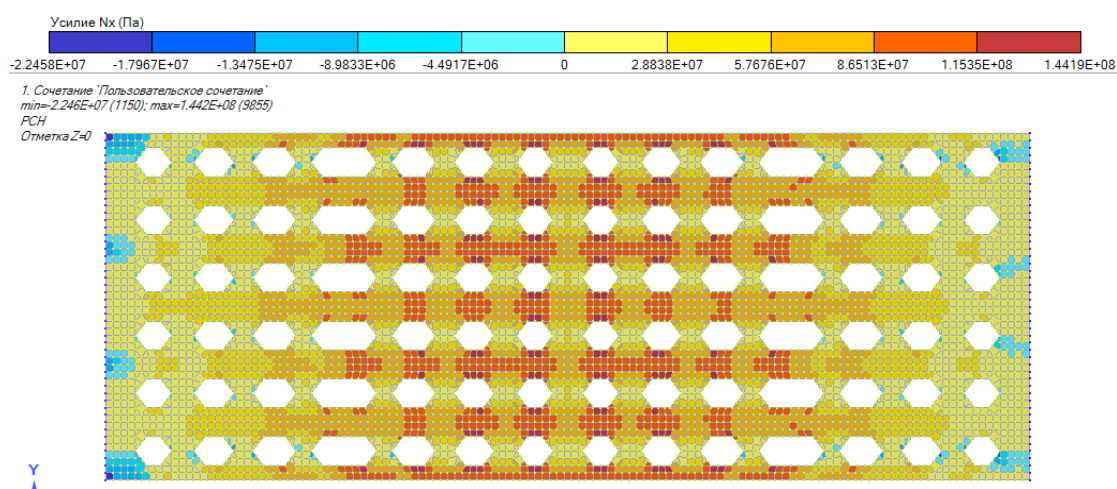


Рис. 3.16. Ізополя нормальних напружень по N_x в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 2)

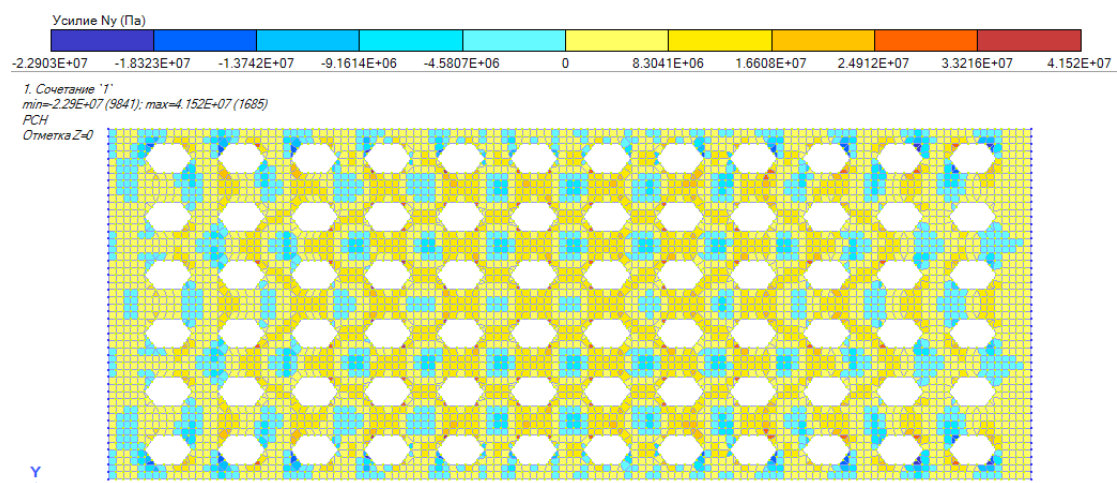


Рис. 3.17. Ізополя нормальних напружень по N_y в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 1)

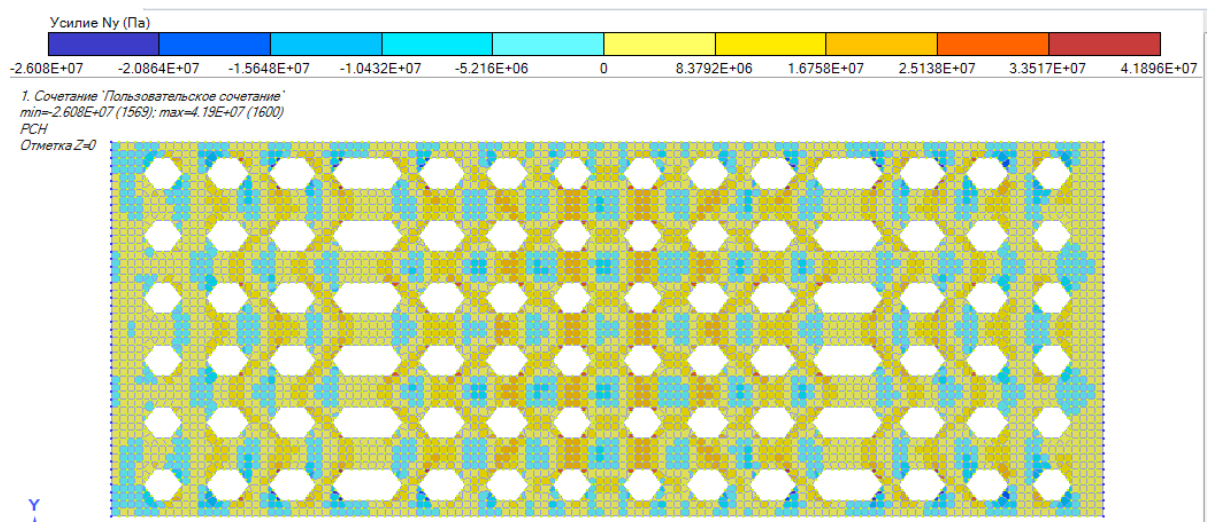


Рис. 3.18. Ізополя нормальних напружень по N_y в залізобетонній плиті від дії сумарного навантаження (модель 2)

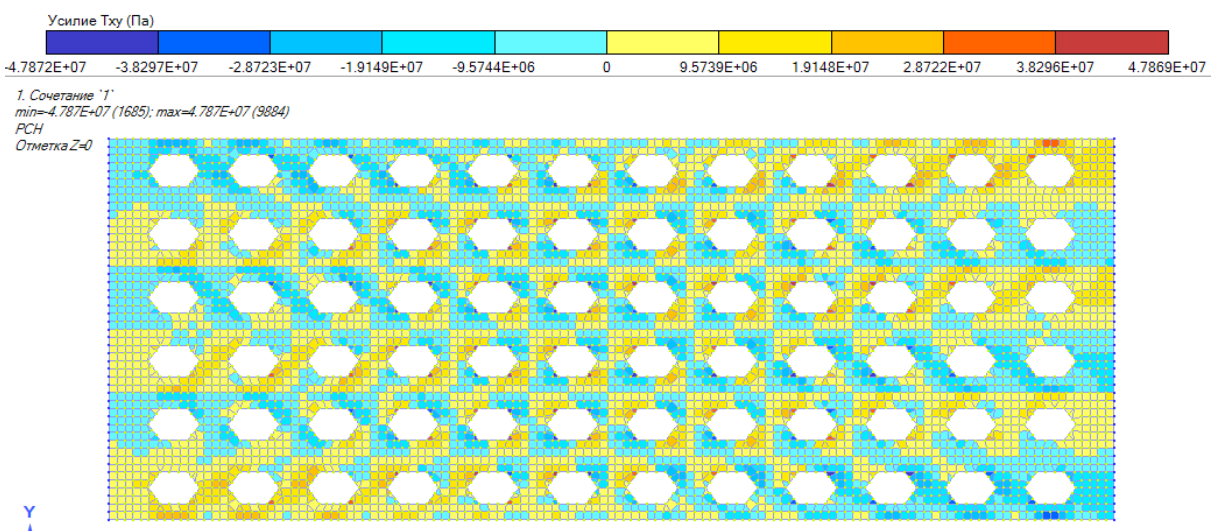


Рис. 3.19. Ізополя дотичних напружень по τ_{xy} в нижній пластині від дії сумарного навантаження (модель 1)

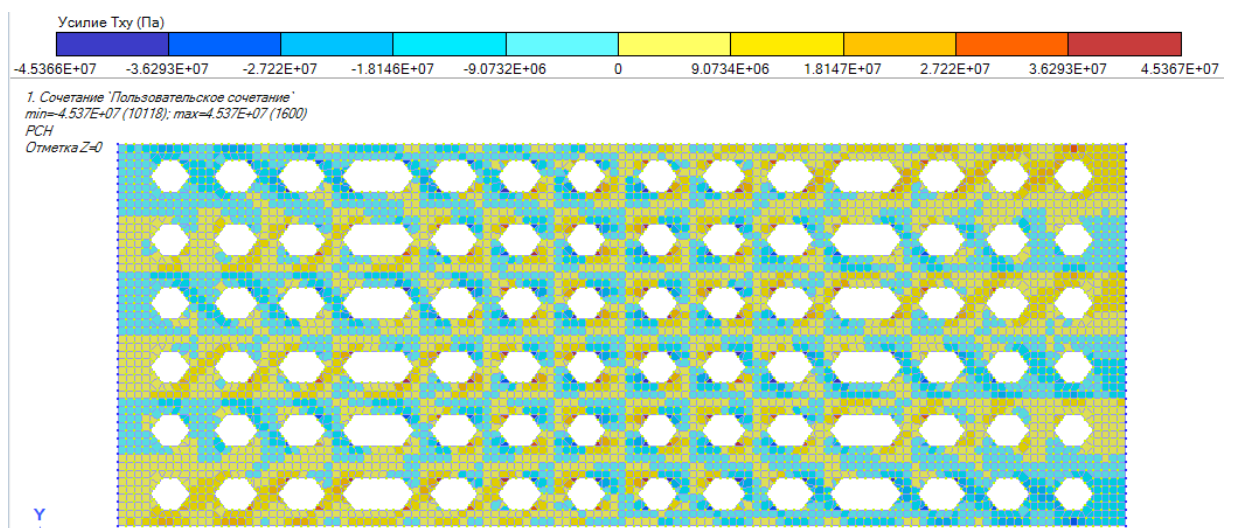


Рис. 3.20. Ізополя дотичних напружень по τ_{xy} в нижній пластині від дії сумарного навантаження (модель 2)

Значення максимальні нормальних і дотичних напружень, що виникають в головних балках і діафрагмах від дії корисного навантаження представлені в табл. 3.4.

Таблиця 3.4.

Значення максимальних напружень, що виникають в стінках і діафрагмах оболонки

Параметр	Модель 1		Модель 2	
N_x , МПа	-102,1	103,9	-98,1	141
N_y , МПа	-86,9	89	-85,9	83,1
τ_{xy} , МПа	-86,7	84,7	76,6	76,9

Характер розподілу напружень N_x , N_y , τ_{xy} виникають в нижній полиці запропонованих моделей, у вигляді ізополей представлені на рис. 3.21-3.26.

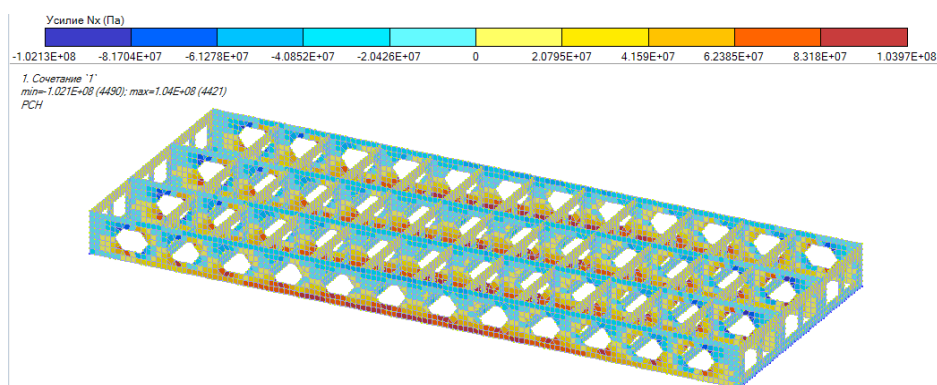


Рис. 3.21. Изополя нормальных напряжений по N_x в главных балках и диафрагмах от действия постоянной нагрузки и собственного веса (модель 1)

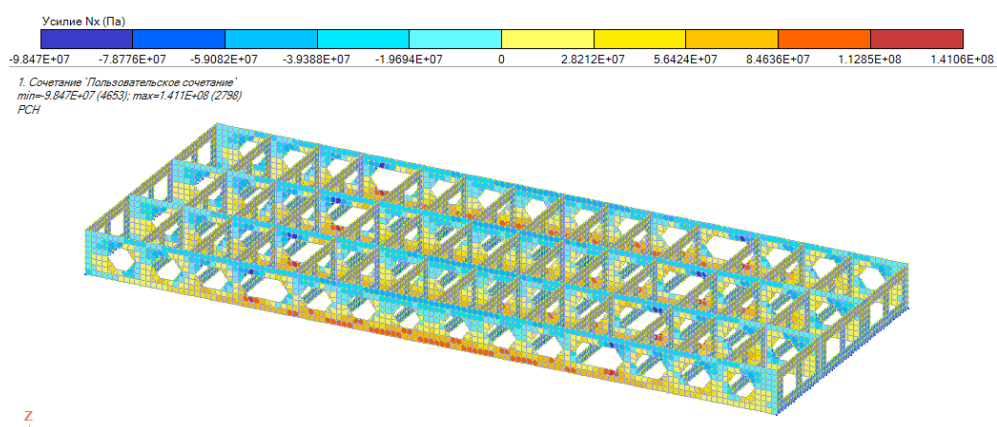


Рис. 3.22. Изополя нормальных напряжений по N_x в главных балках и диафрагмах от действия постоянной нагрузки и собственного веса (модель 2)

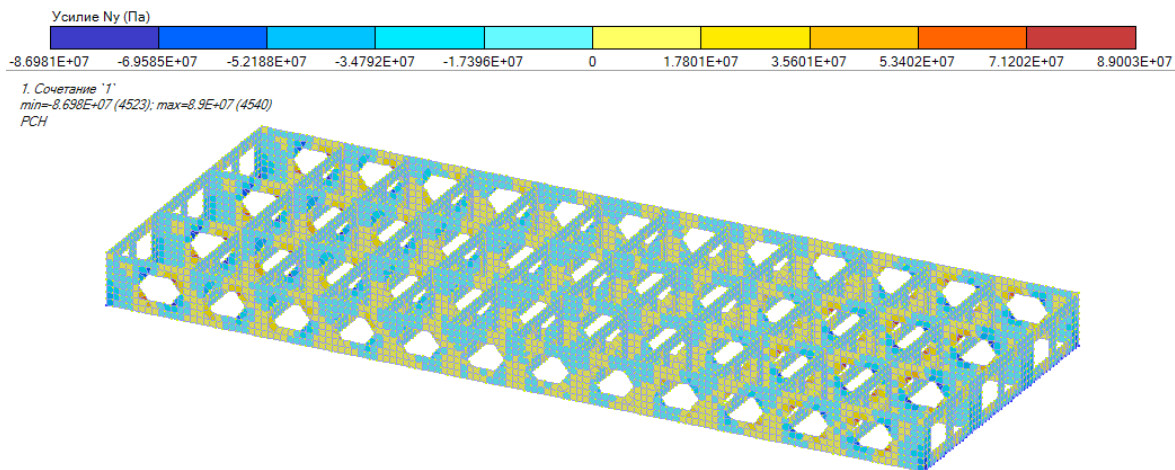


Рис. 3.23. Изополя нормальных напряжений по N_y в главных балках и диафрагмах от действия постоянной нагрузки и собственного веса (модель 1)

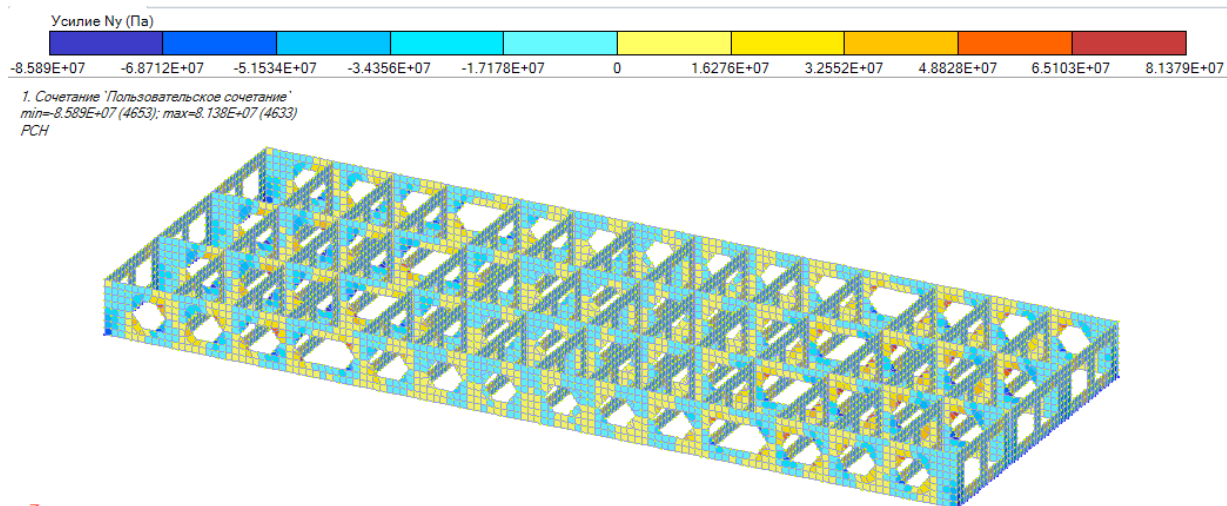


Рис. 3.24. Изополя нормальных напряжений по N_y в главных балках и диафрагмах от действия постоянной нагрузки и собственного веса (модель 1)

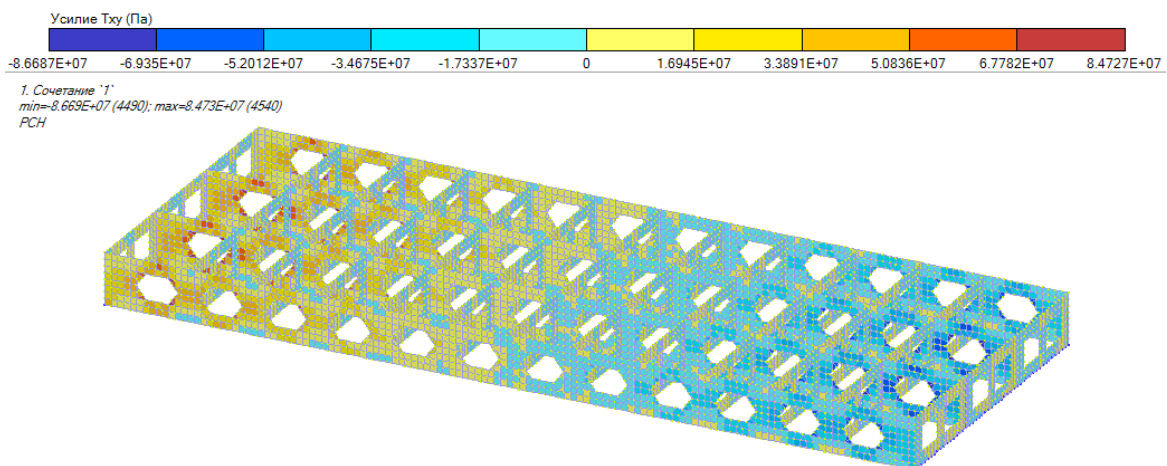


Рис. 3.25. Изополя касательных напряжений по τ_{xy} в главных балках и диафрагмах от действия постоянной нагрузки и собственного веса (модель 1)

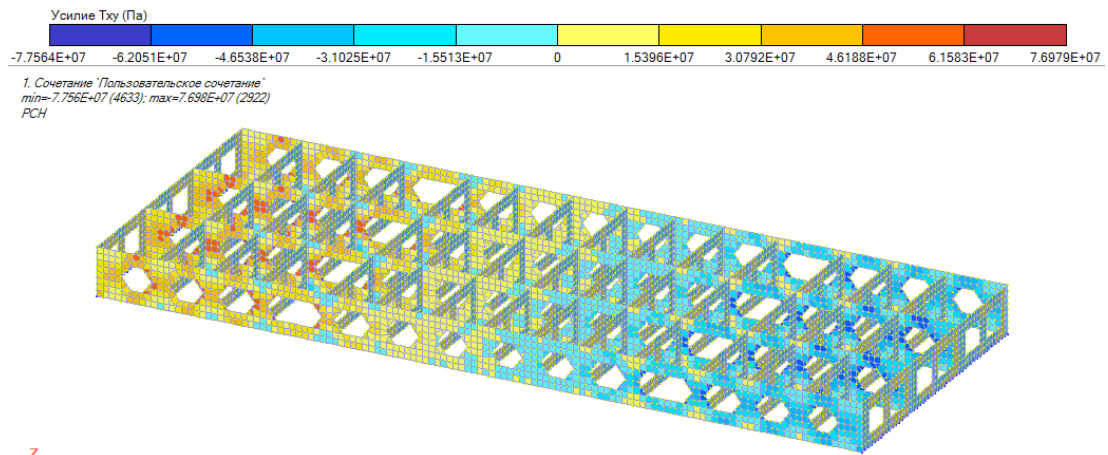


Рис. 3.26. Изополя касательных напряжений по τ_{xy} в главных балках и диафрагмах от действия постоянной нагрузки и собственного веса (модель 2)

Вцілому, проведений аналіз дозволяє судити про позитивний вплив використання перфорованих елементів з нерегулярним кроком та шириною отворів, так як дозволяє знизити прогини конструкції, а також мінімізувати значення, що виникають в поясах і елементах, зусиль і напружень до 40%.

Крім компонентів НДС при статичному навантаженні, проаналізовані форми і частоти власних коливань при модальному аналізі двох моделей (табл. 3.5).

Таблица 3.5

Частоти та періоди коливань

Модель 1		Модель 2	
Частота коливань, Гц	Періоди коливань, с	Частота коливань, Гц	Періоди коливань, с
5.4993	0.18184	5.4111	0.18481
7.9635	0.12557	9.889	0.10112
7.9712	0.12545	9.9291	0.10071
8.1945	0.12203	9.9923	0.10008
8.1972	0.12199	9.9992	0.10001
8.5374	0.11713	10.031	0.099695
8.5436	0.11705	10.1	0.099005
9.6812	0.10329	11.008	0.090842
9.8248	0.10178	11.012	0.09081
10.035	0.09965	11.205	0.089244

При цьому, відзначено збіг частот власних коливань для згаданих моделей, відповідних першій формі. Похибка розбіжності не перевищує 5%. При дослідженні наступних форм встановлений більш стрімке зростання частот обертонів для моделі 2. При цьому, розбіжність величин частот власних коливань, відповідних 10 формі, збільшилася приблизно на 10%.

Результати розрахунків конструкції прогонової будови на дію нормативних рухомих навантажень наведені безпосередньо у вигляді ізополей переміщень (прогинів конструкції), поздовжніх, поперечних сил і згинальних моментів, а також нормальних і дотичних напружень представлені на малюнках 3.27 – 3.29 та в додатку В. Максимальні значення вертикальних переміщень конструкції від дій нормативних навантажень склали 46 мм та складає 1/530 прогону, що перевищує нормативне значення на 30%. Максимальні напруження, що виникають в металевій частині прогону, а також зусилля в залізобетонній плиті не перевищують допустимих значень, що, в свою чергу, підтверджує позитивність запропонованого рішення.

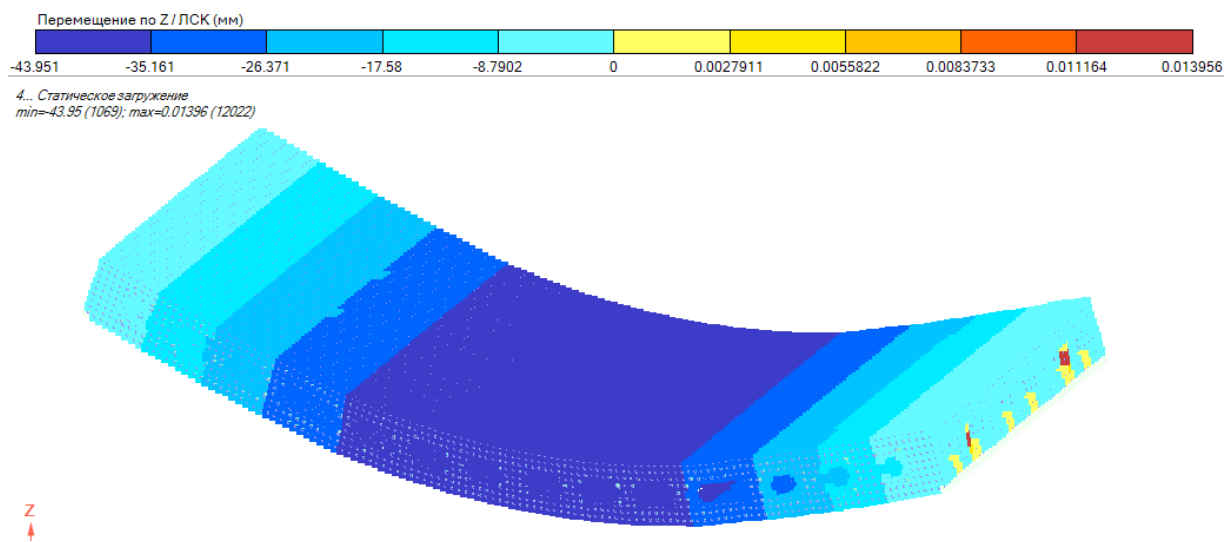


Рис. 3.27. Ізополя переміщень по осі Z від дії тимчасового навантаження А-15.

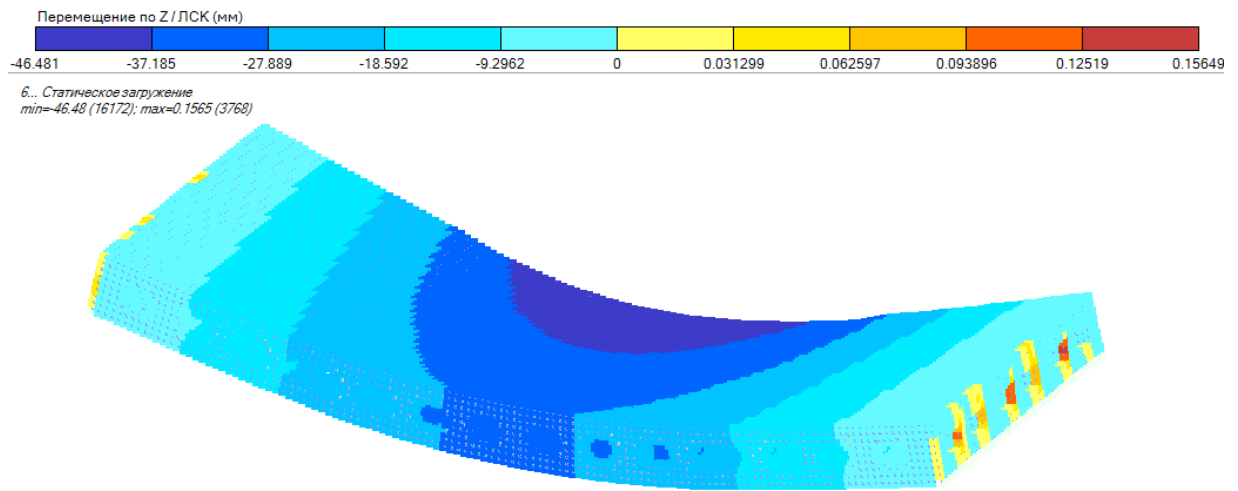


Рис. 3.28. Ізополя переміщень по осі Z від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого з одного краю.

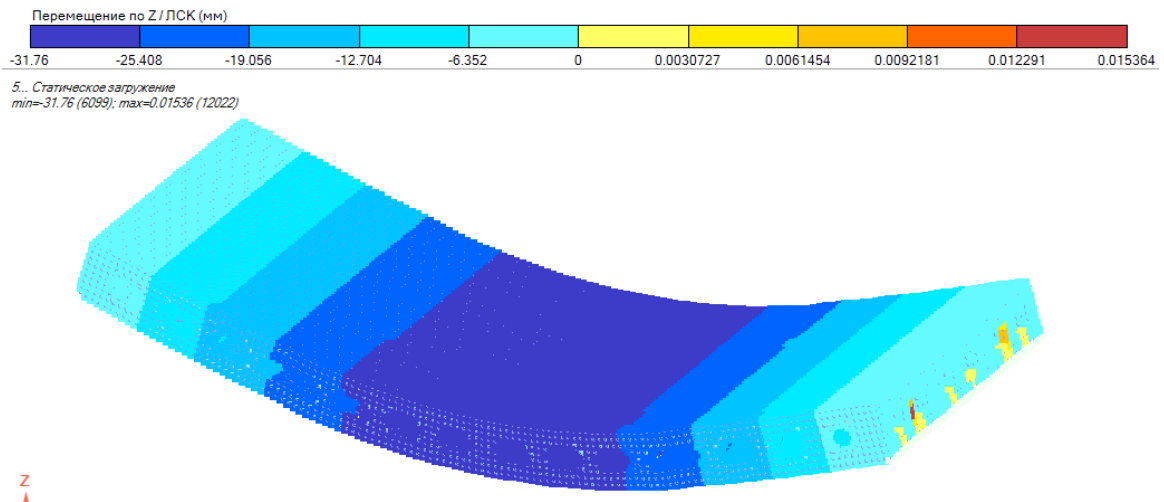


Рис. 3.29. Ізополя переміщень по осі Z від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого в середині прогону.

3.3 Розрахунок надійності сталезалізобетонної прогонової будови

Як відомо надійність є комплексною властивістю, яке включає безвідмовність, довговічність і ремонтпридатність. Показник надійності – кількісна характеристика однієї або декількох властивостей, що складають надійність конструкції. До таких властивостей відносяться показники міцності при різних видах руйнування, стійкості, прогинів, кутів повороту, амплітуд коливань, виникнення та розкриття тріщин в залізобетоні, ступені корозії арматури [10]. Теорія надійності і довговічності автодорожніх мостів

дозволяє вирішувати завдання визначення надійності і залишкового ресурсу прогонових будов в процесі експлуатації.

В даний час, згідно з вимогами нормативних документів, що діють в Україні, розрахунок будівельних конструкцій та основ виконуються за методом граничних станів. Відповідно до них, вплив на споруду представляється у вигляді якихось усереднених (найчастіше максимальних) детермінованих значень. Вплив можливої мінливості цих значень враховується за рахунок введення різних коефіцієнтів. Насправді ж, фактори, що впливають на НДС системи, є випадковими величинами: навантаження і впливи, міцність і деформативність будівельних конструкцій. Таким чином, для вирішення завдань надійності будівель та споруд може бути застосований імовірнісний (стохастичний) підхід.

Розрахунки надійності згідно діючих норм проектування мостів [35] мають стохастичний характер. Імовірнісні розрахунки за критерієм надійності мають на меті пошук оптимального проекту при заданому рівні безпеки. Критерієм приймається характеристика безпеки β . Для елемента, що проектується, необхідно перевіряти виконання нерівності (3.1):

$$\beta \geq \beta_{nom} \quad (3.1)$$

де β_{nom} – прописане нормативними документами [] мінімальне значення характеристики безпеки; β – значення характеристики безпеки, отримане в результаті розрахунків.

Значення характеристики безпеки обчислюється виразом (3.2):

$$\beta = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{V_R^2 \gamma_0^2 + V_Q^2}} \quad (3.2)$$

де γ_0 – узагальнений коефіцієнт запасу, тобто статичне середнє значення реального коефіцієнта запасу; V_R і V_Q – коефіцієнти варіації опору R і навантаження Q відповідно.

Узагальнений коефіцієнт запасу знаходимо за формулою (3.3)

$$\gamma_0 = \frac{\mu_R}{\mu_Q} \quad (3.3)$$

Математичні очікування статичного середнього узагальненого опору елемента і статичного середнього узагальненого навантаження елемента, за умови нормального розподілу, визначаються за формулами (3.4) та (3.5):

$$\mu_R = \frac{R_n}{(1 - 1.64V_R)} \quad (3.4)$$

$$\mu_R = \frac{Q_n}{(1 + 1.64V_Q)} \quad (3.5)$$

де R_n – значення несучої здатності; Q_n – значення навантаження конструкції; V_R і V_Q – коефіцієнти варіації опору R і навантаження Q відповідно.

Значення коефіцієнтів варіації були прийняті відповідно до нормативних документів [1]. Необхідні для обчислень коефіцієнти варіації рухомих і постійних навантажень наведені в таблицях 3.2-3.6 [1].

Що ж стосується узагальнених коефіцієнтів варіації опору, то вони вираховуються за даними таблиць 3.6-3.10 по формулі (3.6):

$$V = \sqrt{\sum_1^n V_i^2 + \sum_1^n V_i^2 V_j^2}, i, j=1,2,...,n, \quad (3.6)$$

де n – кількість випадкових змінних.

Таблиця 3.6.

Коефіцієнти варіації V_Q тимчасових рухомих навантажень А-15

Тип навантаження	Випадок застосування	Коефіцієнти варіації V_Q
Тандем	В розрахунках елементів проїзної частини мостів	0,17
	У розрахунках всіх інших елементів мостів	0,17 при $\lambda < 30$ м 0,07 при $\lambda \geq 30$ м
Рівномірно-розподілене навантаження	У всіх розрахунках конструкцій мостів на вертикальні і горизонтальні дії від рухомого навантаження	0,24

Таблиця 3.7.

Коефіцієнти варіації V_Q постійних навантажень і впливів

Навантаження і впливи	Позначення чинника	Коефіцієнти варіації V_Q
Власна вага	g_1	0,033
Ексцентриситет точки фіксації сили попереднього напруження	e_n	0,0167
Навантаження ваги проїзної частини і тротуарів автодорожніх мостів	g_2	0,170
Вплив повзучості бетону	g_3	0,030

Таблиця 3.8.

Коефіцієнти варіації V_R геометричних характеристик поперечного перерізу елемента

Геометричні характеристики	Позначення чинника	Коефіцієнти варіації V_R
Площа поперечного перерізу елемента	A_{red}	0,0237
Момент опору поперечного перерізу елемента	W_{red}	0,0229

Таблиця 3.9.

Коефіцієнти варіації V_R арматури залізобетонних елементів

Клас арматури	$AI-AIII$	$AIV-AV$	AVI	$AmIV$	AmV	$AmVI$	$AmIIIe$
Коефіцієнти варіації V_R	0,07	0,09	0,04	0,08	0,07	0,08	0,06

Таблиця 3.10

Коефіцієнти варіації V_R міцності бетону

$R_{b,28}$, МПа	10	20	30	40	50	60	70	80
При натуральному твердінні	0,159	0,129	0,105	0,082	0,066	0,054	0,051	0,051
При тепловій обробці	0,121	0,111	0,094	0,090	0,078	0,066	0,055	0,052

За отриманими значеннями характеристики безпеки β можна визначити надійність перерізу за формулою (3.7):

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (3.7)$$

Вважається, що запроектований за діючими нормами, елемент буде мати необхідний рівень безпеки не менше $\beta=3,77$, а надійність по першій групі граничних станів матиме значення не менше $p_f=0,0001$.

Апарат, наведений вище, дозволяє встановити дійсні чисельні показники надійності елементів конструкцій, що проектуються. Особливо це стосується конструкцій, побудованих з використанням методів прямого проектування, заснованого на енергетичних критеріях раціоналізацій, розвинених в роботах [56]. У зв'язку з чим, в даній роботі розглянуто раціональну конструкцію сталезалізобетонної прогонової будови [45] з наперед заданими жорсткісними характеристиками та мінімальним витратою матеріалів.

В якості вихідних параметрів, необхідних для розрахунку чисельних показників надійності, прийняті:

- значення нормальних і дотичних напружень;
- значення допустимих нормальних і дотичних напружень;
- значення коефіцієнтів варіації навантажень;
- значення коефіцієнтів варіації матеріалів.

Щоб отримати значення допустимих нормальних і дотичних напружень використовувалася енергетична теорія граничного напруженого стану (Губера-Мізеса-Генки). Відповідно до цієї теорії значення допустимих нормальних і дотичних напружень можна отримати, використовуючи головні напруження (3.8):

$$\begin{cases} 2\sigma_{don}^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \\ 6\tau_{don}^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \end{cases} \quad (3.8)$$

де в якості $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ були прийняті значення головних напружень s_1, s_2, s_3 , отримані в результаті комп'ютерного моделювання.

Результати розрахунків наведені у таблиці 3.16. Як видно з таблиці, отримані значення характеристики надійності перевищують рекомендовані.

Результати розрахунків

Елемент конструкції	Керуючий параметр	γ_0	B	p_f
Залізобетонна плита	N_x	8,839	6,918	1
	N_y	10,394	7,119	1
	τ_{xy}	13,851	7,391	1
Металева частина	N_x	2,739	3,849	0,99994
	N_y	3,019	4,221	0,99999
	τ_{xy}	3,066	4,279	1

3.4. Висновки по розділу

1. Побудована адекватна скінчено-елементна просторова модель сталезалізобетонної прогонової будови в ПК «ЛІРА».
2. Побудована методологія оцінки напружено-деформованого стану та його трансформацій в залежності від варіанту виконання перфорованих елементів (регулярна та нерегулярна топологія). Дана методика заснована на формуванні та дослідженні полів деформаційних факторів, а також порівнянням частот та періодів власних коливань.
3. Забезпечено міцність головних балок прогонової будови. Умови міцності нижнього і верхнього поясів головних балок дотримується з коефіцієнтами запасу 1,842 і 1,672 .
4. Забезпечені умови по витривалості горизонтальних поясів головної балки. Коефіцієнти запасу становлять: для нижнього поясу 2,472; для верхнього поясу 1,197.
5. Встановлено частка ресурсу, що йде на сприйняття власної ваги і корисного навантаження в пропорції 40% на 60%.
6. Проведено розрахунок надійності запропонованої прогонової будови та підтверджена позитивність прийнятого рішення.

РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ВЕРИФІКАЦІЯ ВДОСКОНАЛЕНИХ КОНСТРУКТИВНО-ТЕХНОЛОГІЧНИХ РІШЕНЬ ПОЛЕГШЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ

4.1. Експериментальна верифікація конструктивного рішення при дії статичного та динамічного навантаження

Експериментальна верифікація [2,42] є невід'ємною частиною дослідження як для нових конструктивів, так і для нових матеріалів і технологій. У зв'язку з чим, представлена конструкція СТЗБ прогонової будови стала об'єктом натурного дослідження при капітальному ремонті залізобетонної мостової споруди в м. Барвінкове (див. Розділ 5).

Для оцінки напружено-деформованного стану запропонованої конструкції та приймальних випробувань після капітального ремонту, проведено серію статичних та динамічних випробувань від рухомого автомобільного навантаження. В якості об'єкту дослідження обрана нова конструкція сталезалізобетонної прогонової будови автодорожнього мосту, запропонована при капітальному ремонті моста через р. Сухий Торець в м. Барвінкове.

Мета дослідження – оцінка деформативності полегшеної СТЗБ прогонової будови.

Об'єкт дослідження – сталезалізобетонна прогонова будова, що складається з перфорованих металевих блоків та залізобетонної плити проїзної частини.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан об'єкту дослідження при дії статичного та динамічного навантаження.

Міст через р. Сухий Торець розташований в м. Барвінкове по вул. Леніна, маршрут «центр - ж / д вокзал». Будівництво моста виконано в 1955р. Міст запроектований як 4-х прогонна балкова, розрізна залізобетонна споруда з прольотами 14,10м між осями опор. Повна довжина мосту - 56,4м. Ширина мосту - 6,65м. Тротуари - 1,5м. Головні балки прогонових будов -

типові, зі звичайного залізобетону. Опори мосту - масивні, бетонні. Проектне навантаження - Н-13, НГ-60. Загальний вигляд мосту показаний на рис. 1.

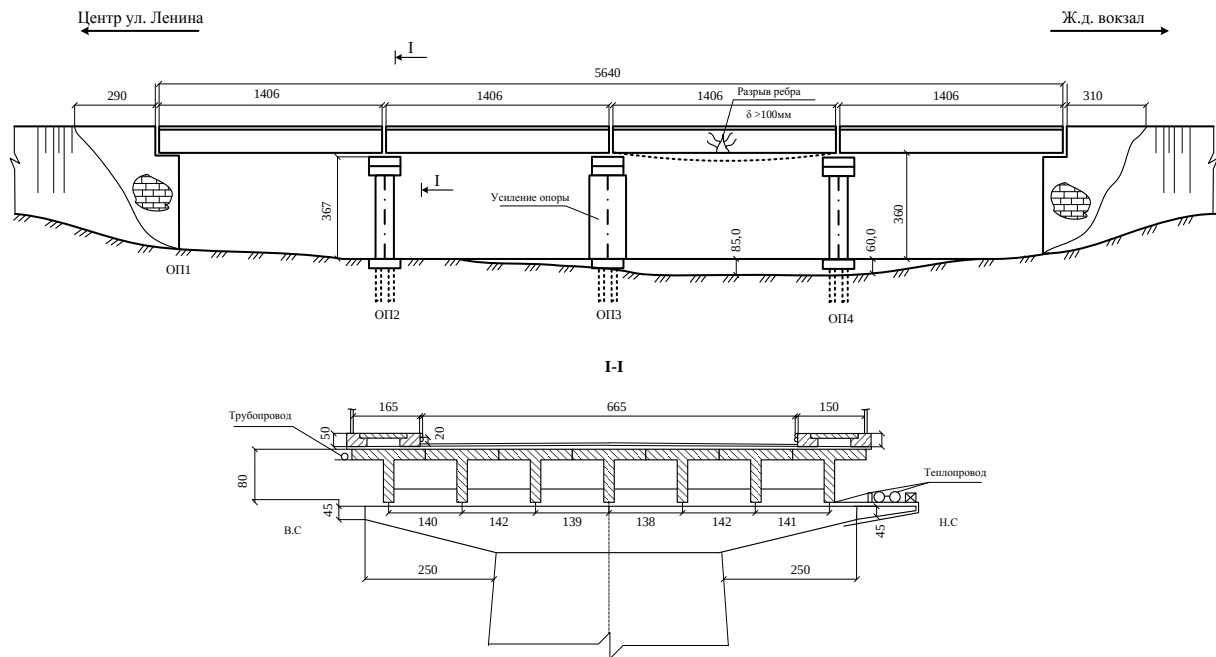


Рис.4.1. Загальний вид споруди

За 60 років експлуатації спорудження застаріло і не відповідає вимогам нині діючих нормативних документів, як по габаритах, так і за вантажопідйомністю. Також, в результаті руху по мостові важкої військової техніки, на головних балках прольотної будови з'явилися тріщини шириною розкриття більше 10мм. Конструкція дала прогин до 15 см, але не зруйнувалася. У зв'язку з цим спорудження було віднесено до 5-го експлуатаційного стану, яке оцінює міст як непрацездатний і для подальшої його експлуатації необхідний капітальний ремонт з заміною всіх балок прогонових будов. Так як відстань між осями існуючих опор являє собою нестандартний прогон, балки необхідно виконувати за особливим (індивідуальним) проектом. Також не менш важливим є питання зменшення власної ваги конструкції, що позитивно впливатиме на існуючі фундаменти, зменшуючи тиск на ґрунт та, по можливості, розвантажить фундаментну частину споруди. В якості нової прогонової будови представлено ефективну конструкцію сталезалізобетонної прогонової будови, з використанням

перфорованих металевих елементів коробчастого перерізу та ефективної залізобетонної плити проїзної частини.

У зв'язку з вищесказаним було запропоновано в якості нової конструкції використовувати сталезалізобетонну прогонову будову, виконання якого можливо за індивідуальними розмірами без додаткових вкладень і працевитрат. Конструкція представлена у вигляді двохкомпонентної системи, що складається з металевих перфорованих блоків коробчастого перетину і залізобетонної плити проїзної частини [1], [2]. На відміну від прототипу в поперечному перерізі прогону було встановлено чотири блоки з кроком 2,4 м.

Вибір конструкції прогонової будови проводився за допомогою порівняння техніко-економічних показників. В ході прийняття рішення було розглянуто три варіанти виконання (табл. 4.1) прогонових будов.

Таблиця 4.1

Техніко-економічних показники

Варіант виконання прогонової будови	Витрати матеріалу	
	Витрати сталі, т	Витрати бетону, м ³
Залізобетонна прогонова будова	96	170
Сталезалізобетонна прогонова будова	117	123
Сталезалізобетонна прогонова будова нового типу	101	124

Робочий проект конструкції був розроблений кафедрою «Будівельних конструкцій» Харківського національного університету міського господарства ім. Бекетова під керівництвом з. упр. проф. Бабаєва В.М. Головний архітектор проекту Гетта Н.А. Головний інженер проекту Хаінсон Ю.А. Всі будівельні роботи виконувалися ТОВ «Стальконструкція».

4.2.Опис нової конструкції мостової споруди

Статична схема - 4-х прогонна балкова, розрізна сталезалізобетонна споруда з прольотами 14,10м між осями опор. Повна довжина мосту - 56,4м. Ширина мосту - 10м. Тротуари - 1,5м. Головні балки прогонових будов - металеві перфоровані блоки коробчастого перетину. Опори існуючі. Проектне навантаження - АК-15, НК-100. Схема мосту представлена на рис. 4.2.

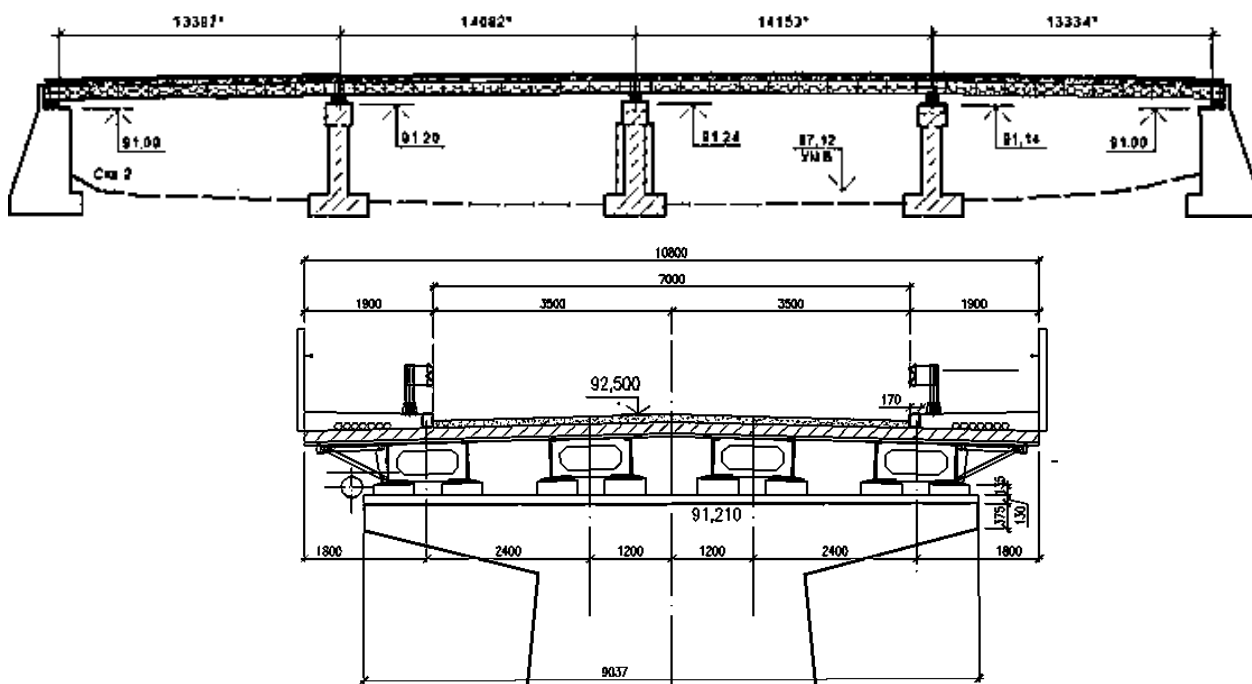


Рис. 4.2. Загальний вид запропонованої конструкції

Мостове полотно включає в себе дві смуги проїзної частини, два тротуари, поручневу огорожу, бортове огородження (рис. 4.3). Розмір проїзної частини між внутрішніми гранями бортового огородження - 7м. Верхній шар проїзної частини - асфальтобетон. Загальна товщина дорожнього одягу - 31,5см. Водовідвід зовнішній, передбачений за рахунок ухилів і системи водовідвідних трубок. Бар'єрна огорожа - металева. Перильні огорожі - лита металева решітка. Тротуари складаються з монолітних поперечних консолей і поздовжніх балок, на яких розташовані монолітні плити.

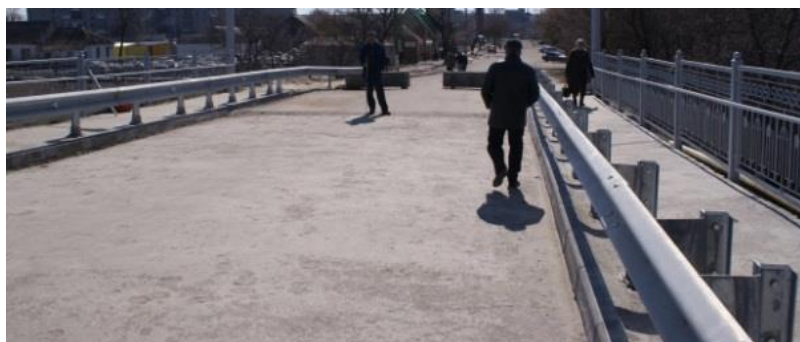


Рис. 4.3. Загальний вигляд проїзної частини і тротуарів (вид зверху).

Головні балки прогонових будов - металеві перфоровані блоки коробчастого перетину з діафрагмами (рис. 4.4). Стінки блоку виконані з металевого листа товщиною 10мм. Нижня полиця з металевого листа товщиною 30мм. Діафрагми і верхні полиці - 12мм. Крок діафрагм 1м. Об'єднання блоків виконано по залізобетонній плиті проїзної частини. Товщина залізобетонної плити їздового полотна - 200мм. Для забезпечення спільної роботи металевого блоку і залізобетонної плити проїзної частини по верхньому поясу блоку приварені упори, виконані з відрізків прямокутної труби і похилих арматурних стрижнів. Об'єднання всіх елементів в готовий блок виконувалося в заводських умовах. Перед бетонуванням на верхні полиці блоку укладався профільований сталевий лист, який виконував роль незйомної опалубки (рис. 4.5).

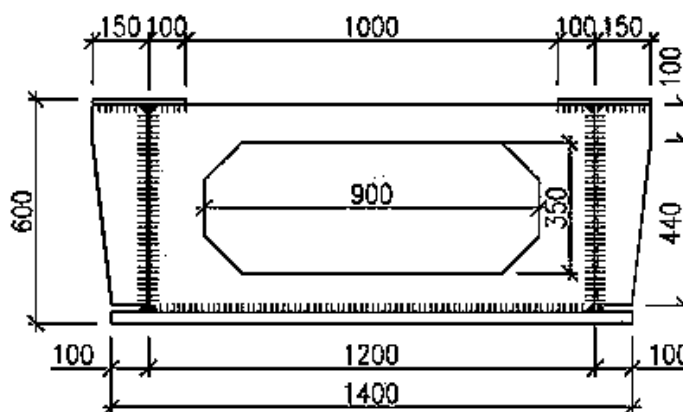


Рис. 4.4. Поперечний переріз металевого блоку

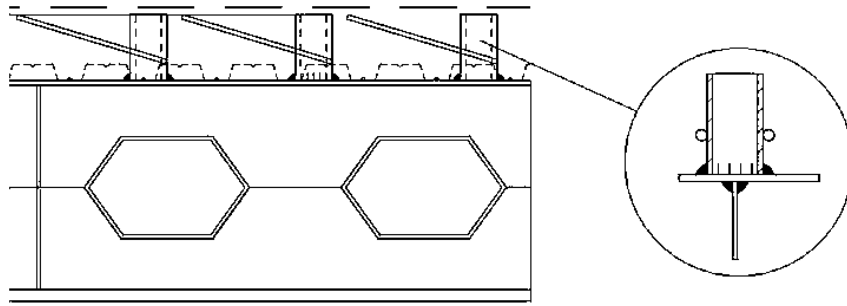


Рис. 4.5. Вузол поєднання металевого блоку і залізобетонної плити.

Загальний вид споруди представлено на рисунку 4.6.



Рис. 4.6. Загальний вигляд прогонової будови (вид знизу).

Берегові опори - масивні, бетонні зі зворотними стінками довжиною - 2,9м (лівобережна) та 3,1м (правобережна). Проміжні опори: масивні, з монолітного бетону, виконані відповідно до типового проекту вип. 72 Союздорпроект. Тип фундаментів опор - пальовий. Опорні частини - тангенціальні.

Підходи прямолінійні виконані з насипом до $h = 5\text{м}$. Русло річки нерівномірне, покрите чагарниками очерету.

Силами кафедри «Будівельних конструкцій», Харківського національного університету міського господарства ім. А.Н. Бекетова були проведені наукові та приймальні випробування. Програмою випробувань передбачено проведення статичних і динамічних випробувань мосту.

Метою дослідження була оцінка напружено-деформованого стану металевого блоку сталезалізобетонних прогонової будови. Для дослідження було обрано крайній блок першого прольоту. Для досягнення поставлених цілей вирішувалися наступні завдання:

1. Визначення величини фактичних прогинів в досліджуваних перетинах блоку;
2. Виявлення дійсного розподілу деформацій і напружень в досліджуваних перетинах блоку;
3. Порівняння фактичних і теоретичних значень компонентів НДС в досліджуваних перетинах блоку;
4. Замір спектрів частот власних і вимушених коливань в досліджуваних перетинах блоку.

Перед проведенням випробувань були виконані теоретичні розрахунки споруди на тимчасове навантаження. Розрахунок просторової моделі прогонової будови виконаний в програмному комплексі SCAD-Office. Сформована скінченно-елемента модель показана на рис. 4.7.

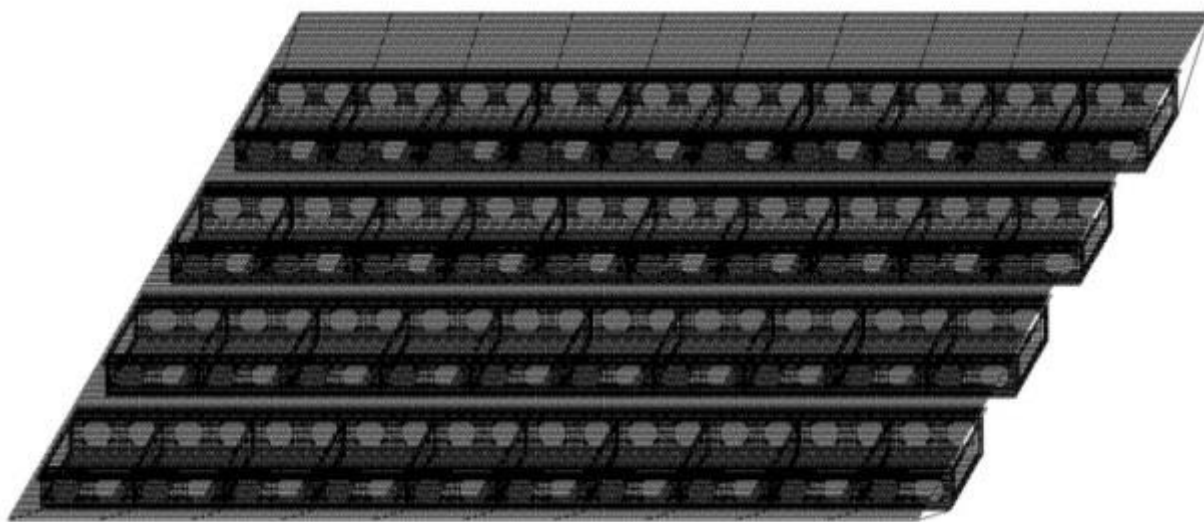


Рис. 4.7.Розрахункова модель запропонованої конструкції

4.3. Системи навантаження та вимірювання

4.3.1. Система навантаження. В якості навантаження були прийняті 2 автосамосвали КАМАЗ-6520, з нормативної масою одного автомобіля $Q = 19,2\text{т}$. Було передбачено 4 схеми розташування автомобілів:

схема 1 - установка одного автомобіля КАМАЗ-6520 задньою віссю в середині прольоту біля правого бар'єрного огороження (рис. 4.8, а);

схема 2 - установка двох автомобілів задніми бортами один до одного, біля правого бар'єрного огороження (рис. 4.8, б);

схема 3 - установка двох автомобілів задніми бортами один до одного, по осі моста (рис. 4.9, а);

схема 4 - розташування двох автомобілів, встановлених задніми бортами один до одного біля лівого бар'єрного огороження (рис. 4.9, б)

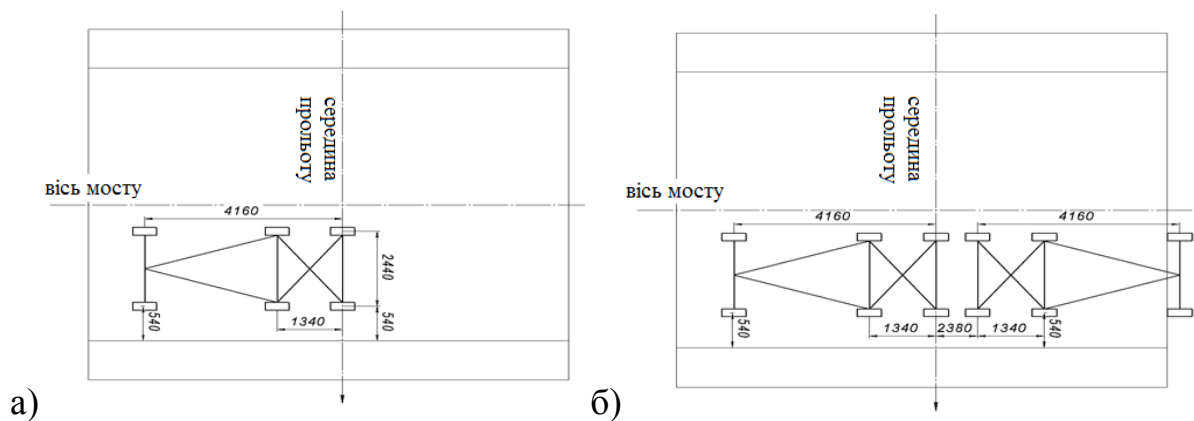


Рис. 4.8. Схема навантаження при статичних випробуваннях:

а) схема №1; б) схема №2

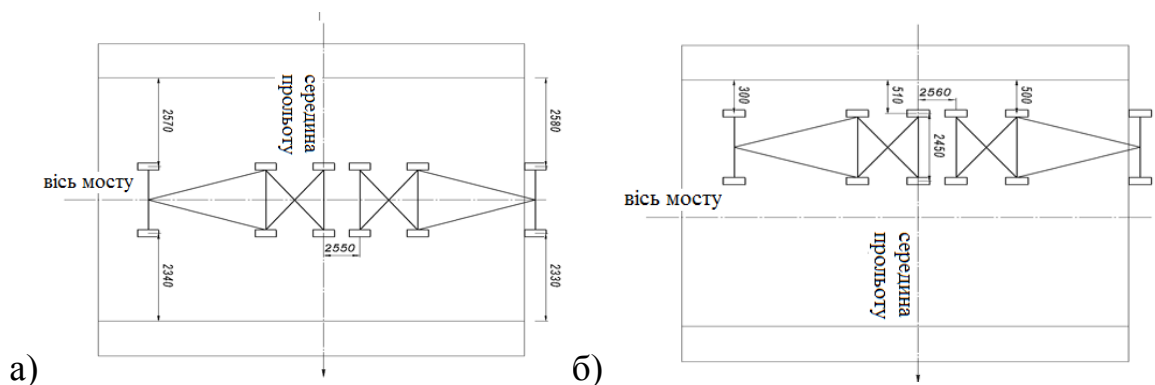


Рис. 4.9. Схема навантаження при статичних випробуваннях:

а) схема №3; б) схема №4

Демонстрація позначених процедур випробувань реалізована на рис. 4.10.



Рис. 4.10. Установка автомобілів за схемами 1-4

При динамічному дослідженні для визначення частот і форм власних коливань, на проїзну частину, з висоти 1м, скидався залізобетонний фундаментний блок розміром 85х48х55см масою 600кг. Для визначення характеристик вимушених коливань на мосту проводиться таким заходи:

- рух колони з двох автомобілів КамАЗ-6520 з інтервалом 2сек зі швидкістю 30 км / год;
- рух одиночного автомобіля КамАЗ-6520 по покриттю з перешкодою (дерев'яний брус шириною 20 см, товщиною 4 см і довжиною 3,5 м), встановленим в середині прольоту;
- рух одиночного автомобіля КамАЗ-6520 зі швидкістю 30 км / год і різке гальмування в середині прольоту.

Під час випробування, за всіма схемами завантаження, фіксувалося стан мосту для встановлення змін, які відбувалися без навантаження, з навантаженням і подальшим розвантаженням. Останні заміри знімалися для визначення залишкових деформацій. Крім того, при розстановці автомобілів, учасники випробувань суворо стежили за показаннями приладів, щоб в разі необхідності (екстремальний випадок) зупинити завантаженість.

4.3.2. Система вимірювань. Фіксація вертикальних переміщень (прогинів) конструкції здійснювалася за допомогою 8 механічних прогиномірів Аістова (6-ПАО-0,01). Прилади кріпилися до конструкції за допомогою з'єднувальних ланцюгів, зібраних з вантажів і ниток. Для виключення впливу на значення прогинів зовнішніх показників, таких як вітер, з'єднувальні ланцюги підтримувалися в постійному натягу і перевірялися перед кожним зняттям відліків. Датчики встановлювалися по два в чвертях і середині прольоту і по одному в опорних частинах, за допомогою штативів та струбцин, на заздалегідь підготовлених майданчиках. Схема розташування та загальний вигляд датчиків представлені на рис. 4.11.

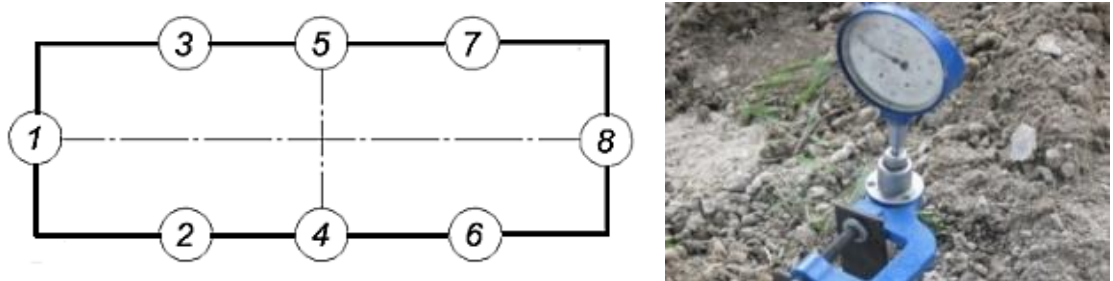


Рис. 4.11. Схема розташування та загальний вигляд датчиків

Для фіксації деформацій і виявлення напружень навколо отворів блоку було встановлено 8 механічних тензометрів. Прилади були встановлені в опорній частині і в середині прольоту. Схема розташування тензометрів в опорній частині прогонової будови показані на рис. 4.12, а. Схема розташування тензометрів в прольоті прогонової будови показані на рис. 4.12, б. Загальний вигляд датчиків представлено на рис. 4.13.

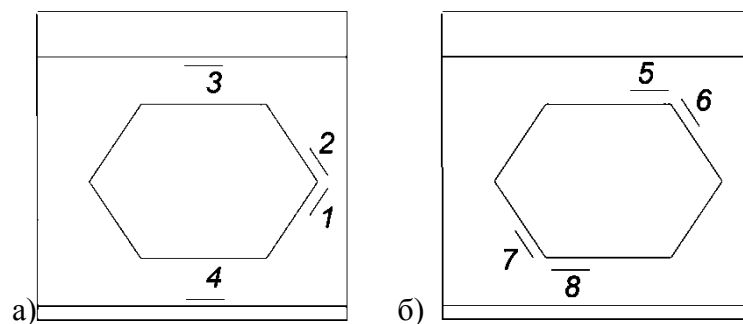


Рис. 4.12. Схема розташування тензометрів:

а) в опорній частині прогонової будови; б) в прольоті прогонової будови

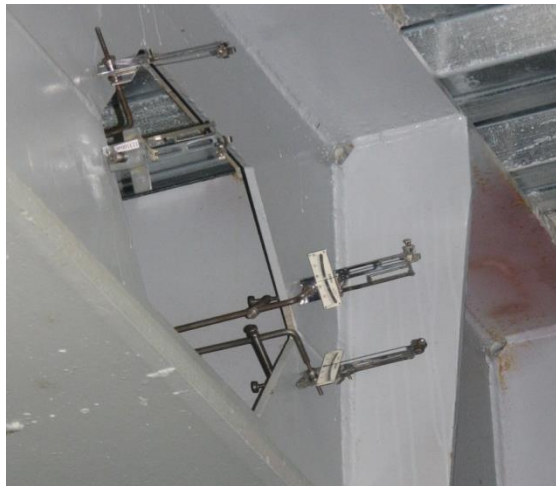


Рис. 4.13. Загальний вигляд датчиків

Для визначення частот і форм власних і вимушених коливань елементів прогонової будови в вертикальному напрямку в середині прольоту встановлювався вібровимірювальний прилад «Агат-М».

4.4. Результати випробувань

4.4.1. Результати статичних випробувань.

За даними обробки значень вимірів прогиномірів побудовані лінії прогинів крайнього металевого блоку в прольоті №1 в середині і чвертях прольоту по всім 4-м схемами завантаження (рис. 4.14-4.17). Максимальний прогин крайнього металевого блоку прольоту №1 отриманий при 2-ий схемою навантаження і склав 2,9мм. Теоретичний прогин крайнього блоку прольота №1 склав 2,94мм. При зіставленні теоретичних і експериментальних значень похибка склала 5%. Залишкові деформації після кожної розвантаження на кожному етапі навантаження не перевищили 10%. За даними обробки значень вимірів деформацій, отриманих з механічних тензометрів, і лабораторних випробувань по визначенню механічних характеристик сталі були обчислені значення фактичних напружень, що виникають по периметру отворів в стінках металевих балок. Максимальні значення відносних деформацій склали $15 \cdot 10^{-6}$ мм, що, в свою чергу, відповідає значенням напруження - 25 МПа. Результати вимірювань

представлені в табл. 4.1. Поля напружень, що виникають в стінках блоку, представлені на рис. 4.20.

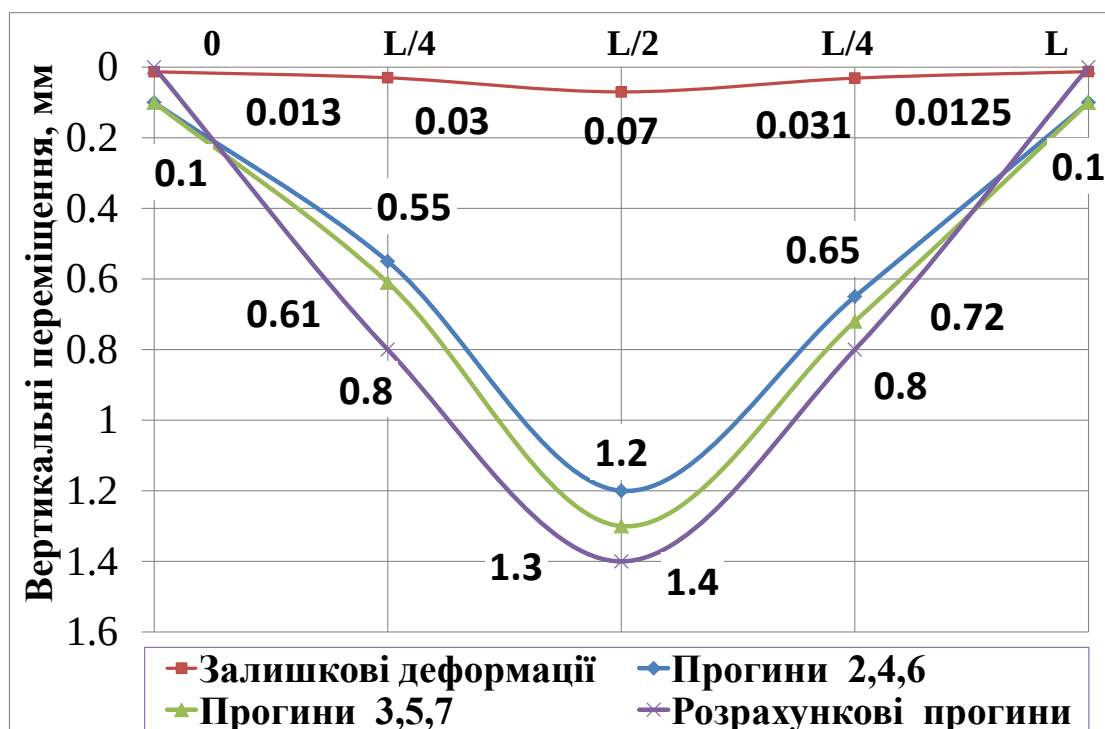


Рис.4.14. Прогини балок за першою схемою статичних випробувань

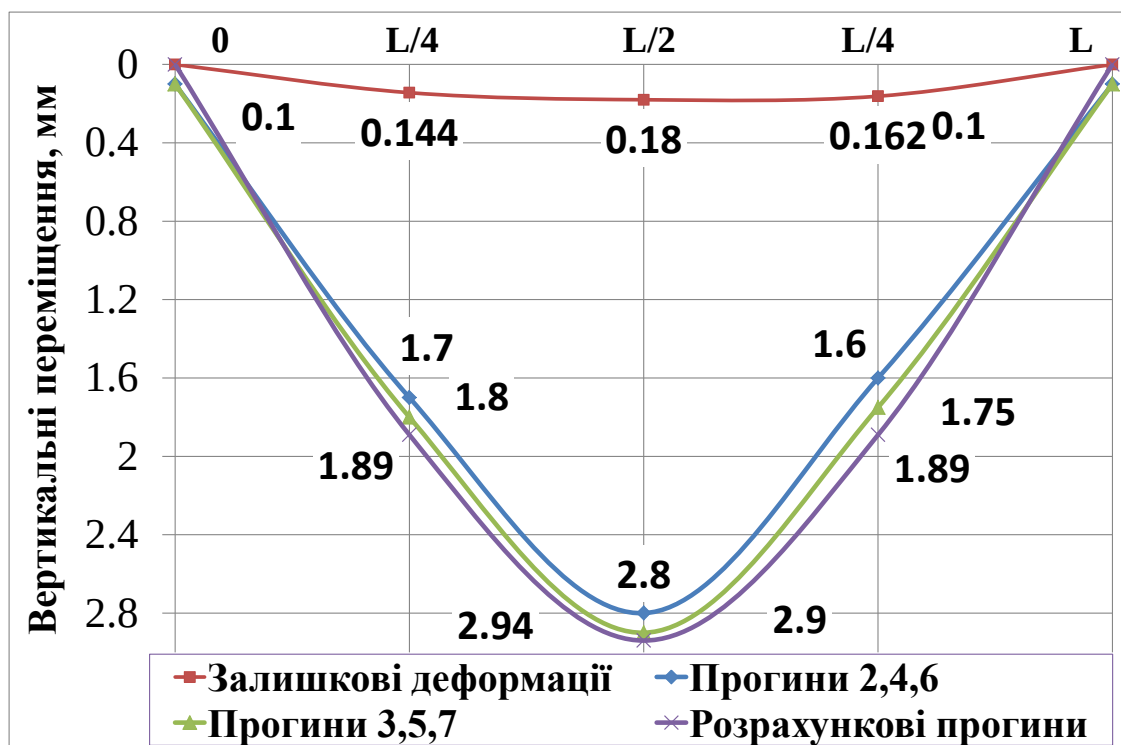


Рис. 4.15. Прогини балок за другою схемою статичних випробувань

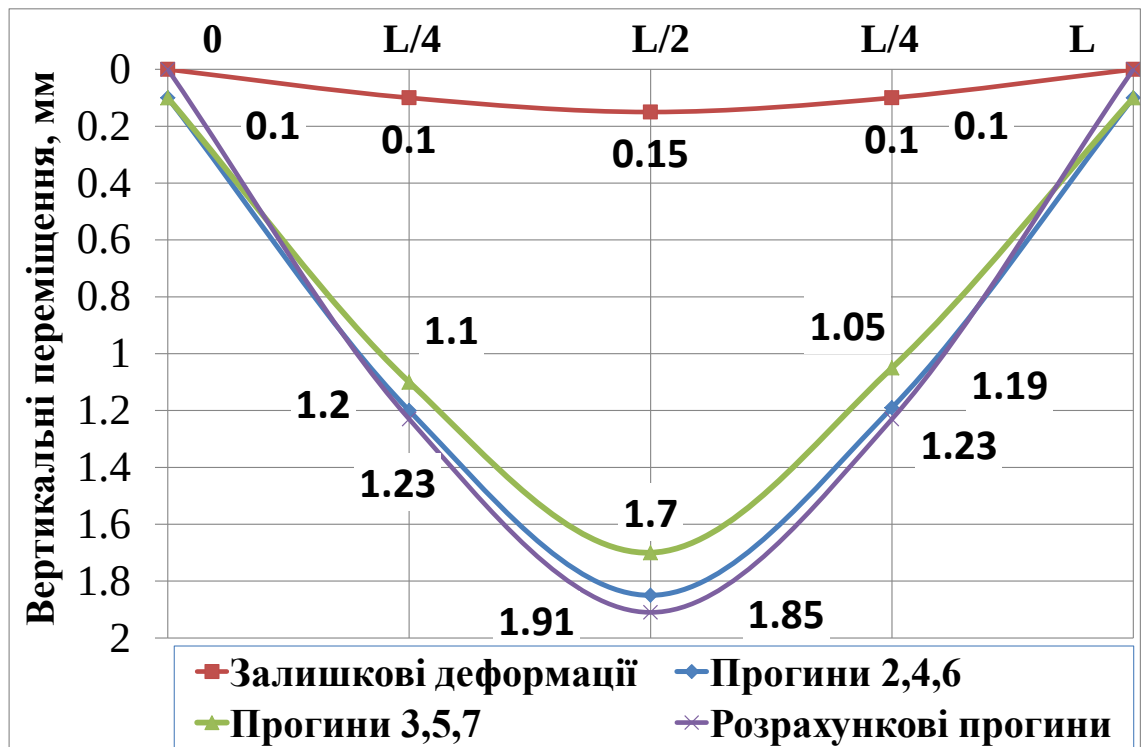


Рис. 4.16. Прогини балок за третьою схемою статичних випробувань

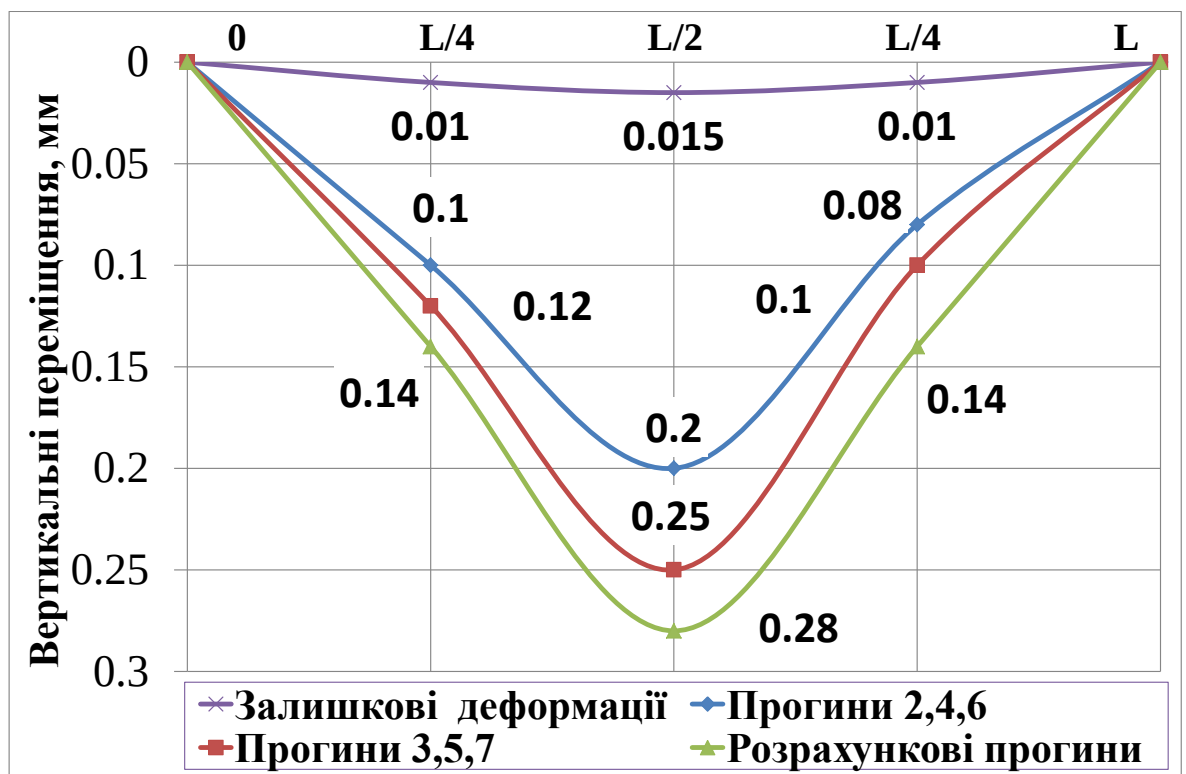


Рис. 4.17. Прогини балок за четвертою схемою статичних випробувань

Таблиця 4.1.

Значення деформацій і напружень, отримані за механічними тензометрами

Схема навант.	ε_1 , мм·10 ⁻⁴	σ_1 , МПа	ε_2 , мм·10 ⁻⁴	σ_2 , МПа	ε_3 , мм·10 ⁻⁴	σ_3 , МПа	ε_4 , мм·10 ⁻⁴	σ_4 , МПа	ε_5 , мм·10 ⁻⁴	σ_5 , МПа	ε_6 , мм·10 ⁻⁴	σ_6 , МПа	ε_7 , мм·10 ⁻⁴	σ_7 , МПа	ε_8 , мм·10 ⁻⁴	σ_8 , МПа
«0»	0,00	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0
1	0,05	15	0,05	15	0,05	15	0,05	15	0,1	20	0,1	20	0,1	20	0,1	20
«0»	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0
2	0,1	20	0,1	20	0,1	20	0,1	20	0,15	25	0,15	25	0,15	25	0,15	25
«0»	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0
3	0,05	15	0,05	15	0,05	15	0,05	15	0,1	20	0,1	20	0,1	20	0,1	20
«0»	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0
4	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,02	5	0,02	5	0,02	5	0,02	5
«0»	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0	0,0	0

Ізополя напружень N_x

схема 1

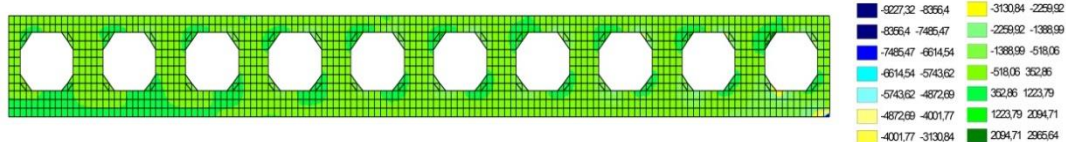


схема 2

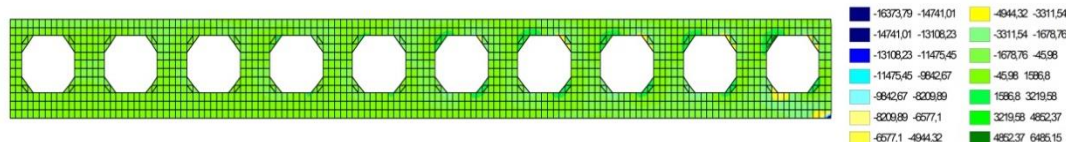
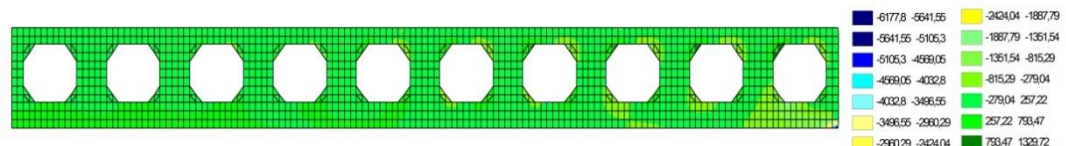


схема 3



Ізополя напружень N_y

схема 1

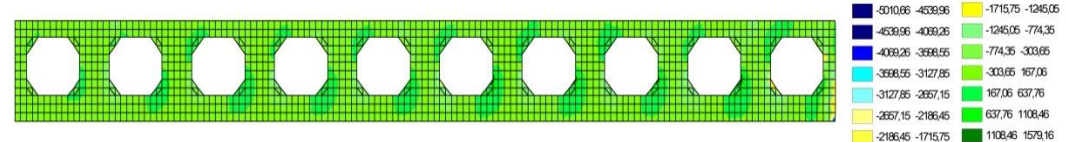


схема 2

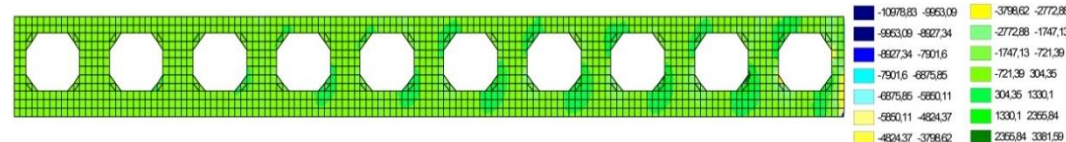
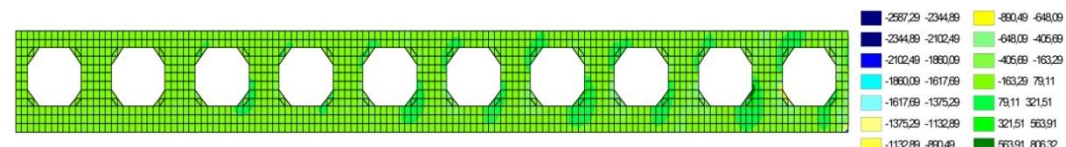


схема 3



Ізополя напружень τ_{xy}

схема 1

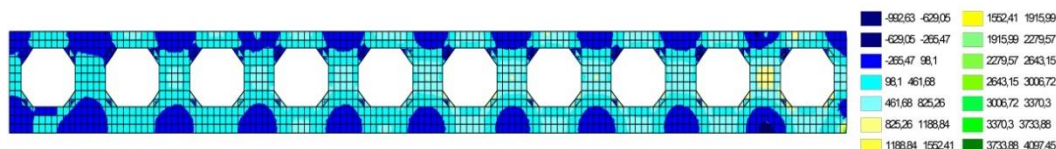


схема 2

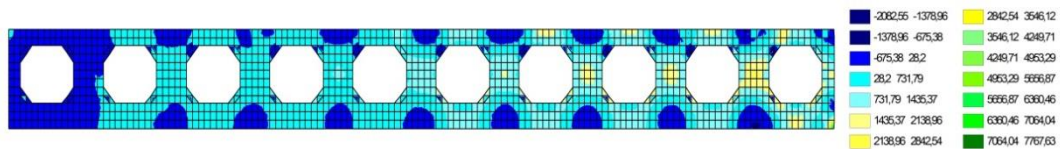


схема 3

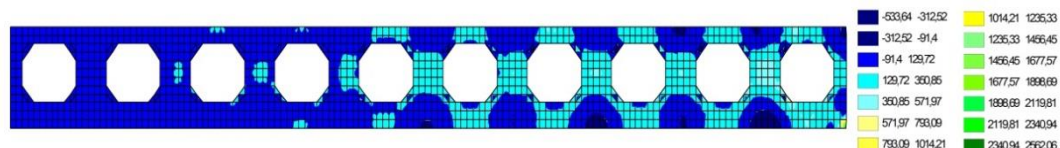


Рис. 4.18. Поля напружень теоретичної моделі.

Діаграма напружень в характерних точках в порівнянні з розрахунковими даними показані на рис. 4.19.

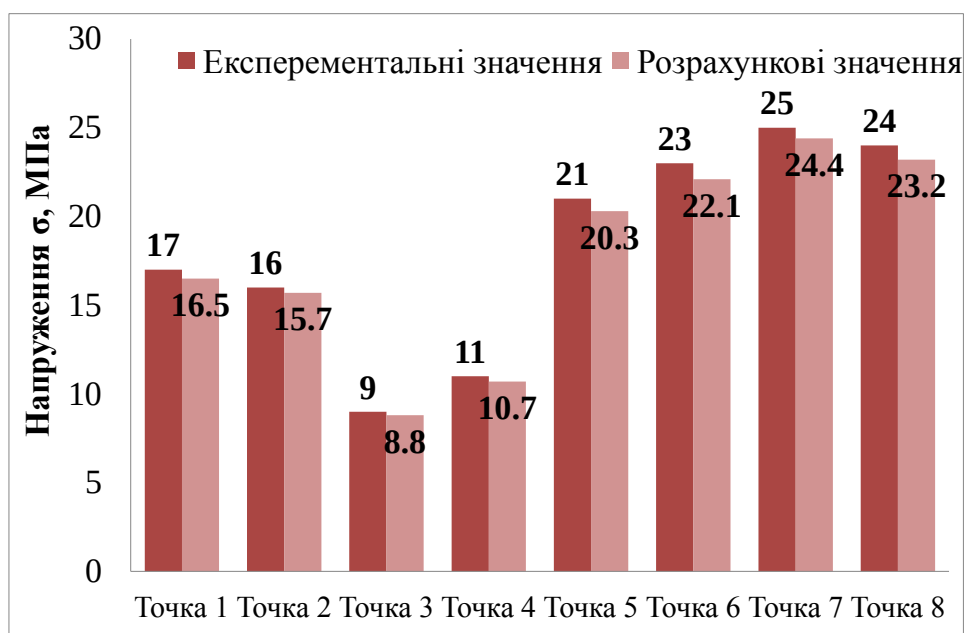


Рис.4.19. Діаграма напружень в характерних точках

4.4.2. Результати динамічних випробувань. За даними обробки показань приладу при динамічних випробуваннях отримані частоти, періоди та амплітуда власних (рис. 4.20) і вимушених (4.21-4.23) коливань. Частота власних коливань (середнє по 3 вимірах) дорівнює 8Гц, при амплітуді 190мкм. Також проявляється друга власна частота рівна 14Гц, при амплітуді 225мкм. Частота вимушених коливань при русі колони з двох автомобілів

склала 12,5Гц при амплітуді 66мкм. Частота вимушених коливань при русі автомобіля по покриттю з перешкодою склала 5Гц при амплітуді 78мкм. Частота вимушених коливань при різкому гальмуванні автомобіля в середині прольоту склала 8Гц при амплітуді 49мкм.

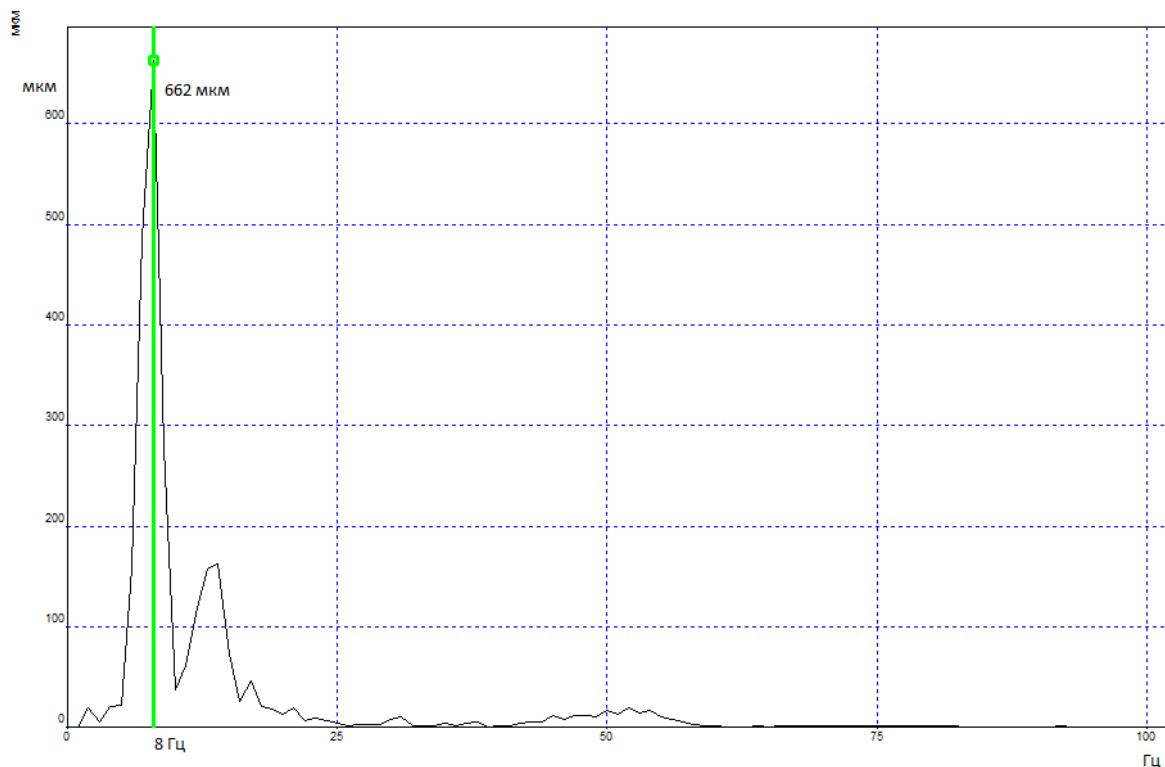


Рис. 4.20. Спектр власних коливань.

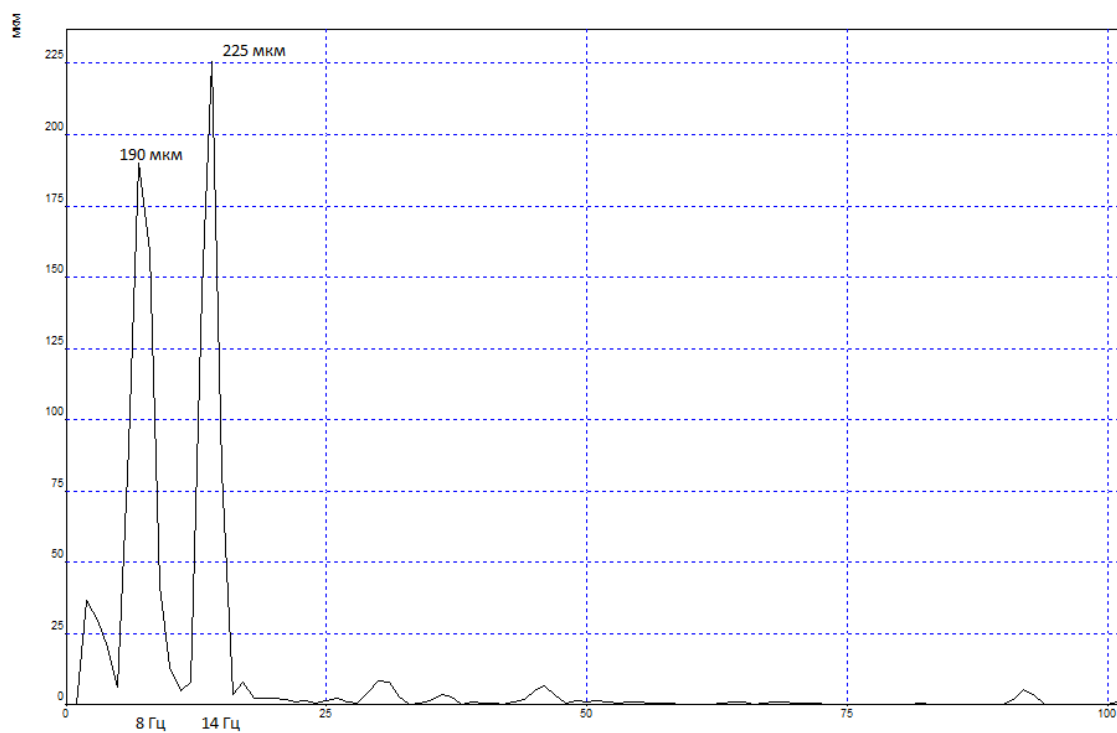


Рис. 4.21. Спектр коливань при 1-ій схемі динамічного навантаження

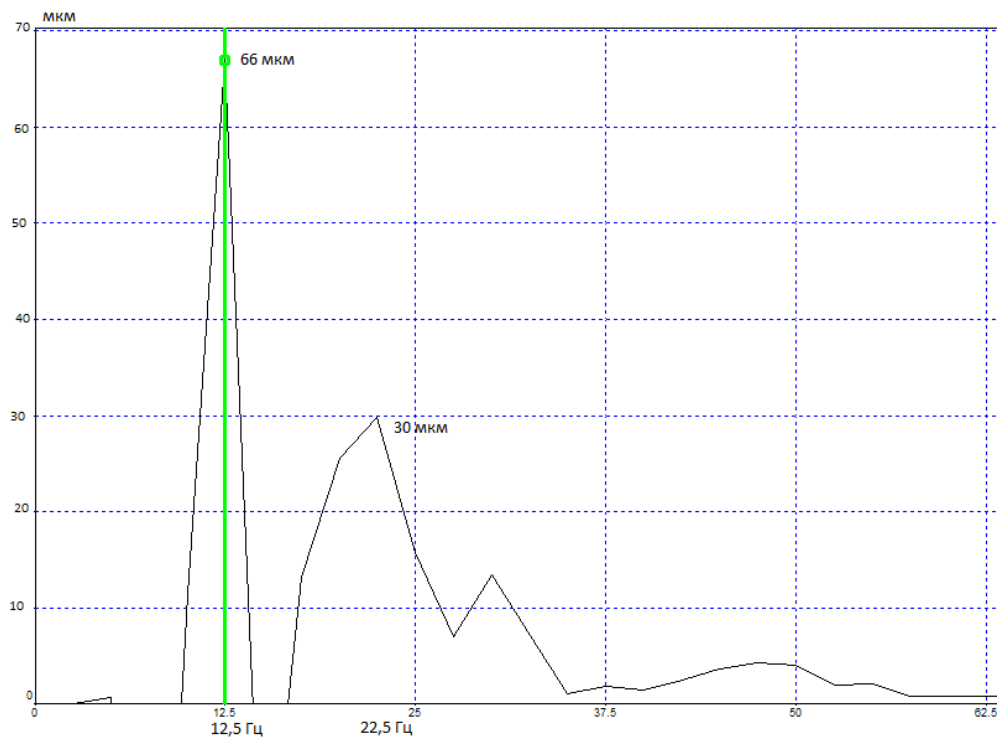


Рис. 4.22. Спектр коливань при 2-ій схемі динамічного навантаження

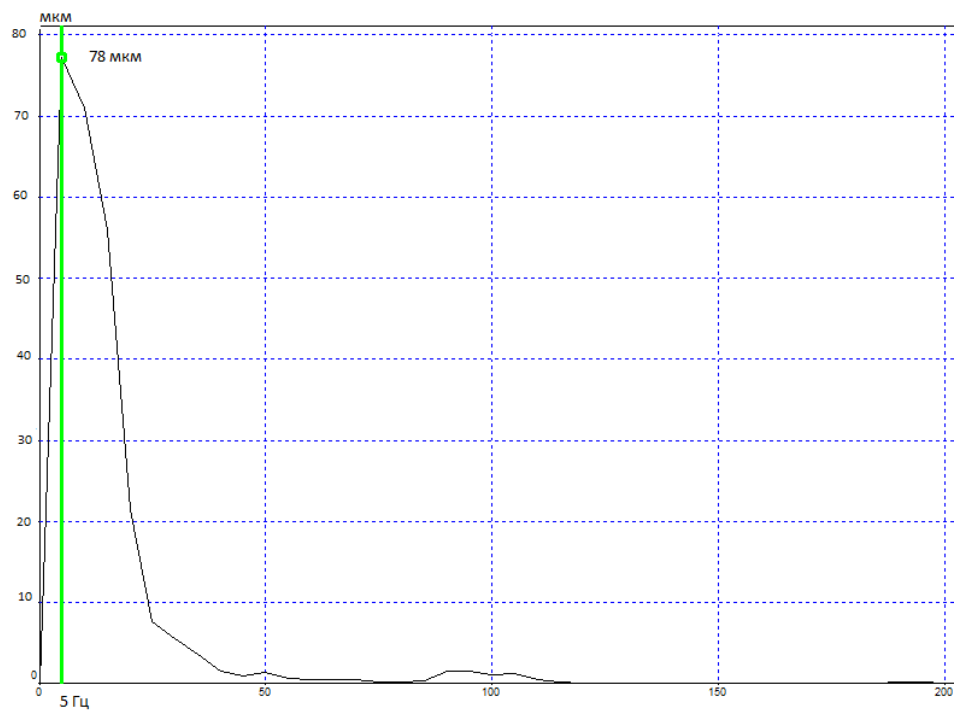


Рис. 4.23. Спектр коливань при 3-ій схемі динамічного навантаження

4.5 Висновки до Розділу 4

1. Визначено величини фактичних прогинів конструкції сталезалізобетонних прогонової будови в чвертях і середині випробовується прольоту. Максимальний прогин крайнього металевого блоку прольоту №1

отриманий при 2-ій схемою навантаження і склав 2,9мм. Залишкові деформації після кожної розвантаження на кожному етапі навантаження не перевищили 10%.

2. Виявлено дійсний розподіл деформацій і напружень в заданих перетинах конструкції сталезалізобетонних прогонової будови. За даними обробки значень вимірів деформацій, отриманих з механічних тензометрів, і лабораторних випробувань по визначенню механічних характеристик стали були обчислені значення фактичних напружень, що виникають по периметру отворів в стінках металевих балок. Максимальні значення відносних деформацій склали $15 \cdot 10^{-6}$ мм, що, в свою чергу, відповідає значенням напруг - 25 МПа.

3. Зроблено зіставлення фактичних і теоретичних компонентів НДС в досліджуваних перетинах конструкції сталезалізобетонних прогонової будови. Теоретичний прогин крайнього блоку прольота №1 склав 2,94мм. При зіставленні теоретичних і експериментальних значень похибка склала 3%

4. Максимальні частоти власних коливань склали 8Гц і 14Гц, при амплітуді 190мкм і 225мкм. Тоді як частоти вимушених коливань склали 8Гц і 12,5Гц при амплітуді коливань 49мкм і 66мкм відповідно. Частота порушуваних коливань при другій схемі динамічного навантаження склала 5Гц, амплітуда коливань - 78мкм.

РОЗДІЛ 5. ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДОСЛІДЖЕННЯ

Оптимальне проектування сталезалізобетонних прогонових будов, засноване на управлінні фізико-геометричними характеристиками, в процесі якого виконується раціоналізація його параметрів, та призводить до розробки оптимальних рішень, що володіють економічною позитивністю і не погіршують, при цьому, вигляд споруди.

5.1 Опис об'єктів впровадження

Зпропоновані конструктивні рішення впроваджені при новому будівництві та реконструкції ряду об'єктів в м. Харкові та в Харківській області, наведених нижче.

5.1.1. Міст через р. Ліпчик в п. Липці на а / д С-212570 під'їзд до п. Липці км1 +400 (варіантне проектування)

Опис об'єкту

Будівництво моста виконано поетапно с 1970 р Схема мосте 2х12м. Конструкція мосте - металевий, 2-х пролітний. Прольотна будова балкова, розрізна. Балки прогонових будов - складові, металеві, виконані з двутавра №36 повна висота складової балки 108 см, об'єднані монолітною залізобетонною плитою з тротуарними консолями. Повна довжина моста на внутрішніх гранях шафових стінок підвалин - 24,1 м + зворотні стінки підвалин 2х4,5 м. Габарит проїзної частини - 7м + 2х0,8м. Проектне навантаження - Н-13, НГ-60. Загальний вигляд мосту представлений на рис. 5.1.

Прогонові будови моста металеві, складені з чотирьох балок в поперечному перерізі з відстанню по осях 2,20 + 2,23 + 2,20 м. Балки складаються з прокатного двутавра №36, верхня і нижня частина балок - цільні двутаври ℓ-12 м об'єднані вставками з двутавра №36 шириною 48 см з відстанню в світлі 80 см - 10 шт. по всій довжині.

Між балками Б1-Б2, Б3-Б4 встановлені хрестоподібні поперечні зв'язку з куточків 100х100. У першому прольоті 1-2 між балками Б3 і Б4 встановлені нижні і верхні (частково) поздовжні зв'язку з куточків 100х100.

У верхній частині балки об'єднані монолітною залізобетонною плитою з тротуарними консолями.

Загальний технічний стан прогонових будов моста непрацездатний (аварійне). Металеві елементи балок схильні до інтенсивної корозії.

В процесі будівництва балки прогонових будов встановлені без температурних зазорів і деформаційних швів. У прольотах 1-2, 2-3 між балками Б2 Б3 відсутні поперечні зв'язки, що різко знижує жорсткість конструкції прогонових будов.

В результаті проїзду наднормативного навантаження прольоти деформовані, стійкість балок порушена, елементи складених балок пошкоджені - смятие, кручення, зрушення з опорних зон.

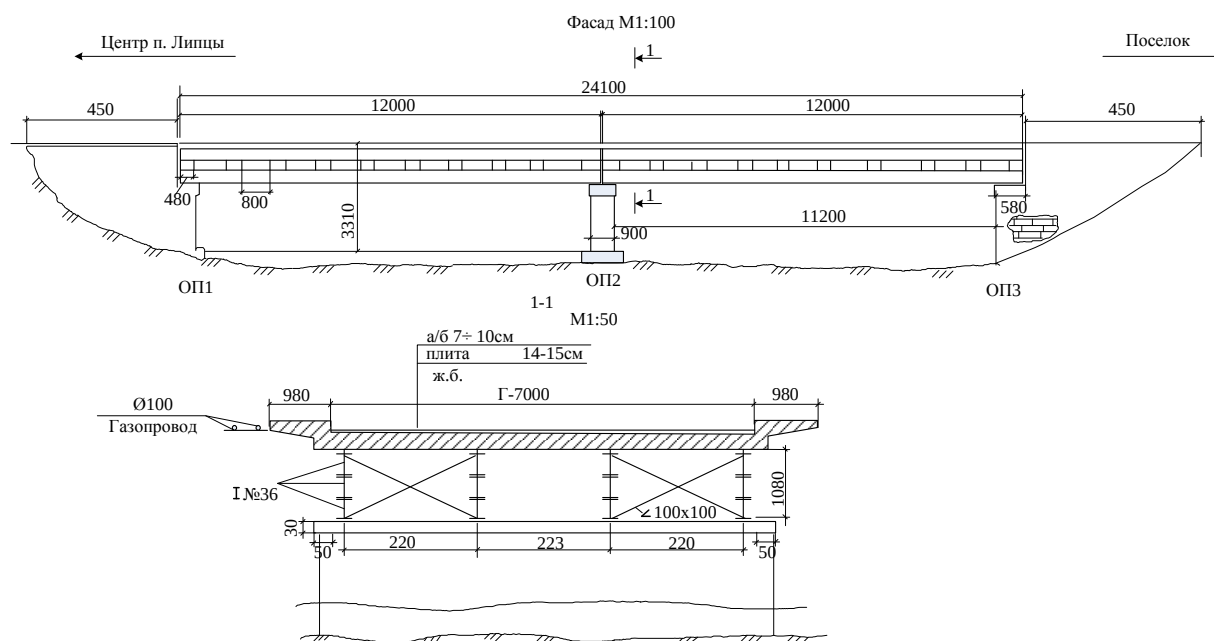


Рис. 5.1. Схема загального вигляду моста через р. Ліпчик в п. Липчі

За даними обстежень і аналізу технічного стану моста встановлено:

- рейтинг моста становить (39,6 балів), що відповідає п'ятому станом (непрацездатний) ДСТУ-НБ В.2.3-23: 2009.

Для подальшої експлуатації споруди необхідно проведення ремонтних робіт по посиленню елементів прогонових будов, що відповідає сучасним нормативним вимогам або повна їх заміна.

Загальний вигляд запропонованого прогонової будови моста представлений на рис. 5.2.

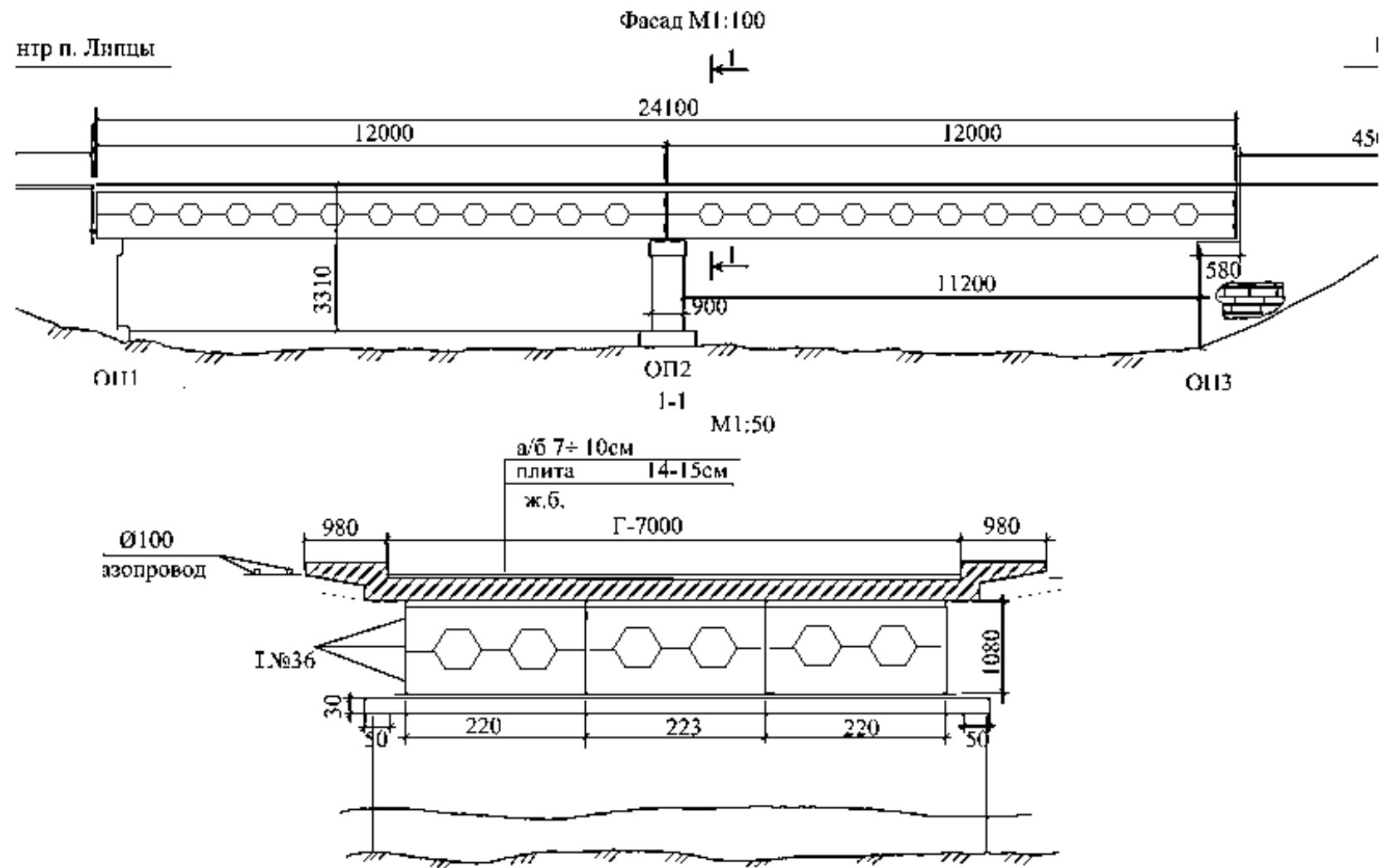


Рис. 5.2. Схема загального вигляду запропонованої прогонової будови моста через р. Липчик в п. Липці

5.1.2. Міст через р. Сухий Торець в м. Барвінкове (капітальний ремонт)

Опис об'єкту

Схема моста по прогонових будов - $4 \times 14,06\text{м}$. Статична схема - балковий, розрізний. Повна довжина моста по шафовим стінок берегових опор - $56,4\text{м} + 2,9 + 3,1$ (зворотні стінки підвалин). Розмір моста - $6,65\text{м}$. Тротуари - $1,65 + 1,5$. Проектна навантаження - Н-13, НГ-60. Загальний вигляд мосту представлений на рис. 5.3. Мостове полотно включає в себе проїзну частину, дві смуги проїзної частини, два тротуару, поручневе огорожу, бортове огороження. Розмір проїзної частини між внутрішніми гранями бортового огороження - $6,65\text{м}$. Верхній шар проїжджої частини - асфальтобетон. Загальна товщина дорожнього одягу - $20 \div 25\text{ см}$.

На період обстеження фактичний стан елементів прогонових будов незадовільний (аварійне, проліт 3-4). В середньому прольоту 3-4 спостерігаються вертикальні тріщини в ребрах всіх семи балок. Розкриття тріщин і відколи бетону досягають більш 100мм . Тріщини силові, з розвитком на повну висоту ребер. Причина появи тріщин такого характеру є результатом проходу наднормативних навантажень. Бетон крайніх балок прогонових будов з верхової і низової сторін схильні до інтенсивного вилуговування. Через порушення шару гідроізоляції і фільтрації зливових віл балки прогонових будов схильні до перезволоження на гранях ребер, плитах і діафрагмах спостерігаються висоли бетону.

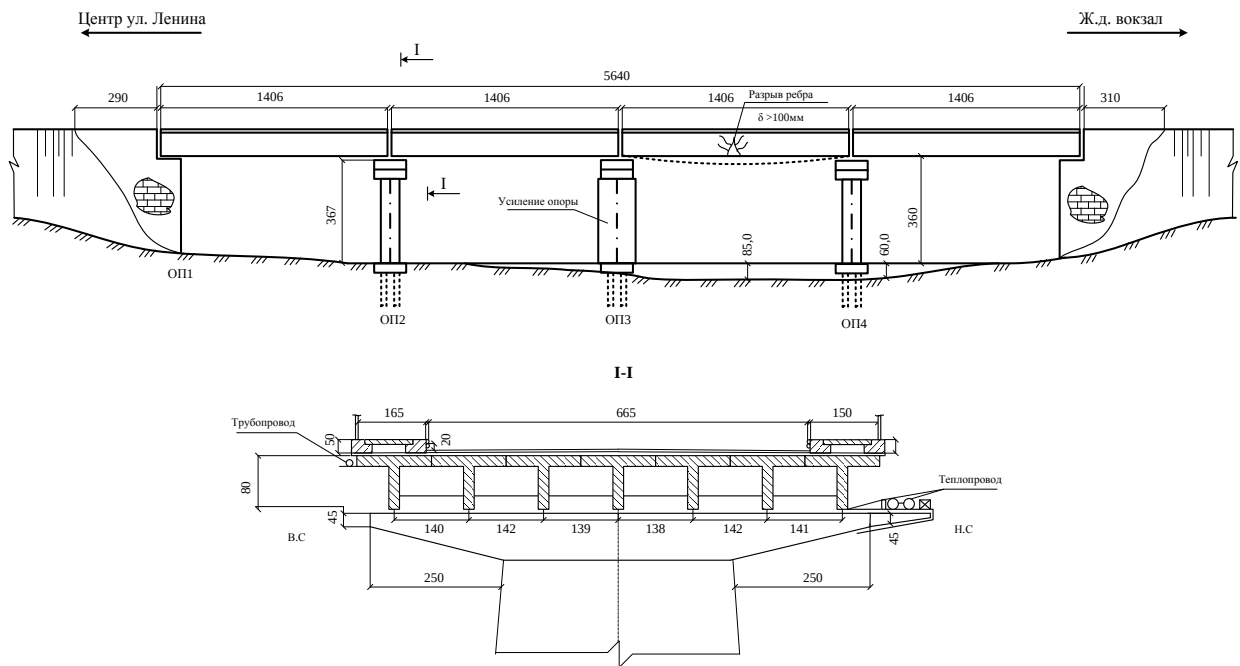


Рис. 5.3. Схема загального вигляду моста через р. Сухий Торець м. Барвінкове

Впровадження виконано як варіант ефективної сталезалізобетонної прогонової будови. Схема загального вигляду запропонованої прогонової будови моста через р. Сухий Торець р. Барвінкове показана на рис. 5.4.

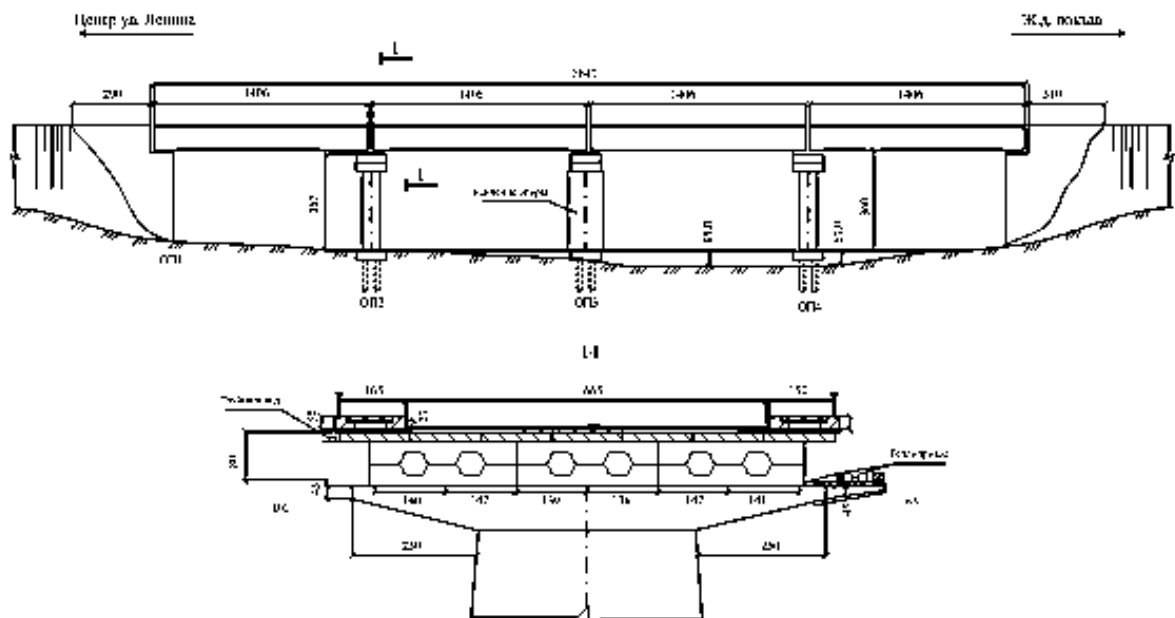


Рис. 5.4. Схема загального вигляду запропонованої прогонової будови моста через р. Сухий Торець м. Барвінкове

5.1.3. Балашовський шляхопровід (реконструкція суміщенох з проїзною частиною трамвайної колії)

Шляхопровід Балашовський розташований на ділянці вулиці Плеханівській, від будинку 114 до проїзду Балашовського у м. Харків. Шляхопровід складається з прольотної будови та 2-х підходів до неї (західного і східного). Довжина споруди 325 м, у т.ч. прольотна будова - 41 м, західний підхід - 170,9 м; східний підхід - 113 м. Прогонова будова - металева кльопана двошарнірна рама індивідуального виготовлення, з прольотом між опорами 41 м. Західний підхід до шляхопроводу складається зі стоянів, склепін та підпірних стін, які було зведено, орієнтовно, в 1914-1916 рр. В роки війни споруду було частково зруйновано. Роботи з відновлення (реконструкції) шляхопроводу виконано в 1946 - 1948 рр. Проектом реконструкції того часу передбачено збільшення висоти прогонової будови шляхопроводу на 1,5 м, що зумовило улаштування додаткового шару покриття західного підходу до конструктиву на зазначену висоту. В зоні малої висоти (до 3 м) підходу, в якій насип утримується підпірними стінами, збільшення висоти виконано шляхом улаштування додаткового шару піщаної підсипки. Над малими арковими склепіннями додатковий насип підйому утримується додатковими залізобетонними монолітними бортами, які улаштовано уздовж країв проїзної частини. Борти утримуються між собою залізобетонними баками-стяжками, які йдуть з кроком 4 м. Над великими арковими склепіннями, задля зменшення маси шару додаткової висоти а також задля більш рівномірного розподілення зовнішнього навантаження на конструкції склепін, улаштована монолітна кесонна залізобетонна плита розміром 36×12 м, з шагом основних ребер 2×6 м. Проїзна частина виконана із асфальтового покриття, яке опирається на бруківку. Трамвайна колія улаштована по збірним залізобетонним шпалам. Загальний вигляд західного підходу до Балашовського шляхопроводу наведено на рисунку 5.5.

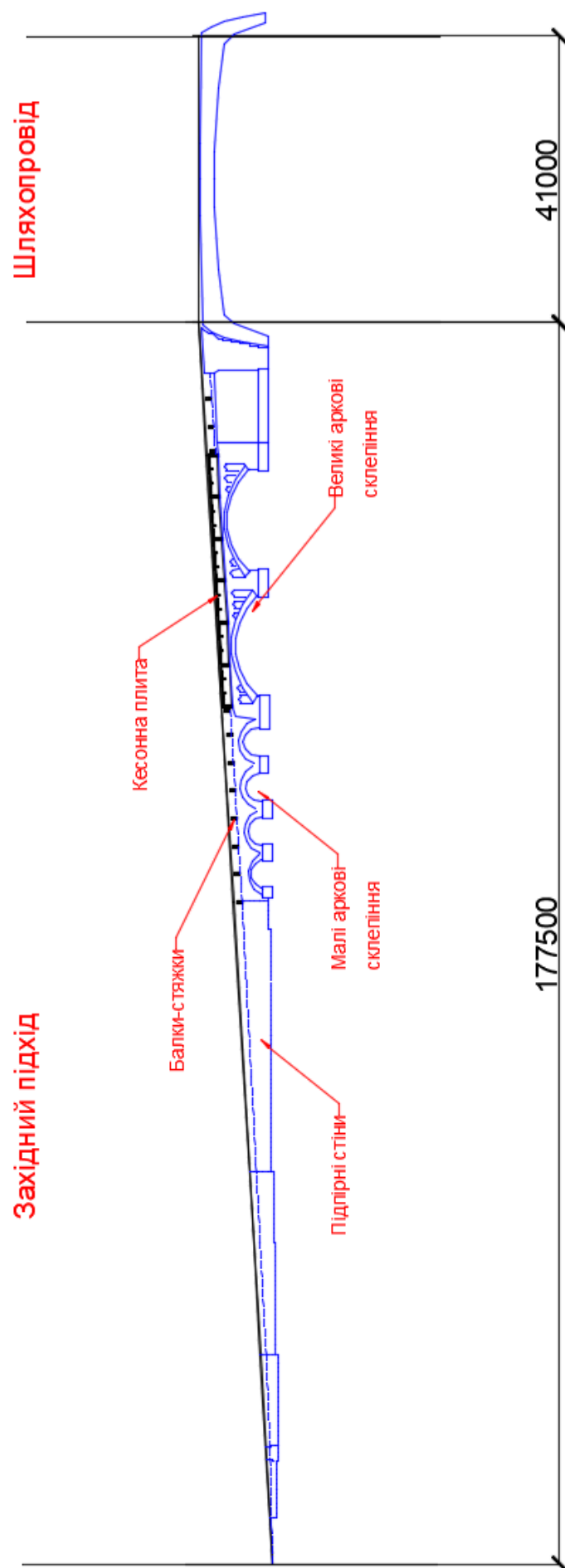


Рис. 5.5. Схема західного підходу до Балашовського шляхопроводу

За роки експлуатації дорожнє покриття і елементи трамвайної колії прийшли у непридатний до нормальної експлуатації стан, у зв'язку з чим, протягом 2020 р. було виконано обстеження технічного стану прольотної будови та підходів до неї, розроблено проект реконструкції та виконано будівельні роботи з відновлення конструктивів підходів до прольотної будови. Обстеження виконувалось кафедрою будівельних конструкцій ХНУГХ ім. О.М. Бекетова, проект реконструкції підходів виконано ТОВ «RS Engineering».

Нові конструкції запроектовано і виконано з монолітного залізобетону, вони мають порожнини, які задля полегшення заповнені пінополестеролом, а загальна вага новозведених конструкцій не перевищує існувавший попередній шар покриття західного підходу. Опорою для новозведених конструкцій виступають елементи підходу до шляхопроводу, які було зведено в попередніх роках. Згідно проектної документації західний підхід до шляхопроводу розраховано на наступні навантаження:

автомобільне – А-15 та НК-100;

трамвайний поїзд з 2-х вагонів.

Під час проведення демонтажу існувавшего шару дорожнього покриття було уточнено його товщину а також висотні відмітки існуючих конструкцій шляхопроводу, на які, відповідно проектній документації, спираються новозведені конструкції. Дана обставина зумовила необхідність виконання уточнюючого розрахунку армування запроектованих конструкцій.

Відповідно до проектних рішень новозведена монолітна залізобетонна плита на ділянці над малими арковими склепіннями в зоні руху автомобільного транспорту спирається на щебеневу підсипку товщиною 300 мм. Після демонтажу існувавшего дорожнього покриття в цієї зоні було виявлено, що підстилаючий шар бруківки, зведеної у 1948 році, являв собою бетону суміш із заповнювачем з цегляного бою, товщиною 300 мм. Дана оцінка фізико-механічним властивостям цього шару, на підставі якої було прийнято рішення використовувати її замість щебеневої підсипки.



Рис. 5.6. Влаштування основи під залізобетонну плиту.

Після демонтажу існуючого шару дорожнього покриття було виявлено, що поверхня існуючої кесонної плити має криволінійний характер. Зафіксовано відхилення від плоскої поверхні у межах 10 см. Зазначене спонукало зведення нової ребристої плити із змінною висотою ребра. Даній обставині була дана розрахункова оцінка, за результатами якої підсумовано, що зазначений факт не несе втрати несучої здатності плити. За пропозицією підрядника було прийнято рішення виконувати нівелювання висоти ребра за рахунок застосування у якості поперечної арматури спарених хомутів. Проектна відмітка верху плити виставлялась за рахунок варіацією нахлесту одного хомуту на інший.

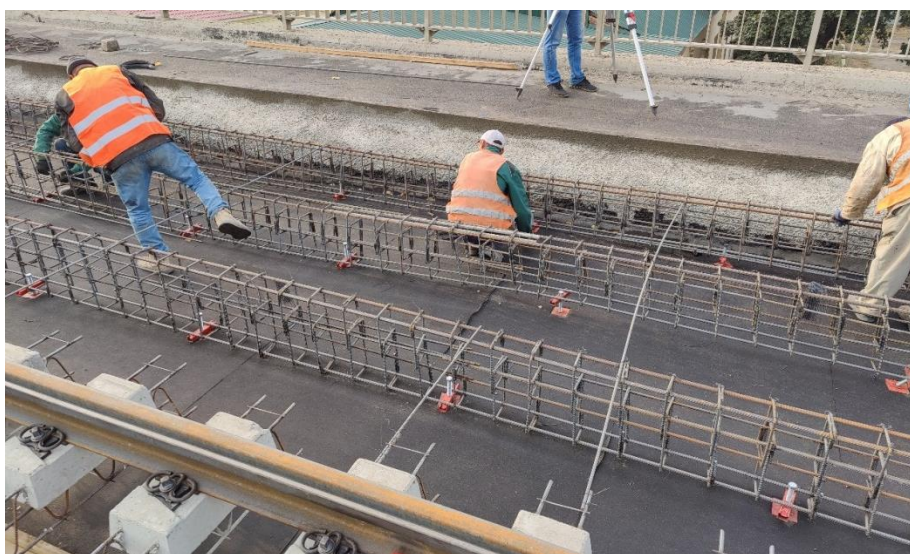


Рис. 5.7. Загальний вигляд балки змінної висоти перерізу



Рис. 5.8. Розкладка пінополістиролу для влаштування порожнин в двопоясній плиті



Рис. 5.9. В'язання сіток верхньої обшивки двопоясної плити

5.2 Висновки до Розділу 5

На основі проведених досліджень із вивчення особливостей напружено-деформованого стану перфорованих конструкцій, раціональної топології та шагу отворів, вдалося розробити конструктивно-технологічні рішення для зведення полегшених сталезалізобетонних прогонових будов з перфорованими металевими елементами, виконаних за безвідходною технологією.

Як видно, результати впровадження підтверджують ефективність запропонованих рішень, оскільки дозволяють знизити матеріалоємність конструкцій металевих перфорованих балок до 30%, зменшити кількість трудовитрат робочих будівельників і як наслідок досягти економії у видатках заробітної плати до 5-10%. Загальна економічна ефективність застосування запропонованих конструктивних та організаційно-технологічних рішень дозволяє досягти зменшення вартості виробництва перфорованих металевих елементів на 15-20%, а також прискорити темпи будівництва.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Встановлено ефективність та проведена адаптація біоенергетичного методу оптимізації на базі поліпшення конструкції прогонової будови, що має позитивні фізико-геометричні характеристики. В якості керуючих параметрів оптимізації прийняті розміри та крок отворів. Встановлено, що нерегулярна конфігурація перфорованих елементів є найбільш раціональною з точки зору мінімізації їх ПЕД та прогинів. Використання перфорованих елементів з нерегулярними розмірами та кроком отворів дозволяє знизити витрати матеріалу при виготовленні на 10% та знизити прогини конструкції до 5% в порівнянні з перфорованими елементами з регулярними розмірами та кроком отворів.

2. Сформовано науковий принцип конструювання перфорованих елементів з нерегулярними розмірами та кроком отворів, в залежності від розподілу ЩПЕД. Запропоновано спосіб виготовлення, з технологічною послідовністю розкрою, перфорованих металевих елементів, що мають нерегулярні (довільні) розміри та крок отворів.

3. Побудовано дві розрахункові скінченно-елементні моделі прогонових будов з регулярними та нерегулярними розмірами та кроком отворів і на їх основі проведено порівняння компонентів напружено-деформованого стану систем в цілому і окремих їх елементів. Підтверджено ефективність використання перфорованих елементів з нерегулярною топологією, так як дозволяє знизити прогини конструкції, а також мінімізувати значення зусиль і напружень, що виникають в поясах і елементах, до 40%. Проаналізовано форми і частоти власних коливань. Відзначено розбіжність частот власних коливань для згаданих моделей на 5-10%. Показано, що частка корисного ресурсу, яка йде на сприйняття власної ваги і корисного навантаження, розподіляється в співвідношенні 40% на 60%.

4. Проведено натурне експериментальне дослідження НДС раціоналізованої конструкції при дії статичних та динамічних навантажень. Максимальний прогин склав 2.9мм. Залишкові деформації після

розвантаження на кожному етапі навантаження не перевищили 10%. Максимальні значення напружень, що виникають по периметру отворів в стінках металевих блоків склали 25 МПа. Отримані експериментальні дані збігаються з розрахунковими даними, з похибкою, що не перевищує 15%. Тестуванням системи зв'язків зсуву підтверджена спільна робота конструкції, що знайшло відображення в тому що, після набору міцності бетону, значення прогинів конструкції зменшилися в п'ять разів.

5. Застосування сталезалізобетонних прогонових будов з металевими перфорованими блоками та ефективною залізобетонною плитою проїзної частини, в порівнянні з повністю металевими та повністю залізобетонними прогоновими будовами, дозволяє знизити витрати металу та залізобетону на 10-15%, знизити працевитрати, за рахунок високої заводської готовності блоків, до 20% та зменшити загальну вартість на 15-20%.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абовский Н.П., Енджиевский Л.В., Савченков В.И., Деруга А.П., Рейтман М.И. Избранные задачи по строительной механике и теории упругости. – М. : Стройиздат, 1978. 189 с.
2. Абовский Н.П. Управляемые конструкции / Н.П. Абовский// Учебное пособие/ КрасГаса. – Красноярск: 1998. – 433 с
3. Адлер Ю.П., Е.В.Макарова, Ю.В.Грановский. Планирование эксперимента при поиске оптимальных условий. М. : изд-во "Наука", 1976. 279 с
4. Бабаєв В.М., Бугаєвський С., Евель С.М., Євзеров І.Д., Лантух-Лященко А.І., Шеветовський В.В., Шимановський О.В., Шмуклер В.С. Чисельні та експериментальні методи раціонального проектування та зведення конструктивних систем. Київ, "Сталь", 2017. 404с.
5. Балашов Е.В. Совершенствование конструкции сталежелезобетонных пролетных строений мостов со сквозными балками: автореф. дисс. на соискание степени канд. техн. наук: спец. 05.23.11. Е.В. Балашов. – Томск, 2010
6. Барашиков А.Я. Оценка технического состояния строительных конструкций, зданий и сооружений / А. Я. Барашиков, А. Н. Малышев. – К., 1998. – 231 с. – Библиогр.: 75 назв. – рус.
7. Бейлин Е.А. Прикладная теория деформационного расчета устойчивости криволинейных тонкостенных стержней произвольного поперечного сечения / Е.А.Бейлин // Исследования по механике строительных конструкций и материалов: межвуз. темат. сб. тр. СПб.: СПб. гос. архит. – строит. ун-т. –1995. – С.4–13.
8. Беленя Е.И. Металлические конструкции: Спец. курс.: учеб. пособие / Е. И. Беленя, Н. Н. Стрелецкий, Г. С. Ведеников ; под ред. Е. И. Беленя. – 2-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1982. – 472 с.

9. Беллман Р. Введение в теорию матриц (Пер. с англ. Катковника В.Я., Полуэктова Р.А., Эпельмана М.С. Под ред. Лидского В.Б.). – М.: Наука, 1969. – 368 с.
10. Белоконь А.И. Организационно-технологические аспекты обоснования качественного и количественного состава строительных машин для реконструкции [текст]: Дис... д-ра техн. наук: 08.06.01 / Белоконь Анатолий Иванович, Приднепровская гос. академия строительства и архитектуры. Д., 1997. 380 с.
11. Беседин М.Т. Балки из развитых прокатных двутавров с отверстиями в стенке / М.Т. Беседин // Сборник статей / Харьковский инженерно-строительный институт. – Харьков, 1962. – Вып. 19.
12. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення: ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-07-01]. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 73 с. – (Державні будівельні норми України).
13. Бирюлёв В.В. Металлические конструкции (вопросы и ответы): учеб. пособие для вузов / В.В.Бирюлев, И.И.Крылов, Л.И.Строженко. – М.: АСВ. 1994. – 336 с.
14. Бирюлёв В.В. Металлические конструкции со сварными замкнутыми сечениями из прокатных элементов / В.В.Бирюлев // Изв. вузов. Строительство и архитектура. –1980. – №7. – с.
15. Бирюлёв В.В. Проектирование металлических конструкций: [Спец. курс. Учебное пособие для вузов] / Бирюлев В.В. – Л.: Стройиздат, 1990. – 432 с.
16. Будников М.С., Обозный А.П., Технология и организация возведения зданий и сооружений. Киев: Будивельник, 1964. 304с.
17. Бондаренко В.М. Расчет стальных балок из разрезных прокатных двутавров с отверстиями в стенке / А.А. Любимов, П.И. Зайцев // Сборник статей / Харьковский инженерно-строительный институт. – Харьков, 1963. – Вып. 25. – С.19-25.

18. Бычковский Н.Н. Металлические мосты. Часть 1. / Н.Н. Бычковский, А.Ф. Данковцев. – Саратовский государственный технический университет, 2005. – 364 с.
19. Васильков Г.В. Эволюционные задачи строительной механики. Синергетическая парадигма: Учебное пособие. Ростов-на-Дону: Инфосервис, 2003. 180 с.
20. Ватуля Г.Л. Моделирование работы сталебетонного перекрытия / Ватуля Г.Л., Орел Е.Ф., Смолянюк Н.В. // Зб. наук. пр. (галузеve машинобудування, будівництво) – Полтава: ПолтНТУ, 2011. – Вип. 2 (30) – С.80-85.
21. Власов В.З. Тонкостенные пространственные системы / В.З.Власов Стройиздат, 1958. – 502 с.
22. Власов В.З. Тонкостенные упругие стержни / В.З.Власов. – М.: Физматгиз, 1959. – 586 с.
23. Ворожбянов В.Н. Совершенствование конструкций балок с перфорированной стенкой и разработка их расчета по критериям ограниченных пластических деформаций: автореф. дис. канд. техн. наук. – М.: ЦНИИПроектстальконструкция, 1985. – 24с.
24. Гибшман Е.Е. Городские инженерные сооружения / Гибшман Е.Е. М.: Изд-во МКХ РСФСР, 1959. – 357 с.
25. Гибшман Е.Е. Мосты со стальными балками, объединенными с железобетонной плитой. – М.: Дориздат, 1952.
26. Гибшман Е.Е. Проектирование стальных конструкций, объединенных с железобетоном, в автодорожных мостах. – М.: Автотрансиздат, 1956.
27. Гибшман М.Е. Проектирование транспортных сооружений: [учебник для вузов. – 2-е изд. перераб. и доп.] / М.Е. Гибшман, В.И. Попов. – М.: Транспорт, 1988. – 447 с.
28. Гибшман М.Е. Теория расчета мостов сложных пространственных систем / Гибшман М.Е. – М.: Транспорт, 1973. – 200 с.

29. Гитман Э.М. Регулирование неразрезных сталежелезобетонных пролетных строений и их предварительное напряжение без использования высокопрочной арматуры. – В кн.: Конструкции, расчет и технология изготовления стальных мостов. – М.: Транспорт, 1973. – С.45-60 (ВНИИ трансп. стр-ва, вып. 88).
30. Городецкий Д. А., Барабаш М. С. и др. Программный комплекс Лира: учеб. пособие / под ред. академика РААСН А. С. Городецкого. Киев–Москва, 2013. 376 с.
31. Городецкий А.С., Евзеров И.Д., Стрелец-Стрелецкий Е.Б. Метод конечных элементов: теория и численная реализация. Программный комплекс «Лира-Windows». К.: Факт, 1997. 137 с.
32. ДБН В.2.6-98:2009. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування [Чинний від 2011-06-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. 71с. (Державні будівельні норми України).
33. ДБН В.1.2-14-2009. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ – [Чинний від 2009-12-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. 48 с. (Державні будівельні норми України).
34. ДБН А.3.1-5-2016. Організація будівельного виробництва. [Чинний від 2017-01-01]. К., Мінрегіонбуд України, 2016. 51 с. (Державні будівельні норми України).
35. ДБН В.2.3-20-2008. Споруди транспорту. Мости та труби. Виконання та приймання робіт. [Чинний від 2008-08-01]. URL: <https://dbn.co.ua/load/normativy/dbn/1-1-0-155> (дата звернення: 04.09.2019).
36. ДСТУ Б В.2.6-156:2010. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування. [Чинний від 2011-06-01]. Київ, Мінрегіонбуд України, 2011. 123с. (Національний стандарт України).

37. Данков В.С. Рациональные конструкции металлических сквозных балок / В.С. Данков, В.Н. Ворожбянов, М.Д. Корчак // Изв. вузов. Стр-во и архитектура, 1989. – №9. – С. 19–24.
38. Длугач М.И. О расчете тонкостенных стержней, усиленных решеткой и планками / М.И.Длугач. // Расчет пространственных конструкций: Сб. –М.: Машстройиздат, 1950. – Вып. I. – С 163–174
39. Еврокод 4. Проектирование сталежелезобетонных конструкций. Ч.2. Основные принципы и правила для мостов (EN 1994-2: 2006, IDT): ТКП EN 1994-2-2009 (02250). – [Действующий от 10 декабря 2009г.]: Минск: Минстрой архитектуры, 2010. – 80 с.
40. Ефимов П.П. Проектирование мостов / Павел Петрович Ефимов. – Омск: ООО «Дантея», 2006. – 111 с.
41. Жербин М.М. Металлические конструкции / М.М. Жербин, В.А. Владимирский. – Киев: Вища школа. 1986. – 215 с.
42. Ильясевич С.А. Металлические коробчатые мосты / С.А. Ильясевич. М: изд-во «Транспорт», 1970. – 280 с.
43. Картопольцев В.М. О применении перфорированных балок в сталежелезобетонных пролётных строениях мостов / Б.Г. Акимов, В.М. Картопольцев // Перспективы развития и пути повышения легких и особо легких металлических конструкций : тез. докладов 3-й Укр. науч.-техн. конф. – Киев, 1984. – С. 99–100.
44. Картопольцев В.М. Некоторые аспекты применения и экспериментального исследования сквозных балок / В.М. Картопольцев, В.С. Данков // Исследование транспортных сооружений Сибири / Изд-во ТГУ. – Томск, 1987. – С. 12.
45. Кожушко В.П. Моделювання прольотних будов мостів / В.П. Кожушко – Харків: ХНАДУ, 2010. – 196 с.
46. Кожушко В.П. Применение профнастила при реконструкции и ремонте малых мостов / В.П. Кожушко, С.Н. Краснов, Е.С. Краснова // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту

імені академіка В. Лазаряна. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В.Лазаряна, 2011. Вип. 39. – с. 83–86.

47. Козляков В.В. О расчёте судовых балок с ослабленными стенками / В.В. Козляков // Сборник статей / НТО судостроительной промышленности. – Ленинград, 1959. – Вып. 38.

48. Копытов М.М. Перфорированные стержни / М.М. Копытов. – Томск: Изд-во ТГУ. – 1980. – 140 с

49. Круль Ю.Н. Работа образцов сталебетонных плитных пролетных строений мостов / Ю.Н. Круль, И.А. Стебловский // Містобудування та територіальне планування: Наук.-техн. збірник / – К., КНУБА, 2011. – Вип.40. У 2 ч. Ч. 1. – с. 533-540.

50. Лантух-Лященко А.І. В поисках концепции управления долговечностью элементов железобетонных автодорожных мостов. Зб. «Управління проектами, системний аналіз і логістика», НТУ. – К.: 2012, с. 63-70

51. Лантух-Лященко А.І. Стратегия управления ресурсом железобетонных элементов автодорожных мостов. Зб. наук. праць «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика», вип. 3. – Дніпропетровськ: 2012, с.95–101.

52. Лантух-Лященко А.І, Медведев К.В. К вопросу определения граничного износа сталежелезобетонного пролетного строения автодорожного моста. Вестник Харьковского национального автомобильно-дорожного университета. Вып.58, Харьков, изд. ХНАДУ: 2012.- С. 90 – 95

53. Лантух-Лященко А.И. Лира. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций: [Учебное пособие] / Лантух-Лященко А.И. – К.-М.: 2001. – 312 с.

54. Литвинов Е.В. Прочность и устойчивость стенки в линейно перфорированных элементах стальных конструкций с регулярными отверстиями [Текст]: автореферат дис. на соискание канд. техн. наук / Е.В. Литвинов – Новосибирск, – 2006.

55. Металлические конструкции: в 3 т. т.2. Конструкции зданий: Учеб. для строит. вузов / [В.В. Горев, Б.Ю. Уваров, В.В. Филиппов, и др.]; под ред. В.В. Горева. – [3-е изд.], – М.: Высш. шк., 2004. – 314 с.
56. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений / [А.С. Городецкий, В.И. Зоворицкий, А.И. Лантух-Лященко и др.]. – М.: Транспорт, 1981. – 143 с.
57. Милейковский И.Е. Расчет составных стержней методами строительной механики оболочек. [Текст] / И.Е.Милейковский // Экспериментальные и теоретические исследования тонкостенных пространственных конструкций. М.: Госстройиздат, 1952. – С. 131–167.
58. Нагрузки и воздействия на здания и сооружения. В.Н.Гордеев, А.И.Лантух-Лященко, В.А.Пашинский, А.В.Перельмутер, С.Ф.Пичугин. Издательство СКАД СОФТ, Издательство Ассоциации строительных вузов. – М.: 2014. – 588с.
59. Носенко О.П. Критерии эффективности профилей, работающих на изгиб / О.П. Носенко // Промислове будівництво та інженерні споруди. 2013. №2. – С. 10-14.
60. Онищенко В.О. Високоєфективні технології та комплексні конструкції в промисловому й цивільному будівництві : монографія / В. О. Онищенко, О. Г. Онищенко, С. Ф. Пічугін, Л. І. Стороженко, О. В. Семко, Ю. С. Слюсаренко, І. А. Ємельянова. – 2-ге вид., доповн. – Полтава : АСМІ, 2011. – 520, [16] с. – укр.
61. Отрешко А.И. Коробчатые стальные балки / А.И. Отрешко, Ш.И. Исабаев. // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1983. - №1. – С. 1-4.
62. Пат. 74599 Україна, МПК (2012.01) E01D 1/00. Прогонова будова мосту / Шмуклер В.С., Шуткін М.Б., Шуткін Б.М., Круль Ю.М.; заявник і патентовласник Шмуклер В.С.; – № 201201611; заявл. 14.02.2012; опубл. 12.11.2012, Бюл. №21.
63. Патон Е.О. Стальные мосты / Е. О. Патон, Б.Н. Горбунов. – [5-е изд.] – Харьков; Киев: Гос. Научно-технич. изд. Украины, 1935 – 812 с.

64. Перельмутер А.В. Управление поведением несущих конструкций. / Перельмутер А.В. – К.: УФИМБ, 1998. – 148 с.
65. Пичугин С.Ф. Надежность строительных конструкций. Работа научной школы профессора С. Ф. Пичугина: сб. науч. тр. / С. Ф. Пичугин. – Полтава: АСМИ, 2010. – 434 с. – рус.
66. Пічугін С.Ф. Сучасний підхід до розрахунку на дію поперечних сил сталевих легких балок із подвійною профільованою стінкою / С. Ф. Пічугін, В. П. Чичулін, К. В. Чичуліна // Ресурсоеконом. матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – 2013. – Вип. 25. – С. 390-398. – Бібліогр.: 16 назв. – укр.
67. Поливанов Н.И. Проектирование и расчет железобетонных и металлических автодорожных мостов / Поливанов Н.И. Изд-во «Транспорт», 1970, стр. 1–516.
68. Потапкин А. А. Проектирование стальных мостов с учетом пластических деформаций. М.: Транспорт, 1984. – 200 с.
69. Потапкин А. А. Теория и расчет стальных и сталежелезобетонных мостов на прочность с учетом нелинейных и пластических деформаций // Тр. Всесоюз. науч.-исслед. ин-та трансп. стр-ва (ЦНИИС). – М.: Транспорт, 1972. – Вып. 84. – 192 с.
70. Проектирование металлических конструкций: Спец. курс. Учебное пособие для вузов / [В.В. Бирюлев, И.И. Кошин, И.И. Крылов и др.]. – Л.: Стройиздат, 1990. – 432с.
71. Проектирование металлических мостов: [Учеб. для вузов] / [А.А Петропавловский, Н.Н. Богданов, Н.Г. Бондарь и др.]; под ред. А.А. Петропавловского. – М.: Транспорт, 1982. – 320с.
72. Пространственные расчеты мостов. / [Б.Е. Улицкий, А.А. Потакин, В.И. Руденко, и др.]. – М.: транспорт, 1967. – 403 с.
73. Профили стальные листовые гнутые с трапециевидными гофрами для строительства: ГОСТ 24045-94. – [Дата введения 1995-09-01]. – М.: МНТКС, 1995. – 18 с.

74. Раппопорт Р.М. Статика тонкостенных стержней, составленных из ветвей, соединенных планками. [Текст] / Р.М. Раппопорт // Расчет пространственных конструкций: – М.: Госстройиздат, 1958. Вып. IV. – С. 239–282.
75. Ржаницын А.Р. Теория составных стержней строительных конструкций [Текст] / А.Р. Ржаницын. – М.: Стройиздат, 1948. – 192 с
76. Ржаницын А.Р. Составные стержни и пластинки / Ржаницын А.Р. – М.: Стройиздат, 1986. – 316 с.
77. Рекомендации по проектированию и применению балок с перфорированной стенкой - М.: ЦНИИПроектстальконструкция, 1991. – 76 с.
78. Рейтман М.И. Методы оптимального проектирования деформируемых тел / М.И. Рейтман, Г.С. Шапиро. – М.: Наука, 1976. – 265 с.
79. Розрахунок надійності елементів сталевих конструкцій на дію випадкових навантажень : навч. посіб. / уклад.: С. Ф. Пічугін, А. В. Махінко; Полтав. нац. техн. ун-т ім. Ю.Кондратюка. – Полтава, 2008. – 60 с. – Бібліогр.: с. 59. – укр.
80. Рокар И. Неустойчивость в механике / И. Рокар. Под редакцией А.Н. Обморшева. Изд. иностр. лит-ры. – Москва. – 1959. – 287 с.
81. Рокки К.С. Проектирование стальных мостов / К.С. Рокки, Х.Р. Эванс; [пер. с англ. под ред. А.А. Потапкина]. – М.: Транспорт 1956. – 245 с.
82. Семко О.В. Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій / Семко О.В. – Полтава: ПолтНТУ ім. Юрія Кондратюка, 2004. – 320 с.
83. Снитко В. Ф. Методика расчета сталежелезобетонных мостов с учетом влияния длительных процессов // Автом. дор. і дор. буд-во. – К.: НТУ, 2002. – Вип. 64. – С. 218-222.
84. Снитко В. Ф. О расчете неразрезных сталежелезобетонных строений с учетом поэтапного монтажа и влияния ползучести бетона при

строительстве и реконструкции // Автом. дор. і дор. буд-во. – К.: НТУ, 2004. – Вип. 69. – С. 233-238.

85. Соболевский, Г.П. Расчет тонкостенных стержней, усиленных поперечными планками [Текст] / Г.П.Соболевский - Киев: Изд-во. АН УССР, 1953. – 25 с.

86. Солодарь, М.Б. Развитые стальные балки из прокатных профилей [Текст] / М.Б.Солодарь // Бюллетень строительной техники. – 1950. – №2.

87. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи: ДБН В.1.2 – 15:2009. – [Чинний від 2009-11-11]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 66с. – (Державні будівельні норми України).

88. Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування: ДБН В.2.3 – 6:2009. – [Чинний від 2009-11-11]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 63с. – (Державні будівельні норми України).

89. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування: ДБН В.2.3-22:2009. – [Чинний від 2009-11-11]. К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с. – (Державні будівельні норми України).

90. Споруди транспорту. Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування (Частина 1): ДБН В.2.3 – 26:2010. [Чинний від 2011-10-01]. К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 108 с. – (Державні будівельні норми України).

91. Стрелецкий Н.Н. Исследование работы облегченных сварных балок со сквозном стенкой, подкрепленной наклонными ребрами / В.С. Данков, В.Н. Ворожбянов, Н.Н. Стрелецкий // Перспективы развития и пути повышения легких и особо легких металлических конструкций: тезисы докладов 3-й Укр. науч.-техн. конф. – Киев, 1984. – С 56-57

92. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные мосты / Стрелецкий Н.Н. – М.: Транспорт, 1965.

93. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов / Стрелецкий Н.Н. – М.: Транспорт, 1981. – 260 с.

94. Стороженко Л.И. Сталежелезобетонные конструкции / Л.И. Стороженко, А.В. Семко, В.И. Ефименко. – К.: «Четверта хвиля», 1997. – 160 с.
95. Стороженко Л.І. Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій: Монографія / [Л.І. Стороженко, В.М. Тимошенко, О.В. Нижник та ін.]. – Полтава: АСМІ, 2008. – 262с.
96. Тимошенко С.П. Пластинки и оболочки / С.П. Тимошенко, С. Войновский-Кригер. – М.: Физматгиз, 1963. – 635 с.
97. Тимошенко В.М. Просторові структурні сталезалізобетонні конструкції та їх розрахунок / В.М. Тимошенко // Науковий вісник будівництва. – Харків: ХДТУБА, 2011. – Вип.63. – с.304–311.
98. Тимошенко В.М. Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій / Тимошенко В.М. // Міжвідомчий науково-технічний збірник «Будівельні конструкції». Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація. – К.: ДП НДІБК, 2006. – № 65. – С.70-73.
99. Трофимов В. И. Легкие металлические конструкции зданий и сооружений [Текст]: учеб. пособие. / В.И. Трофимов, А.М. Каминский.- М.: АСВ, 2002. - 576 с
100. Трофимович В.В. Оптимизация металлических конструкций / В.В. Трофимович, В.А. Пермяков. – К.: Вища школа, Головне вид-во, 1983. – 200 с.
101. Холопцев, В.В. Метод расчета балок с отверстиями в стенке / В.В. Холопцев // Судостроение и судоремонт: сб. науч. трудов / Одесский институт инженеров морского флота. – Одесса, 1958. – Вып. 16. – С.112–130.
102. Холопцев, В.В. К расчету балок из разрезанных прокатных двутавров по теории составных стержней / В.В. Холопцев // Судостроение и судоремонт: сб. науч. трудов / Одесский институт инженеров морского флота. - Одесса, 1968. – Вып. 2. – С.17–27.

103. Чихладзе Э.Д. Несущая способность сталебетонных конструкций в условиях статического и динамического нагружения: автореф. дисс. на соискание степени докт. техн. наук: спец. 05.23.01 «Строительные конструкции» / Э. Д. Чихладзе. – Москва, 1985. – 33 с.
104. Шмуклер В.С. Каркасные системы облегченного типа / В.С. Шмуклер, Ю.А. Климов, Н.П. Бурак – Харьков: Золотые страницы, 2008. – 336с.
105. Шмуклер В.С. Об одной возможности прямого проектирования строительных конструкций. // Материалы международной научно-практической конференции «Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчета конструкций в новых экономических условиях». – Суммы, ИПП «Мрия» ЛТД, 1994. С. 101-102.
106. Шмуклер В.С. Учёт нелинейных особенностей деформирования в теории конструкций / В.С. Шмуклер, А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров // Науковий вісник будівництва. – Х.: ХДТБА, 2007. – № 43. – С. 37 – 44.
107. Юрченко А.А. Напряженно-деформированное состояние балок замкнутого сечения с перфорированными стенками: автореферат дис. на соискание ученой степени кандидата тех. наук: спец. 05.23.01. / А. А. Юрченко – Красноярск, 2008.
108. Alkhradji T. Assessment of Existing Structures Using Cyclic Load Testing / T. Alkhradji, N. Galati, A. Nanni // Concrete international, 2010. – V. 32. №4. – P. 39-44.
109. Badie S.S. Full-Depth, Precast Concrete Bridge Deck Panel Systems / S.S. Badie, M.K. Tadros, R.M. Miller Usdan // Concrete international, 2005. – V. 31. №4. – P. 53-56.
110. Blodgett O.W. Design of Welded Structures. Cleveland., 1966
111. Bower, J.E. Design of Beams with web openings / J.E. Bower // Journal of the Struktural Division. ASCE, 1968. – V. 97. NST3. – P. 783-807

112. Casas J.R. Safety of Prestressed Concrete Bridges to Fatigue: Application to Serviceability Limit State of Decompression / J.R. Casas // ACI Structural Journal, V. 97, № 1, 2000. – P.68-76.
113. Calambos, A.R. Optimum Expansion Ratios of Castellated Steel Beams / A.R. Calambos, M.U. Hosain, W.G. Speirs // Engineering, Optimization, Eiverpool, 1975. – V. № 4. – P. 213-225.
114. Cheng, W.K. Analysis of Castellated Steel Beams by the Finite Element Method / V.V. Neis, M.V. Hosain, W.K. Cheng // Proc. Of the Specialty Conference on Finite Element Method in Civil Engineering. 1-2 June. 1972, Montreal, Canada. – Canada: Me. Cill University, 1972. P. 1105-1140.
115. Craig P. Another Look at the Drying of Lightweight Concrete / P. Craig, B. Wolfe // Concrete international, 2012. – V. 34. №1. – P. 53-56.
116. Desing of composite steel and concrete structures – Part 2: Eurocode No.4 : EN 1992-1: 2001 (Final Draft, April, 2002) . Eurocode – 4: General Rules and Rules for Bridges. – Brussels. – 2006, October – 96 p.
117. Desing of concrete structures – Part 1: Eurocode No.2 : EN 1992-1: 2001 (Final Draft, April, 2002) ; Eurocode – 2: General Rules and Rules for Building. – Brussels. – 2002, October – 230 p
118. Faltus, F. Contribution an calcul des pourtes a ames evidees / F. Faltus // Acier - Stahl. - Steel, 1966. - № 5. P. 229-232.
119. Gallagher P.M. Optimal Structural Design: Theory and applications / Gallagher P.M., Zlenklevlch B.C. – Wiley, London, 1973.
120. Gibson, J.E. An investigation of the stress and deflections in castellated beams / B.S. Jenkins, J.E.Gibson // Structural Engineer. - London, 1957. - V. 35. № 12. - P. 467-179.
121. Grace N.F. Use of CFRP/CFCC Reinforcement in Prestressed Concrete Box-Beam Bridges / N.F. Grace, T. Enomoto, S. Sachidanandan, S. Puravankara // ACI Structural Journal, V. 103, № 1, 2006. – P.123-132.

122. Hosain, M.V. Detlscience de pourtes metalliqu.es a ame evidee dul a la rupture de joints soudes / M.V. Hosain, W.G. Speires // Acier – Stahl. – Steel, 1971. - № IS. – P. 34-40.
123. Hosain, M.V. Deflection analyses of expanded open-web steel beams / V.V. Neis, M.V. Hosain, W.K. Cheng // Computers and Structural. – Steel, 1974. – V. 4. № 2. – P. 327-336.
124. Hrabok, M.M. Castellated beams deflections using sub structuring / M.M. Hrabok, M.V. Hosain // Journal of the Structural Division. ASCE, 1977. - V. 103. №1.-P. 265-269.
125. Issa M.A. Full-Scale Testing of Prefabricated Full-Depth Precast Concrete Bridge Deck Panel System / M.A. Issa, R. Anderson, T. Domagalski, S. Asfour, M.S. Islam // ACI Structural Journal, V. 104, № 3, 2007. – P.324-332.
126. Kolosovsky, J. Stresses and Deflectionsin castellated beams / J. Kolosovsky // Structural Engineer. – London, 1964. – V. 42. № 1. – P. 19-24.
127. Vierendeel, A. Theorie Generalt des ponts Vierendeel./ A. Vierendeel. – «Longerons en trilles et longerons a arcades». – Paris, 1897.
128. Naaman A.E. Innovative Bridge Deck System Using High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites / A.E. Naaman, K. Chandrangsu // ACI Structural Journal, V. 101, № 1, 2004. – P.57-63.
129. Okeil A.M. Alloable Tensile Stress for Webs of Pretressed Segmental Concrete Bridges / A.M. Okeil // ACI Structural Journal, V. 103, № 4, 2006. – P.488-495.
130. Shoukry, Z. Elastik Flexural Stress Distribution Webs of Castellated Steel Beams / Z. Shoukry // Welding Journal, 1965. - V: 44. № 5
131. Udland T.R. A Landmark Bridge for the Future / T.R. Udland, R.D. Call, J.M. Bodemar // Concrete international, 2005. – V. 27. №2. – P. 24-27.
132. Ulloa F.V. Hybrid Bridges in Texas / F.V. Ulloa, R.D. Medlock, P.H. Ziehl, T.J. Fowler // Concrete international, 2004. – V. 26. №5. – P. 38-42.

133. Young Cheol Choi. Crack Width Formula for Transersely Post-Tensioned Concrete Deck Slabs in Box Girder Bridges / Young Cheol Choi, Buung Hwan Oh // ACI Structural Journal, V. 106, № 6, 2009. – P.753-760.

134. S. De Silva. Vibration Characteristics of Concrete-Steel Composite Floor Structures / S. De Silva, D.P. Thambiratnam // ACI Structural Journal, V. 108, № 6, 2011. – P.706-712.

ДОДАТОК А.
ПЕРЕЛІК НАУКОВИХ ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Статті у наукових фахових виданнях України:

1. Шмуклер В.С., Каплін Р.Б., Круль Ю.М. Випробування сталезалізобетонних прогонових будов мосту через р. Сухий Торець в м. Барвінкове. *Міжвідомчий науково-технічний збірник "Основи та фундаменти"*. Вип. 40. 2020. С 30-40.
2. Каплін Р.Б. Розрахунок надійності сталезалізобетонних прольотних будов. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 193. Харків, 2019. С. 24-32. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).
3. Каплін Р.Б. Сучасні сталезалізобетонні прогонові будови мостів малих і середніх прольотів. *Збірник наукових праць УкрДУЗТ*. Вип. 193. Харків, 2019. С. 24-32. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus).

Статті у міжнародних виданнях та збірниках наукових праць, що включені до міжнародних наукометричних баз:

4. V. Babaev, M. Bekker, V. Shmukler, S. Bugaevskiy, Y. Krul, R. Kaplin. Efficient construction of the motorway and highway bridge superstructure (experimental studies). *MATEC Web of Conferences. Material science, Engineering and Chemistry*, v. 116, 02003 (2017). Transbud-2017. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).
5. R. Kaplin, Y. Krul. The search for sustainable parameters for steelreinforced concrete section of a bridge superstructure. *MATEC Web of Conferences. Material science, Engineering and Chemistry*, v. 230, 02015 (20118). Transbud-2017. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

Публікації апробаційного характеру:

6. R. Kaplin, Y. Krul, M. Delyavskyy. Rationalization of the parameters of composite reinforced concrete superstructures under conditions of multicrycrying.

AIP Conference Proceedings 2077, 020031, 2019. (Видання включено до міжнародної наукометричної бази Scopus).

7. Круль Ю.М., Каплін Р.Б. Надійність сталезалізобетонних прольотних будов. *Тези доповідей 1-ї міжнародної науково-технічної конференції «Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт»*. Харків, 2019. С. 56-59.

8. Каплин Р.Б., Круль Ю.Н. Выбор оптимальной конструкции сталежелезобетонного пролетного строения. *Матеріали всеукраїнської науково-практичної інтернет-конференції «Мости, тунелі і дороги: стан, проблеми утримання та перспективи підвищення довговічності»*. Харків, 2018. С. 38-42.

9. В.Н. Бабаев, М.Л. Беккер, В.С. Шмуклер, С.А. Бугаевский, Р.Б. Каплин, Ю.Н. Круль. Эффективная конструкция пролетного строения автомобильно-дорожного моста (экспериментальные исследования). *Тези доповідей 6-ї міжнародної науково-технічної конференції «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті»*. Харків, УкрДУЗТ. 2017. С.97-98.

Додаткові публікації та патенти:

10. Бабаєв В.М., Шмуклер В.С., Круль Ю.М., Каплін Р.Б., Бугаєвський С.О. Спосіб виготовлення полегшених балок. Патент України на корисну модель № 141171. Чинний з 25.03.2020 р. Бюл. №6. С. 11.

Відомості про апробацію результатів дисертації:

- VI-а міжнародна науково-технічна конференція «Проблеми надійності та довговічності інженерних споруд та будівель на залізничному транспорті», Харків (19-21 квітня 2017р.) очна участь;

- VII Міжнародна наукова конференція «Технології та інфраструктура транспорту», Харків (14-16 травня 2018р.) очна участь;

- 10th international conference on applied mechanics, Bydgoszcz, Poland (28 November, 2018) заочна участь;

- Всеукраїнська науково-практична інтернет конференція «Мости, тунелі і дороги: стан, проблеми утримання та перспективи підвищення довговічності», Харків (25 травня 2018р.) очна участь;

- I-й міжнародна науково-технічна конференція «Транспортні споруди: стан, проблеми збереження, ремонт», Харків, (15 листопада 2019р.) очна участь.

ДОДАТОК Б.
ВИЗНАЧЕННЯ ЗУСИЛЬ В ГОЛОВНИХ БАЛКАХ ПРОГОНОВОЇ
БУДОВИ

Поперечний розподіл тимчасового навантаження.

Поперечний розподіл тимчасового навантаження характеризується коефіцієнтом поперечної установки, який визначає частку тимчасового навантаження, що припадає на розглянуту балку.

Лінію впливу завантажуюмо наступними видами навантажень:

I. АК - займає крайнє ліве положення, на відстані 0,55 м від бар'єрної огорожі, без урахування натовпу;

II. АК + натовп - автомобільна навантаження встановлюється на відстані 0,55 м від краю проїзної частини і натовп на тротуарах;

III. НК - в напрямку поперек мосту займає положення на відстані 0,4 м від краю проїзної частини.

Ординати лінії впливу впливів на головні балки визначаємо методом позацентрового стиснення, що враховує жорсткість поперечних зв'язків прогонової будови. Максимальне значення ординати лінії впливу навантаження на крайні балки будемо визначати за формулою:

$$y_{\max} = \frac{1}{n} \pm \frac{b_{\max}^2}{2 \sum b_i^2}, \quad (\text{Б.1})$$

де n – кількість головних балок поперек моста; b_i – відстань між симетрично розташованими балками; $b_{\max}$ – відстань між крайніми балками.

Використовуючи формулу (Б.1), визначаємо значення ординат лінії впливу на крайніх балках:

$$y_1=0,7 \quad y_2=-0,2$$

З подоби трикутників для відповідних завантажень, знаходимо ординати ліній впливу прогонової будови в поперечному напрямку (рис. Б.1).

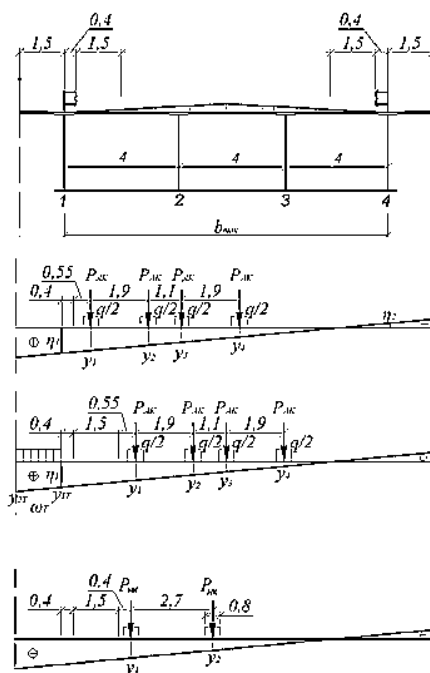


Рис. Б.1. Завантаженість тимчасовим навантаженням лінії впливу в поперечному напрямку прогонової будови

Знаючи ординати, обчислюємо коефіцієнти поперечної установки за формулами:

Завантаження I и II:

$$k_q = 0.5 \cdot (y_1 + y_2) + 0.5 \cdot s \cdot (y_3 + y_4), \quad (\text{Б.2})$$

де s - коефіцієнт, який вводиться в розрахунок при визначенні зусиль від двох і більше смуг навантаження АК (від першої найбільш несприятливою $s = 1,0$, від інших $s = 0,6$).

$$k_p = 0.5 \cdot (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \quad (\text{Б.3})$$

$$k_T = 0.5 \cdot (y_{1T} + y_{2T}) \quad (\text{Б.4})$$

Завантаження III:

$$k_K = 0.5 \cdot (y_{1K} + y_{2K}) \quad (\text{Б.5})$$

Завантаження I:

$$y_1=0,655, y_2=0,531, y_3=0,460, y_4=0,337.$$

Завантаження II:

$$y_{1T}=0,894, y_{2T}=0,797, w_T=1,269 \text{ м}^2, y_1=0,557, y_2=0,434, y_3=0,363, y_4=0,240.$$

Завантаження III:

$$y_{1k}=0,551, y_{2k}=0,376.$$

Результати обчислень наведені в таблиці Б.1.

Таблиця Б.1.

Результати обчислень коефіцієнтів поперечної установки

Завантаження	k_q	k_p	k_t	k_k
I	0.832	0.992	-	-
II	0.677	0.797	0.846	-
III	-	-	-	0.463

Поздовжній розподіл тимчасового навантаження.

Будуємо лінії впливу вздовж прольоту для чотирьох характерних перетинів балки (рис. Б.2): перетин 0 - опорна; перетин 1 - на відстані 1.8 м (що відповідає висоті головної балки); перетин 2 - чверть прольоту; перетин 3 - середина прольоту; обчислюємо ординати y_i і площі ліній впливу згинальних моментів M_n і поперечних сил Q_n .

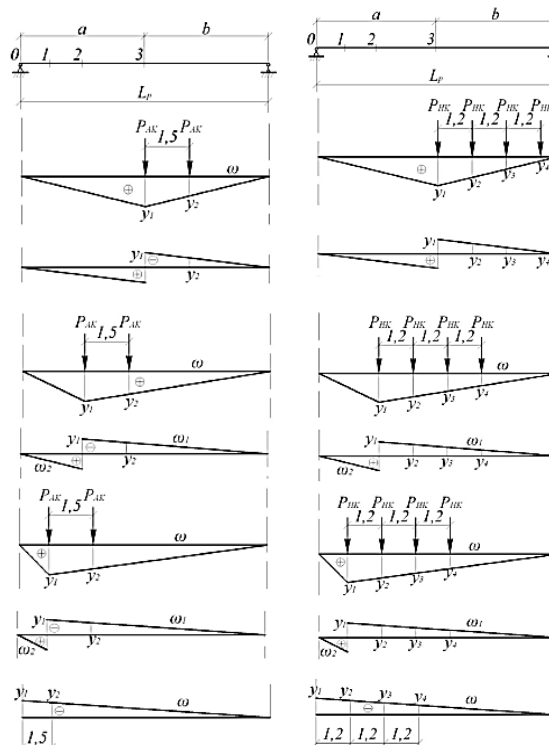


Рис. Б.2. Лінії впливу згинальних моментів і поперечних сил в характерних перетинах балки уздовж прольоту при завантаженні навантаженням АК і НК

Зусилля в характерних перетинах балки визначаємо для кожного перетину часових навантажень за формулами:

Завантаження I:

$$M_p(Q_p) = (1 + \mu) \cdot \gamma_{fq} \cdot k_q \cdot q \cdot \omega + (1 + \mu) \cdot \gamma_{fp} \cdot k_p \cdot P_{AK} \cdot \sum y_i \quad (\text{Б.6})$$

де $(1 + \mu) = 1 + \frac{18}{30 + \lambda}$, но не менше 1,15 – динамічний коефіцієнт до навантаження АК; величина λ повинна дорівнювати довжині прольоту або довжині завантаження лінії впливу, якщо ця довжина більше величини прольоту; γ_{fq} – коефіцієнт надійності за навантаженням для рівномірно розподіленим від автотранспортних засобів АК, рівний 1,20; γ_{fp} – коефіцієнт надійності за навантаженням для візка АК, рівний 1,50 при $\lambda = 0$, 1,20 при $\lambda \geq 30$ м, для проміжних значень λ слід приймати по інтерполяції.

Для розрахункового прольоту приймаємо: $\lambda = L_p = 24$ м; $(1 + \mu) = 1 + \frac{18}{30 + 24} = 1,33$; $\gamma_{fq} = 1,20$; $\gamma_{fp} = 1,20$; $q = 14$ кН/м; $P_{AK} = 140$ кН.

Завантаження II:

$$M_p(Q_p) = (1 + \mu) \cdot \gamma_{ft} \cdot k_q \cdot q \cdot \omega + (1 + \mu) \cdot \gamma_{fp} \cdot k_p \cdot P_{AK} \cdot \sum y_i + \gamma_{ft} \cdot k_t \cdot p_T \cdot \omega_T \quad (\text{Б.7})$$

де: γ_{ft} – коефіцієнт надійності для розподіленого навантаження на тротуарах, що дорівнює 1,20; $p_T = (3,92 - 0,0196 \lambda)$ B_t – розподілене навантаження від «натовпу» на тротуарах, тут λ – довжина завантаження, B_t – ширина тротуару; ω_T – площа лінії впливу від навантаження p_T .

Для розрахункового прольоту L_p приймаємо: $p_T = (3,92 - 0,0196 \cdot 24) \cdot 1,5 = 5,17$ кН/м; $\gamma_{ft} = 1,20$; $\omega_T = 0,963$ м².

Завантаження III:

$$M_p(Q_p) = (1 + \mu) \cdot \gamma_{fk} \cdot k_k \cdot P_{HK} \cdot \sum y_i \quad (\text{Б.8})$$

де: $(1 + \mu)$ – динамічний коефіцієнт до одиночної навантаженні НК при розрахунку прогонових будов, що дорівнює 1,30 при $\lambda \leq 1,0$ м и 1,10 при $\lambda \geq 5,0$ м, для проміжних значень λ слід приймати по інтерполяції; γ_{fk} – коефіцієнт надійності за навантаженням для колісного навантаження НК, що дорівнює 1,00.

Для розрахункового прольоту L_p приймаємо: $(1+\mu)=1,17$; $\gamma_{fk}=1,00$; $P_{HK}=252\text{кН}$.

Результати обчислення зусиль від тимчасових навантажень для характерних перерізів головної балки уздовж прольоту зведені в таблицю Б.2.

Таблиця Б.2.

Тимчасові навантаження

№ перерізу	Завантаження 1		Завантаження 2		Завантаження 3	
	M_p , кНм	Q_p , кН	M_p , кНм	Q_p , кН	M_p , кНм	Q_p , кН
0	-	649.065	-	528.828	-	505.09
1	1049	475.395	851.778	388.332	835.447	464.137
2	2837	361.22	2294	295.701	2211	375.405
3	3811	205.958	3081	170.531	2785	163.813

Визначення зусиль від постійних навантажень.

Збір постійних навантажень виробляємо в табличній формі (табл. Б.3).

Таблиця Б.3.

Нормативне і розрахункове вертикальна навантаження від власної ваги конструктивних елементів

Конструктивні елементи	q_H , кН/м	γ_f	q_P , кН/м	γ_f^*	q_P^* , кН/м
Перша стадія роботи СТЗБ прогонової будови					
Головні балки	5,75	1,1	6,33	0,9	5,18
Діафрагми	3,06	1,1	3,37	0,9	2,75
Нижня пластина	7,15	1,1	7,87	0,9	6,44
Залізобетонна плита	39,6	1,1	43,56	0,9	35,64
Зварювальні матеріали	0,11	1,1	0,12	0,9	0,099
Високоміцні болти	0,165	1,1	0,18	0,9	0,15
Вага упорів	0,98	1,1	1,08	0,9	0,88
Σq_i	56,82		62,51		51,14

Продовження таблиці Б.3

Конструктивные элементы	q_H , кН/м	γ_f	q_P , кН/м	γ_f^*	q_P^* , кН/м
Друга стадія роботи СТЗБ прогонової будови					
Покриття їздового полотна	7,26	1,5	10,89	0,9	6,53
Ізоляційний і захисний шар	7,6	1,3	9,88	0,9	6,84
Бар'єрна огорожа	1,6	1,1	1,76	0,9	1,44
Перила	1,21	1,1	1,33	0,9	1,09
Освітлення	0,34	1,1	0,37	0,9	0,31
Водовідвід	0,05	1,1	0,055	0,9	0,045
Σq_i	18,06		24,29		16,26

Завантажуємо лінії впливу постійними навантаженнями і визначаємо зусилля в характерних перетинах балки за формулою:

$$M_g(Q_g) = \sum_n \frac{q \cdot \omega}{n} \quad (\text{Б.9})$$

Результати обчислення зусиль від постійних навантажень для характерних перерізів головної балки уздовж прольоту так само зведені в табл. Б.4, а максимальні значення в табл. Б.5.

Таблиця Б.4.

Постійні навантаження

№ перерізу	Перша стадія		Друга стадія	
	M_g кНм	Q_g кН	M_g кНм	Q_g кН
0	-	321,37	-	117,981
1	514,195	186,128	188,77	68,331
2	1356	65,078	497,732	23,891
3	1928	-	707,286	-

Таблиця Б.5.

Максимальні розрахункові зусилля

№ перерізу	Перша стадія		Друга стадія	
	M_n кНм	Q_n кН	M_n кНм	Q_n кН
0	-	321,37	-	767,046
1	514,195	186,128	1237,77	543,726
2	1356	65,078	3334,732	399,296
3	1928	-	4518,286	205.958

Таблиця Б.6.

Результати обчислення розрахункових зусиль

№№ п.п.	Позначення параметра	Значення
1	Розрахунковий максимальний згинальний момент першої стадії	$M_1 = 1928$ кНм
2	Розрахункова максимальна перерізуюча сила першої стадії	$Q_1 = 321.37$ кН
3	Розрахунковий максимальний згинальний момент другої стадії	$M_2 = 4518.286$ кНм
4	Розрахункова максимальна перерізуюча сила другої стадії	$Q_2 = 767.046$ кН

ДОДАТОК В.
РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ НА
ТИМЧАСОВІ РУХОМІ НАВАНТАЖЕННЯ

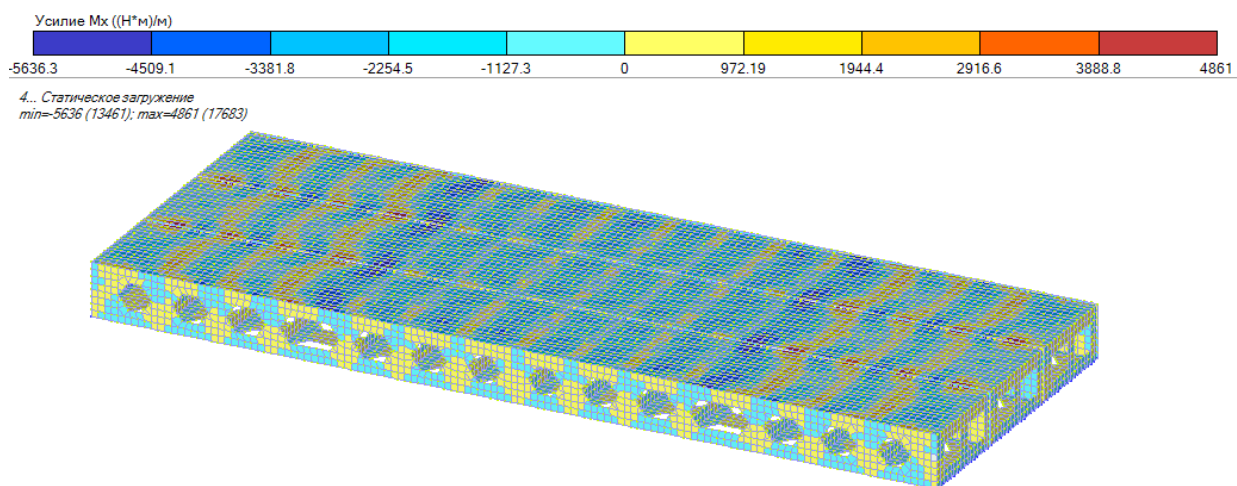


Рис. В1. Ізополя моментів по M_x від дії тимчасового навантаження А-15.

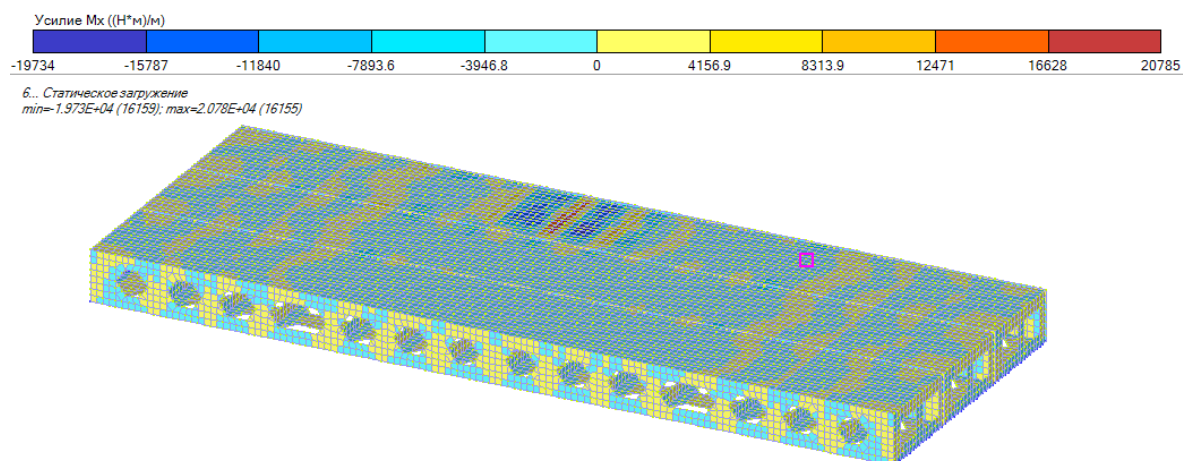


Рис. В2. Ізополя моментів по M_x від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого з одного краю.

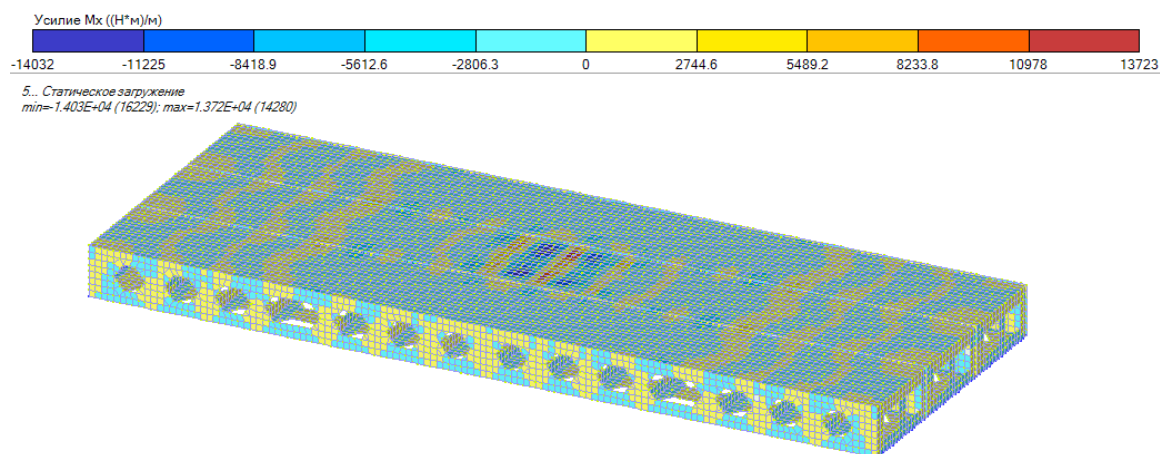


Рис. В3. Ізополя моментів по M_x від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого в середині прогону.

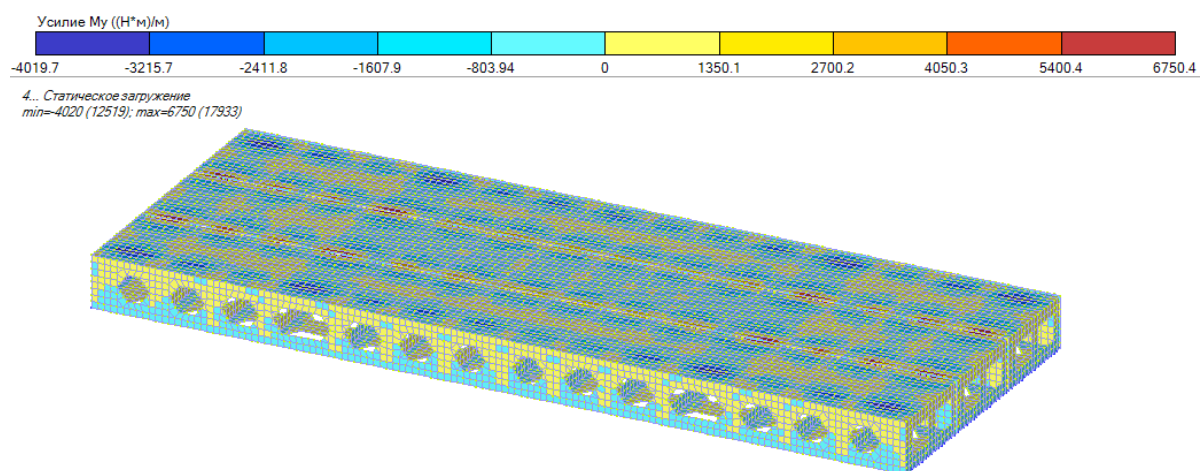


Рис. В4. Ізополя моментів по M_y від дії тимчасового навантаження А-15.

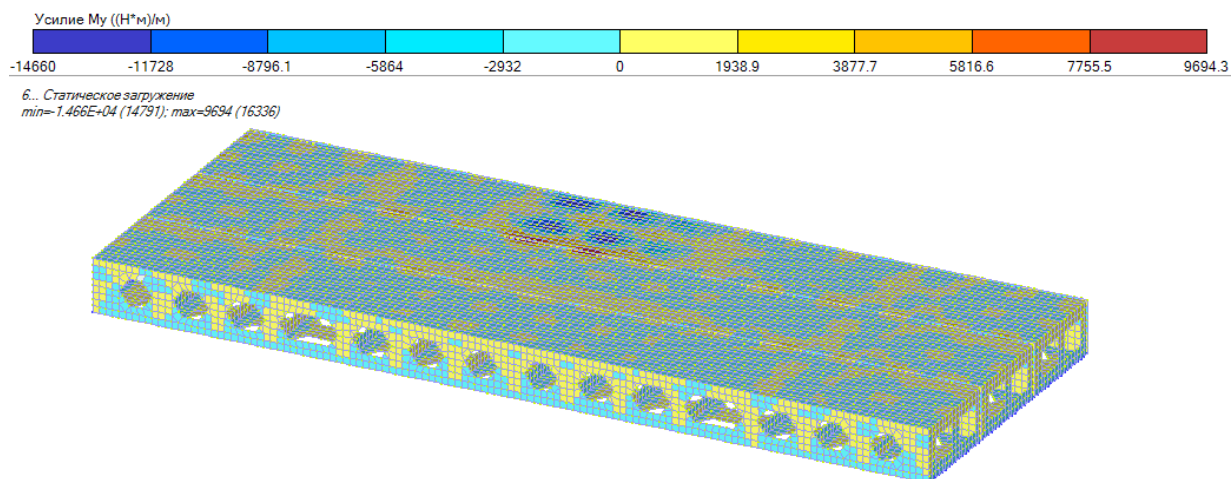


Рис. В5. Ізополя моментів по M_y від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого з одного краю.

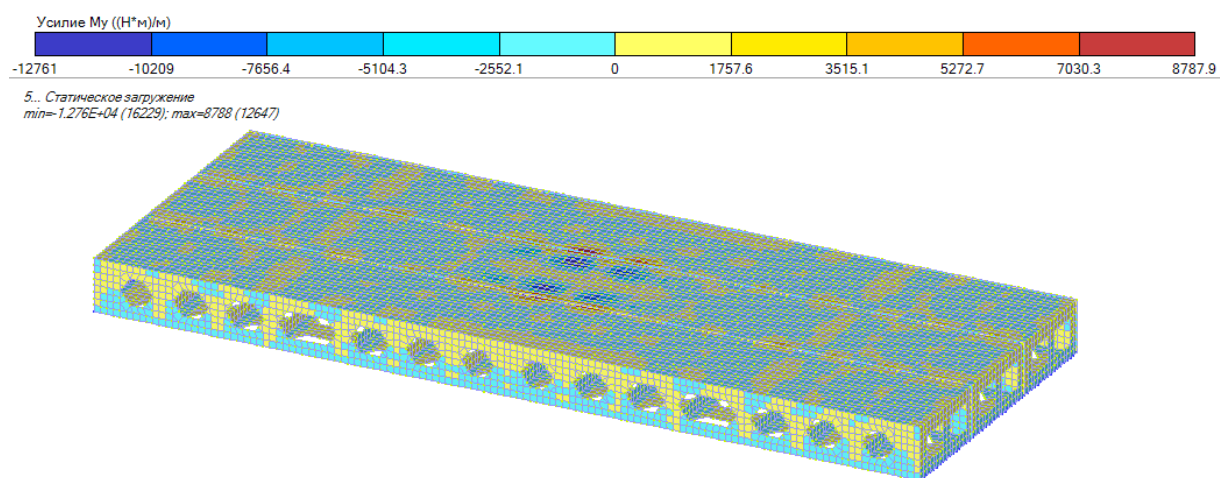


Рис. В6. Ізополя моментів по M_x від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого в середині прогону.

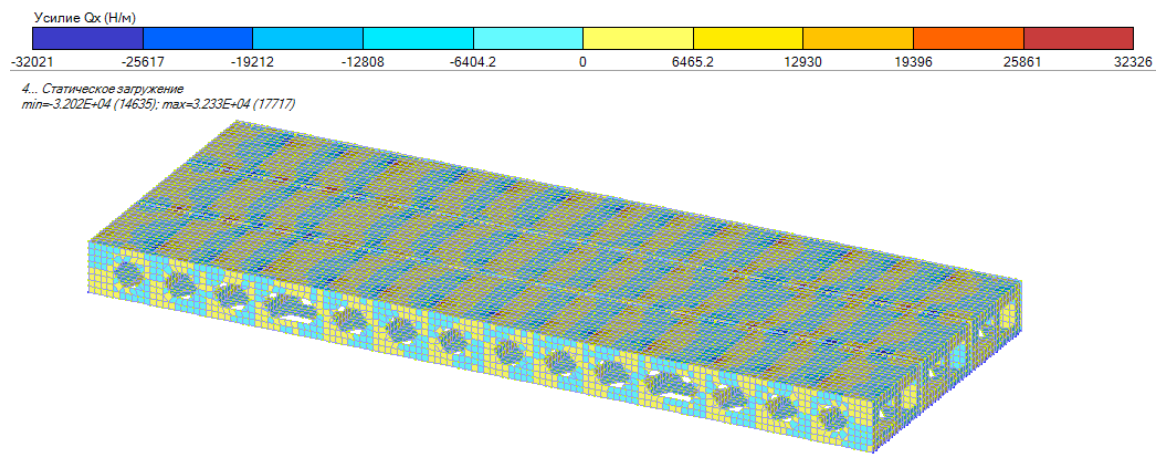


Рис. В7. Ізополя поперечних сил по Q_x від дії тимчасового навантаження А-15.

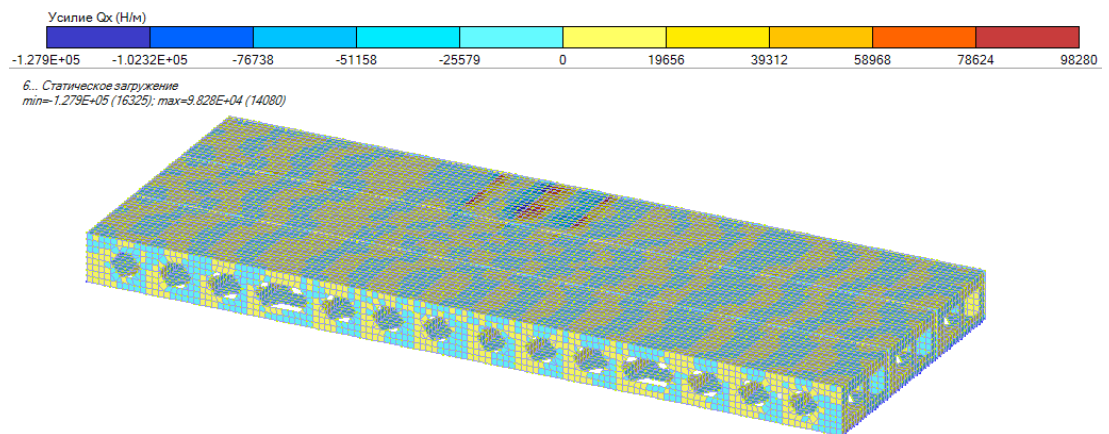


Рис. В8. Ізополя поперечних сил по Q_x від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого з одного краю.

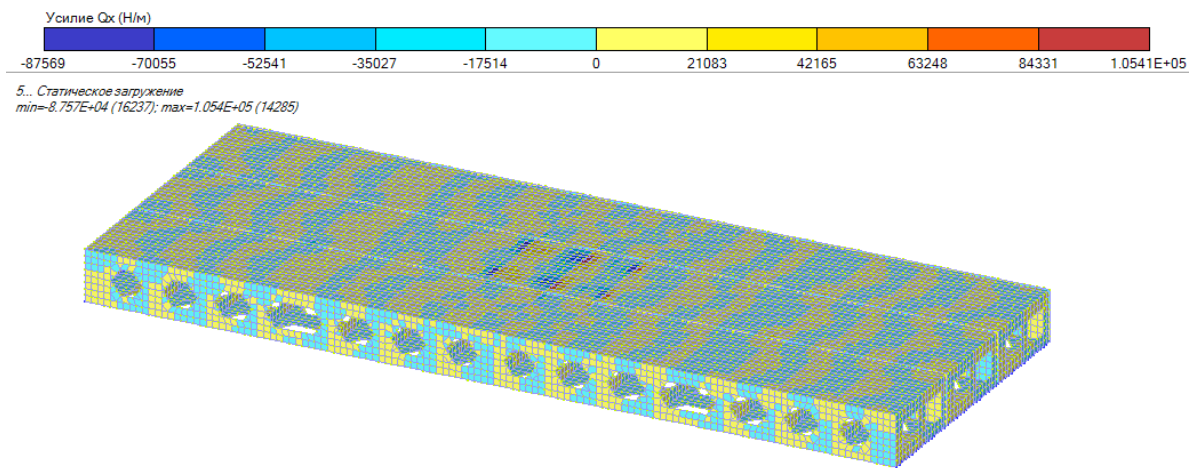


Рис. В9. Ізополя поперечних сил по Q_x від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого в середині прогону.

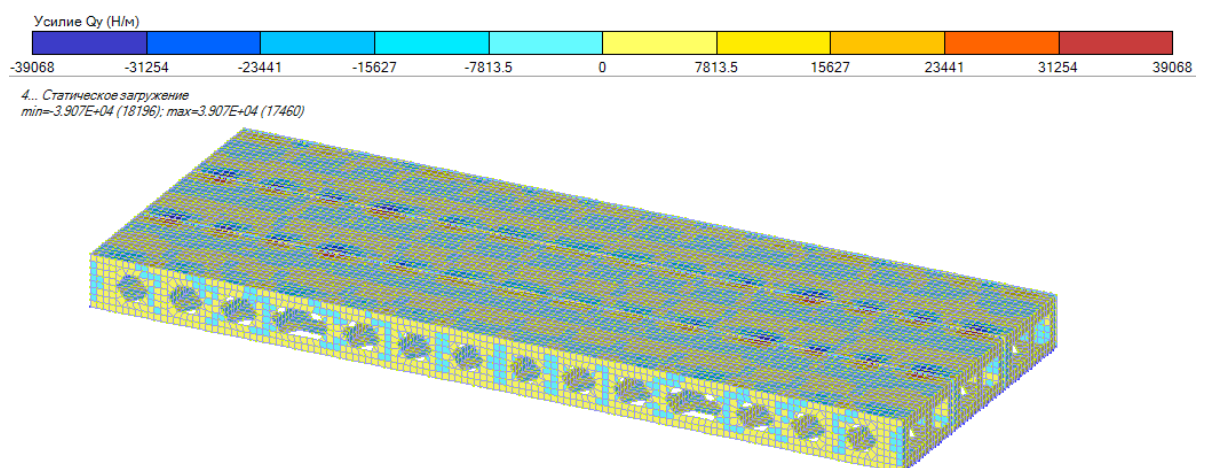


Рис. В10. Ізополя поперечних сил по Q_y від дії тимчасового навантаження А-15.

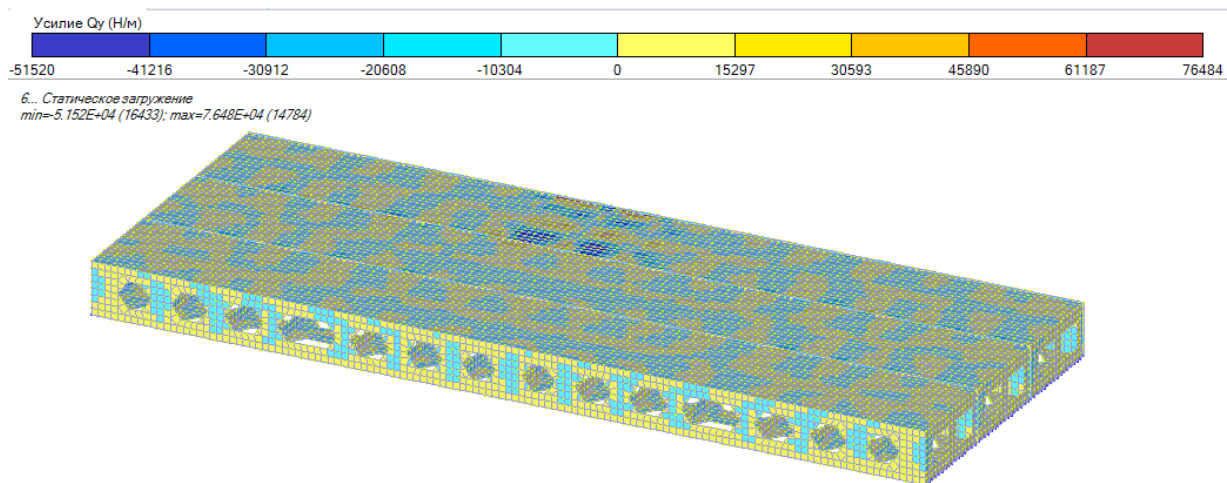


Рис. В11. Ізополя поперечних сил по Q_y від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого з одного краю.

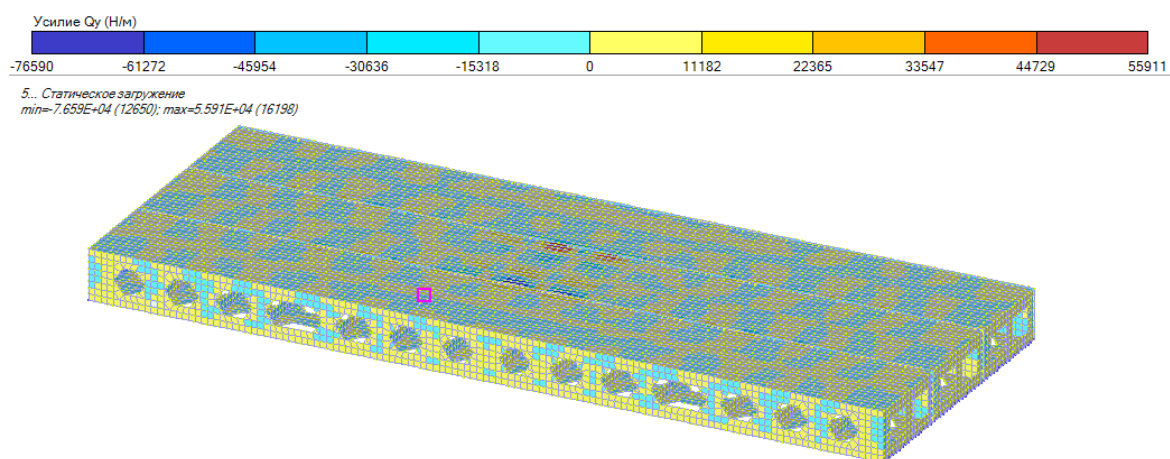


Рис. В12. Ізополя поперечних сил по Q_y від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого в середині прогону.

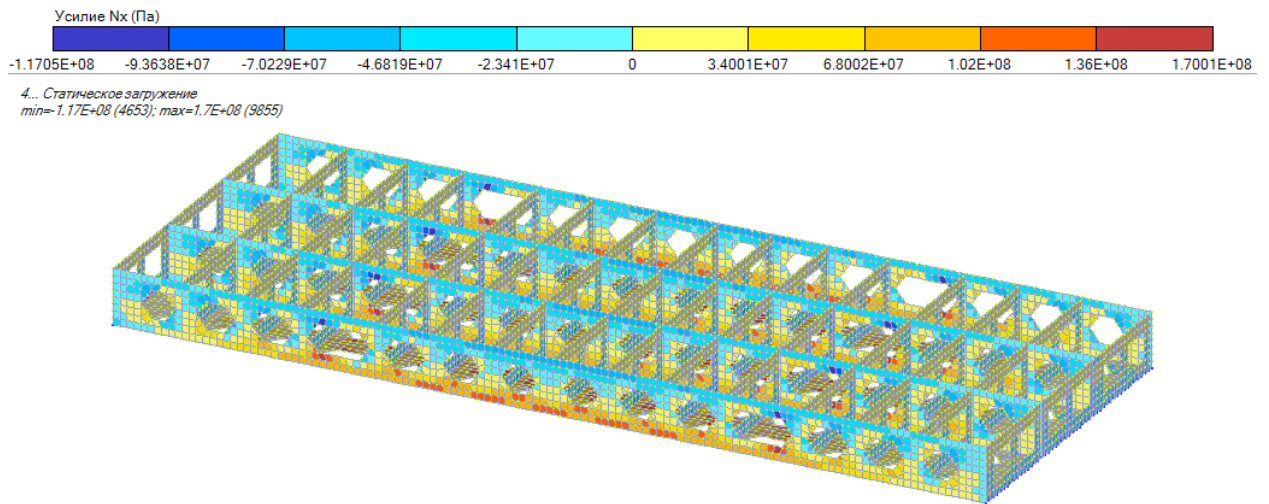


Рис. В13. Ізополя поздовжніх сил по Nx в металевій частині від дії тимчасового навантаження А-15.

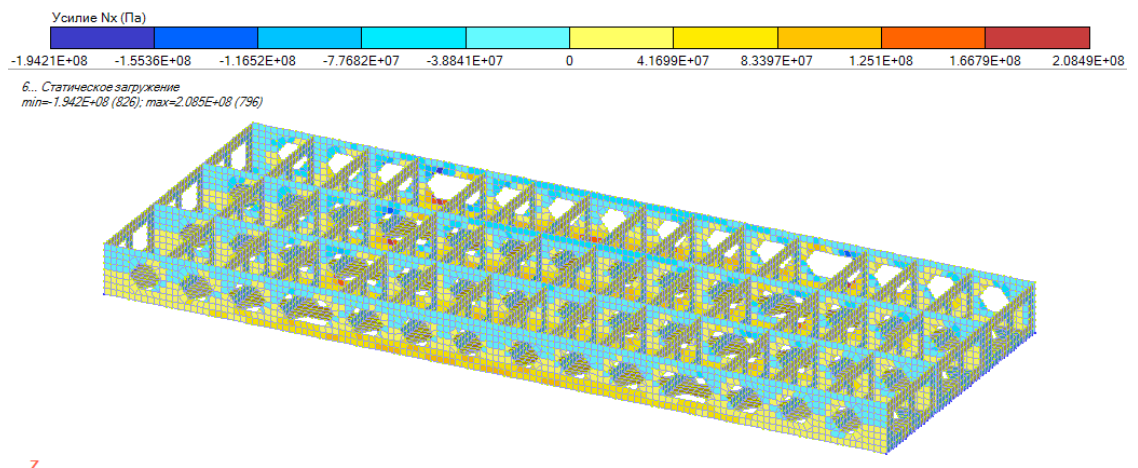


Рис. В14. Ізополя поздовжніх сил по Nx в металевій частині від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого з одного краю.

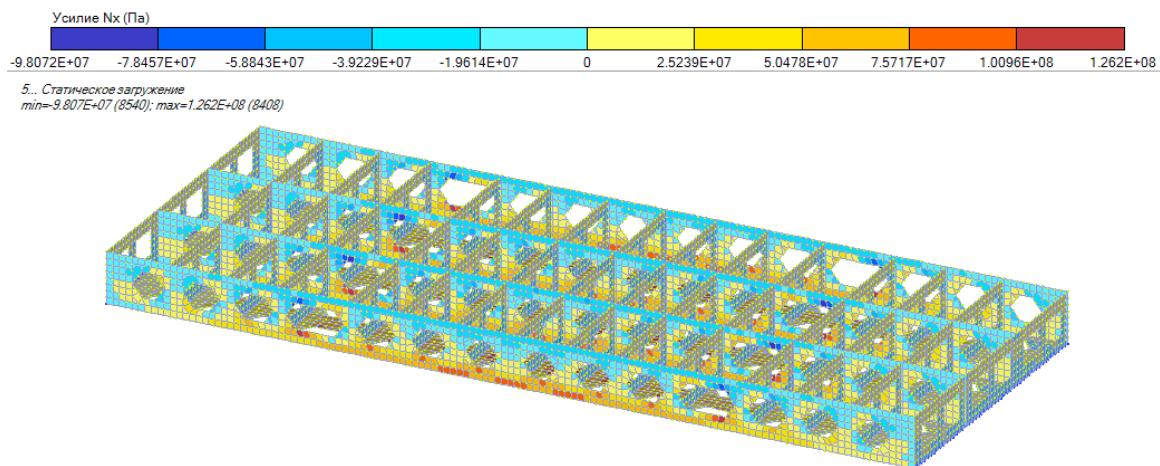


Рис. В15. Ізополя поздовжніх сил по Nx в металевій частині від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого в середині прогону.

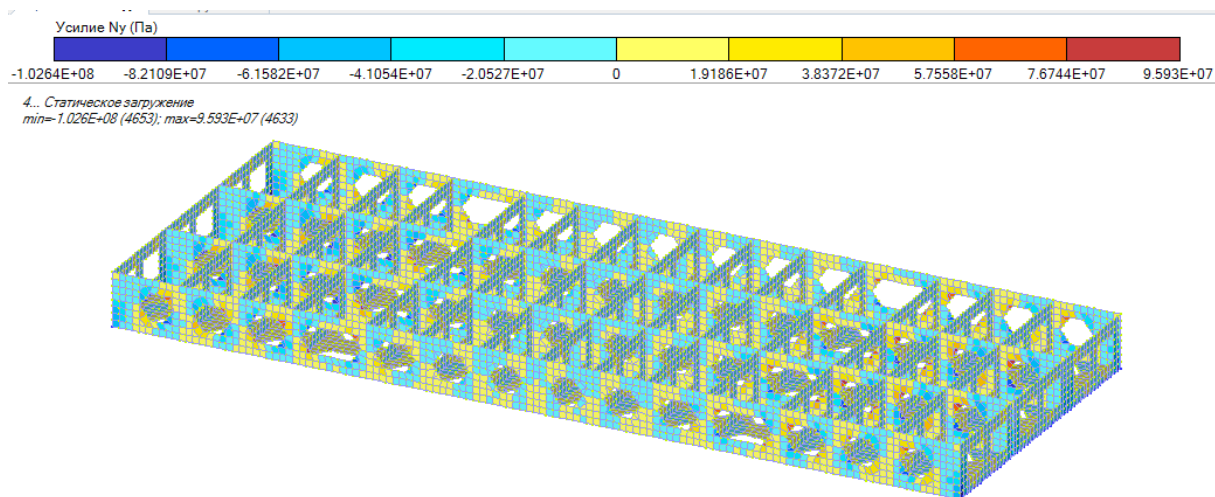


Рис. В16. Ізополя поздовжніх сил по Ny в металевій частині від дії тимчасового навантаження А-15.

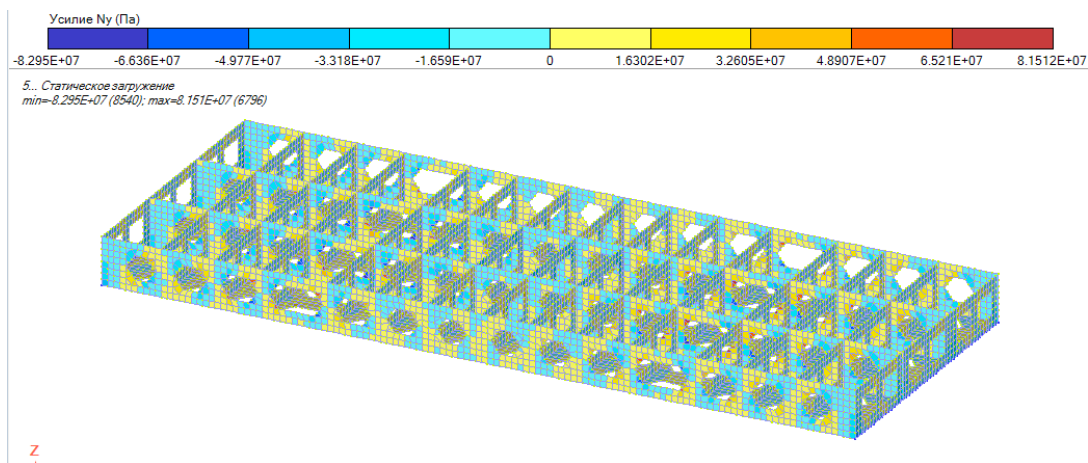


Рис. В17. Ізополя поздовжніх сил по Ny в металевій частині від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого з одного краю.

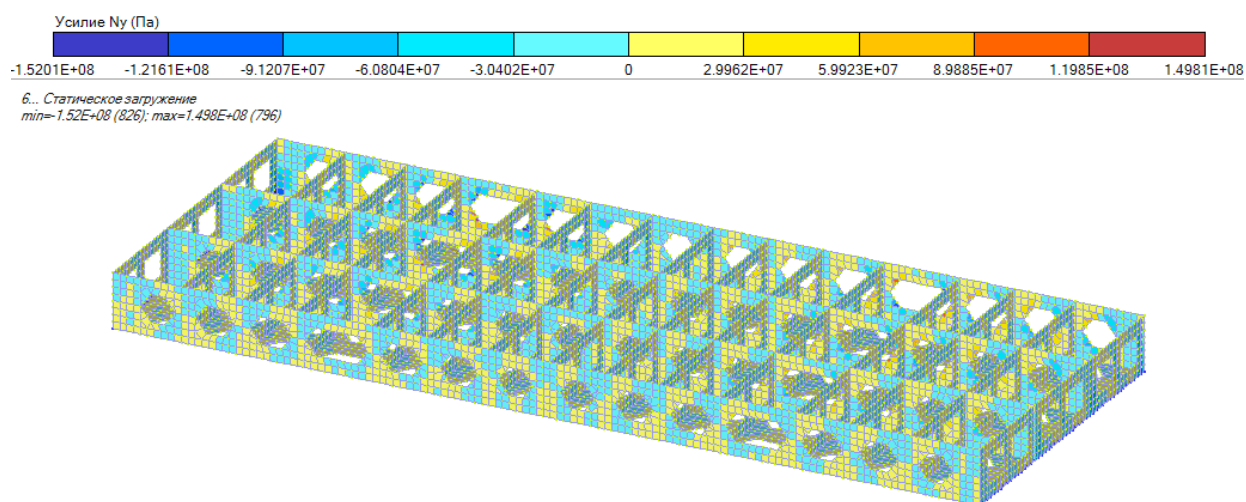


Рис. В18. Ізополя поздовжніх сил по Ny в металевій частині від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого в середині прогону.

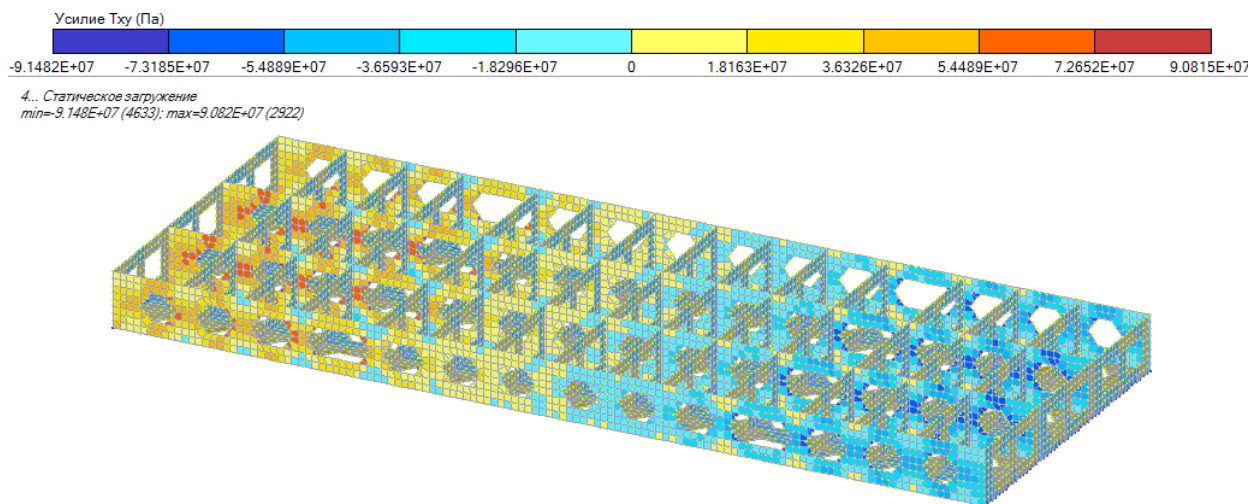


Рис. В19. Ізополя дотичних напружень по τ_{xy} в металевій частині від дії тимчасового навантаження А-15.

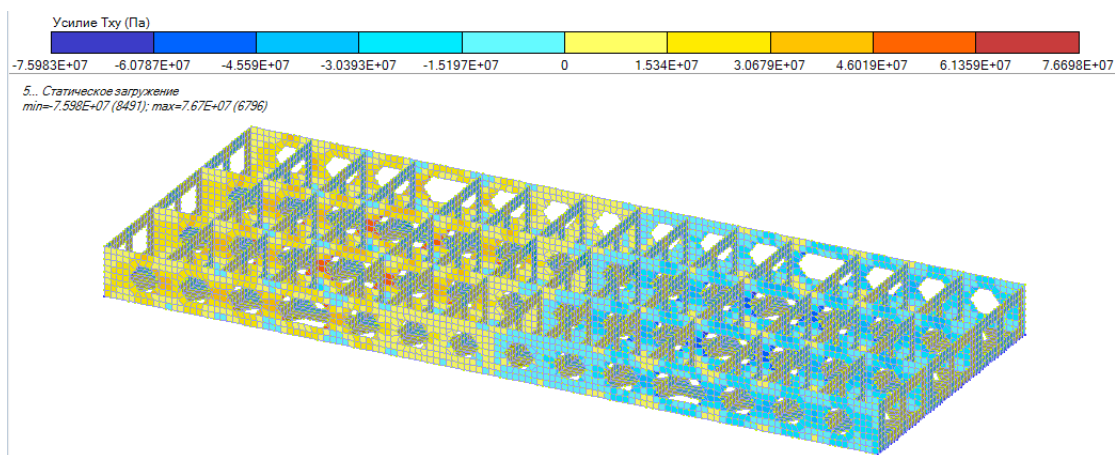


Рис. В20. Ізополя дотичних напружень по τ_{xy} в металевій частині від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого з одного краю.

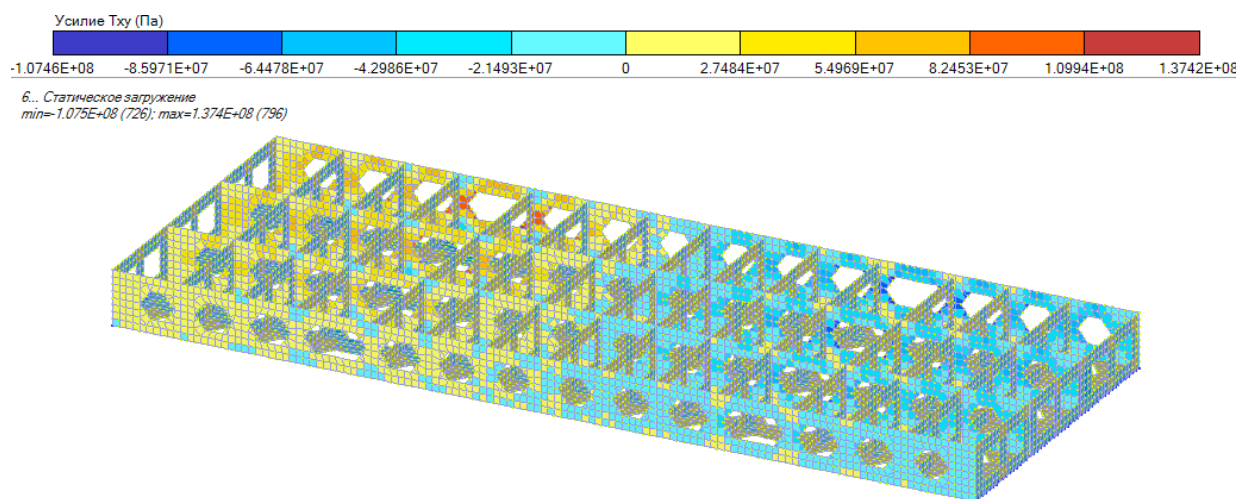


Рис. В21. Ізополя дотичних напружень по τ_{xy} в металевій частині від дії тимчасового навантаження НК-100, встановленого в середині прольоту

ДОДАТОК Г.
ЛАБОРАТОРНІ ВИПРОБУВАННЯ МАТЕРІАЛІВ

Визначення характеристик бетону.

Основними характеристиками бетону є: Кубікова і призматична міцність бетону на стиск, модуль пружності і коефіцієнт Пуассона.

Визначення кубикової міцності бетону

Визначення міцності бетонів виконано відповідно до чинного ДСТУ Б В.2.7-214: 2009 [18], який застосовується, у всіх областях будівництва, і складалося в вимірі мінімальних зусиль, що руйнують спеціально виготовлені контрольні зразки бетону при їх статичному навантаженні з постійною швидкістю зростання навантаження і подальшим обчисленням напруг при цих зусиллях.

Для визначення міцності на стиск форма і номінальні розміри контрольного зразка відповідали вимогам ДСТУ [18], згідно з яким, у разі найбільшого розміру зерна заповнювача 20мм і менш, стандартний розмір ребра куба - 150мм.

Зразки виготовлені і випробувані, в кількості трьох штук. Відхилення від площини опорних поверхонь кубів, прилеглих до плит преса, не перевищували 0,1; відхилення від перпендикулярності суміжних граней кубів, не перевищували 1 мм.

Відбір проб бетонної суміші для виготовлення контрольних зразків, проводився відповідно до вимог ДСТУ [19] одночасно з виготовленням експериментальних конструктивів. Зразки виготовлялися в повірених формах. Перед використанням форм їх внутрішні поверхні були покриті тонким шаром мастила, що не впливає на властивості поверхневого шару бетону. Укладання і ущільнення бетонної суміші вироблялися в відведені терміни.

Так, як виготовлені стандартні зразки були призначені для твердіння в нормальних умовах, то після виготовлення і до розпалублення зберігалися в формах, покритих вологою тканиною, з метою виключення можливості випаровування з них вологи, в приміщенні з температурою повітря $(20 \pm 5) ^\circ$

С. Зразки распалублюють через 24г, згідно ДСТУ [20], і потім зберігалися під шаром вологого піску відповідно стандарту.

Перед випробуванням зразки піддавалися візуальному огляду. Дефекти у вигляді відколів ребер, раковин і сторонніх включень, не виявлені. Опорні межі відформованих зразків - кубів обрані так, щоб стискаюча сила при випробуванні бетону була спрямована паралельно верствам укладання бетонної суміші в форми.

При випробуванні зразки-куби встановлювалися однією з обраних граней на нижню опорну плиту преса центрально щодо його поздовжньої осі, використовуючи ризики, нанесені на плиту преса (рис.Г.1).

Міцність бетону для кожного зразка обчислювалася за формулою:

$$f_{ck,cube} = \alpha \frac{N_{разр.}}{A_c}, \quad (Г.1)$$

де $N_{разр.}$ – руйнівне навантаження, кН; A_c – площа робочого перерізу зразка, мм²; α – коефіцієнт для приведення міцності бетону до міцності бетону в зразках ($\alpha=1$).



Рис. Г1. Випробування по визначенню кубикової міцності бетону на стиск

Міцність бетону визначалася як середнє арифметичне значення з трьох зразків за формулою:

$$f_{ck,cube} = \frac{\sum f_{ck,cube,i}}{n}, \quad (Г.2)$$

де n – кількість зразків.

Геометричні розміри зразків, величина руйнівного навантаження та міцність бетону представлені в таблиці 4.1.

Таблиця Г.1.

Геометричні розміри зразків, величина руйнівного навантаження та міцність бетону

№ зразка	Розміри, мм	$A_c, 10^{-2} \text{ м}^2$	$N_{\text{разр}}, \text{ кН}$	$f_{ck,cube,i}$ МПа	$f_{ck,cube}$ МПа	Згідно з ДБН	
						Встановлений клас бетону	$f_{ck,cube}$ МПа
1	148×147×149	2,176	548	25,19	25,12	C20/25 (B25)	25,00
2	146×151×148	2,230	559	25,01			
3	149×148×150	2,205	553	25,08			

Визначення призмовою міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона.

Визначення модуля пружності і коефіцієнта Пуассона бетону проводилося, згідно з чинними ДСТУ [18, 19], який поширюється на всі види бетонів застосовуються, у всіх галузях будівництва та встановлює методи визначення призматичної міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона бетону.

Призмova міцність, модуль пружності і коефіцієнт Пуассона визначалися на зразках - призмах квадратного перетину з співвідношенням висоти до ширини рівним 4. Зразки виготовлялися в кількості трьох штук, паралельно з бетонуванням експериментальних конструктивів.

Розміри стандартних зразків призматичної форми $150 \times 150 \times 600 \text{ мм}$. Максимальні зусилля в процесі випробування були прийняті за руйнівне навантаження. В процесі навантаження зразків відбувалося вимір їх деформацій за допомогою 8 тензорезисторів, встановлених по 4-м гранях в поздовжньому і поперечному напрямку.

Показання тензорезисторів вимірювалися за допомогою вимірювальної тензометричної системи СІТ-2, призначеної для прийняття вихідних сигналів і надання відліків в числовому вигляді. Загальний вигляд

випробувань по визначенню призмовою міцності на стиск представлений на рис. Г2.



Рис. Г2. Випробування по визначенню призмової міцності бетону на стиск.

Показання тензодатчиків фіксувалися за допомогою вимірювальної тензометричної системи СПТ-3, призначеної для фіксації вихідних сигналів і надання відліків в числовому вигляді (рис. Г3).



Рис. Г3. СПТ-3 - система вимірювальна, тензометрична.

Визначення модуля пружності, коефіцієнта Пуассона і призмовою міцності бетону на стиск, для всіх серій бетону, виконувалося за допомогою випробувального преса ПСУ-50 (рис.4.9). Початкове зусилля обтиску склало 5кН.

За результатами показань тензодатчиків, при стандартних випробуваннях зразків-призм трьох змусив, як в зоні пружності на рівні 30% від руйнівного навантаження, так за її межами, були побудовані діаграми

зв'язку між напруженнями стиску (розтягу) і відносними поздовжніми і поперечними деформаціями (рис. Г4).

Призмova міцність кожного з випробуваних зразків (табл. Г2), Визначена за формулою:

$$f_{ck} = \frac{N_{разр.}}{A_c}, \quad (\text{Г.3})$$

де $N_{разр}$ – руйнівне навантаження; A_c – середнє значення площі поперечного перерізу зразка.

Модуль пружності і коефіцієнт Пуассона бетону обчислюють для кожного зразка при рівні навантаження, що становить 30% від руйнівного навантаження.

Модуль пружності визначають за формулою:

$$E_\sigma = \frac{\sigma_1}{\varepsilon_{1el}}, \quad (\text{Г.4})$$

де $\sigma_1 = N_1 / A$ – збільшення напружень від умовного нуля до рівня зовнішнього навантаження, яка дорівнює $(30 \pm 5)\%$ від руйнуючої; N_1 – відносне збільшення навантаження до рівня $(30 \pm 5)\%$ від руйнуючої; ε_{1el} – збільшення відносної поздовжньої деформації.

Коефіцієнт Пуассона визначають за формулою:

$$\nu = \frac{\varepsilon_{2el}}{\varepsilon_{1el}}, \quad (\text{Г.5})$$

де ε_{2el} – збільшення відносної поперечної деформації.

Таким чином, в результаті проведених випробувань стандартних кубиків і призм, були отримані значення кубикової і призмової міцності, модуль пружності, коефіцієнт Пуассона і встановлено клас важкого бетону C20 / 25 (B25). За результатами показань тензорезисторів були побудована графік залежності між напруженнями стиску і відносними поздовжніми і поперечними деформаціями рис Г4. Результати обчислень представлені в таблиці Г.2.

Таблиця Г.2.

№ зразка	Розміри, мм	$A_c, 10^{-2} \text{ м}^2$	$N_{\text{разр}}, \text{ кН}$	$f_{ck,prism,i}$ МПа	$f_{ck,prism}$ МПа	Згідно з ДБН		Модуль пружності	Поздовжні деформації	Поперечні деформації	Коефіцієнт Пуасона
						Встановлений клас бетону	$f_{ck,prism}$ МПа				
1	149x149x596	2,225	425	19,1	19,2	C20/25 (B25)	18,5	3,04	0,185	0,0334	0,180

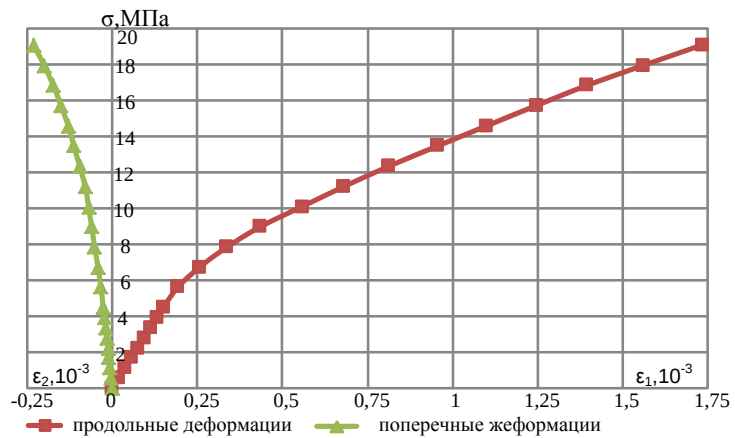


Рис. Г4. Діаграми залежності напружень від відносних поздовжніх і поперечних переміщень в стандартній бетонній призмі, виготовленої при бетонуванні

Визначення характеристик сталі.

Стандарт ГОСТ 1497-84 [80] встановлює методи статичних випробувань на розтяг чорних і кольорових металів і виробів з них номінальним діаметром або найменшим розміром в поперечному перерізі 3,0мм і більше для визначення при температурі С, таких характеристик механічних властивостей як: межа пропорційності; модуль пружності; умовний межа плинності; тимчасовий опір.

Для цього було виготовлено два пропорційних плоских зразка товщиною 4 мм і шириною 20 мм, з початкової розрахунковою довжиною:

$$l_0 = 11.3\sqrt{A_0}, \quad (\text{Г.6})$$

де A_0 – початкова площа поперечного перерізу.

Для визначення початкової площі поперечного перерізу A_0 необхідні геометричні розміри зразків вимірювалися металевою лінійкою, з похибкою не більше 0,5%. Вимірювання розмірів зразків до випробування проводилися в 3-х місцях - в середній частині і на кордонах робочої довжини. Результати вимірів представлені в таблиці Г.3.

Таблиця Г.3.

Геометричні розміри металевих зразків

№	І вимір		ІІ вимір е		ІІІ вимір		Прийняті розміри		$A_0, \text{м}^2$
	a_0	b_0	a_0	b_0	a_0	b_0	a_0	b_0	
1	4,0	20,04	4,0	20,01	4,0	19,9	4,0	19,9	7,96
2	4,0	19,97	4,0	20,0	4,0	20,03	4,0	19,97	7,98

Випробування стандартних заготовок металу вироблялося на випробувальній машині УІМ-50 (рис. Г5).



Рис. Г5. Випробування стандартних заготовок металу на випробувальній машині УІМ-50

Для визначення меж пропорційності $\sigma_{пц}$ і модуля пружності E_s на зразки були наклеєні тензорезистори в поперечному і поздовжньому напрямках. Навантаження виконувалося рівними ступенями до зусилля, рівного 70-80% від передбачуваного межі пропорційності (рис. Г6).



Рис. Г6. Визначення меж пропорційності і модуля пружності сталі

Коефіцієнт Пуассона стали обчислюють для кожного зразка за формулою:

$$\mu = \frac{\varepsilon^I}{\varepsilon}, \quad (\text{Г.7})$$

де ε^I – відносне збільшення поперечних деформацій; ε – відносне збільшення поздовжніх деформацій.

Межа пропорційності визначають за формулою:

$$\sigma_{\text{пц}} = \frac{F_{\text{пц}}}{A_0}, \quad (\text{Г.8})$$

Модуль пружності обчислюють для кожного зразка за формулою:

$$E_s = \frac{\sigma_{\text{пц}}}{\varepsilon}, \quad (\text{Г.9})$$

Фізичний межа плинності визначають за формулою:

$$\sigma_T = \frac{F_T}{A_0}, \quad (\text{Г.10})$$

Для визначення тимчасового опору зразки доводилися до руйнування. Найбільше зусилля прийнято за зусилля F_{max} :

$$\sigma_B = \frac{F_{\text{max}}}{A_0}, \quad (\text{Г.11})$$

Руйнівне напруження:

$$\sigma_{\text{разр}} = \frac{F_{\text{разр}}}{A_0}. \quad (\text{Г.12})$$

За даними проведених стандартних випробувань була отримана діаграма залежності зусилля від подовження зразка (рис. Г7)

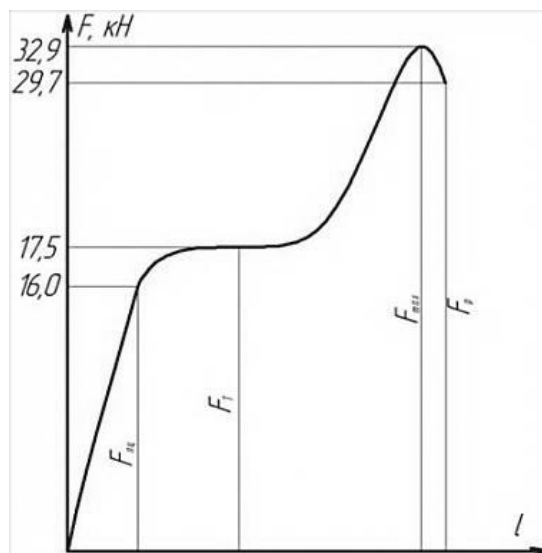


Рис. Г7. Діаграма розтягування $F - \Delta l$ сталевих смужок-зразків.

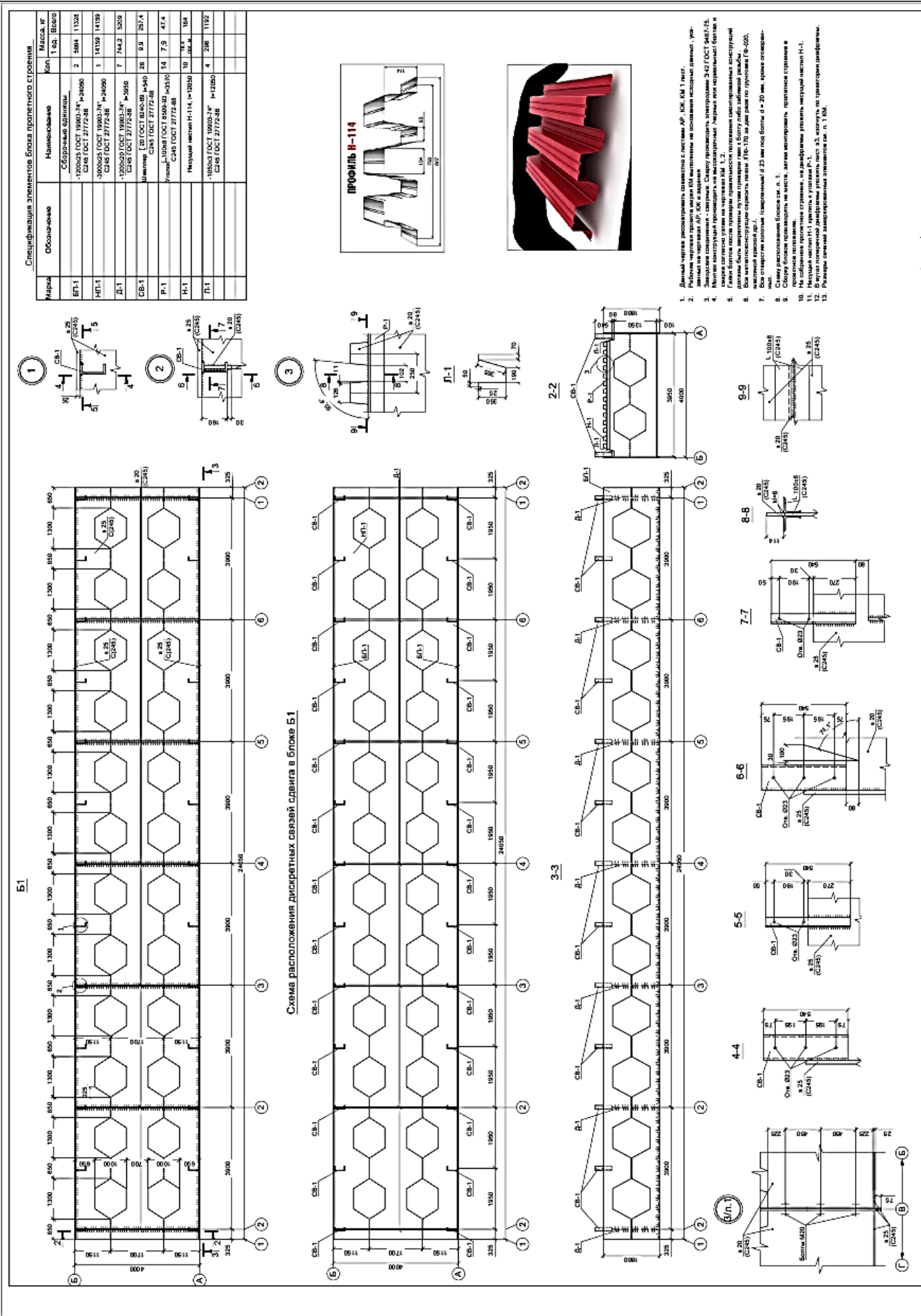
Результати обчислень представлені в таблиці Г.4.

Таблиця Г.4.

Характеристики сталі

Характеристика сталі	Розрахункове	Нормативне
$A_0, (\times 10^{-5}) \text{ м}^2$	7,96	-
$\varepsilon, (10^{-3})$	0,998	-
$\varepsilon', (10^{-4})$	2,553	-
μ	0,254	-
$\sigma_{\text{пц}}, (10^5) \text{ МПа}$	200,06	-
$E_s, \text{ МПа}$	2,005	1,98-2,1
$\sigma_T, \text{ МПа}$	219,85	220-250
$F_{\text{max}}, \text{ кН}$	413,32	-
$\sigma_B, \text{ МПа}$	373,12	360-460
$\sigma_{\text{разр}}, \text{ МПа}$	32,9	-

ДОДАТОК Д.
КРЕСЛЕННЯ ЗАПРОПОНОВАНОЇ КОНСТРУКЦІЇ ПРОГОНОВИХ
БУДОВ МОСТУ ЧЕРЕЗ Р. СУХИЙ ТОРЕЦЬ В М. БАРВІНКОВЕ



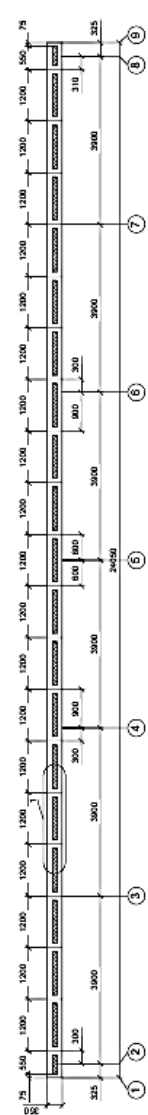
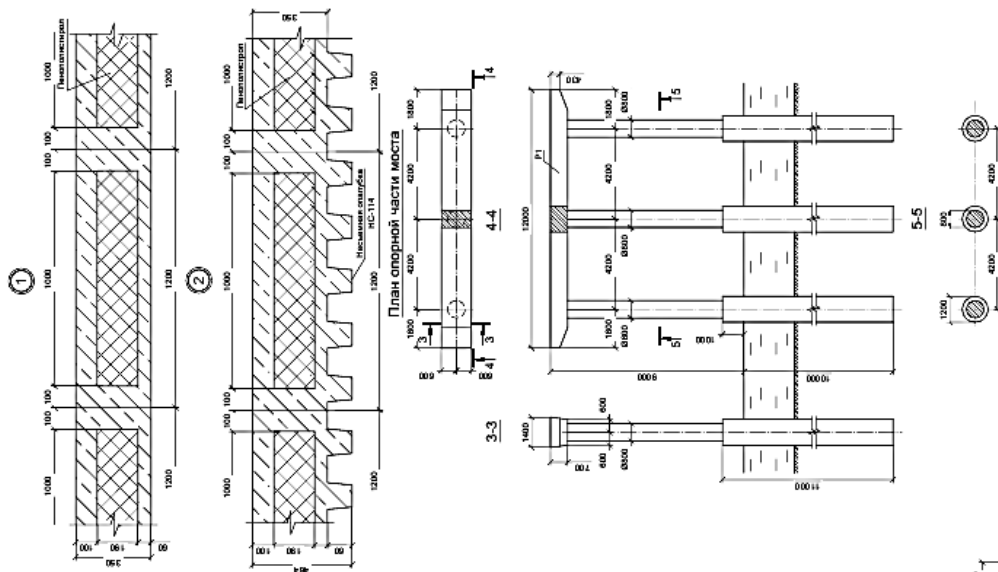


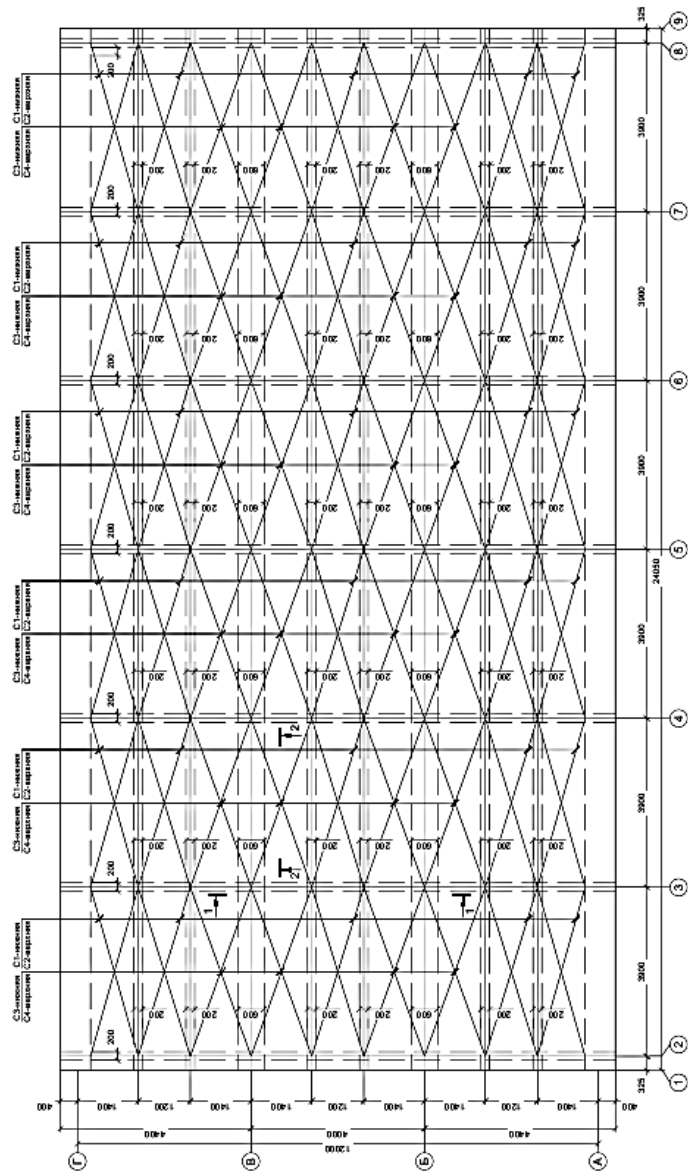
Рис. 1

Рис. 2



1. Денный лист раскладывать совместно с листьями миски ЮМ, АР.
2. Ароматизацию и стандартизацию ароматизм см. лист 2 (Ж).
3. В углу повернутой диафрагмы уложить лист №1 см, измерить по параметрам и размерам, согласованно листьям ЮМ.
4. Сухую листовую массу с листьями П-14 выпустить на лист.
5. Выложить листовые фрагменты по второму параметру условия.

Пм1. Армирование.



no 1-1

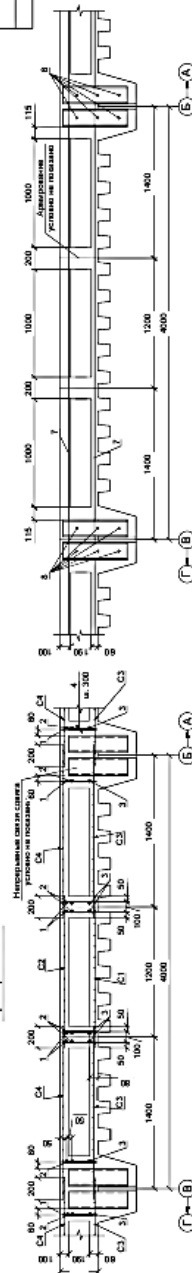
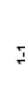
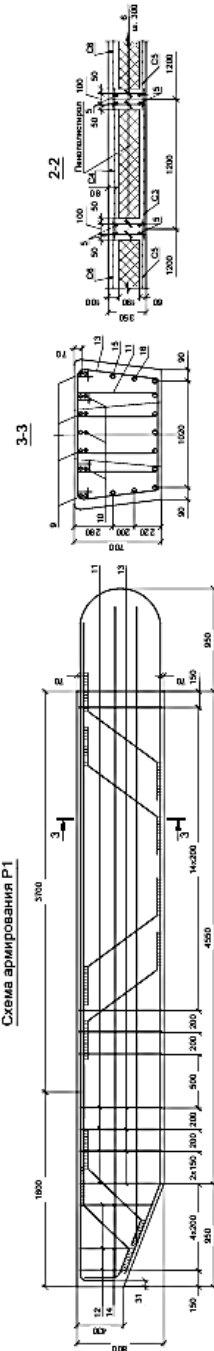


Схема армирования Р1



Спецификация Пм1

Поз.	Обозначение	Наименование	Тип	Стороны (сторона и длина)	Материал	Масса, кг	Примечание
С1	ГОСТ 22379-85	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	30 4,375	Шпиль
С2	ГОСТ 22379-85	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	30 5,008	Шпиль
С3	ГОСТ 22379-85	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	28 15,55	Шпиль
С4	ГОСТ 22379-85	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	28 5,516	Шпиль
1	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	140 11,8	Шпиль
2	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	120 7,68	Шпиль
3	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	120 15,17	Шпиль
4	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	96 0,13	Шпиль
5	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	40 48,56	Шпиль
6	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	78 0,122	Шпиль
7	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	26 31,44	Шпиль
8	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	108 9,74	Шпиль
Материалы					Материалы		
Болты и гайки Б70					Болты и гайки Б70	125	Шпиль
P1					P1		
Стороны (сторона и длина)					Стороны (сторона и длина)		
9	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	4 37,85	Шпиль
10	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	3 50,67	Шпиль
11	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	23 2,77	Шпиль
12	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	4 2,5	Шпиль
13	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	48 1,9	Шпиль
14	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	8 2,5	Шпиль
15	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	2 10,05	Шпиль
16	ГОУ 3790-2008	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	Шпиль с полукруглой шляпкой	Шпиль	2 8,65	Шпиль
Материалы					Материалы		
Болты и гайки Б70					Болты и гайки Б70	125	Шпиль

Ведомость расходов стали на один элемент. кг

Удобрения по плодородию почв и по содержанию питательных веществ, кг					Площадь посева, га	
Магния зольная	Площадь посева, га				Всего	АДЮС
	Агрохимическая служба					
	Б-1	АДЮС	АДЮС	АДЮС		
83	85	Всего	202	83	85	Всего
202	854	1148,9	8386	8586	1962	1962
1962	1962	1962	1962	1962	1962	1962
1962	1962	1962	1962	1962	1962	1962

1. Денный лист рассмотреть совместно с листьями черешка КМ, КР.
2. Разбуженный ренель замоченная на листья 1 диаметра проветрит.
3. Сильную морщинистую створку пона. В проветривать при помощи муфт.
4. Службонные черешки см. л. 1 КМ.
5. Сами разставшая дисциплярный светлый светит см. л. 1 КМ.

Розрахунок надійності сталезалізобетонної прогонової будови через р. Сухий Торець в м. Барвінкове

Розрахунки надійності згідно діючих норм проектування мостів мають стохастичний характер. Імовірнісні розрахунки за критерієм надійності мають на меті пошук оптимального проекту при заданому рівні безпеки. Критерієм приймається характеристика безпеки β . Для елемента, що проектується, необхідно перевіряти виконання нерівності:

$$\beta \geq \beta_{nom} \quad (Д.1)$$

де β_{nom} – прописане нормативними документами мінімальне значення характеристики безпеки; β – значення характеристики безпеки, отримане в результаті розрахунків.

Значення характеристики безпеки обчислюється виразом:

$$\beta = \frac{\gamma_0 - 1}{\sqrt{V_R^2 \gamma_0^2 + V_Q^2}} \quad (Д.2)$$

де γ_0 – узагальнений коефіцієнт запасу, тобто статичне середнє значення реального коефіцієнта запасу; V_R і V_Q – коефіцієнти варіації опору R і навантаження Q відповідно.

Узагальнений коефіцієнт запасу знаходимо за формулою

$$\gamma_0 = \frac{\mu_R}{\mu_Q} \quad (Д.3)$$

Математичні очікування статичного середнього узагальненого опору елемента і статичного середнього узагальненого навантаження елемента, за умови нормального розподілу, визначаються за формулами:

$$\mu_R = \frac{R_n}{(1 - 1.64V_R)} \quad (Д.4)$$

$$\mu_Q = \frac{Q_n}{(1 + 1.64V_Q)} \quad (Д.5)$$

де R_n – значення несучої здатності; Q_n – значення навантаження конструкції; V_R і V_Q – коефіцієнти варіації опору R і навантаження Q відповідно.

Значення коефіцієнтів варіації були прийняті відповідно до нормативних документів. Необхідні для обчислень коефіцієнти варіації рухомих і постійних навантажень наведені в таблицях Д.1-Д.5.

Що ж стосується узагальнених коефіцієнтів варіації опору, то вони вираховуються за даними таблиць по формулі:

$$V = \sqrt{\sum_1^n V_i^2 + \sum_1^n V_i^2 V_j^2}, i, j=1,2,...n, \quad (Д.6)$$

де n – кількість випадкових змінних.

Таблиця Д.1.

Коефіцієнти варіації V_Q тимчасових рухомих навантажень А-15

Тип навантаження	Випадок застосування	Коефіцієнти варіації V_Q
Тандем	В розрахунках елементів проїзної частини мостів	0,17
	У розрахунках всіх інших елементів мостів	0,17 при $\lambda < 30$ м 0,07 при $\lambda \geq 30$ м
Рівномірно-розподілене навантаження	У всіх розрахунках конструкцій мостів на вертикальні і горизонтальні дії від рухомого навантаження	0,24

Таблиця Д.2.

Коефіцієнти варіації V_Q постійних навантажень і впливів

Навантаження і впливи	Позначення чинника	Коефіцієнти варіації V_Q
Власна вага	$g1$	0,033
Ексцентриситет точки фіксації сили переднього напруження	e_n	0,0167
Навантаження ваги проїзної частини і тротуарів автодорожніх мостів	$g2$	0,170
Вплив повзучості бетону	$g3$	0,030

Таблиця Д.3.

Коефіцієнти варіації V_R геометричних характеристик поперечного перерізу елемента

Геометричні характеристики	Позначення чинника	Коефіцієнти варіації V_R
Площа поперечного перерізу елемента	A_{red}	0,0237
Момент опору поперечного перерізу елемента	W_{red}	0,0229

Таблиця Д.4.

Коефіцієнти варіації V_R арматури залізобетонних елементів

Клас арматури	$AI-AIII$	$AIV-AV$	AVI	$AmIV$	AmV	$AmVI$	$AIIIb$
Коефіцієнти варіації V_R	0,07	0,09	0,04	0,08	0,07	0,08	0,06

Таблиця Д.5

Коефіцієнти варіації V_R міцності бетону

$R_{b,28}, \text{ МПа}$	10	20	30	40	50	60	70	80
При натуральному твердінні	0,159	0,129	0,105	0,082	0,066	0,054	0,051	0,051
При тепловій обробці	0,121	0,111	0,094	0,090	0,078	0,066	0,055	0,052

За отриманими значеннями характеристики безпеки β можна визначити надійність перерізу за формулою:

$$p_f = \Phi(-\beta) \quad (\text{Д.7})$$

Вважається, що запроектований за діючими нормами, елемент буде мати необхідний рівень безпеки не менше $\beta=3,77$, а надійність по першій групі граничних станів матиме значення не менше $p_f=0,0001$.

В якості вихідних параметрів, необхідних для розрахунку чисельних показників надійності, прийняті:

- значення нормальних і дотичних напружень;
- значення допустимих нормальних і дотичних напружень;

- значення коефіцієнтів варіації навантажень;
- значення коефіцієнтів варіації матеріалів.

Щоб отримати значення допустимих нормальних і дотичних напружень використовувалася енергетична теорія граничного напруженого стану (Губера-Мізеса-Генки). Відповідно до цієї теорії значення допустимих нормальних і дотичних напружень можна отримати, використовуючи головні напруження:

$$\begin{cases} 2\sigma_{don}^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \\ 6\tau_{don}^2 = (\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2 \end{cases} \quad (Д.8)$$

де в якості $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ були прийняті значення головних напружень s_1, s_2, s_3 , отримані в результаті комп'ютерного моделювання.

Результати розрахунків наведені у таблиці Д.6. Як видно з таблиці, отримані значення характеристики надійності перевищують рекомендовані.

Таблиця Д.6

Результати розрахунків

Елемент конструкції	Керуючий параметр	γ_0	B	p_f
Залізобетонна плита	N_x	8,834	6,915	1
	N_y	10,391	7,116	1
	τ_{xy}	13,849	7,389	1
Металева частина	N_x	2,728	3,847	0,99984
	N_y	3,017	4,219	0,99969
	τ_{xy}	3,056	4,275	1

ДОДАТОК Є.
РЕЗУЛЬТАТИ РОЗРАХУНКУ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ МОСТУ
ЧЕРЕЗ Р. СУХИЙ ТОРЕЦЬ В М. БАРВІНКОВЕ

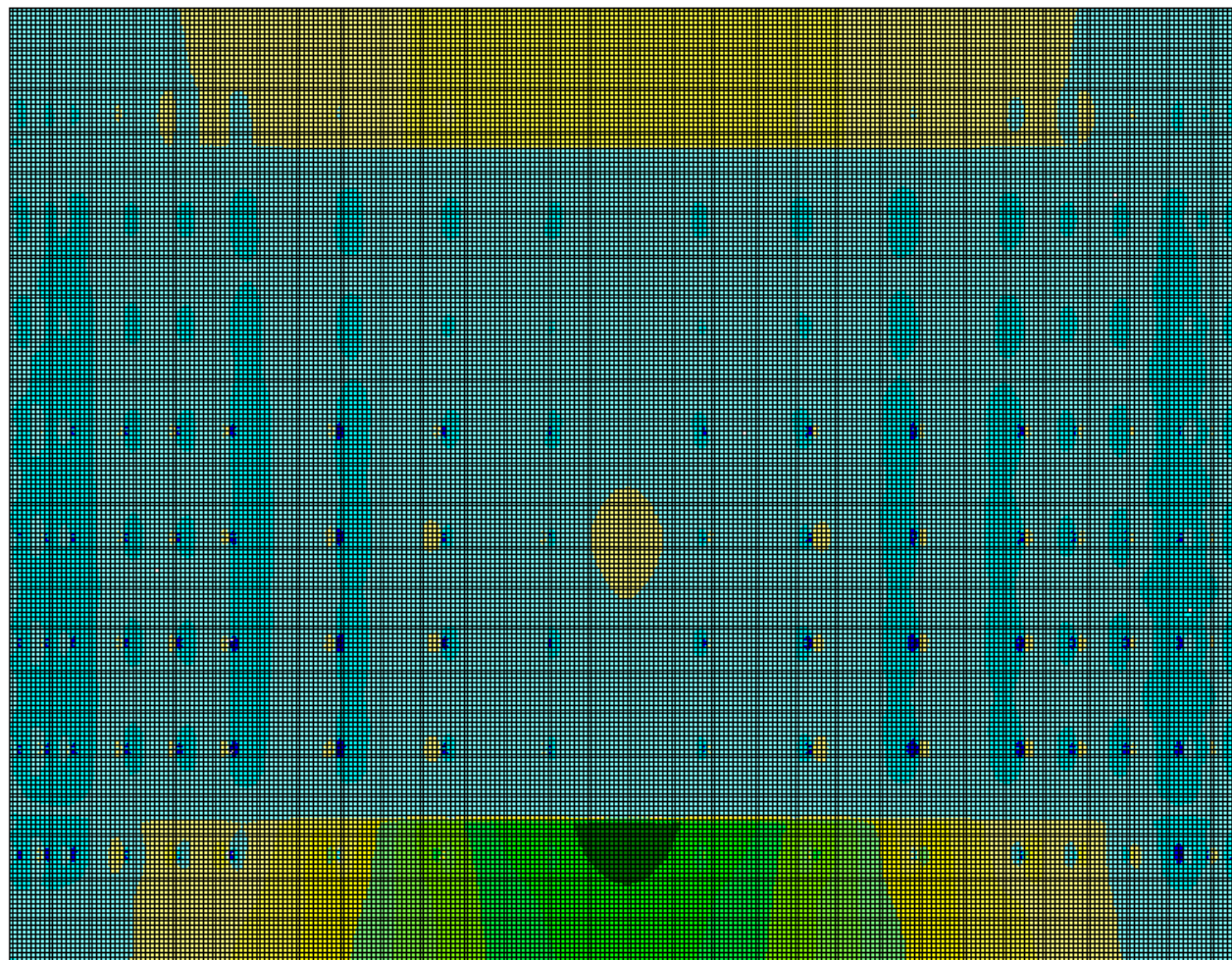


Рис. Є1. Ізополя моментів по M_x від дії тимчасового навантаження НК-100

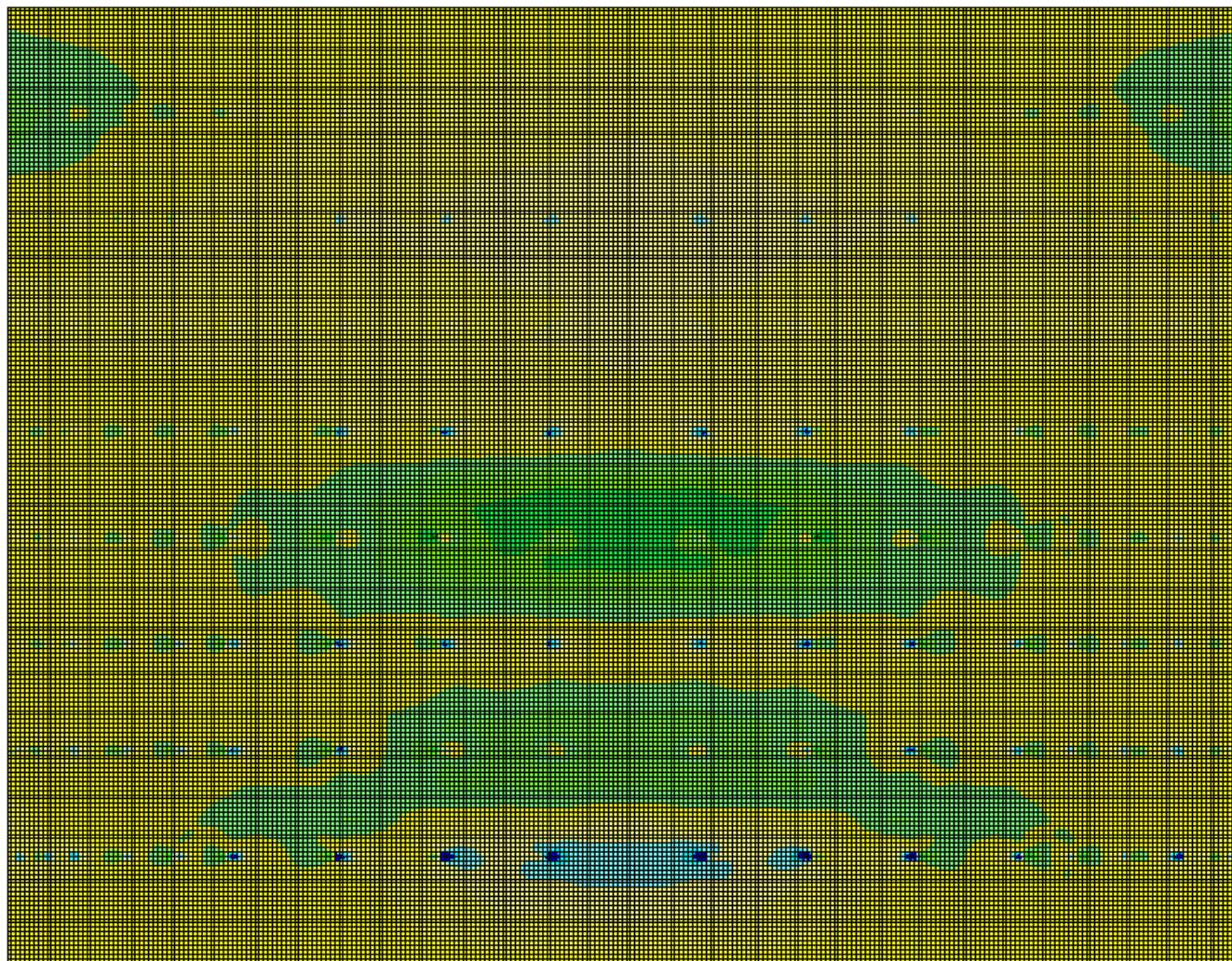


Рис. Є2. Ізополя моментів по M_u від дії тимчасового навантаження НК-100



Рис. Є3. Ізополя моментів по Мху від дії тимчасового навантаження НК-100

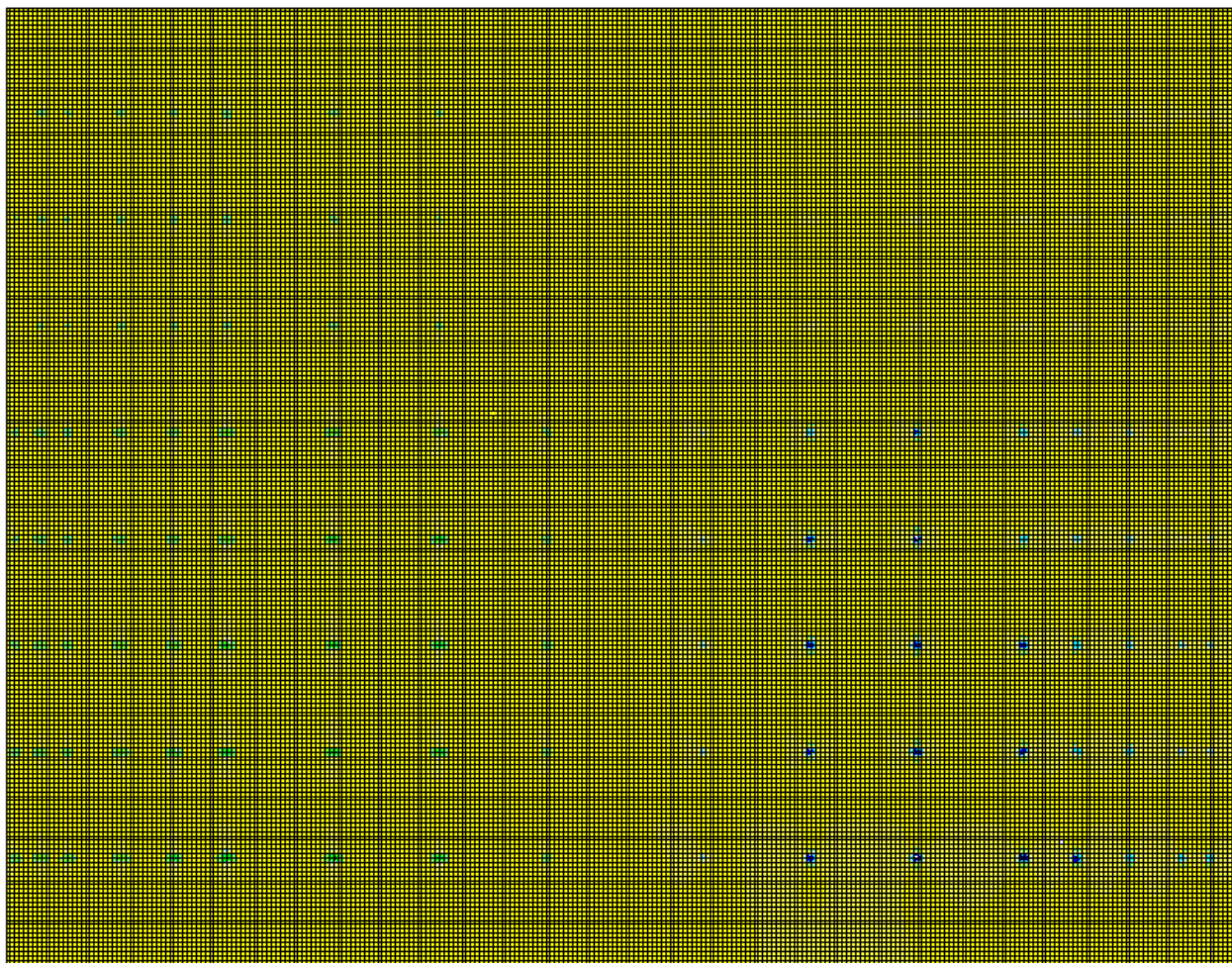


Рис. Є4. Ізополя моментів по Q_x від дії тимчасового навантаження НК-100

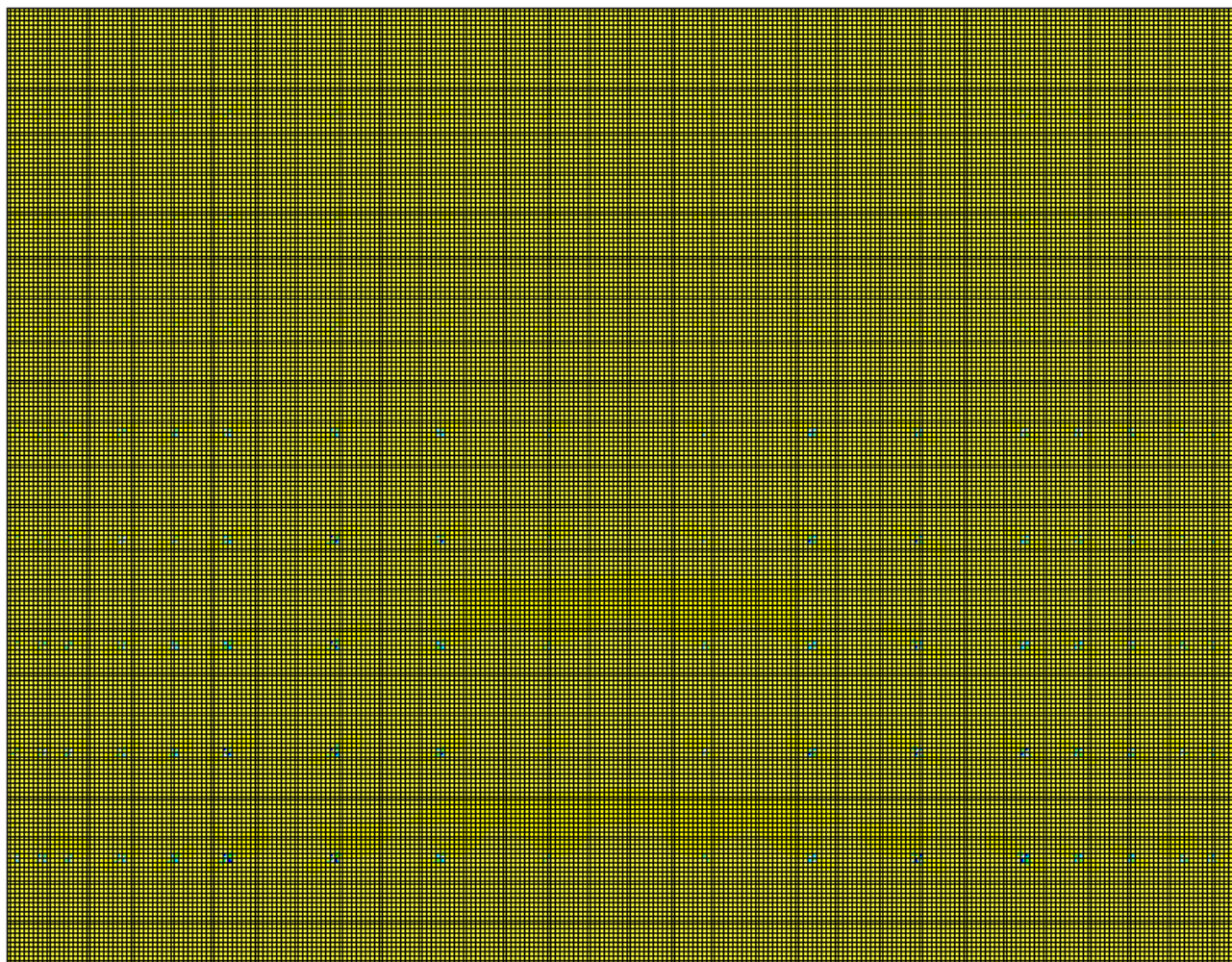


Рис. Є5. Ізополя моментів по Q_y від дії тимчасового навантаження НК-100

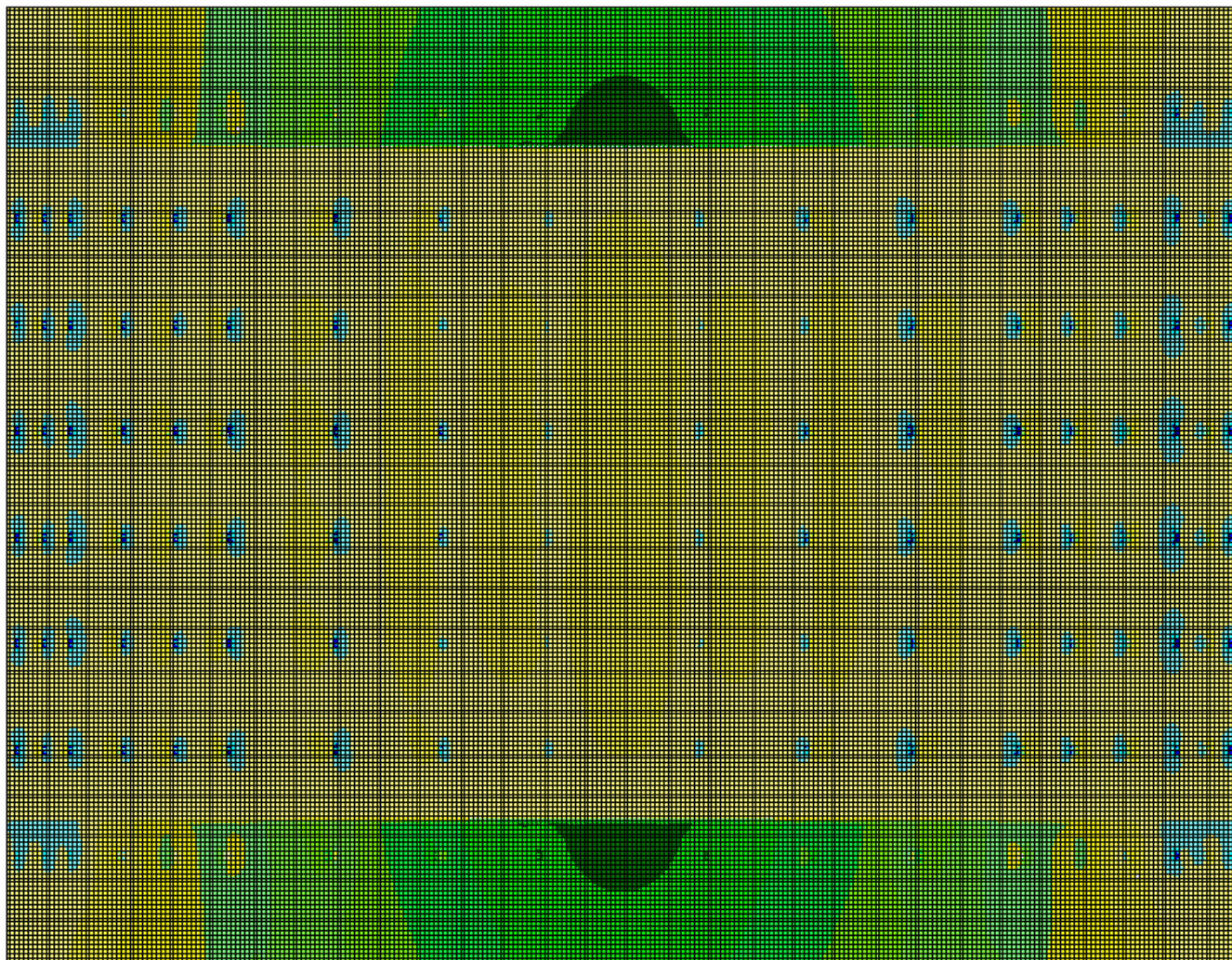


Рис. Є6. Ізополя моментів по M_x від дії тимчасового навантаження А-15

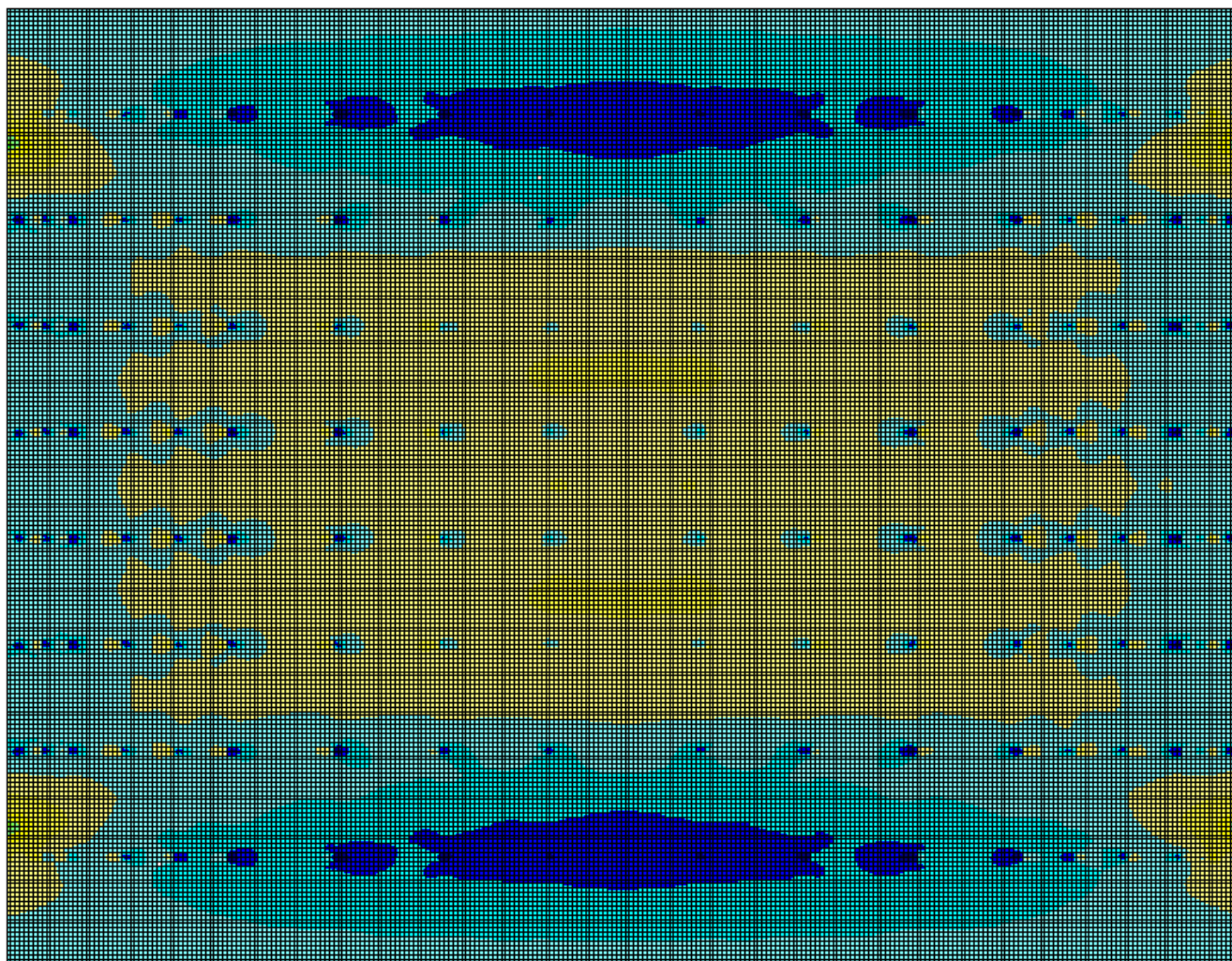


Рис. Є7. Ізополі моментів по M_u від дії тимчасового навантаження А-15



Рис. Є8. Ізопольа моментів по Q_x від дії тимчасового навантаження А-15

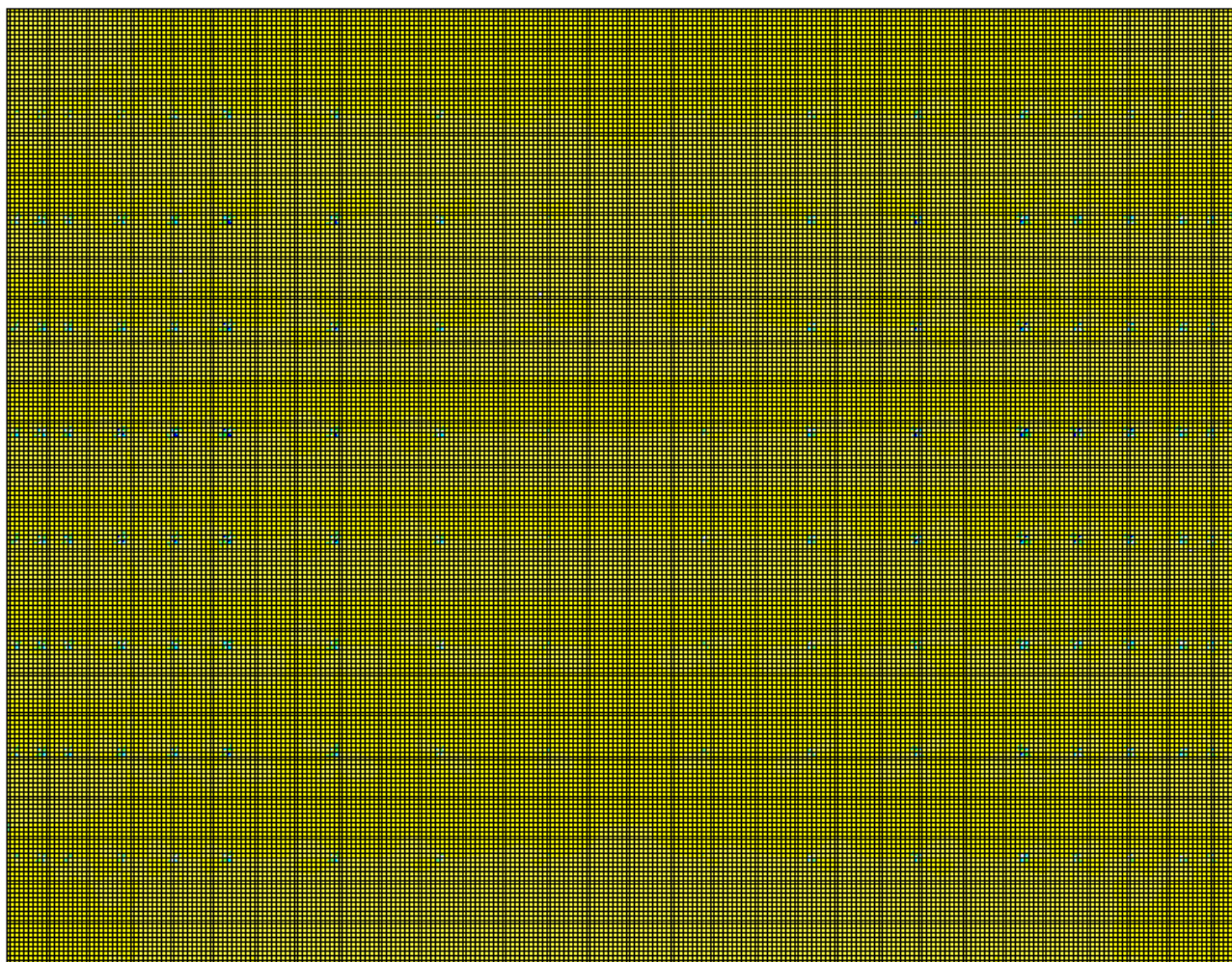


Рис. Є9. Ізополя моментів по Q_y від дії тимчасового навантаження А-15

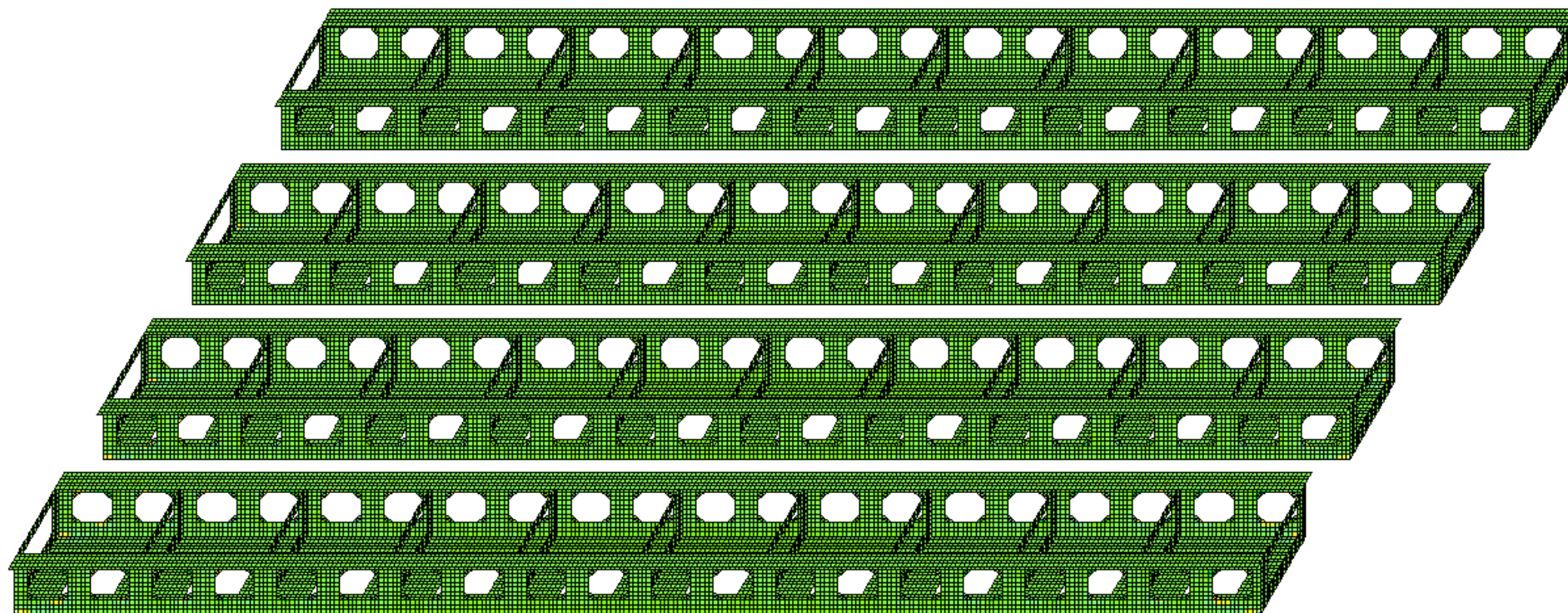


Рис. Є10. Ізополя поздовжніх сил по N_x в металевій частині від дії тимчасового навантаження НК-100

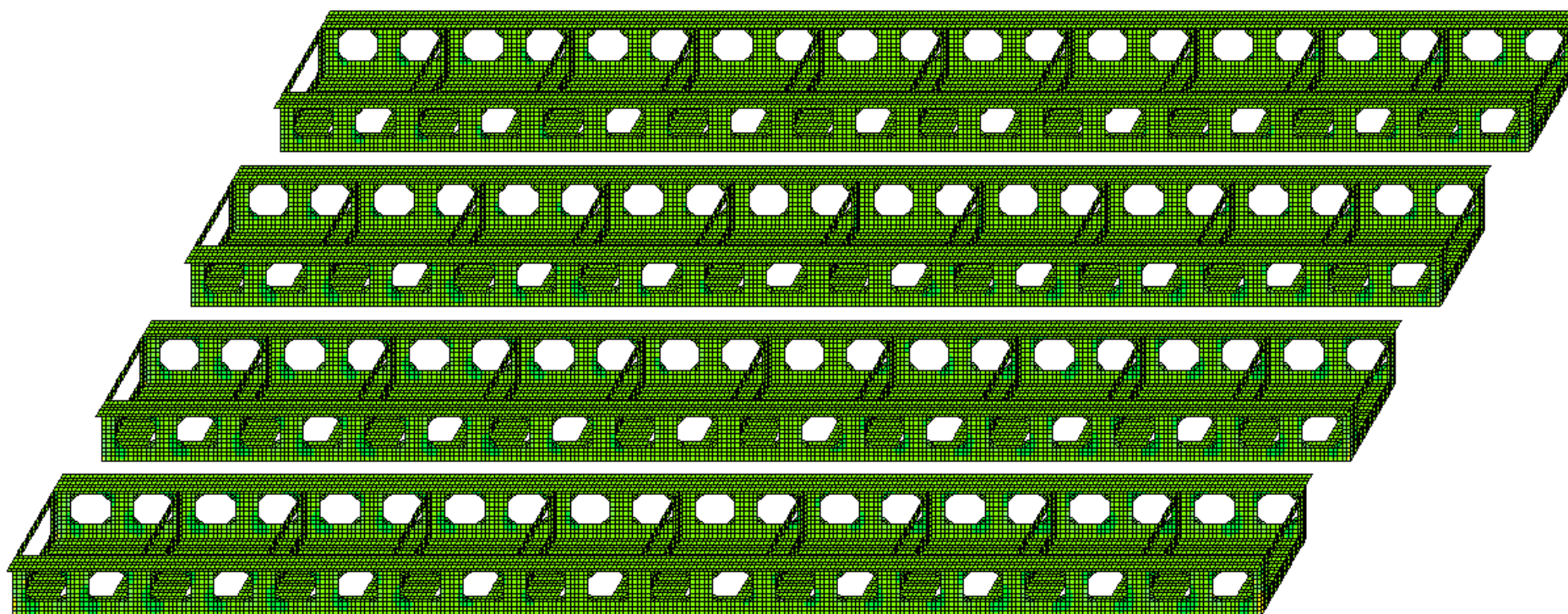


Рис. Є11. Ізополя поздовжніх сил по N_y в металевій частині від дії тимчасового навантаження НК-100

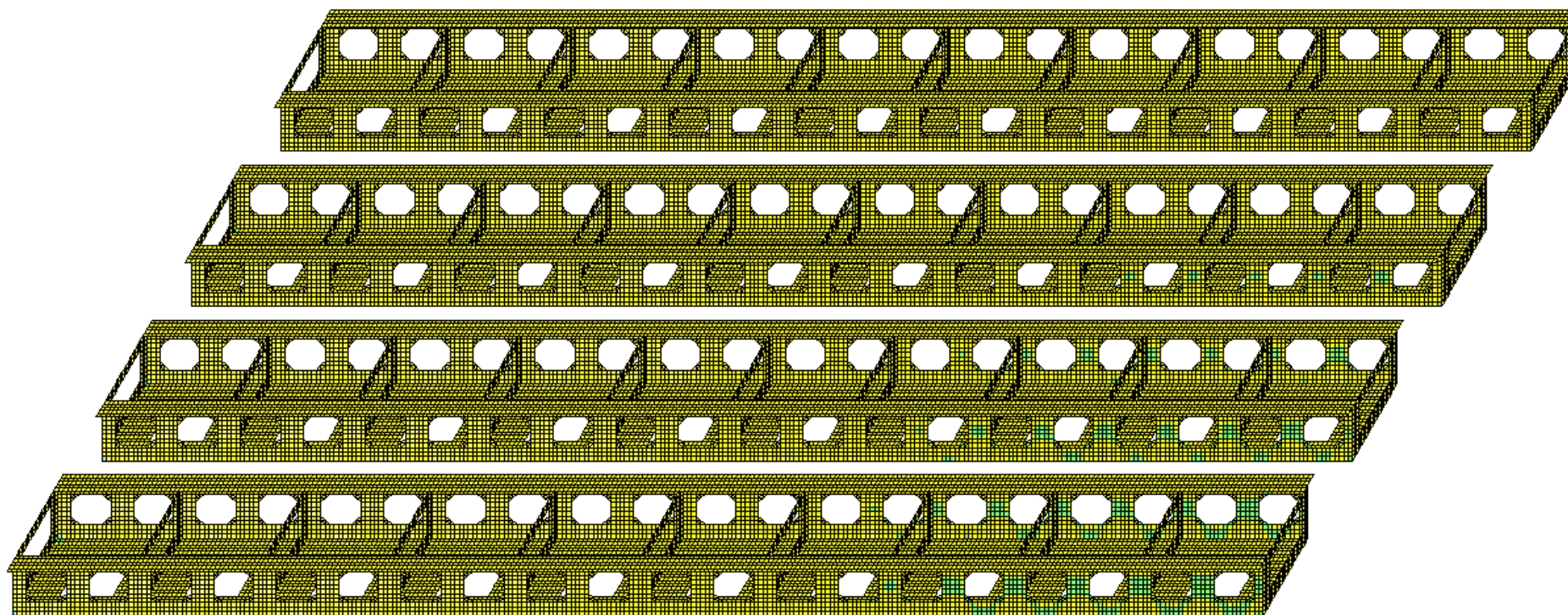


Рис. Є12. Ізополя дотичних напружень по τ_{xy} в металевій частині від дії тимчасового навантаження НК-100

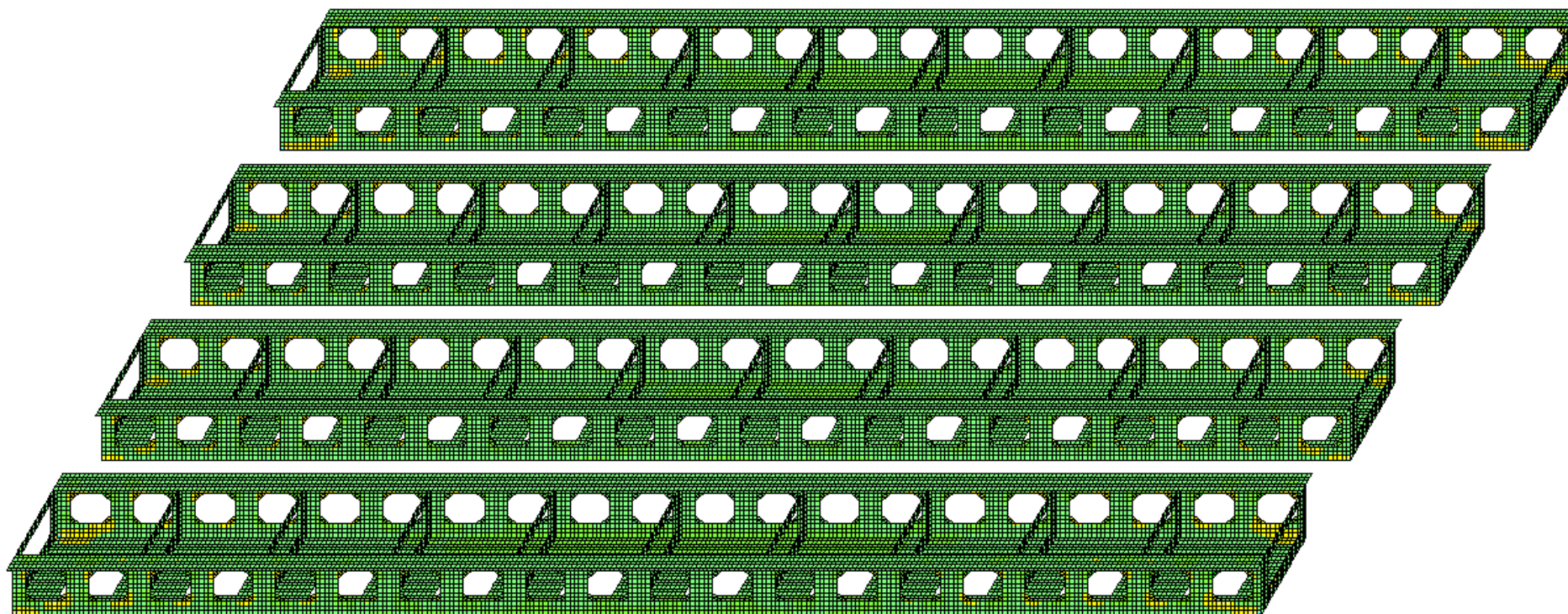


Рис. Є13. Ізополя поздовжніх сил по N_x в металевій частині від дії тимчасового навантаження А-15

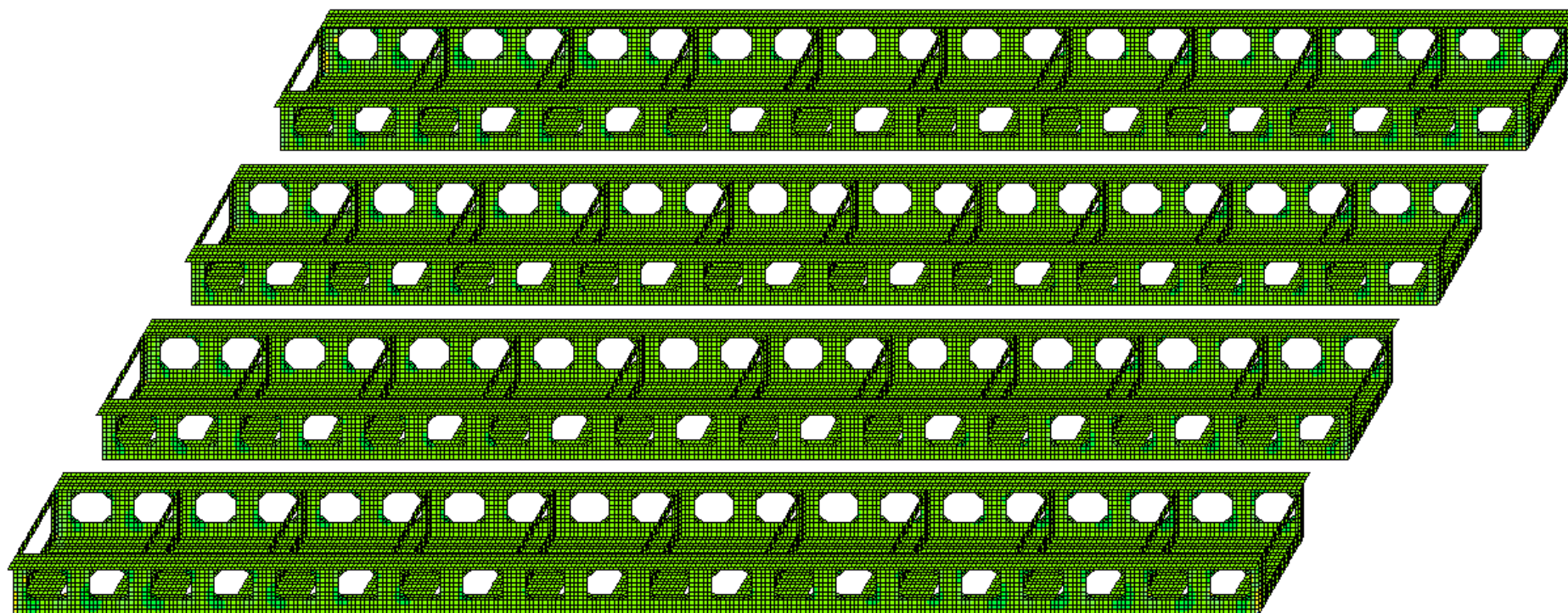


Рис. С14. Ізополя поздовжніх сил по σ_{xy} в металевій частині від дії тимчасового навантаження А-15

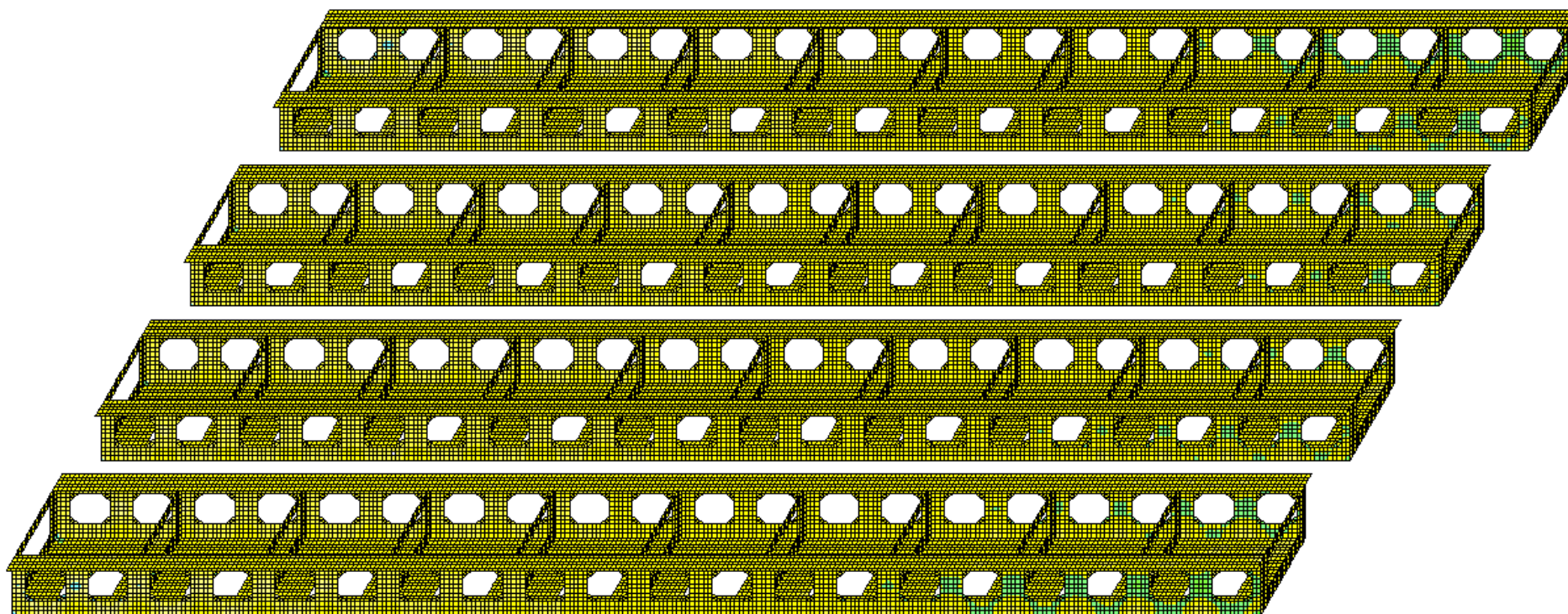


Рис. Є15. Ізополя дотичних напружень по τ_{xy} в металевій частині від дії тимчасового навантаження А-15

ДОДАТОК Ж.

АКТИ ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ

ДИСЕРТАЦІЙНОГО ДОСЛІДЖЕННЯ



АКТ
ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ НА ТОВ «Стальконструкція ЛТД»
 результатів дисертаційної роботи
 «Багатокритеріальна раціоналізація конструктивних параметрів сталезалізобетонних
 прольотних будов мостів при реконструкції»
 виконаної здобувачем Харківського національного університету міського
 господарства імені О.М. Бекетова
 Капліном Романом Борисовичем

СКЛАДЕНИЙ КОМІСІЄЮ В СКЛАДІ:

ГОЛОВА:

Директор ТОВ «Стальконструкція ЛТД»

Меленцов М.О.

ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:

Начальник проектно-констр. відділу
 ТОВ «Стальконструкція ЛТД»

Баздирева І.А.

Ст. викл. каф. будівельних конструкцій
 ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, к.т.н

Круль Ю.М.

Здобувач каф. будівельних конструкцій
 ХНУМГ ім. О.М. Бекетова

Каплін Р.Б.

У період з ____ по ____ 2016 року комісія провела роботу по визначенню практичного впровадження результатів дисертаційної роботи «Багатокритеріальна раціоналізація конструктивних параметрів сталезалізобетонних прольотних будов мостів при реконструкції»:

1. Розробка прийнята до впровадження в липні 2016 р.

2. Характеристика впровадження.

Впровадження результатів дослідження здійснено при капітальному ремонті посту через р. Сухий Торець в м. Барвінкове.

3. Результати впровадження.

Розроблені рекомендації дозволяють при збільшенні витрат сталі на 20%, підвищити горизонтальну та вертикальну жорсткість конструкції в 2,5 та 1,5 рази відповідно, а також значно знизити працевитрати та загальну вартість при монтажі в порівнянні з залізобетонними та металевими прогоновими будовами.

4. Висновки та пропозиції щодо подальшого використання розробки.

Конструктивне рішення сталі залізобетонної прогонової будови може використовуватися як основний несучий елемент мостів при ремонті та реконструкції.

Голова комісії:

Меленцов М.О.

Члени комісії:

Баздирева І.А.

Круль Ю.М.

Каплін Р.Б.

ЗАТВЕРДЖУЮ:
Директор ТОВ «РС Інженерінг»
/Д.С. Захаров

АКТ

ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ НА ТОВ «РС Інженерінг»

результатів дисертаційної роботи
«Багатокритеріальна раціоналізація конструктивних параметрів сталезалізобетонних
прольотних будов мостів при реконструкції»
виконаної здобувачем Харківського національного університету міського
господарства імені О.М. Бекетова
Капліном Романом Борисовичем

СКЛАДЕНИЙ КОМІСІЄЮ В СКЛАДІ:

ГОЛОВА:

Директор ТОВ «РС Інженерінг», к.т.н

Захаров Д.С.

ЧЛЕНИ КОМІСІЇ:

Інженер-проектувальник ТОВ «РС Інженерінг»

Джабраїлов А.М.

Інженер-проектувальник ТОВ «РС Інженерінг»

Грибенюк С.М.

Ст. викл. каф. будівельних конструкцій
ХНУМГ ім. О.М. Бекетова, к.т.н

Круль Ю.М.

Здобувач каф. будівельних конструкцій
ХНУМГ ім. О.М. Бекетова

Каплін Р.Б.

У період з липня по листопад 2020 року комісія провела роботу по визначенню практичного
впровадження результатів дисертаційної роботи «Багатокритеріальна раціоналізація
конструктивних параметрів сталезалізобетонних прольотних будов мостів при реконструкції»:

1. Розробка прийнята до впровадження в липні 2020р.

2. Характеристика впровадження.

Впровадження результатів дослідження здійснено при реконструкції суміщеної з прозною
частиною трамвайної колії на Балановському шляхопроводі в м. Харків.

3. Результати впровадження.

Розроблені рекомендації дозволяють без збільшення витрат бетону, підвищити вертикальну
жорсткість плити в 1,5 рази, а також значно знизити власну вагу конструкції.

4. Висновки та пропозиції щодо подальшого використання розробки.

Конструктивне рішення ефективних залізобетонних плит пробної частини з
пустотоутворювачем може використовуватися як їхнє полотно мостів при ремонті та
реконструкції.

Голова комісії:

Захаров Д.С.

Члени комісії:

Джабраїлов А.М.

Грибенюк С.М.

Круль Ю.М.

Каплін Р.Б.