

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ

Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені
академіка В. Лазаряна
Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія
будівництва та архітектури»

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

КЛЮЧНИК СЕРГІЙ ВЛАДИСЛАВОВИЧ

УДК [624.21.095:624.072.14]:625.1

ДИСЕРТАЦІЯ

**НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ
ПОВЕРХОВОГО СПОЛУЧЕННЯ МЕТАЛЕВИХ МОСТІВ**

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

С.В. Ключник



Науковий керівник: Марочка Віталій Владиславович, кандидат технічних наук,
доцент

Дніпро – 2018

АНОТАЦІЯ

Ключник С.В. Напружено-деформований стан балок проїзної частини поперхового сполучення металевих мостів. – Кваліфікаційна наукова праця на правах рукопису.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук(доктора філософії)за спеціальністю 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» (19 – Архітектура та будівництво) – Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту (ДНУЗТ) імені академіка В. Лазаряна; Державний вищий навчальний заклад «Придніпровська державна академія будівництва та архітектури» Міністерства освіти і науки України, Дніпро, 2018.

Дисертація присвячена теоретичному і експериментальному дослідженню роботи металевих балок проїзної частини металевих прогонових будов поперхового сполучення – для збільшення експлуатаційного ресурсу залізничних металевих мостів, що експлуатуються на залізницях України та збільшення вантажопідйомності металевих прогонових будов з низьким класом навантаження, запровадження нового конструктивного рішення сполучення вузлів балок проїзної частини поперхового типу, яке має виключно важливе значення для забезпечення необхідної пропускної спроможності залізниць та безпеки руху поїздів.

Мостові конструкції на залізничних коліях України працюють у жорсткому режимі під багатократно повторюваними динамічними навантаженнями, в умовах агресивного середовища, при недостатньому обслуговуванні, практично без ремонтно-відновлювальних робіт. В процесі багаторічної експлуатації матеріал прогонових споруд зазнає суттєвих впливів - від дії тимчасового навантаження та навколишнього середовища. Елементи споруд спрацьовуються, старіють і поступово втрачають закладені якості міцності. Вітчизняний та зарубіжний досвіди свідчать, що проблема

довговічності мостів є однією з головних проблем експлуатації штучних споруд.

На залізницях України на теперішній час майже 13% металевих прогонових будов вважаються дефектними, а біля 47% мають недостатній клас навантаження, особливої актуальності набуває питання визначення реального експлуатаційного ресурсу прогонових будов та визначення шляхів його збільшення. Нинішній стан економіки і залізничної галузі зокрема вже зараз не може в повній мірі забезпечити потреби, які все збільшуються на утримання штучних споруд.

Значний вплив на строк експлуатації прогонових будов має конструкція мостового полотна. У прогонових будовах зі наскрізними фермами з їздою верхом мостове полотно влаштовують на проїзній частині, яка складається з поперечних та поздовжніх балок. Саме експлуатаційний ресурс, надійність поздовжніх балок балочної клітки остаточно визначає експлуатаційний ресурс та вантажопідйомність всієї прогонової будови.

Коли умови проектування мостового переходу дозволяли, мости будували з їздою поверху і поверховою проїзною частиною. Маючи в своєму розпорядженні ферми нижче рівня проїзду, використовувалася можливість зменшити відстань між фермами, скоротити розміри поперечних балок, зв'язків, при цьому висота і довжина опор значно зменшувалася. Поверхове сполучення балок проїзної частини найбільш просте по конструкції. Воно застосовувалося в випадках, коли будівельна висота проїзної частини дозволяла встановити поздовжні балки на поперечні. Але внаслідок конструктивних недоліків такої конструкції утворюються чисельні дефекти.

Аналізуючи результати обстежень металевих прогонових будов мостів, що експлуатуються в Україні впливає, що у переважній більшості випадків клас прогонової будови, а отже і усього моста, зазвичай визначає клас балок проїзної частини, як найбільш дефектних елементів прогонової будови.

Метою дисертаційної роботи є уточнення причин та механізму передчасного зародження дефектів в елементах проїзної частини поверхового

сполучення прогонових будов залізничних мостів шляхом дослідження напружено-деформованого стану (НДС) балок проїзної частини металевих прогонових будов. Дослідження, спрямовані на подовження експлуатаційного ресурсу та збільшення вантажопідйомності металевих прогонових будов з низьким класом навантаження, запровадження нового конструктивного рішення сполучення вузлів балок проїзної частини поверхового типу, яке має виключно важливе значення для забезпечення необхідної пропускнув спроможності залізниць та безпеки руху поїздів.

В роботі використовуються реальні дані по роботі прогонових будов залізничного мосту з поверховим сполученням балок проїзної частини, отримані при натурних випробуваннях моста через річку Мокра Московка на 186 км лінії Кривий Ріг – Волноваха. Отримані детальні експериментальні закономірності НДС балок проїзної частини з поверховим розташуванням металевих будов моста свідчать про роботу поздовжньої балки в складному напружено деформованому стані. При цьому, напружений стан елементів поверхового прикріплення балок визначається діючими в цій зоні поперечною силою і згинальним моментом, викликаним фактично нерозрізними поздовжніми балками, а також особливостями роботи вузла обпирання поздовжніх балок на поперечні.

З метою поглиблення аналізу експериментальних даних конструкцій, що випробовувались, були проведені розрахунки випробуваної конструкції з вихідними даними, які повністю відповідають дослідній прогоновій будові. Для теоретичних досліджень взято прогонову будову з наскрізними фермами з їздою верхом, проектування «Проектстальконструкція» з розрахунковим прогоном $L_p=44,0$ м з поверховою проїзною частиною. Задана ферма обрана, як та, що має найбільшу кількість дефектів у вузлах обпирання поздовжньої балки на поперечну.

Обґрунтованість висновків та практичних рекомендацій підсилення вузла спирання поздовжньої балки поверхового сполучення на поперечну, що запропоновані в дисертаційній роботі, підтверджується теоретичними

дослідженнями з використанням ліцензійного розрахункового комплексу Selenia 4.1.1 (ліцензійний ключ 1802619725) за допомогою метода скінченних елементів і підтверджено задовільною збіжністю одержаних результатів чисельного аналізу та результатів натурних досліджень (різниця не перевищує 15 %). Одержані результати узгоджуються з даними раніше проведених досліджень.

За результатами розрахунків та комп'ютерного моделювання визначено, що основною причиною появи тріщин є конструктивна недосконалість вузлів спирання поздовжніх балок на поперечні прогонової будови з поперечною проїзною частиною, характерна для аналогічних конструкцій.

Основним фактором, що спричиняє появу дефектів, є момент у поперечній балці відносно осі поздовжньої балки, який за рахунок передачі зусиль на малу площу заклепочної з'єднання призводить до появи значних напружень у нижній полиці нижніх поясних кутиків поздовжніх балок. Такий прояв можливий при розладнанні заклепочної з'єднання і пов'язаний з залишковими деформаціями поясних кутиків у поздовжній та поперечній балці від циклічного навантаження.

Напружено-деформований стан поздовжніх та поперечних балок, що отримано при розрахунках просторової моделі виникає внаслідок спільної роботи балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм.

Доведено, що найбільші згинальні моменти в горизонтальній площині M_y виникають в крайніх поперечних балках П0 та П8, найбільші згинальні моменти в вертикальній площині M_z виникають в поперечних балках П1 та П7 (непарних вузлах ферми), де жорсткість вузла ферми підвищена за рахунок розкосів, що сходяться у цих вузлах. Крутні моменти в поперечних балках також збільшуються в залежності від відстані поперечної балки від осі прогонової будови.

На основі аналізу НДС балок виявлено, що саме проблема концентрації напружень, як і припускалось раніше, являється основною причиною появи дефектів у вузлах обпирання поздовжньої балки на поперечну при поперечному

розташуванні балок проїзної частини. Розрахована конструкція має недопустиме значення місцевих напружень. Головні напруження по нижній горизонтальній полиці кутиків поздовжньої балки мають місцеві напруження розтягнення в межах 202,5 – 210,0 МПа. Ці показники перевищують розрахункову міцність матеріалу, а по величині та характеру полів напружень ці концентрації напружень сприяють зародженню тріщин. По верхнім горизонтальним полицям кутиків поперечних балок під статичним навантаженням напруження досягають від 240 МПа до 300÷330 МПа, а характер отриманих полів напружень такого виду викликає виколювання горизонтальних полиць верхніх кутиків поперечних балок.

Перенапруження виявлено саме в тих місцях, де частіше всього виникають тріщини в кутиках поздовжньої балки та виколювання в поперечних балках.

Ще у 1967-1970 рр. питання дефектності балок проїзної частини поверхового типу стояло дуже гостро на повістці дня Міністерства шляхів сполучення (МШС). Протягом останніх декількох десятиків років дослідники та науковці пропонували різні способи вирішення проблеми дефектності проїзної частини поверхового сполучення. В роботі проаналізовані раніш запропоновані способи ремонту та підсилення елементів балок проїзної частини, виявлені їх недоліки та переваги та враховуючи цей досвід запропоноване нове рішення підсилення самого вузла спирання поздовжньої балки на поперечну поверхового сполучення.

Конструкцію вузла направлено на підсилення вузла спирання поздовжньої балки на поперечну, зменшення небажаних деформацій, усунення появи дефектів вузла та зменшення матеріальних затрат і витрат часу при ремонтних роботах.

Для забезпечення надійної та ефективної роботи запропонованого вузла проведено аналіз найвигідніших параметрів по кожному збірному елементу конструкції вузла окремо та при сумісній роботі усіх елементів разом.

Для визначення величини напружень НДС у балках із встановленими додатковими консольними листами і посилені сталевими кутиками проведені аналітичні дослідження запропонованого вузла з отриманими параметрами елементів. Якщо порівняти ці результати з попереднім випадком, коли підсилення відсутнє, то можна констатувати, що напруження в кутиках горизонтальних полиць поздовжньої балки з підсиленням зменшилось на 73 % до 54 МПа, а напруження по верхнім горизонтальним полицям кутиків поперечної балки з підсиленням зменшилось на 43÷48 % до 170 МПа.

Представлена конструкція на відміну від попередніх:

- не усуває включення в сумісну роботу поздовжніх балок;
- не протидіє виникненню крутного моменту у поперечній балці.

Головна мета даної конструкції – більш плавно передати зусилля з поперечної балки на поздовжню, суттєво збільшуючи площу їх взаємного обпирання.

Ключові слова: поздовжні балки, деформація, напруження, поперечні балки, металеві прогонові будови.

ABSTRACT

KLUCHNIK S.V. The stress-strain state of beams carriageway operation in steel spans steel bridges.– Qualifying scientific work as a manuscript.

Thesis for the degree of candidate of technical sciences in specialty 05.23.01 – Building constructions, buildings and structures (19 – Architecture and Construction) – Dnipropetrovs'k national university of railway transport named after academician V. Lazaryan; State Higher Educational Establishment «Prydniprov's'ka State Academy of Civil Engineering and Architecture» of Ministry of Education and Science of Ukraine, Dnipro, 2018.

Thesis deals with carriageway of storey combination of metal beams - to increase the operational resource of railroad metal bridges operating on the railways

of Ukraine and to increase the carrying capacity of low-load class metal spans, to introduce a new constructive solution for combining the nodes of the carriageway of the storey type, which is extremely important for providing the required throughput capacity and train traffic safety.

Bridge structures on the railways of Ukraine operate in hard mode under frequently repeated dynamic loads, in conditions of aggressive environment, with insufficient maintenance, with almost no repair and restoration works. In the course of long-term exploitation, the material of runways undergoes significant influences - from the action of the temporary load and the environment. Elements of structures become worn, aged and are gradually losing rated strength qualities. Domestic and foreign experience shows that the problem of longevity of bridges is one of the main problems of the use of artificial structures.

On the railways of Ukraine, provided that almost 13% of the metal runway structures are considered defective and about 47% have insufficient load class, the issue of determining the real operational resource of span structures and determining ways to increase it. In particular, the current state of the economy and the rail industry is no longer able to fully meet the needs that are increasing in the maintenance of artificial structures.

The construction of a bridge deck has a significant influence on the life of the span structures. In spans with upper-level riding trusses, the bridge deck is assembled on a carriageway that consists of transverse and longitudinal beams. It is the operational resource, the reliability of longitudinal beams of the carriageway finally determines the operational life and bearing capacity of the entire span structure.

When the conditions for designing the bridge allowed, the bridges were built with a ride on the upper level and a with a storey carriageway. Having trusses below the level of fare, it was possible to reduce the distance between the trusses, reduce the size of transverse beams, bonds, with the height and length of the supports significantly reduced. The storey combination of the beams of the carriageway is most simple in design. It was used in cases where the building height of the

carriageway allowed the installation of longitudinal beams on the transversal ones. But due to the structural defects of such a design numeral defects were formed.

Analyzing the results of surveys of metal spans of bridges operated in Ukraine, it follows that in most cases the class of the span, and therefore the entire bridge, is usually defined by the class of beams of the carriageway as the most defective elements of the span structure.

The purpose of the dissertation is to clarify the causes and mechanism of premature defects emergence in the elements of the carriageway of the storey interconnection of spans of railway bridges by studying the stress-strain state (SSS) of the beams of the carriageway of the metal span structures. Studies aimed at the continuation of the operation resource and the increase of the carrying capacity of the metal span structures with a low load class, the introduction of a new constructive solution for combining the beams of the carriageway of the storey type connection, which is extremely important for ensuring the necessary railway bearing capacity and train traffic safety.

In this work, actual data on the work of spans of the railway bridges with the storey combination of beams of the carriageway, obtained during field tests of the bridge over the Mokra Moskovka River on 186 km of the Kryvy Rih - Volnovaha line are used. The detailed experimental patterns of the SSS of the beams of the carriageway with the storey connection of the metal bridge show the work of the longitudinal beam in the complex stress-strain state. In this case, the stress state of the elements of the storey connection of beams is determined by the transverse force and bending moment in this zone, caused by virtually continuous longitudinal beams, as well as the peculiarities of the work of the node of the longitudinal beams lean on the transversal ones.

In order to deepen the analysis of experimental data of the tested structures, calculations of the tested design with the initial data, which fully correspond to the experimental span structure, were carried out. For theoretical research a span structure with through trusses with upper-level riding was taken, designed by "Proektstalkonstruksiya " with a calculated span $L_p = 44,0$ m with a storey

carriageway. The particular truss is selected as the one with the largest number of flaws in the support nodes of the longitudinal beams on the transversal ones.

The validity of the conclusions and practical recommendations of the reinforcement of the coupling node of the longitudinal beam on the transversal one, that were proposed in the dissertation is confirmed by theoretical studies using the Selena licensing computation complex using the finite element method and confirmed by the satisfactory convergence of the results of the numerical analysis and the results of field studies (the difference does not exceed 15%). The results obtained are in agreement with the data of previous studies.

According to the results of calculations and computer modeling, it is determined that the main cause of cracks is the structural imperfection of the nodes of the longitudinal beam supporting on the transverse in span structures with the storey carriageway, which is typical for similar structures.

The main factor that causes the appearance of defects is the moment in the transverse beam relative to the axis of the longitudinal beam, which, due to the transfer of stress to the small area of the rivet joint leads to significant stresses in the lower shelf of the lower waist corners of longitudinal beams. This manifestation is possible with the dislocation of the rivet joint and associated with residual deformations of the waist corners in the longitudinal and transverse beams from the cyclic loading.

The stress-strain state of longitudinal and transverse beams, obtained during calculations of the spatial model, arises as a result of the joint operation of the beams of the carriageway with the upper belts of the main trusses.

We prove that the largest bending moments in horizontal plane M_y occur in extreme transverse beams T0 and T8, the largest bending moments in the vertical plane M_z occur in extreme transverse beams T1 and T7, in odd nodes where the rigidity of truss nodes is increased by braces that converge at these nodes. The moment in the transverse beams also increases, depending on the distance of the transverse beam from the axis of the span structure.

On the basis of the analysis of SSS of beams it was found that the problem of stress concentration, as it was assumed earlier, is the main reason for the appearance of flaws in the nodes of the support of the longitudinal beams on the transverse with the storey connection of the beams of the carriageway. The calculated design has an unacceptable value for local stresses. Main stresses on the bottom horizontal shelf of corners of longitudinal beam have local stresses stretching within 202.5 - 210.0 MPa. These indicators exceed design strength of the material and by the size and nature of these stress fields these concentrations contribute to the emergence of cracks. On the upper horizontal shelf of corners of transverse beams the tension under static load reaches 240 MPa to 300 ÷ 330 MPa, and the nature of the stress fields of this type contributes to horizontal shelves puncturing the upper transverse beam corners.

Excessive stress is detected particularly in those places where cracks appear in the corners of the longitudinal beam and puncturing in the transverse beams are the most often.

As far back as 1967-1970, the issue of defects in the beams of the carriageway of the level type was very acute on the agenda of the Ministry of Transport. Over the past few decades, researchers and scientists have proposed different ways to address the problem of defective storey connection. The thesis analyzes previously proposed ways of repairing and reinforcing the elements of the beams of the carriageway, revealing their drawbacks and advantages, and taking into account this experience, the proposed new solution for strengthening the node of the longitudinal beam support to the transversal one in storey coupling.

The design of the node is aimed at strengthening the coupling node of the longitudinal beam to the transverse, reducing unwanted deformations, eliminating the appearance of flaws of the node and reducing the material costs and time costs during repair work.

To ensure reliable and efficient operation of the proposed node analysis of the most advantageous option for each prefabricated elements of nodes structure separately and in collaboration with all the elements was performed.

In order to determine the value of the stresses of the SSS in the beams with the installed additional cantilever sheets and reinforced with steel corners, analytical studies of the proposed node a with the obtained parameters of the elements were carried out. If we compare these results with the previous case, when there is no reinforcement, we can state that the stresses in the corners of the horizontal shelves of the longitudinal beam with reinforcement decreased by 73% to 54 MPa , and the stress on the upper horizontal shelves of the corners of the transverse beam with the reinforcement decreased by 43 ÷ 48% to 170 MPa.

The design, unlike the previous ones:

- does not eliminate inclusion of longitudinal beams in the joint work;
- does not counteract the occurrence of torque in the transverse beam.

The main purpose of this design is to move the stress more smoothly from transverse beam to the longitudinal, substantially increasing the area of their mutual support.

Key words: longitudinal beams, deformation, tension, transverse beams, metal spans.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

Наукові праці, в яких опубліковані основні наукові результати дисертації

1. Ключник С.В. Аварии пешеходных мостов /А.Л. Загора, С.В. Ключник// Зб. наук. праць в 2х томах «Дороги і мости»; т.1. – Київ, ДерждорНДІ: – 2007. – С. 170-173.

2. Ключник С.В. Результаты диагностики технического состояния и испытаний эксплуатируемого металлического разводного моста под совмещенную езду / В. П. Тарасенко, Б. В.Савчинский, В. И. Соломка, Б. Д.Сухоруков, М. К.Журбенко, С. В. Ключник // Вісник Дніпропетр. нац. універ. залізн. тр-ту ім. ак. В.Лазаряна. – вип.14.– Дніпропетровськ: – 2007. – С. 216-219.

3. Ключник С.В. Проблемы аварийности мостовых конструкций / В.А. Мирошник, С.В. Ключник, М.К. Журбенко (ДИИТ) // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Випуск 1. – Дніпропетровськ:– 2012. – С. 55-59.

4. Ключник С.В. Обзор вариантов подсиления та ремонту балок проїзної частини поперхового типу / С.В. Ключник, В.В. Марочка // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Випуск 5. – Дніпропетровськ:– 2014.– С. 35-40.

5. Патент 109806, Україна, МПК E01D 1/00, E01D 19/00, E01D 101/30 Вузол спирання поздовжньої балки на поперечну / В. В. Марочка, С. В. Ключник (Україна); заявник та патентовласник Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна № u 2016 01940 ; опубл. 12.09.2016,Бюл. №17.

6. S.V. Kluchnik. Stress-strain state of beam staged connection point of the railway bridge track-way. / S.V. Kluchnik // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту «Наука та прогрес транспорту». – № 3 (69). – Дніпро:– 2017.–С. 160-170. (Розміщення журналу в міжнародних наукометричних базах даних, репозитаріях та пошукових системах: Ulrichsweb™ Global Serials Directory, WorldCat, DOAJ, Google Scholar, Index Copernicus, OAJ1, "Україніка наукова"). ISSN 2307–3489 (Print), ISSN 2307–6666 (Online).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

7. Ключник С.В.Результаты диагностики технического состояния и испытаний эксплуатируемого металлического разводного моста под совмещенную езду. / В.П. Тарасенко, Б. В.Савчинский, В. И. Соломка, Б. Д.Сухоруков, М.К.Журбенко, С.В.Ключник // LXVI Международная научно-практическая конференция «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта»: сб. тезисов. – Днепропетровск:– 2006. – С. 269.

8. Ключник С.В.Опыт эксплуатации этажной проезжей части /С.В. Ключник, В.В. Марочка // 72 Международная научно-практическая

конференция «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта»: сб. тезисов. – Днепропетровск:–2012. –С. 158.

Зміст

ВСТУП.....	18
РОЗДІЛ 1. ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ І ФАКТОРИ, ЩО ВИЗНАЧАЮТЬ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИЙ РЕСУРС.....	24
1.1 Огляд сучасного стану залізничних мостів.....	24
1.2. Огляд аварійності мостів	28
1.3 Підвищення строку експлуатації металевих залізничних мостів.....	38
1.4 Підвищення вантажопідйомності металевих залізничних мостів.....	41
1.4.1. Сучасний стан металевих прогонових будов по вантажопідйомності .	41
1.4.2 Сучасний стан металевих прогонових будов з поверховою проїзною частиною та способи їх підсилення	43
1.5 Висновки з розділу 1.....	47
1.6 Список використаних джерел в розділі 1.....	48
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ТА ДОВГОВІЧНОСТІ МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З ПОВЕРХОВОЮ ПРОЇЗНОЮ ЧАСТИНОЮ	49
2.1 Загальна характеристика прогонових будов за проектами ПСК.....	49
2.1.1. Конструкція проїзної частини прогонових будов з їздою верхом	50
2.1.2 Основні причини появи тріщин та розладнань у вузлах поверхового обпирання поздовжніх балок на поперечні балки прогонових будов моста..	53
2.2 Особливості роботи балок проїзної частини прогонових будов з їздою верхом	55
2.3 Загальні положення розрахунку вантажопідйомності та основні розрахункові дані прогонових будов.....	57
2.3.1 Дослідження вантажопідйомності поздовжніх балок проїзної частини	61
2.3.2 Дослідження вантажопідйомності поперечних балок проїзної частини	62
2.3.3 Дослідження вантажопідйомності елементів головних ферм	64
2.4 Аналіз результатів дослідження вантажопідйомності прогонових будов та балок проїзної частини поверхового розташування.....	69
2.5 Дослідження довговічності металевих прогонових будов та балок проїзної частини поверхового розташування	71
2.6 Висновки до розділу 2	74

2.7 Список використаних джерел в розділі 2	74
РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З ЇЗДОЮ ВЕРХОМ.....	
3.1. Підготовка до експериментальних досліджень	76
3.2. Випробування прогонової будови	80
3.3. Обробка та аналіз результатів експерименту.....	83
3.4. Висновки розділу 3.	94
3.5 Список використаних джерел в розділі 3	94
РОЗДІЛ 4. АНАЛІТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ ПОВЕРХОВОГО СПОЛУЧЕННЯ.....	
4.1 Загальні відомості	95
4.2 Визначення зусиль від власної ваги та мостового полотна	98
4.3 Визначення напруженого стану балок від власної ваги та мостового полотна.....	106
4.3.1 Напружений стан поздовжніх балок.....	106
4.3.2 Напружений стан поперечних балок	110
4.4 Визначення зусиль в балках проїзної частини від статичного навантаження.....	114
4.5 Дослідження напружено деформованого стану вузла спирання поздовжніх балок на поперечні.....	127
4.6 Шляхи відновлення експлуатаційного ресурсу металоконструкцій прогонових будов залізничних мостів, що експлуатуються.....	133
4.7 Виявлення раціональних параметрів запропонованого вузла	135
4.8 Дослідження напружено деформованого стану запропонованого вузла спирання поздовжніх балок на поперечні.....	142
4.9 Висновки до розділу 4	144
4.10 Список використаних джерел в розділі 4.....	146
ВИСНОВКИ	147
Список використаних джерел	149
Додатки	167

Додаток А	167
1.1 Міцність за нормальними напруженнями	167
1.2 Міцність за дотичними напруженнями	168
1.3 За міцністю поясних заклепок.....	169
1.4 За нормальними напруженнями на витривалість.....	170
1.5 Оцінка загальної стійкості балки	172
Додаток Б.....	173
2.1 Міцність за нормальними напруженнями.....	173
2.2 Міцність за дотичними напруженнями	175
2.3 На міцність поясних заклепок.....	175
2.4 За нормальними напруженнями на витривалість.....	176
2.5 Оцінка загальної стійкості балки та місцевої стійкості поперечних балок	177
Додаток В Патент і акти впровадження	179
Додаток Д Список публікацій здобувача	185

ВСТУП

Актуальність теми. Актуальність роботи зумовлена нагальною потребою збільшення ресурсу залізничних металевих мостів, що експлуатуються на залізницях України. На залізничних мостах України встановлено 2,613 тис. металевих прогонових споруд загальною вагою більше 250 тис. т. На теперішній час на залізницях України експлуатується 1218 шт. дефектних і слабких штучних споруд, в тому числі 874 залізничних мостів, на яких експлуатується 990 дефектних штучних споруд, із них понад 30 штучних споруд з прогоновими будовами поверхового сполучення балок проїзної частини (~2%), 102 металеві прогонові будови мостів з низьким класом по навантаженню. Підвищення надійності мостів – одна з основних задач експлуатації колійної мережі, так як мости є найбільш відповідальними і складними елементами доріг. Фактично саме мости визначають пропускну спроможність колій. Дослідження, спрямовані на подовження експлуатаційного ресурсу та збільшення вантажопідйомності металевих прогонових будов з низьким класом навантаження, запровадження нового конструктивного рішення сполучення вузлів балок проїзної частини поверхового типу, яке має виключно важливе значення для забезпечення необхідної пропускну спроможності залізниць та безпеки руху поїздів. Ще у 1967-1970 рр. питання дефектності балок проїзної частини поверхового типу стояло дуже гостро в Міністерстві шляхів сполучення (МШС) і спеціальним наказом Дніпропетровського інституту інженерів транспорту (ДІІТ) було запропоновано та виконано науково-дослідну роботу на тему «И-41 Исследование работы этажно расположенных балок проезжей части железнодорожных мостов».

Виходячи з вищенаведеного, питання подовження експлуатаційного ресурсу та збільшення вантажопідйомності металевих прогонових будов з низьким класом навантаження за рахунок удосконалення конструкції сполучення вузлів балок проїзної частини з урахуванням напружено-деформованого стану, на вирішення яких спрямовані дослідження, є актуальними.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Основні дослідження експериментального, теоретичного та прикладного

характеру виконані згідно з тематикою науково-дослідницьких робіт, що виконувались Галузевою науково-дослідною лабораторією штучних споруд (ГНДЛ штучних споруд) Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені ак. В. Лазаряна: №279 «Обследование и испытание железнодорожного моста через р. Мокрая – Московка на 188 км линии Долгинцево – Волноваха Приднепровской железной дороги» [70]; №464 «Исследование работы этажной проезжей части моста через реку Мокрая Московка на 188 км линии Кривой Рог – Волноваха Приднепровской железной дороги» [71]; № 603 від 22.04.2004р «Визначення вантажопідйомності прогонових будов $l=55,0$ м на мосту через річку Південний Буг на 49 км лінії Вапнярка – Христинівка і розробка рекомендацій по підготовці мосту до швидкісного руху поїздів» [72]; № 604 по науково-дослідній роботі «Обстеження і випробування металеві прогонової будови з поверховою проїзною частиною моста 995 км лінії Шевченко – Помічна та розробка рекомендацій по підсиленню балок проїзної частини, в яких виникли і розвиваються тріщини» [73]; № 27/04 – СНЦ/8700504 від 24.01.05 р. «Обследование и оценка технического состояния металлического железнодорожного моста ч/р Прут на 1662 км линии Курчуган – Унгены» [74]; а також науково-дослідницьких робіт, що виконувались згідно з галузевим планом Державної адміністрації залізничного транспорту України за темами № 94/2011-Цтех-177/2011-ЦЮ від 30.09.2011р. «Проведення досліджень стану залізничних металевих мостів з двоповерховою проїзною частиною та шляхи їх реконструкції під сучасні вимоги» [75].

Дисертаційна робота відповідає положенням державної програми «Основні наукові напрями та найважливіші проблеми фундаментальних досліджень у галузі природничих, технічних і гуманітарних наук національних академій наук України на 2014–2018 роки» (складено за рішенням Ради президії академій наук України від 27.12.2013 на основі Основних наукових напрямів Національної академії наук України, затверджених постановою

Президії НАН України від 20.12.2013 № 179, з урахуванням пропозицій усіх національних галузевих академій наук України).

Мета роботи і задачі дослідження. Метою дисертаційної роботи є уточнення причин та механізму передчасного зародження дефектів в елементах проїзної частини поверхового сполучення прогонових будов залізничних мостів шляхом дослідження напружено-деформованого стану (НДС) балок проїзної частини металевих прогонових будов, удосконалення конструкції вузла сполучення металевих балок проїзної частини поверхового сполучення для збільшення вантажопідйомності та подовження експлуатаційного ресурсу металевих прогонових будов залізничних мостів.

Сформульована мета дисертаційної роботи обумовила необхідність розв'язання таких задач:

- провести дослідження причин зародження дефектів у металевих балках з поверховим розташуванням прогонових будов залізничних мостів;
- виявити причини низької вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів з їздою верхом та поверховою проїзною частиною;
- отримати закономірності напружено-деформованого стану (НДС) балок проїзної частини з поверховим розташуванням металевих прогонових будов для виявлення шляхів збільшення їх експлуатаційного ресурсу;
- експериментально та теоретично дослідити деформативність та напружуваний стан металевих балок проїзної частини з поверховим розташуванням при сумісній роботі балок з елементами ферм металевих прогонових будов;
- удосконалити конструкцію вузла спираючої балки проїзної частини з поверховим розташуванням, для підвищення експлуатаційного ресурсу металоконструкцій залізничних мостів, що перебувають у експлуатації;

— перевірити ефективність запропонованого вузла сполучення балок з поперковим розташуванням металевих прогонових будов залізничних мостів, щодо продовження їх експлуатаційного ресурсу.

Об'єкт дослідження – експлуатаційний ресурс балок проїзної частини залізничних металевих прогонових будов з поперковим розташуванням.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан балок проїзної частини з поперковим розташуванням металевих прогонових будов залізничних мостів.

Методи дослідження. Експериментальні дослідження виконані згідно з вимогами діючих норм із застосуванням традиційних методів вимірювання деформацій, методу електротензометрії. Теоретичні дослідження базуються на методі розрахунку металевих конструкцій за граничними станами та методі скінченних елементів.

Наукова новизна одержаних результатів:

1. Уточнено механізм утворення дефектів під час експлуатації балок проїзної частини з поперковим розташуванням металевих прогонових будов;
2. Отримані детальні експериментальні закономірності НДС балок проїзної частини з поперковим розташуванням металевих будов моста;
3. Дістало подальший розвиток експериментальні дослідження, де встановлено недостатню довговічність та вантажопідйомність металевих залізничних мостів з поперковим розташуванням балок проїзної частини, досліджено їх напружено-деформований стан, підтверджено надмірні напруження у характерних вузлах.
4. Вперше розроблено ефективну конструкцію підсилення вузла металевих прогонових будов з поперковим сполученням балок проїзної частини, виявлені закономірності НДС запропонованої конструкції.

Практичне значення одержаних результатів:

– розробка конструкції підсилення вузла спираючої поперечної металеві балки поперкового сполучення на поперечну;

- розробка моделі та визначення напружено-деформованого стану вузла спирання поздовжніх металевих балок на поперечні поверхового сполучення;
- розробка рекомендацій зниження концентрації напружень за допомогою конструктивних рішень вузла спирання поздовжніх металевих балок на поперечні поверхового сполучення.

Результати дисертаційної роботи у рамках договору № 94/2011-Цтех-177/2011-ЦЮ від 30.09.2011р. впроваджено в рекомендації для залізничних мостів, що експлуатуються, для удосконалення (посилення) вузла сполучення (спирання) поздовжніх балок з поперечними.

Розроблено нормативний документ Укрзалізниці: «СТП «Інженерні споруди. Мости залізничні та труби. Правила обстеження і випробування» (державний реєстраційний №0118U004508).

Особистий внесок здобувача. Наведені в дисертаційній роботі результати досліджень, експериментальні дані, нова модель напружено-деформованого стану вузла спирання поздовжніх балок на поперечні поверхового сполучення, отримані здобувачем самостійно. У спільних публікаціях автором оброблені, проаналізовані та узагальнені їх результати, розроблено конструкцію та розрахунок вузла сполучення поздовжніх балок з поперечними прогонових будов залізничних мостів поверхового спирання, виконане порівняння результатів розрахунків з експериментальними даними, складені висновки з проведених досліджень. Особистий внесок здобувача в роботах, які опубліковані у співавторстві: [36, 60] – дослідження та аналіз аварійності мостів; [47] – порівняльний аналіз існуючих варіантів підсилення та ремонту балок проїзної частини поверхового типу металевих прогонових будов залізничних мостів; [71÷74] – проведення досліджень стану залізничних металевих мостів з двоповерховою проїзною частиною та шляхи їх реконструкції під сучасні вимоги; [75] – рекомендації та конструктивні рішення щодо можливості ремонту та подовження терміну служби прогонових будов з двоповерховою проїзною частиною, - розробка розрахункової моделі напружено-деформованого стану металевієї прогонової будови, - дослідження та впровадження нової конструкції вузла спирання поздовжніх

балок на поперечні поперехового сполучення; [109, 111] – обстеження та випробування прогонових будов залізничних мостів виконувались за безпосередньою участю здобувача; [149] – проведення досліджень напружено-деформованого стану прогонових будов з їздою верхом та вузла спирання поздовжніх балок на поперечні поперехового сполучення. Всі експерименти, зазначені в роботі та публікаціях, виконані за безпосередньої участі здобувача.

Апробація результатів дисертації. Результати наукових досліджень, викладені в дисертації, доповідалися на LXVI Міжнародній науково-практичній конференції «Проблеми и перспективы развития железнодорожного транспорта» (Дніпропетровськ, 2006), на Міжнародній науково-практичній конференції «Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій» (Івано-Франківськ, 2009 р); на 72-й, 73-й Міжнародних науково-практичних конференціях «Проблеми та перспективы розвитку залізничного транспорту» (Дніпропетровськ, 2012, 2014), на V-й Міжнародній науково-практичній конференції Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика (Дніпропетровськ, 2016).

У повному обсязі дисертаційна робота доповідалася на міжкафедральному науковому семінарі з будівельних конструкцій ДНУЗТ ім. академіка В. Лазаряна (2018 р.), а також на розширеному науковому семінарі кафедри металевих, дерев'яних і пластмасових конструкцій та кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій ДВНЗ «ПДАБА» (2018 р.).

Публікації. Результати дисертації опубліковано в 8 наукових працях, з них 5 у фахових виданнях, у тому числі 1 публікація у фаховому наукометричному виданні, 2 – у матеріалах і тезах доповідей наукових конференцій, 1 – патент України на корисну модель.

Структура та обсяг дисертації. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів, висновків, списку використаних джерел і додатків. Повний обсяг роботи становить 186 сторінок, з них основний текст на 115 сторінках, список використаних джерел із 151 найменувань на 17 сторінках. Дисертація містить 82 рисунки, 31 таблицю та 4 додатки на 19 сторінках.

РОЗДІЛ 1.ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ І ФАКТОРИ, ЩО ВИЗНАЧАЮТЬ ЇХ ЕКСПЛУАТАЦІЙНИЙ РЕСУРС

1.1 Огляд сучасного стану залізничних мостів

На залізницях України загальною протяжністю 23000 км експлуатується близько 20 тисяч штучних споруд сумарною довжиною 620,3 км. Зокрема, експлуатуються 7866 залізничних моста, з них позакласних – 34 шт.; великих – 270 шт.; залізничних середніх та малих мостів – 7 126 шт. (тимчасових – 86 шт.) та 289 пішохідних мостів; 10,9 тис. водопропускних труб. Частка залізничних транспортних перевезень в загальному вантажообігу держави складає 87% [52], що потребує безпечної працездатності об'єктів транспортних магістралей залізниць. На залізничних мостах України встановлено 2,613 тис. металевих прогонових споруд загальною масою більше 250 тис. т. Підвищення надійності мостів - одна з основних задач експлуатації колійної мережі, так як мости є найбільш відповідальними і складними елементами доріг. Фактично саме мости визначають пропускну спроможність колій [100]. Разом з тим, мости - капіталомісткі об'єкти будівництва, реконструкції та ремонту, тому необхідно, щоб економічний ефект їх використання був найбільшим. Недостатньо мости побудувати. Щоб забезпечити оптимальну довговічність мостів, необхідно проводити значний і складний комплекс робіт по їх експлуатації.

На теперішній час на залізницях України експлуатується 1218 шт. дефектних і слабких штучних споруд. Із них 72 - прогонові будови з трофейних металевих балок типу Пейне, Шнейдера, 102металеві прогонові будови мостів з низьким класом по навантаженню [52], що вимагають систематичних спостережень та заміни або реконструкції в плановому порядку.

Через дефектність інженерних споруд на залізницях діє 158 попереджень про обмеження швидкості руху поїздів протяжністю 119,3 км. Із загальної кількості попереджень 130 - протяжністю 111,3 км - включені до графіку по

швидкостях, з них 34 попередження з обмеженням швидкості до 25 км/год та 1 попередження - до 15 км/год [52].

Територією України проходять найкоротші шляхи з Європи до Закавказзя, Центральної Азії, Ірану, Афганістану; з Польщі, Скандинавії, країн Балтії, Білорусі та Росії в порти Азово-Чорноморського басейну.

З дев'яти транспортних коридорів, затверджених на другій Пан'європейській конференції (о. Крит, 1994 г.), три проходять по території України (№№ III, V, IX) [99, 140].

Інфраструктура практично всіх коридорів може забезпечити пропуск прогнозованих вантажопотоків. Технічні можливості українських ділянок Міжнародних транспортних коридорів (МТК) за основними показниками відповідають вимогам до коридорів (за кількістю головних шляхів, електрифікації) або перевищують їх (по навантаженню на вісь, довжині приймально-відправних колій, кількості вагонів у поїзді, ваговій нормі).

Але технічний стан мостів України в цілому викликає стурбованість фахівців. Для забезпечення їх подальшого нормального функціонування потрібне вкладення великих коштів на створення сучасної системи експлуатації транспортних споруд, реконструкцію і ремонт мостів. Світова практика показує, що в умовах правильного утримання залізобетонні прогонові будови можуть служити до 120 років, а без нагляду термін служби скорочується до 20 років. Слід підкреслити, що виходячи з терміну нормального функціонування залізобетонного моста 70 років, в Україні на зміну існуючим спорудам необхідно щодня вводити в експлуатацію 7-8 км мостів. Сьогоднішні тенденції будівництва складають 4,5 км за рік (з урахуванням реконструкції) і при цьому не вирішується проблема утримання існуючих мостів в належному стані.

За останнє десятиліття різко погіршилось фінансування робіт на експлуатацію мостів. У 1994-2000р.р. на експлуатацію 1 моста в середньому витрачалося на рік 7,0-8,0 тис. грн. (Це ~ 1,6 тис. \$ США), в тому числі на утримання витрачалося 1,9-0,7 тис. грн. (0,35-0,13 тис. \$ США), для порівняння

на експлуатацію моста в Нью-Йорку в середньому витрачається 472- 531 тис. \$ США на 1 міст на рік [99].

Розвиток мостового господарства відбувався пропорційно розвитку залізниць, мережа яких була в основному сформована у кінці XIX – на початку XX століття. У цей час велося активне будівництво штучних споруд, зокрема було збудовано 3823 моста, які, переживши численні реконструкції і ремонти, служать до теперішнього часу. Друга численна група споруд – це близько 1 550 мостів, що збудовані у період відбудови країни після Другої світової війни – з 1946 по 1962 роки. Ці споруди розраховувались з метою економії матеріалів з використанням полегшених розрахункових норм навантаження, які не відповідають сучасним вимогам.

Враховуючи, що на сучасному етапі свого розвитку Україна має економіку, яка орієнтована на сировинний експорт, обсяг перевезень збільшується кожний рік. У зв'язку з цим залізничний транспорт є основою транспортної системи України і суттєво впливає на конкурентоспроможність вітчизняної економіки. На залізничний транспорт припадає 82,8% вантажообігу країни (без урахування трубопровідного транспорту). Залізниці України із загальною експлуатаційною довжиною колії майже 23 тис. км посідають одинадцяте місце у світі та четверте в Європі. Вантажонапруженість вітчизняних залізниць у 3-5 разів перевищує відповідний показник розвинених європейських країн[3].

За таких умов транзитний потенціал країни повинен не тільки номінально визначати її місце в системі міжнародних зв'язків, а стати головним фактором реалізації, нарощування та розвитку всіх пов'язаних із ним галузей національної економіки, і в першу чергу транспорту та промисловості.

Історично склалося так, що головну частину вантажопотоку через територію нашої держави формують саме транзитні перевезення (табл. 1.1). І не випадково, адже пропускні здатності вітчизняної транспортної системи дозволяють щодоби обслуговувати близько 2,2 млн. т вантажів.

Вантажообіг імпорتنих перевезень у 2016 році прогнозується на рівні 19,922 млрд. тонно-кілометрів, що на 3% більше плану 2015 року та більше очікуваного рівня 2015 року на 1,4%. В імпортній структурі перевезень будуть традиційно переважати вугілля, нафтопродукти і руда [143].

Таблиця 1.1 – Динаміка зовнішньоекономічних транзитних вантажопотоків через територію України

Рік	Обсяг транзиту (тис. т)	Рік	Обсяг транзиту (тис. т)
2000	184 000,5	2007	386 956,6
2001	183 633,5	2008	325 423
2002	181 608	2009	178 134,1
2003	218 964	2010	152 353,8
2004	185 629,8	2011	151 242,98
2005	205 565,2	2012	124 893,91
2006	222 948,1	2013	120126,59

Вантажообіг експортних перевезень заплановано на рівні 88,861 млн. тонно-кілометрів, що на 0,4% менше плану 2015 року, але більше очікуваного рівня 2015 року на 2%. Основними вантажами в структурі залишаться руда, зернові вантажі, чорні метали.

Внутрішні перевезення прогноуються на рівні 61,987 млрд. тонно-кілометрів, що на 10,6% більше плану 2015 року та більше очікуваного рівня 2015 року на 1,9% [143].

Обсяги перевезення вантажів територією України, будівництво нових транспортних магістралей, зростаючі транспортні потоки вимагають відповідної технічної експертизи та періодичної оцінки стану об'єктів транспортних магістралей, які підлягають тривалій експлуатації, зокрема таких як залізничні та автодорожні мости, щодо їх надійності та довговічності в конкретних умовах експлуатації.

Станом на початок 2016 р. майже 5 тис. прогонових споруд мають строк служби 50 і більше років. З об'єктивних причин цей показник має тенденцію до збільшення, що вимагає, окрім збільшення коштів на їх поточне утримання та капітальний ремонт, впровадження надійної системи діагностики з використанням найсучаснішого устаткування та новітніх технологій. У практиці експлуатації мостів з цього приводу виникає необхідність розв'язання задач із встановлення режимів подальшої експлуатації мостових споруд, які мають дефекти, що впливають на міцність, довговічність споруди та безпеку руху поїздів. На залізницях діє прийнята в 2011 р. Галузева програма підвищення експлуатаційної надійності та довговічності інженерних споруд залізниць України на 2011–2020 роки. На стадії зведення конструктивних елементів зазвичай здійснюються усунення дефектів, допущених в ході будівництва, і лікування тріщин. На стадії експлуатації проводять різні види ремонтів, в т. ч. ремонти, пов'язані з відновленням і збільшенням несучої здатності окремих конструкцій або споруди в цілому. У всіх випадках ремонт повинен бути виконаний якісно, гарантувати встановлену довговічність і тривалість міжремонтних термінів.

1.2. Огляд аварійності мостів

На фоні зростання вантажонапруженості залізниць інколи трапляються аварії різного рівня та транспортні події. Протягом 12 місяців 2015 року в структурі ПАТ «Укрзалізниця» допущено 602 транспортні події (інциденти, у т. ч. 27 серйозних) проти 673 транспортних подій (інцидентів, із яких 19 серйозних) за аналогічний період 2014 року. Загальну кількість транспортних подій у 2015 році зменшено на 71 випадок проти рівня 2014 року, при цьому допущено збільшення кількості серйозних інцидентів на 8 випадків [64].

До причин залізничних транспортних подій можна віднести:

- недосконалість, недостатня надійність рухомого складу;

- технічні — конструктивні недоліки об'єктів інфраструктури залізничного транспорту;
- неякісне розроблення проектної документації на будівництво, реконструкцію рухомого складу та об'єктів інфраструктури залізничного транспорту;
- неякісне виконання ремонтних та будівельних робіт;
- недосконалість технологічного процесу будівництва, його невідповідність вимогам безпеки руху;
- незадовільний технічний стан рухомого складу та об'єктів інфраструктури залізничного транспорту тощо.

Вихід з ладу металевих конструкцій мостів найчастіше пов'язано з утомою матеріалу під впливом змінюваного в часі експлуатаційного навантаження. Накопичення втомних пошкоджень в зонах концентрації напружень, призводить до появи і розвитку тріщин, які, досягаючи критичних розмірів, спричиняють вихід з ладу окремих елементів, а подекуди й катастрофічне руйнування всієї конструкції. Тому оцінка здатності матеріалу в конструкції чинити опір розвитку втомних пошкоджень має ключове значення для прогнозування експлуатаційної надійності та довговічності мостів. Особливо важлива така оцінка для вже споруджених мостів, які експлуатуються тривалий час, адже в цьому випадку визначення працездатності конструкції саме й полягає у виявленні вже існуючих в ній дефектів (насамперед тріщин) і у з'ясуванні реальної загрози розвитку цих пошкоджень до небезпечних розмірів [51, 52]. Від своєчасного усунення цих пошкоджень у початковій стадії їхнього розвитку залежить надійність і безвідмовність роботи штучних споруд [12, 83, 92, 93, 122].

Нинішній стан економіки і залізничної галузі зокрема вже зараз не може в повній мірі забезпечити потреби, які все збільшуються на утримання штучних споруд. З кожним роком мости і труби стають на рік старіше, їх стан

погіршується а, отже, фінансові потреби на утримання мостових споруд зростають і будуть зростати інтенсивніше, досягнувши в якийсь момент критичного значення. Критичним значенням вважатимемо момент, коли ніякі засоби не можуть реанімувати дряхлі штучні споруди до працездатного стану [100].

В одній з перших публікацій, датованій 1894 року E. Elskes [136] проаналізував 42 аварії металевих мостів в період з 1852 до 1893рр. Причинами руйнування мостів тих часів були:

- проблеми фундаментів;
- помилки при монтажі;
- обвалення при випробуваннях;
- недостатня несуча здатність прогонових будов.

Робота з аналізу причин аварій мостів ведеться в розвинених країнах світу понад 180 років. Її результати показують, що причини аварій можна об'єднати в три групи:

1. Приблизно 60% аварій відбувалися внаслідок катастрофічних природних впливів: землетруси, зсуви, карстові провали, селі, паводки, льодоходи, статичні і пульсаційні повітряні потоки та інші.

2. Близько 30% аварій обумовлені дефектами проектування та будівництва.

3. Порядку 10% аварій є результатами незадовільної експлуатації, в тому числі пропуском наднормативних навантажень [60].

У 1921 році F. Emperger опублікував розділ про аварії, де він підкреслив значення статистичного обліку будівельних аварій і зазначив: «Вона (статистика) внесе значний вклад в наукове розуміння причин аварій» [137].

Книга E. Stamma 1952 року розглядається в якості однієї з класичних робіт по обрушенню залізних і сталевих мостів [135]. Stamm розглянув 42 нещасних

випадки, зареєстрованих до 1893 року в книзі Elske [136] разом з кресленнями, та додані біля 100 прикладів аварій від 1891 до 1950 року.

З великої різноманітності ознак якості надійності, до найбільш важливих і істотних стосовно металевих конструкцій слід віднести безвідмовність, розрахункову довговічність, безпеку і ремонтпридатність [60, 91, 92].

Причини аварій обумовлені завжди декількома несприятливими факторами, але головний з них пов'язаний з недосконалістю норм проектування і виконання будівельних робіт.

В роботі [34] виконаний аналіз причин руйнування 143 мостів за період з 1847 по 1975 рр. При цьому життєві цикли мостів до руйнування розбиті на наступні терміни: в процесі будівництва, до двох років після завершення будівництва і після двох років експлуатації.

Причини і кількість зруйнованих мостів зведені в таблицю 1.2

Таблиця 1.2 – Аналіз причин руйнування мостів

№ п/п	Причини аварій	Термін аварії			Кількість шт., (%)
		В процесі будівництва	До двох років експлуатації	Після двох років експлуатації	
1	Порушення технології спорудження	12			12 (8,4)
2	Невідповідність матеріалів проекту	5			5 (3,5)
3	Неякісні матеріали	3	3	16	22 (15,4)
4	Вітровий вплив	1	2	1	4 (2,8)
5	Землетрус			11	11 (7,8)
6	Повені	1	2	67	70 (49)
7	Втома матеріалу			4	4 (2,8)
8	Корозія			1	1 (0,7)
9	Перевантаження конструкцій	1		13	14 (9,6)
10	Всього	23	7	113	143 (100)

Металеві конструкції перебувають дещо в гіршому становищі, ніж інженерні конструкції, виконані з інших матеріалів. Високі розрахункові опори і обумовлені ними легкість і ажурність металевих конструкцій можуть привести

до того, що недостатній опір тільки одного конструктивного елемента (затяжка в арках і рамах, ванти в вантових конструкціях) викликає аварію всієї конструкції. У будівельній практиці відомі такі приклади, коли причиною аварій кам'яних, бетонних, дерев'яних та інших конструкцій були дефекти металевих елементів, що входять в загальний конструктивний комплекс. При дослідженні аварій конструкцій, їх окремих елементів або цілих споруд завжди має місце збіг низки несприятливих чинників. Іноді буває важко правильно встановити причину аварій і відокремити її від наслідку, а це відіграє важливу роль не тільки для розслідування причин катастрофи, але і для їх профілактики в майбутньому. Без перебільшення можна сказати, що майже при кожному випадку аварії спостерігаються втрати стійкості окремими елементами конструкції, не кажучи вже про те, що з найпоширеніших причин аварій є втрата стійкості елемента конструкції або споруди в цілому. Недоліки, допущені при проектуванні, взаємодіють з помилками при монтажі, неправильною експлуатацією, і все це зазвичай призводить до аварії [60].

Imhof створив одну з найбільших баз даних руйнування мостів(частина його докторської дисертації Imhof2004)[144]. Вона містить 347 випадків у період між 1813 і 2004рр. і включає в себе автодорожні, а також залізничні і пішохідні мости. Статистичні дані в базі даних свідчать, що найбільш небезпечні природні явища, взаємодія суден зі штучними спорудами. Також вплив транспортних засобів робить значний внесок у факти обвалів. Список стихійних лих очолюють повені, селі і землетруси. Ця база даних в даний час оновлена шляхом включення останніх інцидентів починаючи з 2004 року.

Розподіл причин відмов по даним руйнування мостів Imhof показано на рисунку1.1.

Найбільш важливими факторами, які сприяють руйнуванню: помилки проектування (22%),(наприклад конструкція сполучення поздовжніх і поперечних балок проїзної частини з поперечним розташуванням); недостатні знання (22%) і стихійні лиха (21%); трохи менша доля припадає на нещасні випадки (14%), помилки будівництва (13%) та перенавантаження (5%) [144].



Рисунок 1.1 – Розподіл причин відмов по даним руйнування мостів

Цікаве спостереження полягає в тому, що недостатні знання виявляються первісною причиною виходу з ладу саме металевих мостів, в порівнянні з причинами аварій споруд із інших матеріалів усієї бази даних відмов мостів. Це може бути пов'язано з тим, що технологія виробництва матеріалу та самих прогонових будов для металевих мостів часто удосконалювалась ривками. Як правило, це пов'язано з прогресом у виробництві заліза чи сталі або способу з'єднання металевих конструкцій. Природні небезпеки і помилки проектування знаходяться у верхній частині списку для обох баз даних, хоча перша причина має трохи менший вплив для металевих мостів. Перенавантаження має незначний вплив на металеві мости по статистичним даним всієї бази аварій мостів Imhof. Також цікаво відзначити, що тільки 3% руйнувань з 87%, викликане проблемами корозії, яка також, відповідно до результатів отриманих даних Imhof, може частково впливати на ці спостереження. Іншими словами, погіршення стану викликане корозією, найчастіше, можливо виправити перш ніж вона досягла такого рівня, при якому корозія є основною причиною обвалу.

Аналіз причин руйнування мостів держав СНГ за останні роки (проаналізовано 68 аварій [141]) виділяє основні показники:

1. Повне руйнування або провали в мостовому полотні старих мостів, причина – зниження вантажопідйомності через відсутність належного утримання. Може впасти як від власної ваги (15 випадків), так і після проїзду великовантажного транспорту (8 випадків) – 33,8%;

2. Нерозрахований паводок або прорахунки в гідрології та геології – 14 випадків (20,6%), що характерно для гірських районів і великих річок;

3. В'їзд важких вантажівок в опори або рух самоскидів з піднятим кузовом (страждають в основному пішохідні мости) - 9 випадків(13,2%);

4. Порушення технології виробництва робіт або взагалі порушення проекту виконання робіт (ПВР) - 8 випадків (11,8%);

5. Перевищення проектної вантажопідйомності старих мостів і помилки проектування нових - по 4 випадки (5,9%). Але якщо за помилки проектування вважати "змиті" мости (неправильне гідрологічне обґрунтування), то помилки переміщуються на друге місце з результатом 18 випадків (26,5%) [141].

Таким чином, досвід аварій мостів наводить на висновок, що якщо не враховувати природні явища, на які не впливає людина, то фактори втрати стійкості окремими елементами конструкції та втома матеріалів вивчені не досить остаточно. Втомні властивості слід досліджувати, для винесення уроків, які допоможуть в усуненні причин, що їх спричинили.

У вітчизняних нормах розрахунку мостів[19, 25÷27] втомні властивості матеріалів та зварних з'єднань враховують недостатньо. Зарубіжні рекомендації з цього питання, зокрема в рекомендаціях, розроблених Американською асоціацією державної служби магістралей і транспорту (American Association of State Highway and Transportation Officials — AASHTO), введені певні обмеження на допустимі циклічні навантаження відповідно до товщини та геометрії окремих вузлів. Досвід використання такого підходу показав, що він забезпечує необхідну для інженерної практики точність розрахунку при достатньо великих напруженнях і малій кількості циклів навантаження. Проте в ділянці багатоциклового навантаження (біля порогу втоми), що більше відповідає умовам навантаження мостів, такий розрахунок може призводити

до значних похибок. Крім цього, він більше підходить для проектування нових мостів, ніж для оцінки ступеня деградації конструкцій, які вже довгий час експлуатуються.

Значно ширші можливості для розрахунку втомної міцності та довговічності конструкцій відкривають сучасні підходи механіки руйнування [7, 62]. Такі розрахунки в поєднанні з періодичним контролем конструкцій на дефектність за допомогою неруйнівних методів є практично ідеальним інструментом для оцінки працездатності металевих мостів після їх довготривалої експлуатації з урахуванням дефектів, які існують (чи можуть існувати) в матеріалі.

Застосування механіки втомного руйнування до розрахунку автомобільних та залізничних мостів має певні специфічні особливості. Пов'язані вони в основному з випадковим характером зовнішніх впливів, насамперед експлуатаційних навантажень та факторів, які визначають кінетику втомного руйнування і гранично-рівноважний стан конструкції. Така ситуація характерна взагалі для будівельних конструкцій. Тому при їх розрахунку перевагу слід надавати не детерміністичним, а імовірнісним підходам, які дають можливість не лише виявити умови, які відповідають небезпечному з погляду міцності стану конструкції, але й оцінити реальний ризик виникнення таких умов [41, 4269, 76]. Стосовно мостів цей аспект проблеми тим більше важливий, оскільки сучасні вимоги до їх працездатності орієнтовані на імовірнісні показники — міст вважається придатним до експлуатації, якщо ймовірність його руйнування не перевищує заданої допустимої величини [24÷27, 29, 89].

Вимога економії матеріалів є однією з основних особливостей сучасного етапу в розвитку всього суспільства і в розвитку будівельного виробництва сталевих конструкцій. Виконання цієї вимоги можливо лише при повному і правильному врахуванні роботи конструкції та матеріалу, з якого вона виготовлена.

Останнім часом у всьому світі в теорії розрахунку сталевих конструкцій дедалі ширшим стає перехід від пружного розрахунку до розрахунку з

урахуванням пластичних властивостей матеріалу. Разом з тим сучасний стан вимог нормативних документів ще не в повній мірі відображає дійсну роботу як самої конструкції, так і її матеріалу. Здебільшого конструкції проектують на основі пружних розрахунків, коли граничний стан характеризується досягненням межі текучості в найбільш напружених волокнах перерізу. Однак відомо [138], що текучість матеріалу в найбільш напружених волокнах не є граничним станом, так як несуча здатність конструкції часто ще далеко не вичерпана. Тому необхідно використовувати пластичність сталі при проектуванні сталевих конструкцій, оскільки це призводить у більшості випадків до економії матеріалу.

Вимога економії матеріалу і часткове використання пластичних властивостей сталі знайшли своє відображення в сучасних нормах з проектування сталевих конструкцій [24÷27, 29, 89]. Згідно з вимогами цих норм недонапруження в перетинах елемента не повинно перевищувати 5%. Однак, кручення стрижнів і додаткові нормальні і дотичні напруження, які виникають внаслідок цього, незважаючи на їхню значимість, ніяк не регламентуються. А саме металеві конструкції найбільше чутливі до впливу зовнішнього навантаження, так як поперечний переріз елементів має мінімальні запаси міцності, бо вони дуже близькі до розрахункових навантажень. Інколи достатньо пошкодження одного елемента щоб цілком стійка конструкція миттєво перетворилась в змінну [36].

Для практичних розрахунків на сьогоднішній день єдиною нормативною характеристикою надійності конструкцій при оцінюванні міцності є коефіцієнти, які використовують у чинних нормах [19, 24, 76]: за матеріалами γ_m , за навантаженням γ_t , за призначенням γ_n , умов роботи γ_c . Зазначені коефіцієнти можуть бути зведені до повного коефіцієнта надійності γ .

Поєднання методів механіки руйнування з імовірнісними підходами для оцінки ризику руйнування — імовірнісна механіка втомного руйнування, — тепер активно розвивається і застосовується в інженерній практиці. На її основі проводять проектні розрахунки на міцність, визначають допустимі розміри

дефектів і розраховують оптимальні режими дефектоскопічного контролю найбільш відповідальних елементів конструкцій в авіації та ракетобудуванні, енергетиці та інших галузях. Дуже ефективним виявився цей підхід і при визначенні надійності металевих мостів. Зараз його вважають найбільш ефективним методом з'ясування працездатності конструкцій після довготривалої експлуатації, включаючи і конструкції, які вже відпрацювали початковий (проектний) ресурс.

Наразі ж в Україні розпочато процес переходу до європейських стандартів проектування будівельних конструкцій. Головним керівним документом у сфері проектування споруд на території Європейського Союзу на сьогоднішній день є Єврокоди, які в комплексі визначають всі основні етапи проектування споруд різного призначення. Нормативним документом, який визначає розрахункові моделі та навантаження на мости наразі є ДСТУ-НБ EN 1991-2:2010 «Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости».

Оцінка втоми взагалі та перевірка рівня напружень, здійснюється згідно з EN 1992, EN 1993 і EN 1994. [76].

Оцінку втоми слід здійснювати на підставі змішування режимів руху, "стандартний рух", "рух з навантаженням 250 кН на вісь" або "легкий змішаний рух" залежно від того, чи змішувався стандарт руху перевезень, в основному рух важкого вантажу або легкий рух. Динамічний фактор враховує динамічне збільшення напружень і коливань конструкції, проте не враховує явище резонансу. Квазістатичні методи, які виходять зі статички і збільшують результати множенням на динамічний коефіцієнт, не можуть передбачувати резонансні явища, що виникають при високошвидкісному русі. Тут для передбачення динамічних явищ і резонансу потрібні динамічні методи розрахунку, які враховують залежність навантаження від часу в рамках високошвидкісної розрахункової моделі (HSLM), тобто шляхом розв'язання рівнянь руху[76].

Ймовірнісний підхід на початкових етапах розвитку теорії ймовірностей застосовували переважно в ситуаціях, коли можна було стверджувати про повторюваність подій. У технічних та фізичних застосуваннях ймовірність практично ототожнювалася з частотою.

Як показали фундаментальні дослідження [29], ймовірності можна дати інтерпретацію, яка відмінна від статистичної. Уточнення результату прогнозування залишкового ресурсу конструкції може бути забезпечене використанням імовірнісного розрахунку конструкції (міцності, стійкості). Імовірнісний розрахунок дозволяє врахувати фактичні значення параметрів конструкцій та їх мінливість, отримані при виконанні обстеження. Отже, застосування норм Єврокодів це можливий шлях до вирішення питання узаконення ймовірнісного підходу.

1.3 Підвищення строку експлуатації металевих залізничних мостів

Штучні споруди, які експлуатуються, відрізняються вкрай великою різноманітністю. Різноманітність цих споруд у великій мірі пов'язана і з різним терміном їх служби. Поряд з новими експлуатуються споруди, побудовані ще при прокладанні перших залізниць понад 100 років тому. Старі споруди неодноразово ремонтували, підсилювали і перевлаштовували, пристосовуючи їх до мінливих умов у міру розвитку транспорту. З триваючим будівництвом доріг і других колій, заміною старих споруд новими збільшується кількість споруд сучасних конструкцій [49].

Споруди, побудовані в минулому, зводили за діючими на той час розрахунковими нормами, прийомами конструювання і способам виготовлення, які згодом змінювалися. Звідси широка різноманітність конструкцій, велика різниця в вантажопідйомності та стані споруд, зведених протягом такого тривалого періоду при неухильному прогресі техніки, включаючи мостобудування.

Мостові конструкції працюють у жорсткому режимі під багатократно повторюваними динамічними навантаженнями, в умовах агресивного

середовища, при недостатньому обслуговуванні, практично без ремонтно-відновлювальних робіт. В процесі багаторічної експлуатації матеріал прогонових споруд зазнає суттєвих впливів - від дії тимчасового навантаження та навколишнього середовища. Елементи споруд спрацьовуються, старіють і поступово втрачають закладені якості міцності. Вітчизняний та зарубіжний досвіди свідчать, що проблема довговічності мостів є однією з головних проблем експлуатації штучних споруд.

Перспективним методом оцінки надійності та прогнозування ресурсу конструкцій і споруджень є група методів механіки руйнування разом з інтегральними методами, яка вимагає знання:

- координат розташування дефекту, його форми і розмірів;
- напруженого стану в області дефекту;
- механічних властивостей матеріалу в області розташування дефекту.

На залізницях України на теперішній час майже 13% металевих прогонових будов вважаються дефектними, а біля 47% мають недостатній клас навантаження, особливої актуальності набуває питання визначення реального експлуатаційного ресурсу прогонових будов та визначення шляхів його збільшення.

Питаннями подовження експлуатаційного ресурсу з позицій тріщиностійкості металів та зварних з'єднань протягом багатьох років займаються вчені Інституту електрозварювання ім. Патона НАН України (Патон Б.Є., Труфяков В.І., Лобанов Л.М., Кир'ян В. І., Шимановський А. В). Значний вклад у формування системи оцінки технічного стану мостів, прогнозування залишкового ресурсу їх елементів внесли фахівці Київського національного транспортного університету(НТУ) Лантух-Лященко А.І., Беспалов Л.М., Клименко М.І. Аналізом втомних пошкоджень в мостових конструкціях займались Большаков К.П., Шапіро Ю.Б., Труфяков В.І., Гершман А.С., Міролюбов Ю.П., Панін Є.М., Фролов В.В., Сподарев Ю.П., Осіпов В.О., Кир'ян В.І., Лінник Г.О., Корнієв М.М., Fisher J., Volchuk R.

Значний вплив на строк експлуатації прогонових будов має конструкція мостового полотна. У прогонових будовах зі наскрізними фермами з їздою верхом мостове полотно влаштовують на проїзній частині, яка складається з поперечних та поздовжніх балок. Саме експлуатаційний ресурс, надійність поздовжніх балок балочної клітки остаточно визначає експлуатаційний ресурс та вантажопідйомність всієї прогонової будови.

На фоні масового призупинення нового будівництва мостів особливу увагу необхідно звернути на подовження строку служби штучних споруд, що вже експлуатуються. Ремонт, підсилення та реконструкція при фінансовому дефіциті має забезпечити нормальне функціонування таких мостів на подальший термін експлуатації.

Останнім часом на металевих наскрізних прогонових будовах залізничних мостів відбувається заміна мостового полотна на дерев'яних мостових брусах на безбаластне мостове полотно на залізобетонних плитах (БМП). Це перспективно з точки зору забезпечення строку експлуатації конструкції, але при цьому знижується вантажопідйомність прогонової будови [51].

В історії будівництва мостів, коли це дозволяли умови проектування мостового переходу, мости будували з їздою верхом і проїзну частину влаштовували поверхово. Маючи в своєму розпорядженні ферми нижче рівня проїзду, використовувалася можливість зменшити відстань між фермами, скоротити розміри поперечних балок, зв'язків, при цьому висота та довжина опор значно зменшувалася [80]. Поверхове сполучення балок проїзної частини найбільш просте по конструюванню. Воно застосовувалося в випадках, коли будівельна висота проїзної частини дозволяла покласти поздовжні балки на поперечні. При ярусному розташуванні у поздовжніх балках скоротилося число монтажних стиків, які встановлені через кожні дві панелі [68, 80]. В автодорожніх мостах поверхове розташування балок досить добре себе зарекомендувало, але, як показує багаторічний досвід експлуатації залізничних мостів з поверхової проїзною частиною, така конструкція значно схильна до

дефектності. Наявність дефектів у проїзній частині дуже негативно впливає на експлуатаційний ресурс прогонових будов.

1.4 Підвищення вантажопідйомності металевих залізничних мостів

1.4.1. Сучасний стан металевих прогонових будов по вантажопідйомності

На залізницях України експлуатується 2613 шт. металевих прогонових будов, загальна вага яких складає 243,33 тис. тонн.

Питаннями вантажопідйомності залізничних мостів в Україні займалась Лабораторія штучних споруд ДШТу (Бондар М.Г., Закора О.Л., Тарасенко В.П., Борщов В.І., Попович М.М., Солдатов К.І. та ін.).

Споживчими властивостями мостів в сучасній системі прийнято вважати вантажопідйомність, безпеку проїзду транспорту і довговічність. Інтегральними показниками цих властивостей є: для вантажопідйомності - маса рухомих складів, що пропускаються; для безпеки - допустимі швидкості рухомих складів, і для довговічності - термін служби споруд.

Контроль вантажопідйомності, безпеки і довговічності моста здійснюється за допомогою диференційованих показників, закріплених нормами [24÷27, 29, 89, 91, 94]. Залежно від отриманих показників формуються рішення щодо режиму експлуатації, ремонту, посилення або реконструкції споруди. Такі технології закріплені галузевою нормативною та методичною базами. Єдиних норм і вимог щодо утримання автодорожніх, міських та особливо залізничних мостів, поки не існує, але доцільність їх створення очевидна. Для залізничних мостів реєстровані ушкодження відносяться до певної категорії за довговічністю, безпекою руху транспорту, в залежності від яких оцінюється їх технічний стан. Вантажопідйомність і режим пропуску рухомого складу призначаються в залежності від оцінки технічного стану конструкцій мосту з урахуванням виявлених пошкоджень.

На залізничних шляхах України експлуатуються мости різних типів, конструкцій та часу проектування, у тому числі мости, запроектовані за

старими нормами по навантаженню. Ці норми більш низькі в порівнянні з сучасними навантаженнями, а конструкції мостів мають суттєві дефекти, які впливають на вантажопідйомність споруд. Проблема використання старих мостів пов'язана з необхідністю перевірки їх вантажопідйомності з урахуванням наявних дефектів і забезпечення безпеки руху транспорту [24, 70, 94]. Зі збільшенням навантажень і швидкостей руху потягів існує необхідність приведення колії залізниці до такого стану, який не був би перешкодою для пропуску важких навантажень з великими швидкостями. Суттєвою перешкодою цьому є старі мости в разі їх слабкості або занадто знижених норм допустимих навантажень і надмірно жорстких умов обертання рухомого складу, що пред'являються до них. Мости є одним з найбільш дорогих елементів колії та вимагають колосальних витрат у разі необхідності збільшення їх вантажопідйомності, що в сучасних умовах (ведення Антитерористичної операції (АТО) та інші економічні труднощі) є непосильними. Очевидно, що за таких умов питання про заміну старих мостів може бути поставлене тільки у випадках їх повної непридатності та при абсолютній впевненості у своєчасності затрат.

Пропускна здатність того чи іншого моста визначається напруженнями, які виникають в елементах ферм під найбільш важкими рухомими складами, що обертаються на залізницях України і діючими технічними умовами. Наприклад, за технічними умовами на перерахунок старих мостів прийнятими в 1924 році найбільші напруження, з урахуванням динамічного впливу, не повинні перевершувати в мостах зі зварювального заліза, побудованих до 1883 г. – 740 кг/см^2 [43]. Ця цифра була надзвичайно обережною і зменшеною. Вона навіть нижче тих напружень, які допускалися в мосту при його проектуванні (факт не бачений ніде в світі і мало виправданий). Напруження, яке можна з найменшою безпекою допустити в металі, легко визначити, звичайно, тільки при простому завантаженні. Міст в цілому являє складне поєднання стрижнів, а навантаження має ряд факторів, що посилюють його вплив на міст. Ці фактори не піддаються більш-менш точному визначенню і

враховуються емпіричними, частково заснованими на дослідних даних, коефіцієнтами. Питання встановлення допустимих напружень і його змін можна розглянути на досвіді США. Встановивши спочатку допустиме напруження для мостів зі зварювального заліза в 1200 кг/см^2 одночасно встановили над мостами ретельні спостереження. Спостереження показали, що ніяких шкідливих явищ в мостах не спостерігається, і напруження послідовно було підвищено з 1200 до 1400 , а в подальшому – до 1560 кг/см^2 . Для аналогічних мостів допустиме напруження в Німеччині становило 1400 кг/см^2 [43]. Отже, закордонна практика доводить, що при експлуатації старих існуючих мостів прийняття вдвічі меншого допустимого напруження не виправдано. Слід зазначити, що говорити про гіршу якість наших старих мостів, в порівнянні із закордонними, не доводиться. Конструкції і метал тих і інших майже не відрізняються один від одного. Крім того, значна кількість наших старих мостів часів початку ХХ століття взагалі проектувалося за кордоном і будувалося із закордонного металу. Умови ж експлуатації наших мостів безумовно відрізняються від закордонних меншими навантаженнями та швидкістю руху потягів. Звісно можна припустити дещо гірший стан їх утримання. Таким чином необхідно врахувати досвід Америки і Німеччини при визначенні вантажопідйомності старих мостів зі зварювального та литого заліза.

1.4.2 Сучасний стан металевих прогонових будов з поверховою проїзною частиною та способи їх підсилення

Аналізуючи результати обстежень металевих прогонових будов мостів, що експлуатуються в Україні впливає, що у переважній більшості випадків клас прогонової будови, а отже і усього моста, зазвичай визначає клас балок проїзної частини, як найбільш дефектних елементів прогонової будови.

Підвищення вантажопідйомності моста та подовження експлуатаційного ресурсу металевих прогонових будов залізничних мостів, з урахуванням

виявлених пошкоджень, можливо при усуненні наявних дефектів втомлювального характеру, модернізації вузлів спирання поздовжніх балок мостового полотна на поперечні.

При розробці прогонових будов ПСК вирішення всіх питань (генеральних схем, типу решіток ферм, форми перерізу елементів ферм, конструкції вузлів та стиків і т. ін.) було підпорядковане головній ідеї – спростити виготовлення конструкцій на заводі з використанням машинного клепання та максимальної уніфікації елементів [68, 80]. Коли умови проектування мостового переходу дозволяли, мости будували з їздою поверху і поверховою проїзною частиною. Маючи в своєму розпорядженні ферми нижче рівня проїзду, використовувалася можливість зменшити відстань між фермами, скоротити розміри поперечних балок, зв'язків, при цьому висота і довжина опор значно зменшувалася. Поверхове сполучення балок проїзної частини найбільш просте по конструкції. Воно застосовувалося в випадках, коли будівельна висота проїзної частини дозволяла встановити поздовжні балки на поперечні [68]. Така конструкція проїзної частини має з'єднання поздовжніх балок поздовжніми зв'язками трикутної системи в площині верхніх поясів. Поперечні зв'язки поставлені тільки над опорами, тобто над поперечними балками. Ярусне розташування балок дозволило спростити їх поєднання. У місцях обпирання поздовжні балки прикріплені до поперечних болтами, причому отвори для болтів в поясах поздовжніх балок зроблені овальними з тим, щоб створити можливість зрушення поздовжніх балок і виключити вигин поперечних балок в горизонтальній площині при деформації поясів. Тільки у середньої поперечної балки поздовжні балки жорстко прикріплені до розширених вузлових фасонки поздовжніх зв'язків і передають їм гальмівні сили. Завдяки поверховому розташуванню у поздовжніх балках скоротилося число монтажних стиків, які призначені через кожні дві панелі [68, 80].

Але внаслідок конструктивних недоліків такої конструкції утворюються чисельні дефекти:

- ослаблення та розрив вертикальних заклепок або болтів прикріплення поздовжніх балок до поперечних;
- нещільність обпирання поздовжніх балок на поперечні;
- поздовжні тріщини в нижніх поясах кутиках поздовжніх балок уздовж обушків кутиків на їх кінцевих відрізках;
- тріщини уздовж обушків верхніх поясах кутиків поперечних балок в місцях обпирання поздовжніх балок;
- виколи горизонтальних полицок верхніх поясах кутиків поперечних балок в зоні обпирання поздовжніх балок.

Все це свідчить про те, що конструкція сполучення балок проїзної частини з поперечним розташуванням поздовжніх і поперечних балок, застосована на мосту, є невдалою і вимагає підвищення надійності конструкцій прикріплення.

У 1999 році «Дніпрозалізничпроект» був розроблений проект підсилення проїзної частини прогонових будов моста[47]. Основні принципи і конструктивні рішення підсилення проїзної частини прогонових будов моста, які прийняті в цьому проекті, аналогічні тим, що були запропоновані раніше в проекті №1822 інститутом «Гипротранспуть» і рекомендовані МШС СРСР для впровадження на залізницях. Пізніше в Росії інститутом «Гипротранспуть» МШС для окремих мостів Московської та Горьківської залізниць на основі проекту №1822 були розроблені робочі проекти капітального ремонту проїзної частини прогонових будов з поперечним обпиранням поздовжніх балок на поперечні балки[47].

В проекті Дніпрозалізничпроекта способи та конструктивні рішення підсилення базуються на ідеї забезпечення максимального наближення роботи проїзної частини з поперечним сполученням балок до роботи проїзної частини поздовжніх і поперечних балок при розташуванні їх в одному рівні.

Конструктивно це досягається тим, що під кожною поздовжньою балкою влаштовують додатковий пояс в рівні нижнього пояса поперечних балок даної панелі і з'єднують його та поздовжню балку з вертикальними стінками

поперечних балок (рис. 1.2). Це з'єднання виконується за допомогою кутиків і накладок на високоміцних болтах з установленням вертикальної опорної фасонки довжиною уздовж колії в межах від поперечної балки до першого ребра жорсткості поздовжньої балки і висотою, яка співпадає з висотою поперечної балки.

При цьому об'єднання поздовжніх балок і додаткових поясів підвищує вдвічі висоту поздовжніх балок біля поперечних, відповідно знижуючи розрахункові зусилля в поясах поздовжніх балок над поперечними, збільшує довжину обпирання поздовжніх балок і зону передачі від них зусиль на поперечну балку та знижує зусилля в поясах поздовжніх балок в середині панелей. Вказане підсилення балок проїзної частини доповнене установленням горизонтальних жорстких діафрагм, які з'єднують верхні пояси головних ферм з поздовжніми балками для включення останніх у сумісну роботу з поясами ферм від поїзного навантаження. Діафрагми горизонтальні зменшують горизонтальні згинальні моменти в поперечних балках і покращують умови роботи поперечних балок.

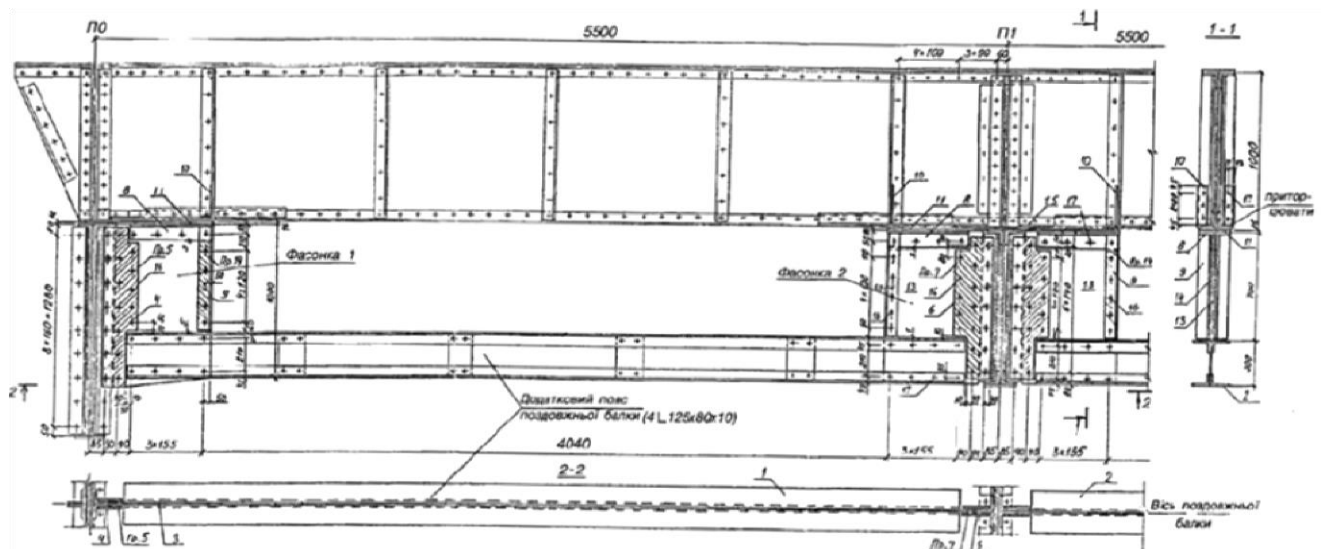


Рисунок 1.2 – Конструкція додаткового поясу підсилення між поперечними балками

Для зменшення поздовжніх переміщень балок щодо головних ферм і забезпечення інтенсивнішої спільної роботи балок і верхніх поясів головних

ферм пропонується встановити горизонтальні шпренгельні ферми – діафрагми у всіх поперечних балок окрім кінцевих, використовуючи діагоналі існуючих верхніх подовжніх зв'язків між фермами (рис. 1.3).

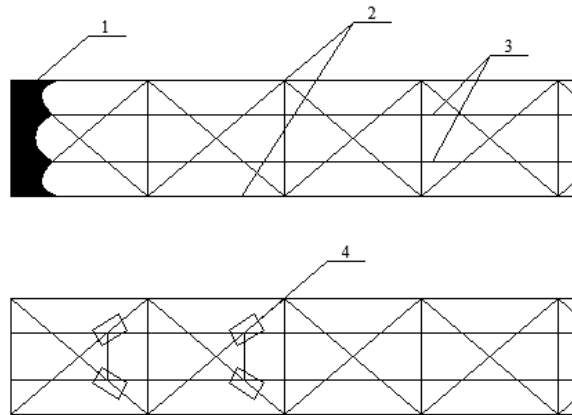


Рисунок 1.3 – Приопорні та проміжні діафрагми: 1 – приопорні діафрагми; 2 – ферми; 3 – поздовжні балки; 4 – проміжні додаткові діафрагми

Для зменшення нещільності обпирання поздовжніх балок на поперечні виконують приторцювання ребер жорсткості.

У деяких випадках для зменшення впливу сумісної роботи балок проїзної частини з фермами виконують підрізування (вирізи уздовж поперечної балки) горизонтальних фасонки, при цьому вигиниста горизонтальна жорсткість поперечних балок знижується із збільшенням довжини верхнього пояса кожної балки.

1.5 Висновки з розділу 1

Узагальнивши сучасний технічний стан залізничних мостів на Україні та існуючі проблеми, пов'язані із забезпеченням їх експлуатаційного ресурсу та вантажопідйомності, можна зробити такі висновки:

1. Фактори втрати стійкості окремими елементами конструкції та втома матеріалів вивчені не досить достатньо, втомні властивості слід досліджувати, для формування висновків, отриманих з досвіду аварій мостів, щоб допомогти в усуненні причин, що їх спричинили.

2. Конструкція проїзної частини з поперковим розташуванням поздовжніх і поперечних балок є невдалою і вимагає підвищення надійності конструкцій прикріплення.

3. Необхідно проведення подальших досліджень стосовно визначення причин передчасного зародження тріщин втоми у елементах проїзної частини поперкового сполучення прогонових будов залізничних мостів та шляхів збільшення їх експлуатаційного ресурсу можливими конструктивними рішеннями.

1.6 Список використаних джерел в розділі 1

У розділі 1 використані джерела [3, 7,12,19,24, 25-27,29,34,36, 41, 42,43, 47, 49,51, 52,60, 62,64, 68, 69,70,76, 80,83,89, 91, 92, 93,94,99,100,122,135,136, 137,138,140,141,143, 144]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ ВАНТАЖОПІДЙОМНОСТІ ТА ДОВГОВІЧНОСТІ МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З ПОВЕРХОВОЮ ПРОЇЗНОЮ ЧАСТИНОЮ

2.1 Загальна характеристика прогонових будов за проектами ПСК

В 1944 році проектним інститутом «Проектстальконструкція» (ПСК) в умовах, коли в короткі строки необхідно було виготовити і встановити на мостах надзвичайно велику кількість зруйнованих металевих прогонових будов, були запропоновані нові типові проекти прогонових будов з їздою в рівні нижнього і верхнього поясів.

Прогонові будови ПСК з їздою низом були розроблені для прогонів 33.0 м; 44.0 м; 55.0 м; 66.0 м; 77.0 м; 88.0 м; 110 м, які були розбиті на дві серії. В першій серії для прогонів 33.0 - 66.0 м решітка головних ферм була прийнята трикутною з додатковими стійками і підвісками, а в другій серії з прогонами 77.0 – 110 м - двохрешітчаста з додатковими напівстійками і напівпідвісками.

Для всіх прогонових будов ПСК довжина панелі становить 5.5 м (рис. 2.1).

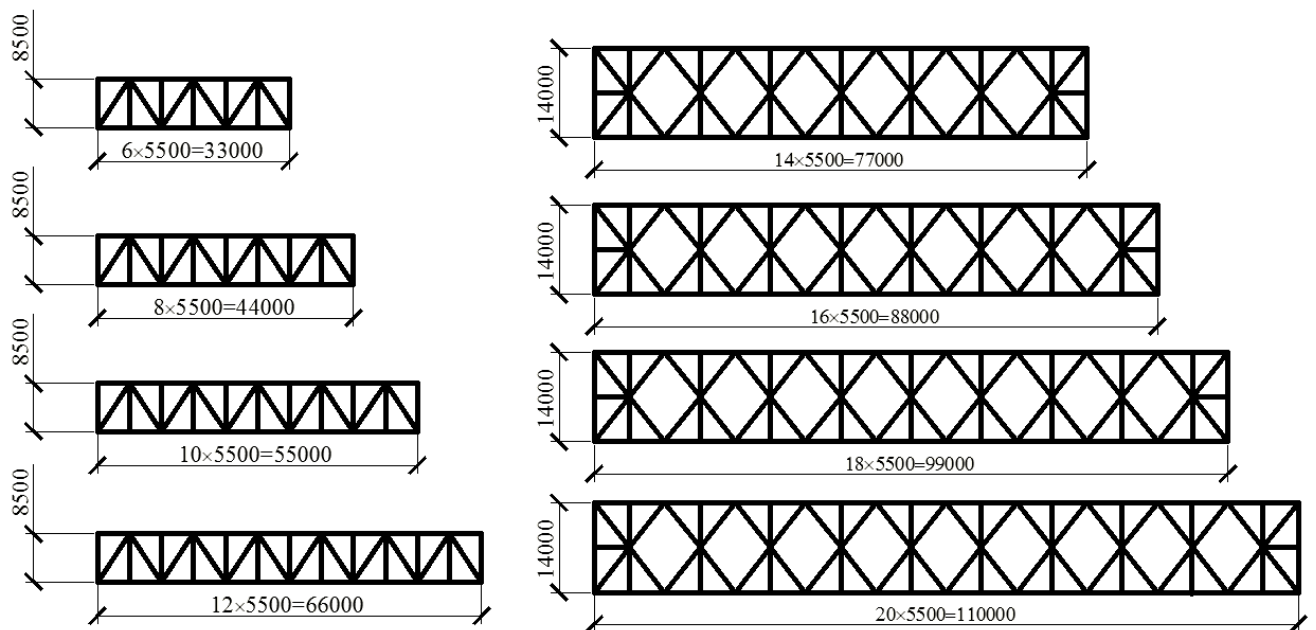


Рисунок 2.1 – Схеми головних ферм прогонових будов ПСК

Прогонові будови першої серії з їздою верхом мають розрахункові прогони 44.0 м; 55.0 м і 66.0 м і висоту головних ферм 8.5 м. Відстань між головними фермами — 4.0 м. Висота ферм для другої серії - 14.0 м, відстань між осями ферм становить 5.784 м.

Конструкція прогонових будов ПСК (генеральні схеми, тип решіток ферм, форми перерізу елементів ферм, конструкція вузлів, стиків та ін.) була уніфікована для виготовлення конструкцій на заводі з використанням машинного клепання та максимальної уніфікації довжин елементів Н-подібного перерізу із чотирьох кутків і горизонтального листа (або планок). Для найбільш навантажених елементів додавались два вертикальні листи. Розрахункове навантаження прогонових будов ПСК – Н7.

2.1.1. Конструкція проїзної частини прогонових будов з їздою верхом

Основні принципи формування прогонових будов і їх елементів були збережені такими ж, як і в прогонових будовах з їздою низом. Характерними особливостями прогонових будов ПСК з їздою верхом є зменшення відстані між головними фермами до 4,0 м, використання хрещатих поперечних в'язів головних ферм та зміна конструкції балочної клітки проїзної частини, в якій було прийняте поверхове сполучення поздовжніх і поперечних балок [46, 47]. Конструкція обпирання поздовжніх балок на поперечні показана на рисунку 2.2.

Висота перерізу поздовжніх і поперечних балок однакова і становить 1000 мм. Балки клепані і компонуються із чотирьох поясних кутків і вертикального листа. Поздовжні балки мають також верхній горизонтальний лист, який закінчується на підході до верхніх «рибок».

Поздовжні балки з'єднуються поперечними в'язями у вигляді розпірок із швелерів № 20, які поставлені в середині панелей і над поперечними балками. Діагоналей поперечні в'язі між поздовжніми балками не мають ні в середині панелей, ні над поперечними балками. Поздовжні в'язі між поздовжніми балками також відсутні. Для зменшення вільної довжини діагоналей

поздовжніх в'язей між фермами середні розпірки між поздовжніми балками з'єднуються з діагоналями поздовжніх в'язей.

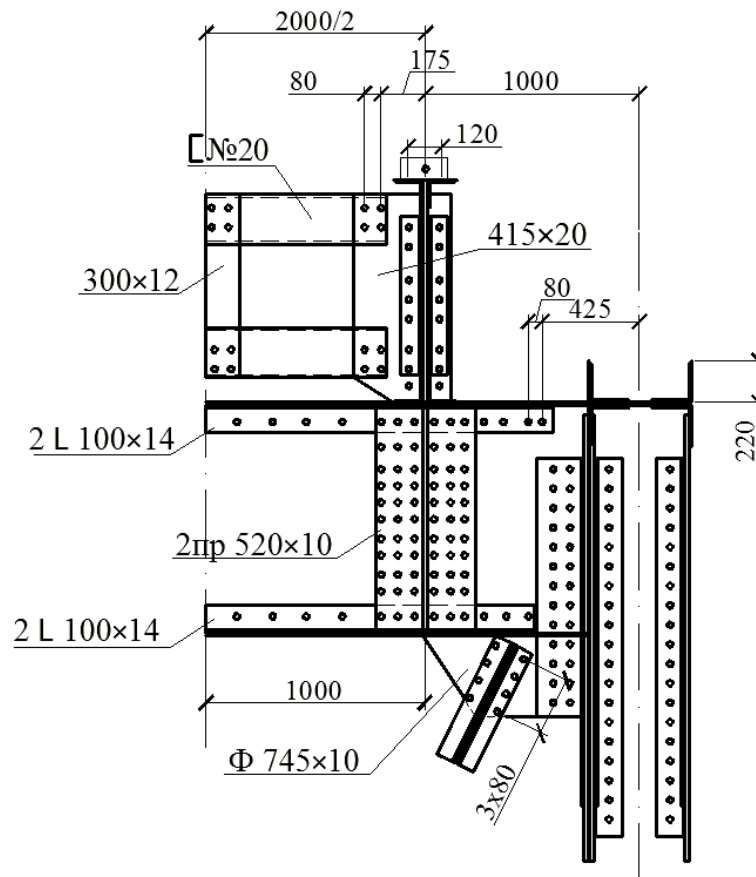


Рисунок 2.2 – Конструкція балочної клітки в прогонових будовах ПСК з їздою верхом

Навантаження від поздовжніх балок на поперечну передається в основному через товсті ($\delta=20$ мм) вертикальні фасонки поперечних в'язів поздовжніх балок, які розташовані над вертикальною стінкою поперечної балки і приторцьовані до нижньої «рибки». Вважається, що це повинно полегшувати роботу поясних кутиків поперечної балки у зв'язку з тим, що тиск на них від поздовжніх балок передається в основному біля «обушків». Як показує досвід, під нижніми торцями вказаних фасонок поперечних в'язей з'являється виробка в металі цих фасонок і металі нижніх "рибок".

Вертикальний лист перерізу поперечних балок під поздовжніми балками за допомогою двосторонніх листових накладок стикується з вертикальними фасонками поперечних в'язів головних ферм. Поясні кутики (верхні і нижні)

поперечних балок заходять на ці фасонки і з'єднуються з ними заклепками. Горизонтальні полицки верхніх поясних кутиків поперечних балок приклепані до горизонтальних фасонок верхніх поздовжніх в'язів між фермами.

Під поздовжніми балками на поперечних балках поставлені з двох сторін ребра жорсткості із спарених кутиків, які приторцьовуються до горизонтальних полицок верхніх поясних кутиків поперечних балок. Верхні і нижні поясні кутики поздовжніх балок в опорних перерізах над поперечними балками закінчуються. Прикріплення поздовжніх балок до поперечних здійснюється за допомогою чотирьох вертикальних заклепок (болтів), які розташовуються на кінцевих відрізках горизонтальних полицок нижніх поясних кутиків поздовжніх балок (рис. 2.3).

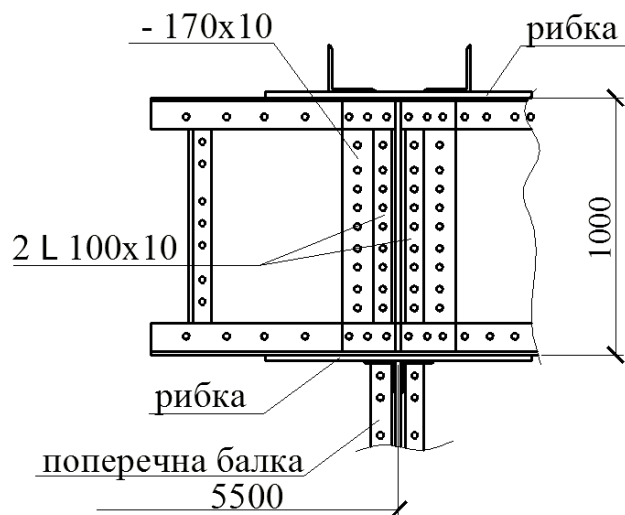


Рисунок 2.3 – Обпирання поздовжньої балки на поперечну

Для прогонових будов ПСК з поперечним сполученням балок проїзної частини основними дефектами і розладнаннями є:

- ослаблення та розрив вертикальних заклепок або болтів прикріплення поздовжніх балок до поперечних;
- нещільність обпирання поздовжніх балок на поперечні, що приводить до більш інтенсивного зношення металу і збільшення динамічної дії рухомого складу;

- поздовжні тріщини в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок уздовж обушків кутиків на їх кінцевих відрізках;
- збільшення довжини тріщин і поява виколів з повним відділенням частини горизонтальної полицки поясних кутиків поздовжніх балок;
- тріщини уздовж обушків верхніх поясних кутиків поперечних балок в місцях обпирання поздовжніх балок;
- виколи горизонтальних полицок верхніх поясних кутиків поперечних балок в зоні обпирання поздовжніх балок.

На всіх прогонових будовах дефектні заклепки прикріплення поздовжніх балок до поперечних замінюють на високоміцні болти, які в більшості з'єднань не затягнуті, а в багатьох місцях спостерігається нещільність обпирання поздовжніх балок на поперечні з величиною просвіту до 1,5÷2,5 мм між нижніми «рибками» поздовжніх балок і верхніми поясними кутиками поперечних балок. При проході рухомого складу вказані просвіти закриваються, спостерігаються «виплески» і зношення металу. Разом з цим слід відзначити, що при повному затягненні болтів виникають умови, які сприяють виникненню місцевих перенапружень і тріщин в нижніх поясних кутиках поздовжніх і верхніх поясних кутиках поперечних балок в умовах перемінного і знакоперемінного циклу навантажень.

Проблема підвищення надійності елементів залізничних і автодорожніх мостів є однією з найбільш актуальних. Тріщини втомні у вузлах металевих залізничних мостів з'являються через 3÷20 років після початку їх експлуатації. Експлуатація мостової конструкції, із наявністю в її вузлах втомних пошкоджень, може призводити до обмежень в експлуатації, зниженню вантажопідйомності і аварійного стану всієї споруди в цілому.

2.1.2 Основні причини появи тріщин та розладнань у вузлах поверхового обпирання поздовжніх балок на поперечні балки прогонових будов моста

На основі проведеного вивчення технічної документації по типовим проектам, аналізу результатів попередніх обстежень даних прогонових будов

ПСК з поперковим сполученням балок проїзної частини, аналізу характеру та динаміки розвитку тріщин встановлено наступне:

- основною причиною появи тріщин і виколів в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок в місцях їх обпирання на поперечні та тріщин і виколів горизонтальних полицок верхніх поясних кутиків поперечних балок і розладнань вузлів обпирання є недоліки прийнятого в проектах ПСК конструктивного рішення поперкового сполучення балок, яке призвело до місцевих перенапружень в металі;

- несприятливий вплив на напружений стан металу в місцях появи тріщин мають деформації балок, які виникають при сумісній роботі балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм при завантаженні всієї прогонової будови рухомим складом; при цьому верхні пояси ферм скорочуються, поперечні балки згинаються в горизонтальному напрямку і закручуються, а в місці сполучення поздовжніх і поперечних балок виникають додатковий кут взаємного повороту і деформації кінцевих відрізків поясних кутиків поздовжніх балок та деформації верхніх поясних кутиків поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок;

- необхідно також відзначити, що у зв'язку з відсутністю діагоналей поперечних в'язів між поздовжніми балками (в тому числі і в перерізах над поперечними балками) при дії горизонтальних поперечних навантажень від рухомого складу можлива деяка деформація контуру поперечних в'язів і додаткові напруження в поясних кутиках поздовжніх балок на їх кінцевих відрізах та в кутиках поперечних балок;

- при наявності нещільності обпирання поздовжніх балок на поперечні збільшуються динамічні навантаження на балки і з'являються осередки корозії, виплески та виробка металу в місцях обпирання;

- на відміну від з'єднання балок проїзної частини в одному рівні, при поперковому обпиранні поздовжніх балок на поперечні балки елементи прикріплення (заклепки або болти) та полицки поясних кутиків балок

виявились неспроможними сприймати вертикальні моменти, які виникають при лінійних та кутових деформаціях балок.

З огляду на досить значну кількість мостів з поверховою проїзною частиною, що експлуатуються, необхідно детально досліджувати причини дефектності даної конструкції і по можливості знайти варіанти реконструкції поверхової балочної клітки.

Основними пріоритетними заходами з підвищення їх вантажопідйомності та подовження експлуатаційного ресурсу металевих прогонових будов залізничних мостів, з урахуванням виявлених пошкоджень, визначено проведення ремонтних робіт, спрямованих на усунення наявних дефектів втомлювального характеру, модернізації вузлів мостового полотна прогонових будов та відновлення експлуатаційного ресурсу.

2.2 Особливості роботи балок проїзної частини прогонових будов з їздою верхом

Згідно з сучасними нормами проектування металевих мостів та нормами, які діяли раніше, розрахунок поздовжніх і поперечних балок проїзної частини зазвичай проводиться як для простих балок на двох опорах з шарнірним обпиранням з урахуванням відповідних постійних та тимчасових навантажень. В реальних умовах поздовжні балки працюють як нерозрізні балки на пружних опорах - поперечних балках. Поперечні балки в свою чергу обпираються на вузли головних ферм, які під навантаженням отримують вертикальні та горизонтальні переміщення.

Вплив вертикальних переміщень (прогинів вузлів головних ферм) на напружений стан балок проїзної частини незначний і тому частіше всього зазвичай не враховується. Що стосується нерозрізності поздовжніх балок, то вона враховується наближено. Опорні згинальні моменти в поздовжніх балках в перерізах над поперечними балками при розрахунках на міцність приймаються в розмірі 60% від максимальних моментів в середині прогону балок.

Горизонтальні поздовжні переміщення вузлів головних ферм, на які опираються поперечні балки, виникають внаслідок деформації поясів ферм. В результаті сумісної роботи поздовжніх балок з поясами головних ферм поперечні балки проїзної частини згинаються в горизонтальному напрямку. При цьому величини горизонтальних згинальних моментів в поперечних балках зменшуються від кінців до середини прогонової будови і залежать від відстані між головними фермами (головним чином від відстані між поздовжньою балкою та ближче розташованою фермою).

Для зменшення деформацій і горизонтальних згинальних моментів в поперечних балках влаштовують (при середніх і великих прогонах) деформаційні розрізи в поздовжніх балках, а в сучасних проектах - жорсткі діафрагми на кінцевих ділянках прогонових будов. В останньому випадку забезпечується надійне включення (за розрахунком) поздовжніх балок в сумісну роботу з відповідними поясами головних ферм. При цьому різниця поздовжньої деформації поясів ферм і поздовжніх балок значно зменшується і покращуються умови роботи поперечних балок. В умовах поперехового сполучення балок проїзної частини (як це прийнято в прогонових будовах з їздою верхом за проектами ПСК) із-за наявності великого ексцентриситету між осями поздовжніх і поперечних балок робота поперечних балок і деталей вузлів обпирання поздовжніх балок значно ускладнюється, а в поясних кутиках балок виникають місцеві перенапруження та тріщини. З'єднувальні заклепки (або болти) прикріплення поздовжніх балок до поперечних також працюють у важких умовах.

При проектуванні металевих прогонових будов поперечні удари від рухомого складу враховуються як 6% від величини розрахункового навантаження. При розташуванні балок в одному рівні, плече даної сили від поперечних ударів мале, а при попереховому розташуванні балок це плече значно збільшується, що також приводить до ускладнення роботи балок проїзної частини.

2.3 Загальні положення розрахунку вантажопідйомності та основні розрахункові дані прогонових будов

Розрахунки вантажопідйомності прогонових будов методом класифікації проводяться у відповідності до вимог галузевого стандарту ГСТУ 32.6.03.111-2002 “Правила визначення вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів” [24], який затверджено та надано чинності наказом Міністерства транспорту України № 850 від 05.12.2001 р. Принцип перерахунку прогонової будови методом класифікації полягає в тому, що для кожного її елемента, для стиків і прикріплень визначають максимальну інтенсивність тимчасового рівномірно розподіленого навантаження, яке не викликає виникнення граничного стану за умов нормальної експлуатації.

Інтенсивність навантаження, розрахована таким чином, у подальшому називається допустимим тимчасовим навантаженням.

Для всіх робочих елементів прогонової будови з урахуванням характеру їх роботи при розрахунках величина допустимого тимчасового вертикального навантаження k , кН/м колії визначається у одиницях еталонного навантаження k_{et} з урахуванням динамічного коефіцієнта $(1 + \mu)$, а клас елемента K визначається за формулою

$$K = \frac{k}{k_{et}(1 + \mu)} \quad (2.1)$$

де k - допустиме вертикальне тимчасове навантаження від залізничного рухомого складу, яке безпечно витримує елемент;

k_{et} - рівномірно розподілене вертикальне навантаження від еталонного поїзда Н1 за схемою поїзда 1931 року;

$(1 + \mu)$ - динамічний коефіцієнт для еталонного навантаження.

Значення k та k_{et} визначають для однієї і тієї ж лінії впливу за її довжиною і положенням вершини.

За клас прогонової будови приймається найменший із класів її елементів [24].

Крім прогонових будов класифікується також рухомий склад (локомотиви, вагони, транспортери та інші навантаження).

Класифікація рухомого складу полягає у тому, що його вплив на прогонову будову k_0 з урахуванням динамічного коефіцієнта $(1+\mu_0)$ виражають у одиницях того ж еталонного навантаження, при цьому число одиниць еталонного навантаження називають класом рухомого складу і визначають за формулою

$$K_0 = \frac{k_0 (1 + \mu_0)}{k_{et} (1 + \mu)} \quad (2.2)$$

Як еталонне навантаження для класифікації прогонових будов і рухомого складу приймається тимчасове вертикальне навантаження Н-1 за схемою 1931 року.

Схема еталонного навантаження Н-1 наведена на рисунку 2.4.



Рисунок 2.4 – Схема еталонного навантаження

Класи елементів прогонових будов і класи рухомого складу визначаються для однакових довжин ліній завантаження λ та положень вершин ліній впливу α .

При визначенні вантажопідйомності прогонових будов враховувалися:

- фактичний стан прогонових будов;
- конструкція прогонових будов і їх окремих деталей;
- механічні характеристики матеріалу, із якого виготовлені прогонові будови;
- якість заводського виготовлення і монтажу прогонових будов.

Розрахункове тимчасове еквівалентне навантаження від рухомого складу

включає статичну частину і динамічний додаток, який визначений для умов руху поїзда з експлуатаційною швидкістю. Обмеження швидкості дозволяє зменшити динамічну складову частину навантаження та величину тимчасового навантаження в цілому.

Порівняння класу будь-якого елемента прогонової будови за міцністю з відповідним класом рухомого складу, який обертається на дільниці або планується до введення у обертання, дозволяє зробити висновок про те, чи відповідає даний елемент або вся прогонова будова в цілому за своєю розрахунковою міцністю цьому навантаженню.

Дослідження вантажопідйомності прогонових будов та балок проїзної частини було проведено для моста через річку Мокра Московка на 186 км лінії Кривий Ріг – Волноваха. Металеві прогонові будови прогонами $l_p=44,0$ м одноколіїні із наскрізними головними фермами. Прогонові будови мають їзду верхом і поверхове сполучення поздовжніх і поперечних балок проїзної частини.

Відстань між фермами 4,0 м, висота ферм 8,5 м. Головні ферми мають Н-подібні перерізи елементів, які сформовані із чотирьох кутиків великого розміру та горизонтального листа або планок. Виготовлені ці прогонові будови із сталі марки Ст. 3 за проектом Проектстальконструкції під навантаження Н7. Проїзна частина складається з клепаних поздовжніх і поперечних балок двотаврового перетину, розташованих поверхово.

При визначенні вантажопідйомності прогонових будов враховувалася наявність механічних пошкоджень, фізичний стан елементів, фізико-механічні властивості металу, з якого вони виготовлені.

Виконано розрахунки з визначенням класів за вантажопідйомністю поздовжніх і поперечних балок проїзної частини та всіх елементів головних ферм з урахуванням їх фізичного стану і наявних дефектів.

Розрахунки перерізів елементів проведені з перевіркою їх міцності та витривалості, а для стиснених елементів також їх стійкості.

Для поздовжніх балок враховано зменшення перерізу горизонтального листа верхнього поясу від корозії на глибину до 1 мм.

Окремо було враховано тріщини в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок.

Загальні і розрахункові дані прогонових будов:

- рівень їзди *верхом*;
- кількість колій на прогоновій будові *одна*;
- тип мостового полотна *на дерев'яних поперечинах з роздільними тротуарами при настилі із залізобетонних плиток*;
- рік виготовлення прогонових будов *1947*;
- норми проектування *ТУМП-47*;
- матеріал прогонових будов *сталь марки Ст.3*;
- матеріал заклепок *сталь марки Ст.2*;
- тип опорних частин *секторні*;
- довжина розрахункового прогону *44,0 м*;
- кількість панелей: *8*;
- довжина панелей крайніх і проміжних *5,5 м*;
- відстань між осями головних ферм *4,0 м*;
- відстань між осями поздовжніх балок *2,0 м*;
- висота головних ферм *8,50 м*;
- нормативні постійні навантаження:
 - а) від ваги металу для поздовжніх балок *16,1 кН/м*;
 - б) від ваги металу для поперечних балок *18,05 кН/м*;
 - в) від ваги металу для головних ферм *38,0 кН/м*;
 - г) від ваги мостового полотна *10,00 кН/м*;
- основний розрахунковий опір металу $R=190.0\text{МПа}$.

2.3.1 Дослідження вантажопідйомності поздовжніх балок проїзної частини

Вантажопідйомність балок проїзної частини встановлюється на основі таких розрахунків:

- на міцність за нормальними напруженнями;
- на міцність за дотичними напруженнями;
- на міцність поясних заклепок (болтів) або поясних швів;
- на загальну стійкість;
- на стійкість опорних стояків;
- на місцеву стійкість стінки балки;
- на витривалість за нормальними напруженнями.

Поздовжні балки мають вертикальний лист перерізом 990×10 мм, два кутики нижнього поясу перерізом $100 \times 100 \times 10$ мм, два кутики перерізом $100 \times 100 \times 10$ мм і горизонтальний лист перерізом 210×10 мм верхнього поясу балки.

Схема і основні розміри перерізу поздовжньої балки показані на рисунку 2.5, геометричні характеристики перерізу поздовжньої балки в таблиці 2.1.

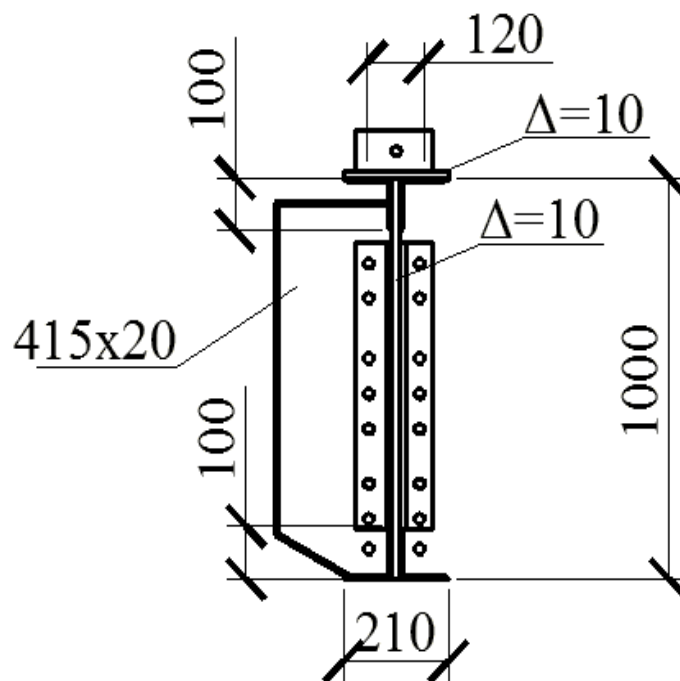


Рисунок 2.5 – Переріз поздовжньої балки

Таблиця 2.1 – Геометричні характеристики перерізу поздовжньої балки

Склад перерізу	$F_{\text{бр}} = \sum F_i$ см^2	$I_{\text{бр}}, \text{см}^4$	$W_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W_{\text{нт}}, \text{см}^3$	$S_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$S'_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W'_{\text{нт}}, \text{см}^3$ З урахуванням корозії
ВЛ 990×10 4L 100×100×10 ГЛ 210×10	196,8	300634,3	5452,17	4361,7	4136,6	2500,5	4340,96

Розрахунки вантажопідйомності поздовжніх балок наведено в додатку А, результати розрахунків зведено в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Допустимі тимчасові навантаження і класи за вантажопідйомністю поздовжніх балок

№ п/п	Характер розрахунків	Довжина завантаження λ , м	α	Допустиме навантаження k , кН/м	$k_{\text{ев}}, \text{кН/м}$	$(1 + \mu)$	Клас К
1	На міцність балок:	5,50	0,5	394,3	23,35	1,760	9,6
	а) за нормальними напруженнями						
	б) за нормальними напруженнями з урахуванням корозії						
1	в) за дотичними напруженнями	5,50	0,5	392,3	23,35	1,760	9,5
	2	На міцність поясних заклепок	5,50	0	877	29,1	1,76
3	На витривалість балок:	5,50	0,5	342,4	23,5	1,760	8,27
	а) за нормальними напруженнями						
3	б) за нормальними напруженнями з урахуванням корозії	5,50	0,5	340,72	23,35	1,760	8,23

2.3.2 Дослідження вантажопідйомності поперечних балок проїзної частини

За проектом поперечні балки мали вертикальний лист (стінку) і пояси із двох кутиків. Розрахунковий переріз поперечної балки (в місці обпирання на

неї поздовжньої балки) показані на рисунку 2.6, геометричні характеристики перерізу поздовжньої балки в таблиці 2.3.

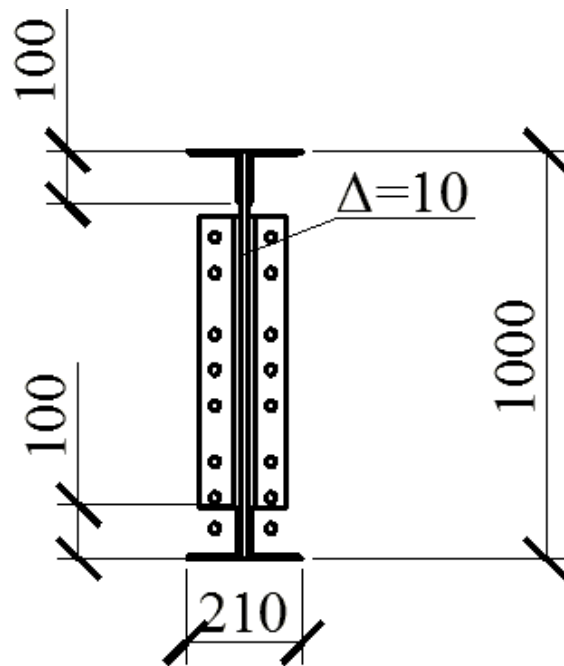


Рисунок 2.6 – Розрахунковий переріз поперечної балки

Таблиця 2.3 – Геометричні характеристики розрахункового перерізу поперечної балки:

Склад перерізу	$F_{\text{бр}} = \sum F_i$ см^2	$I_{\text{бр}}, \text{см}^4$	$W_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W_{\text{нт}}, \text{см}^3$	$S_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$S'_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W'_{\text{нт}}, \text{см}^3$ З урахуванням тріщин у верхніх кутиках
ВЛ 990×10 4L 100×100×14	203,84	318591,65	6370,0	5096,0	3938,2	2516,4	4405,5

Розрахунки вантажопідйомності поперечних балок з урахуванням тріщин в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок наведено в додатку Б. Результати зведено в таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Допустимі тимчасові навантаження і класи за вантажопідйомністю поперечних балок

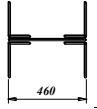
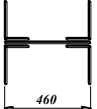
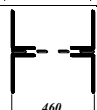




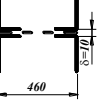

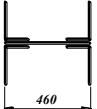
№ п/п	Характер розрахунків	Довжина завантаження λ , м	α	Допустиме навантаження k , кН/м	$k_{et,k}$ Н/м	$(1 + \mu)$	Клас К
1	2	3	4	5	6	7	8
1	На міцність балок:						
	а) проміжних балок за нормальними напружен.	11,00	0,5	159,9	20,7	1,659	4,66
	б) крайніх балок за нормальними напружен.	6,10	0	534,5	27,9	1,745	10,9
	в) за нормальними напруженнями з урахуванням тріщин	11,00	0,5	134,3	20,7	1,659	3,9
	г) за дотичними напруженнями	11,00	0,5	337,56	20,7	1,659	9,83
2	На міцність поясних заклепок	11,00	0,5	462,1	20,7	1,659	13,46
3	На витривалість балок за нормальними напруженнями:						
	а) проміжних балок	11,00	0,5	163,55	20,7	1,659	4,5
	б) крайніх балок	6,10	0	561,7	27,9	1,745	11,5
	в) проміжних балок з урахуванням тріщин	11,0	0,5	138,7	20,7	1,659	4,0

Для балок проїзної частини прогонових будов $l_p=44,0$ м за результатами проведених розрахунків мінімальний клас визначено для поперечних балок з урахуванням тріщин в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок та становить $K_{min}=3,9$.

2.3.3 Дослідження вантажопідйомності елементів головних ферм

Головні ферми прогонових будов прогоном 44,0 м мають паралельні пояси і трикутну решітку. Всі елементи ферм запроектовані клепаної конструкції, мають поперечний переріз Н-подібної форми із чотирьох кутиків і горизонтального листа або планок. Склад форма і основні розміри, площа бруто, ослаблення і площа нетто перерізу елементів наведені в таблиці 2.5.

Таблиця 2.5 – Форма і геометричні характеристики перерізу елементів ферм

Елемент	Схема перерізу	Склад перерізу, мм	Площа брутто, $F_{бр}$, $см^2$	Ослаблення закл. отворами $F_{осл}$, $см^2$	Площа нетто, $F_{нт}$, $см^2$
В0-В3		4 L 200x120x12 г.л. 450x10	194,20		
В3-В4		4 L 200x120x16 г.л. 450x10	241,00		
Н0-Н2		4 L 200x120x12 пл. 450x12	149,10	33,1	116,0
Н2-Н4		4 L 200x120x16 г.л. 450x10	241,0	48,8	192,2
Н0-В1		4 L 200x120x16 г.л. 450x10	241,0		
В1-Н2		4 L 200x120x12	149,20	33,1	116,1
Н2-В3		4 L 200x120x12	149,20		
В3-Н4		4 L 200x120x12	149,20	33,1	116,1
Стойки		4 L 150x100x10 г.л. 450x10	142,2		
Підвіски		4 L 100x100x10 г.л. 450x10	120,7		

Допустимі тимчасові навантаження k_m для елементів головних ферм за розрахунками на міцність і клас К елементів згідно зі стандартом ГСТУ 32.6.03.111-2002 [24] визначаються за формулами:

$$k_m = \frac{I}{\varepsilon n_v \Omega_v} (\chi_m R G - \varepsilon_p p \Omega_p) \quad (2.4);$$

$$K = \frac{k_m}{k_{et}(1 + \mu)}, \quad (2.5)$$

ε_v і ε_p – відповідно частка тимчасового і постійного навантажень, яка приходить на одну ферму;

n_v – коефіцієнт надійності до вертикального тимчасового навантаження від рухомого складу, який визначається в залежності від довжини завантаження;

Ω_v і Ω_p – площі ліній впливу, які завантажуються тимчасовим і постійним навантаженнями, м;

$\chi_2 = 0,1$ – коефіцієнт розмірності;

$m = 1$ – коефіцієнт умов роботи;

$R = 190 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір металу прогонових будов;

$G = F_{nm}$ – площа нетто перерізу елементів,

$G = F_0^\beta$ – приведена розрахункова площа прикріплення елементів ферм, см^2 ;

$p = \sum n_{pi} p_i$ – розрахункова інтенсивність постійного навантаження від ваги металу прогонової будови і ваги мостового полотна (з відповідними коефіцієнтами надійності), кН/м колії ;

k_{et} – інтенсивність еталонного навантаження за схемою Н1 1931 р, кН/м колії ;

$(1 + \mu)$ – динамічний коефіцієнт для еталонного навантаження.

Розрахунок на витривалість проводиться для елементів головних ферм, які працюють на розтягнення, переважне розтягнення або переважне стиснення.

Згідно з галузевим стандартом ГСТУ 32.6.03.111-2002 при розрахунках елементів наскрізних головних ферм на витривалість допустимі тимчасові навантаження k_s і класи K визначаються за формулами:

$$k_s = \frac{I}{\varepsilon_v \theta \Omega} (\chi_m \gamma_w G - \varepsilon_p p' \Omega_p) \quad (2.6);$$

$$K = \frac{k_s}{k_{et}(1 + \mu)}, \quad (2.7)$$

де додатково позначено:

θ – перехідний коефіцієнт, яким враховується зменшення динамічного коефіцієнта при розрахунках на витривалість (приймається в залежності від довжини завантаження лінії впливу за таблицею Додатку Б ГСТУ 32.6.03.111-2002);

γ_w – коефіцієнт зменшення розрахункового опору металу при розрахунках на витривалість (визначається методом послідовного наближення згідно з Додатком И ГСТУ 32.6.03.111-2002);

$\rho = \rho_1 + \rho_2 = 38,0 + 11,0 = 49,0 \text{ кН/м}$ – нормативна інтенсивність постійного навантаження на елементи головних ферм від ваги металу прогонової будови та ваги мостового полотна;

$G = F_{nm}$ – площа нетто перерізу елемента ферми, що перевіряємо.

Розрахунок на стійкість проведено для елементів, які працюють на стиснення та переважне стиснення.

Згідно з галузевим стандартом ГСТУ 32.6.03.111-2002 [24] при розрахунках елементів наскрізних головних ферм на стійкість допустимі тимчасові навантаження k_c і класи K визначається за формулами:

$$k_{cm} = \frac{I}{\varepsilon_y n_y \Omega_y} (\chi_m \varphi R G - \varepsilon_p p \Omega_p); \quad (2.8)$$

$$K = \frac{k_c}{k_{ex}(1 + \mu)}. \quad (2.9)$$

φ – коефіцієнт поздовжнього згину, який визначається згідно з п. 4.3.9 та за додатком Ж ГСТУ 32.6.03.111.2002 [24] в залежності від марки сталі та максимальної гнучкості $\lambda = l_0 / r$ елемента ферми, який перевіряється (враховується більша із величин λ_x і λ_y); l_0 – розрахункова довжина елемента, см;

$r = \sqrt{\frac{I_{\text{бп}}}{F_{\text{бп}}}}$ – радіус інерції перерізу елемента, см;

$I_{\text{бп}}$ – момент інерції бруто перерізу елемента, см⁴;

$G = F_{бр}$ – площа бруто перерізу елемента, $см^2$, а інші величини такі ж самі, як і для розрахунку елементів на міцність.

Результати розрахунків класів перерізів елементів ферм наведені в таблиці 2.6. $R = 190 МПа$; $\varepsilon_v = 0,5$; $\varepsilon_p = 0,5$; $\rho = 49,0 кН/м$

Таблиця 2.6 – Класи елементів наскрізних головних ферм при розрахунках перерізів

Марка елемента	$\lambda, м$	α	$\Omega_p, м$	$\Omega_v, м$	m	Розрахункові площі $F_{нт}, см^2$	n_v	$k_{et}, кН/м$	$(1 + \mu)$	міцність		стійкість		витривалість	
										$k_M, кН/м$	K_M	$k_M, кН/м$	K_M	$k_M, кН/м$	K_M
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16
В1 – В3	44,0	0,25	21,35	21,35	1,00	194,2	1,098	15,29	1,365	253,58	12,15	202,24	9,69	215,39	10,32
В3 – В4	44,0	0,5	28,47	28,47	1,00	241,0	1,098	14,4	1,365	264,57	13,46	181,23	9,22	171,79	8,74
Н0 – Н2	44,0	0,125	12,46	12,46	1,00	116,1	1,098	15,735	1,365	383,82	17,87			343,22	15,98
Н2 – Н4	44,0	0,375	26,69	26,69	1,00	192,2	1,098	14,845	1,365	287,54	14,19			247,01	12,19
Н0 – В1	44,0	0,125	-22,93	-22,93	1,00	241,0	1,098	15,735	1,365	280,94	13,08	168,39	7,84	190,08	8,85
В1 – Н2	37,71	0,125	16,84	16,38	1,00	116,1	1,101	16,17	1,4	298,14	13,17	226,61	10,01	213,48	9,43
Н2 – В3	31,43	0,125	-11,70	-9,83	1,00	149,0	1,107	16,7	1,44	530,02	22,04	362,88	15,09	338,84	14,09
В3 – Н4	25,14	0,125	7,49	3,28	1,00	116,1	1,113	17,238	1,49	897,93	34,96	627,22	24,42	852,22	33,18
В0 – Н0	5,5	0,0	-2,75	-2,75	1,00	142,2	1,145	28,55	1,760	1559,7	31,04	1119,0	22,27	1467,2	29,20
В2 – Н2	11,0	0,5	-5,50	-5,50	1,00	142,2	1,139	20,7	1,659	722,54	21,04	486,62	14,17	722,54	21,04
В4 – Н4	11,0	0,5	-5,50	-5,50	1,00	142,2	1,139	20,7	1,659	722,54	21,04		14,17	722,54	21,04

2.4 Аналіз результатів дослідження вантажопідйомності прогонових будов та балок проїзної частини поверхового розташування

Вантажопідйомність прогонових будов прогоном $l_p=44,0$ м моста через річку Мокра Московка на 186 км лінії Кривий Ріг – Волноваха[70, 71] визначається мінімальними класами, показники зведені в графік на рисунку 2.7:



Рисунок 2.7 – Результати класифікації прогонових будов $l_p=44,0$ м

Тож мінімальні класи:

- для поперечних балок $K_{min}=3,9$ (при $\lambda=11,0$ м і $\alpha=0,5$), який одержано з урахуванням тріщин в двох горизонтальних листах кутиків верхнього поясу балок;
- для поздовжніх балок $K_{min}=8,23$ (при $\lambda=5,5$ м і $\alpha=0,5$);
- для головних ферм $K_{min}=7,84$ (для елемента Н0-В1 при $\lambda=44,0$ м і $\alpha=0,125$).

Клас прогонової будови (моста) приймається по найменшому з класів його елементів, тобто клас поперечної балки 3,9 є вирішальним для всього

моста. Порівняння класу прогонової будови за міцністю з відповідним класом рухомого складу, який обертається на дільниці (4,5÷6,5) або планується до введення у обертання, дозволяє зробити висновок про те, що прогонові будови не відповідають в цілому за своєю розрахунковою міцністю цьому навантаженню.

Аналізуючи результати обстежень металевих прогонових будов мостів з поперковим розташуванням балок проїзної частини [70÷75] впливає, що у переважній більшості випадків клас прогонової будови зазвичай визначає клас балок проїзної частини, як найбільш дефектних елементів усієї прогонової будови(табл.. 2.7).

Таблиця 2.7 –Результати класифікацій балок проїзної частини та елементів ферм металевих прогонових будов мостів з поперковим розташуванням балок

№	Розташування моста	Довжина прогону, м	Клас балок, К	Клас елементів ферм, K_{min}
1	Через річку Мокра Московка на 186 км лінії Кривий Ріг – Волноваха	44	3,9	7,84
2	Через річку Південний Буг на 49 км лінії Вапнярка – Христинівка	55	4,77	6,38
3	Через річку Прут на 1662 км лінії Курчуган – Унгени	70,63	4,92	6,53
4	Через річку Мала Вись на 995 км лінії Шевченко – Помічна	44	4,6	8,2
5	Через річку Інгулець 109 км лінії Долинська - Верхівціве - Ясинувата	55	4,8	6,5

Одноманітна дефектність визначається як особливостями конструкції металевих прогонових будов з поперковою проїзною частиною, так і тим фактом, що несприятливий вплив на напружений стан металу в місцях появи

тріщин мають деформації балок, які виникають при сумісній роботі балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм.

Підвищення вантажопідйомності моста та подовження експлуатаційного ресурсу металевих прогонових будов залізничних мостів, з урахуванням виявлених пошкоджень, можливо при усуненні наявних дефектів втомлювального характеру, модернізації вузлів спирання поздовжніх балок мостового полотна на поперечні.

2.5 Дослідження довговічності металевих прогонових будов та балок проїзної частини поверхового розташування

Питаннями подовження експлуатаційного ресурсу з позицій тріщиностійкості металів протягом багатьох років займаються вчені Інституту електрозварювання ім. Патона НАН України, також Науково-дослідного інституту мостів Петербурзького університету шляхів сполучення (Росія), (дослідження та класифікація тріщин, що виникали у залізничних мостах). Значний вклад у формування системи оцінки технічного стану мостів, прогнозування залишкового ресурсу їх елементів внесли фахівці Київського національного транспортного університету (НТУ).

Для визначення ступеня зносу металевих мостів та оцінки технічного стану залізничних мостів діє нормативний документ [24].

У ході визначення умов подальшої експлуатації штучної споруди і оцінки її технічного стану встановлюються чотири категорії несправності [83], а саме:

- 0 категорія - штучні споруди, які не потребують ремонту й мають окремі невеликі дефекти, що не впливають на безпеку руху поїздів;
- I категорія - штучні споруди, які мають несправності й дефекти, усунення або попередження розвитку яких здійснюється при

поточному утриманні, а в окремих випадках при капітальному ремонті (фарбування прогонових будов);

– II категорія - штучні споруди, які мають несправності та дефекти, для усунення яких потрібно проводити капітальний ремонт;

– III категорія - штучні споруди, які мають несправності або дефекти, що порушують нормальну експлуатацію і потребують вживання невідкладних заходів щодо заміни або реконструкції.

Відсоток зносу штучних споруд або їх окремих елементів визначають з урахуванням двох показників:

- технічного стану споруди або її елементів;
- тривалості експлуатації споруди.

Категорія несправності металевих прогонових будов залізничних і пішохідних мостів, а також металевих опор встановлюється із врахуванням таких характеристик основних пошкоджень:

- 0 категорія несправності - руйнування в окремих місцях шару фарби головних елементів ферм і проїзної частини; місцеві погнутості в'язей;

- I категорія - незначна корозія (до 5 %) елементів головних ферм, проїзної частини, вузлових фасонки і елементів в'язей; послаблення поодиноких заклепок; деформації окремих елементів в'язей;

- II категорія - значна корозія (більше 10 %) елементів проїзної частини, вузлових фасонки і елементів в'язей при незначній корозії елементів головних ферм (до 5 %); послаблення груп заклепок у з'єднанні головних елементів; розриви окремих елементів в'язей;

- III категорія - значна корозія (більше 10 %) елементів головних ферм, проїзної частини, вузлових фасонки і елементів в'язей; розладнання заклепочних з'єднань; наявність тріщин втомленості в елементах головних ферм (незалежно від перекриття накладками).

Враховуючи пошкодження проїзної частини більшості прогонових будов (практично усі) з поперечним сполученням балок проїзної частини, такі мости у залежності від наявних несправностей відносяться до категорії

II-III. Величина зносу металевих прогонових будов зі строком експлуатації біля 70 років досягає 60% та більше (табл. N1 [24]).

Також величину зносу металевих прогонових будов і металевих опор залізничних мостів можна оцінювати на підставі урахування ваги металу (у відсотках від загальної ваги металу), який необхідно замінити або додати для приведення прогонової будови у справний стан. У цьому разі величина зносу визначається за таблицею 2.8 [24].

Таблиця 2.8 –Величина зносу металевих прогонових будов у залежності від ваги заміненого або доданого металу, %

Частка ваги металу, що замінюється або додається, в загальній вазі конструкції, %	Фактичний строк служби у роках								
	до 20	30	40	50	60	70	80	90	100
0	7	12	17	23	30	38	45	56	Більше 60
5	21	24	28	32	38	43	50	58	Більше 60
10	34	36	38	41	45	49	54	Більше 60	
15	47	48	49	51	53	55	58	Більше 60	
20 і більше	Більше 60								

У тому разі, коли при ремонті прогонової будови одночасно проводять роботи з її підсилення, слід враховувати також вагу доданого при цьому металу. Якщо вага заміненого і доданого металу становить більше 20 % первісної загальної ваги конструкції, то проводити ремонт та підсилення такої конструкції недоцільно [24].

Таким чином, при достатньо економічному ремонті конструкцій металевих залізничних мостів величину зносу можливо знизити з 60% (і більше) до 38%, що значно поліпшить експлуатаційний ресурс всього моста та забезпечить економічний ефект.

2.6 Висновки до розділу 2

1. Прогонові будови з поперковим сполученням балок проїзної частини не відповідають в цілому за своїм класом по вантажопідйомності класу рухомого навантаження, що обертається на залізницях України.

2. Проведені розрахунки доводять, що у переважній більшості випадків клас прогонової будови визначає клас балок проїзної частини, тому що вони зазнають дефекти, які суттєво знижують вантажопідйомність прогонової будови. Це визначається як особливостями конструкції металевих прогонових будов з поперковою проїзною частиною, так і тим фактом, що несприятливий вплив на напружений стан металу в місцях появи тріщин мають деформації балок, які виникають при сумісній роботі балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм. Конструкція металевих прогонових будов з поперковою проїзною частиною є недосконалою.

3. Підвищення вантажопідйомності моста та подовження експлуатаційного ресурсу металевих прогонових будов залізничних мостів, з урахуванням виявлених пошкоджень, можливо при усуненні наявних дефектів втомного характеру, модернізації вузлів спирання поздовжніх балок мостового полотна на поперечні.

4. Узагальнивши сучасний технічний стан залізничних мостів з поперковим розташуванням балок проїзної частини та існуючі проблеми, пов'язані із забезпеченням їх експлуатаційного ресурсу, можна зробити висновки про необхідність вирішення проведення досліджень з метою визначення причин зародження тріщин втомних у балках з поперковим розташуванням прогонових будов залізничних мостів та шляхів збільшення їх експлуатаційного ресурсу.

2.7 Список використаних джерел в розділі 2

У розділі 2 використані джерела [24, 46, 47, 70, 71, 72-75, 83]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 3. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ З ЇЗДОЮ ВЕРХОМ

Враховуючи викладену у перших розділах інформацію про стан поверхово розташованих балок проїзної частини залізничних мостів, у подальших розділах розглядаються питання вирішення даної проблеми шляхом проведення експериментальних, аналітичних та теоретичних досліджень. У зв'язку з складним характером роботи даного вузла основна увага приділяється двом напрямкам дослідження експериментальному та аналітичному.

Експериментальні дослідження натурних об'єктів завжди були найбільш точним способом пошуку істини та такими, що не вимагають доказів. Дослідження, які будуть описані у цьому розділі, були проведені Галузевою науково-дослідною лабораторією штучних споруд (ГНДЛ штучних споруд) Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна на залізничному мостовому переході через річку Мокра Московка на 186 км лінії Кривий Ріг – Волноваха.

Одноколіїний залізничний міст через річку Мокра Московка на 186 км лінії Кривий Ріг – Волноваха розташований на прямій в плані і майданчику. Отвір моста перекрито двома металевими прогоновими будовами, з їздою по поверху розрахунковим прогоном 44,0 м.

Залізничний міст через річку Мокра Московка був побудований в 1903 р. за однопрогоною схемою 1×88 м, потім піддавався руйнуванню в 1920 і 1943 рр. У 1948 р. міст відновлений за схемою $2 \times 44,0$ м.

Повна довжина моста 107,96 м. За конструкцією прогонові будови однакові та складаються з двох наскрізних клепанних ферм з їздою по поверху, з трикутною решіткою, а також додатковими стійками і підвісками. Відстань між фермами 4,0 м, висота ферм 8,5 м. Ферми виготовлені за проектом

Проект сталевих конструкцій під навантаження Н7. Пояси ферм Н- подібного перетину. Поздовжні горизонтальні зв'язки між фермами розташовані в рівні верхніх і нижніх поясів, а поперечні зв'язки - в парних вузлах ферм у вигляді перехресних діагоналей.

Проїзна частина складається з клепаних поздовжніх і поперечних балок двотаврового перетину, розташованих поперечно.

При підготовці даного експерименту було поставлено та вирішено декілька задач:

- дослідити напружено-деформований стан поздовжніх і поперечних балок проїзної частини;
- дослідити напружено-деформований стан інших елементів прогонової будови при різних установках випробувального навантаження;
- дослідити сумісну роботу балок проїзної частини з поясами ферм прогонових будов;
- дослідити місцеві напруження та деформації нижніх кутків поздовжніх балок та верхніх кутків поперечних балок проїзної частини;
- фактичний деформовано-напружений стан вузла сполучення поздовжніх балок з поперечними;
- дослідити роботу прогонової будови під впливом не тільки статичного, а й динамічного навантаження.

У відповідності до цих задач була складена програма експерименту та проводилася подальша обробка та аналіз результатів.

3.1. Підготовка до експериментальних досліджень

Проблема, яка існує сьогодні в конструктивному вирішенні поперечного з'єднання балок проїзної частини, полягає в необхідності підвищення надійності конструкції вузла прикріплення поздовжніх балок до поперечних. Особливу увагу при дослідженнях напружень було звернуто на визначення напружень в нижніх поясних кутках поздовжніх балок біля їх прикріплення до поперечних балок, оскільки саме в цих зонах зосереджені основні дефекти.

Нумерація опор прийнята по ходу кілометрів в напрямку від Кривого Рогу до Волновахи, починаючи з №0. Прогонові будови моста нумеровані подвійними арабськими цифрами відповідно до номерів опор, на які вони спираються. Поперечні балки - по ходу кілометрів, відповідно до назви вузла ферм (П0÷П8), а поздовжні балки прогонових будов - зліва направо, починаючи з одиниці (Б1 і Б2).

Для вимірювання деформацій (напружень) в елементах прогонової будови використовувалися тензорезистори, наклеєні на поясних кутиках поперечних і поздовжніх балок і на викружки нижніх поясних кутиків поздовжніх балок в місцях обпирання їх на поперечні балки. Загальний вид установки тензорезисторів на поздовжній лівій балці Б1 в сполученні з поперечною балкою П2 показано на рисунку 3.1



Рисунок 3.1 – Загальний вид установки тензорезисторів на поздовжній лівій балці Б1 в сполученні з поперечною балкою П2

Для вимірювання прогинів ферм, поздовжніх і поперечної балок при статичних випробуваннях використовувалися прогиноміри Аїстова і Максимова, які встановлювалися на нижніх поясах ферм в середині прогону 0 - 1, а також на обох поздовжніх і одній поперечній балці в середині прольоту. Прогиноміри кріпилися до прогонової будови та з'єднувалися дротяними зв'язками з поверхнею ґрунту.

Поздовжня балка кріпиться до поперечної чотирма болтами. Відстань між поздовжніми балками - 2,0 м.

Опори мосту двоколіїні, масивні. Стояни обсипного типу споруджені на природній основі. Шар основи стоянів – граніт. Проміжна опора бетонна, масивна, споруджена в 1948 р., основа опори на опускному колодязі.

Перед випробуваннями було проведено обстеження мостового переходу, яке включало натурний огляд прогонових будов, опорних частин і опор моста, обстеження русла річки і підходів до мосту, освідчення стану мостового полотна та колії на мосту і підходах [27, 93÷95].

Загальним недоліком обох прогонових будов є корозія горизонтальних листів верхніх і нижніх поясів головних ферм до 1 мм, лущення фарби на елементах головних ферм, забруднення горизонтальних поверхонь фасонки, поясів сипучими вантажами, незадовільний стан відведення вологи з поясів ферм.

Одними з найбільш істотних виявлених дефектів є розлади в вузлах сполучення балок проїзної частини.

Розриви заклепок, ослаблення болтів, розвиток тріщин уздовж обушка поясних кутиків поздовжніх балок у вузлах їх сполучення з поперечними балками, відзначалися при обстеженнях ще з 1958 р. Деякі тріщини в процесі експлуатації моста були засвердлені, а пізніше зроблені вирізи в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок. Однак розвиток тріщин триває: по лівим поздовжнім балкам біля поперечної балки ПЗ на прогоновій будові 0-1 і у поперечних балок П1, ПЗ, П7 на прогоновій будові 1-2, а також по правій поздовжній балці біля поперечної балки П5 на прогоновій будові 0-1. Довжина деяких тріщин після вирізання полки поясного кутика сягає 128 мм. В нижніх поясних кутиках в місцях обпирання поздовжніх балок на поперечні балки П0 і ПЗ триває розвиток тріщин і довжина тріщин доходить до 90 мм.

Слабкі болти виявлені: по лівим поздовжнім балкам у поперечних балок П1 - 4 шт., ПЗ - 8 шт., П6 - 6 шт., П7 - 12 шт. на прогоновій будові 0-1 і у поперечних балок ПЗ - 8 шт., П7 - 6 шт. на прогоновій будові 1-2; а також по правим поздовжнім балкам у поперечних балок П5 - 4 шт., П7 - 5 шт. на

прогоновій будові 0-1.

Виявлено зазори в з'єднанні поперечних балок із поздовжніми: по лівим поздовжнім балкам у поперечних балок ПЗ - 1,0 мм, П7 - 1,5 мм на прогоновій будові 0-1 і у поперечних балок ПЗ - 2,0 мм, П7 - 1 мм на прогоновій будові 1-2; а також по правим поздовжнім балкам у поперечних балок П5 - 1,0 мм, П7 - 1,0 мм на прогоновій будові 0-1 і у поперечної балки П6 - 1,0 мм на прогоновій будові 1-2.

Одночасна наявність слабких болтів, тріщин і нещільностей в спіранні балок виявлено: по лівим поздовжнім балках у поперечних балок ПЗ, П7 на прогоновій будові 0-1 і у поперечної балки ПЗ на прогоновій будові 1-2; а також по правій поздовжній балці у поперечної балки П5 на прогоновій будові 0-1.

Крім цього на прогоновій будові 0-1 в балочній клітці були виявлені наступні дефекти:

1) вироблення прокладок під «рибками» по лівим поздовжнім балкам у поперечних балок П1 - 1 мм, ПЗ - 2 мм, П6 - 2 мм, П8 - 1 мм;

2) у верхньому поясному кутику поперечної балки П2 у місцях сполучення з лівою поздовжньою балкою є тріщина довжиною 85 мм;

3) на правій поздовжній балці в місці примикання поперечної балки П7 замість 8 зрізаних заклепок встановлені високоміцні болти;

4) викривлення верхніх поясних кутиків на лівій поздовжній балці в панелях 6-7 і 7-8 до 20 мм;

5) в прикріпленні верхніх «рибок» лівих поздовжніх балок в панелях 6-7 і 7-8 відсутні по одній заклепці, правих поздовжніх балок в панелі 6-7 відсутні 2 заклепки, в панелі 7-8 одна заклепка.

На прогоновій будові 1-2 вироблення прокладок під «рибками» по лівим поздовжнім балкам у поперечних балок сягає: у П2 – 1 мм, ПЗ – 1,5 мм, П5 – 2 мм, П7 і П8 – 1 мм.

У ряді місць на прогоновій будові 0-1 на верхніх розпірках поперечних зв'язків, що не були замінені, між поздовжніми балками є місцеві прогини

горизонтальних полиць, що з'явилися в результаті сходу рухомого складу з рейок в 1985 р.

На прогоновій будові 0-1 в перших трьох панелях поздовжні зв'язки між головними фермами мають провисання до 30 мм і місцеві прогини, отримані, мабуть, при скиданні уламків мостового полотна вниз при проведенні відновлювальних робіт після сходу рухомого складу в 1985 році.

У зв'язку з наявністю тріщин в балочній клітці на мосту встановлено обмеження швидкості до 50 км / год.

3.2. Випробування прогонової будови

Випробування прогонової будови довжиною 44.0 м проводилось згідно з розробленою програмою.

На підготовчому етапі згідно з розробленою схемою на елементах прогонової будови встановлено вимірювальні пристрої.

Навантаження прогонової будови здійснювалось за допомогою локомотива 2ТЭ10. Схема статичного навантаження тепловозу 2ТЭ10 показано на рис. 3.2, а схеми розташування тензорезисторів при статичних випробуваннях прогонової будови показані на рис. 3.3÷3.5.

При проведенні статичних випробувань навантаження (локомотив) поетапно розміщувався на прогоновій будові у наступних положеннях:

- перша вісь локомотиву над поперечною балкою П0;
- перша вісь локомотиву над поперечною балкою П1;
- перша вісь локомотиву над поперечною балкою П2;
- перша вісь локомотиву над поперечною балкою П3;
- перша вісь локомотиву над поперечною балкою П4;
- перша вісь локомотиву над поперечною балкою П5;
- перша вісь локомотиву над поперечною балкою П6;
- перша вісь локомотиву над поперечною балкою П7;
- перша вісь локомотиву над поперечною балкою П8.

Схеми завантаження при випробуваннях показані на рис. 3.6.

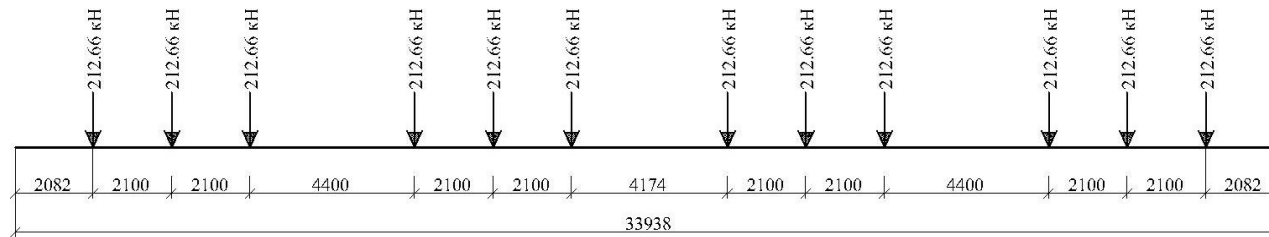


Рисунок 3.2 – Схема статичного навантаження тепловозу 2ТЭ10

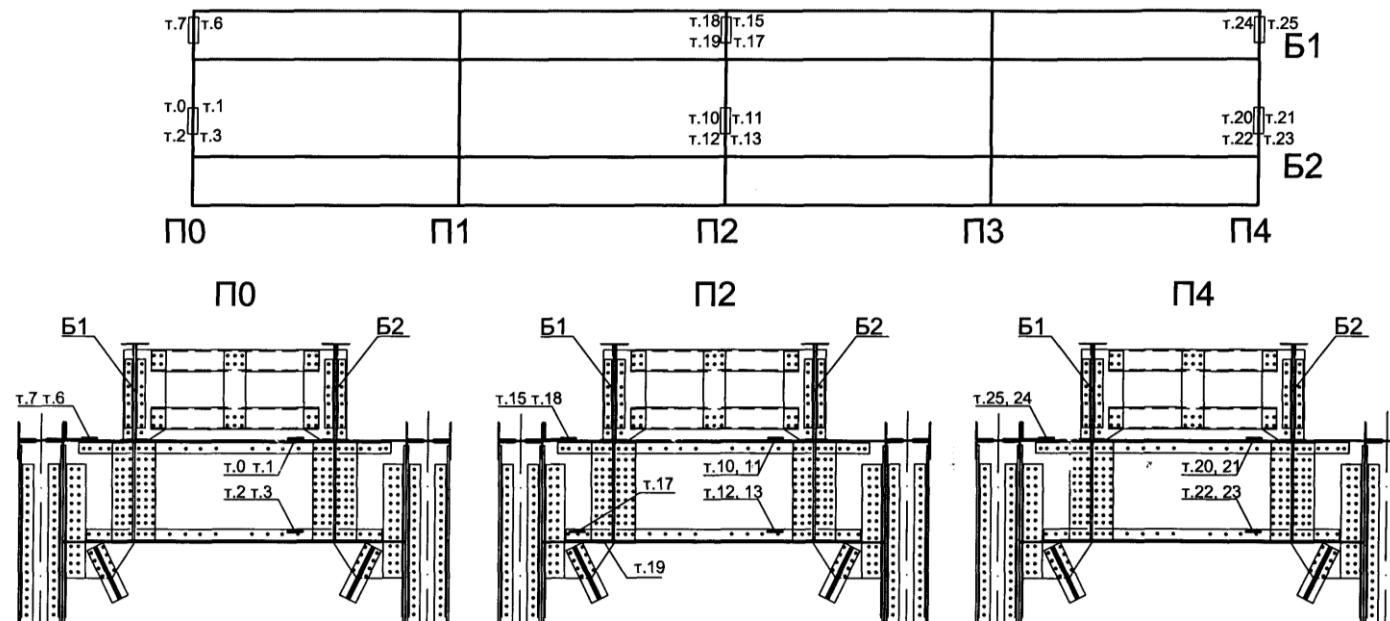


Рисунок 3.3 – Розстановка тензорезисторів при статичних випробуваннях прогонової будови

У кожному положенні (схемі завантаження), навантаження витримувалось нерухомо, хвилин 10-15, щоб прогонова будова зазнала остаточних деформацій і тоді проводились замірювання деформацій (напруження) в зазначених точках.

Статичні випробування проводилися в «вікна» тривалістю по 2 години. Завантаження прогонової будови проводилося тричі, за схемами 1÷9 (рис. 3.6) з установкою першої осі тепловоза через кожні 5,5 м.

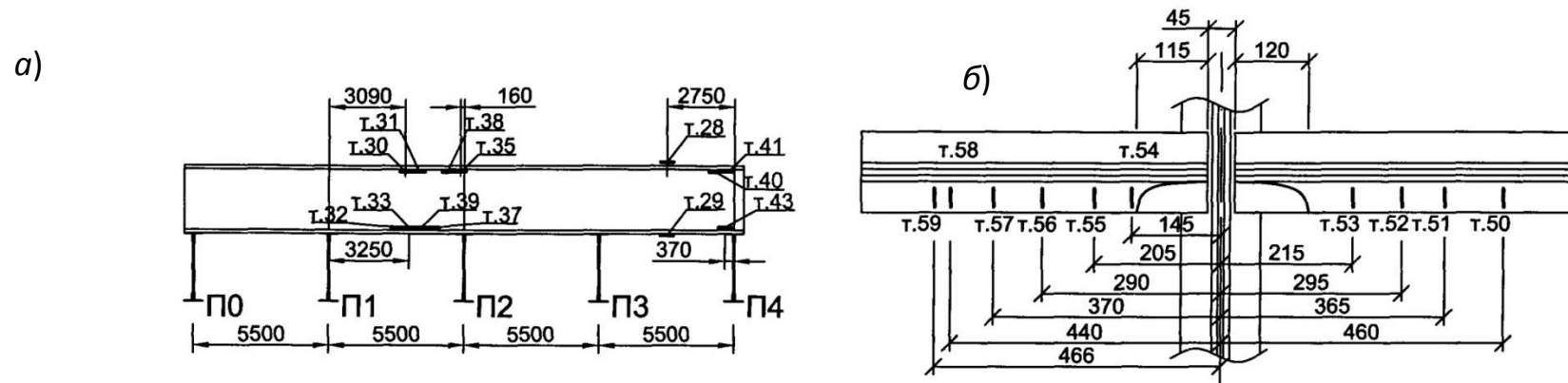


Рисунок 3.4 – Розстановка тензорезисторів на поздовжній балці Б1:

а - на поздовжній лівій балці Б1 по довжині балки; б - на поздовжній лівій балці Б1 в сполученні з П2

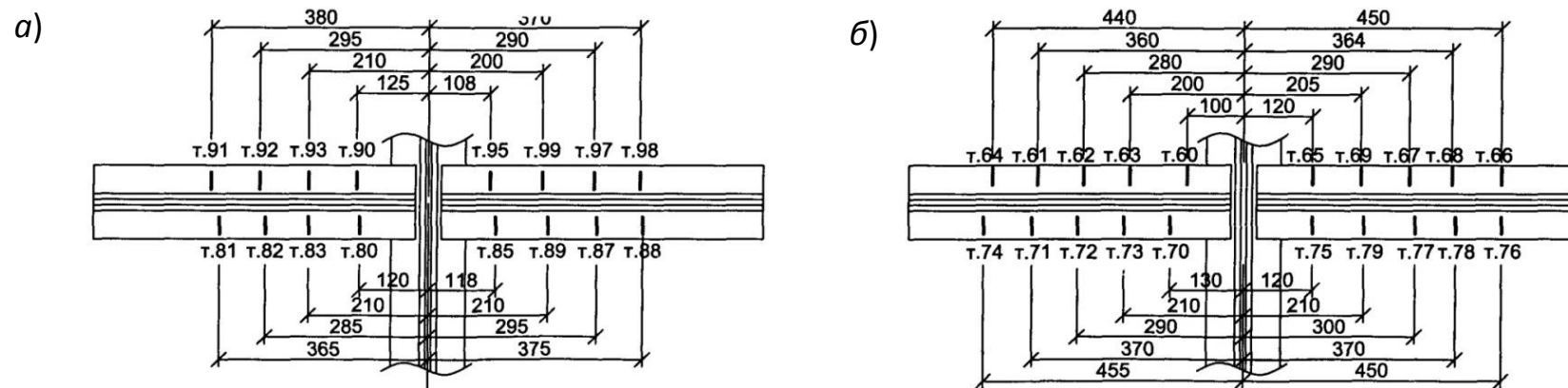


Рисунок 3.5 – Розстановка тензорезисторів на лівій Б1 і правій Б2 поздовжніх балках в місці обпирання на поперечну балку П4: а - поздовжня права балка Б2 в сполученні з П4; б - поздовжня ліва балка Б1 в сполученні з П4

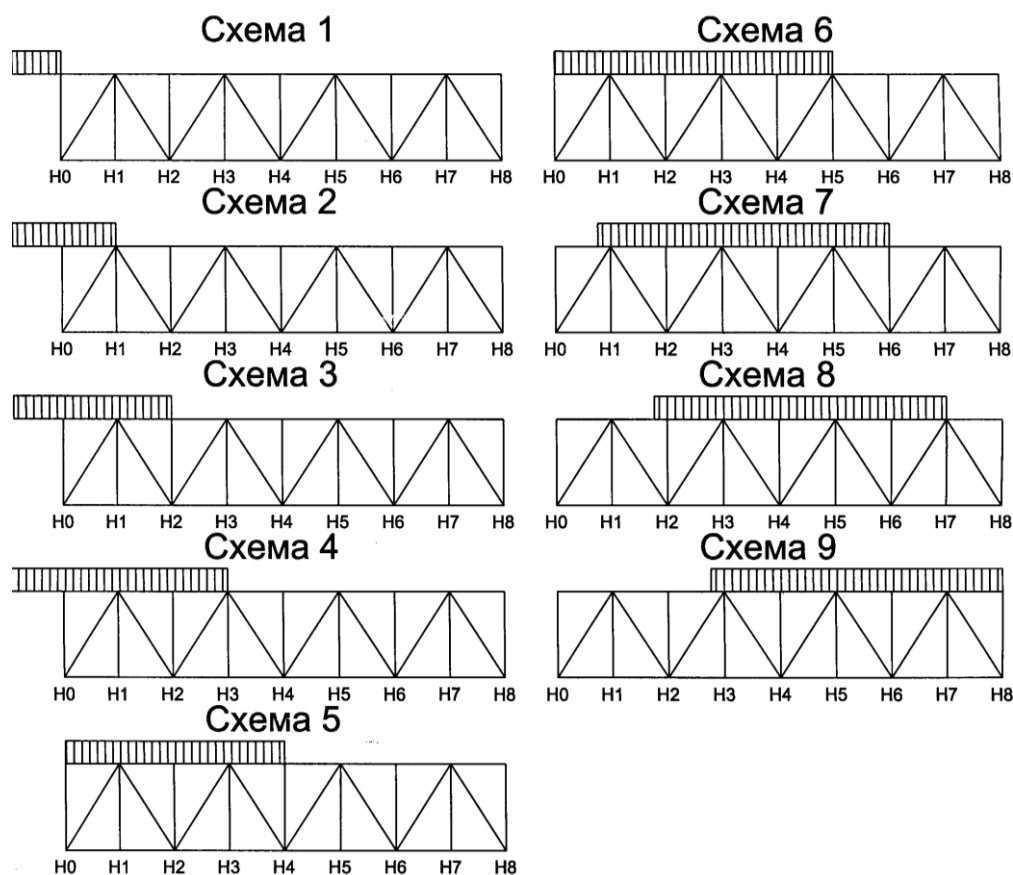


Рисунок 3.6 – Схеми завантаження прогонової будови випробувальним навантаженням

При дослідженнях особливу увагу було направлено на визначення напружень в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок біля їх прикріплення до поперечних балок, оскільки саме в цих зонах зосереджені основні розлади (тріщини, нещільності в місцях спирання і прикріплення балок). З цією метою по нижнім поясним кутикам на викружки поздовжніх балок Б1 і Б2 в місцях їх примикання до поперечної балки П4 були наклеєні тензорезистори з малою базою.

3.3. Обробка та аналіз результатів експерименту

У результаті проведення експерименту були отримані значення відносних деформацій та нормальних напружень у характерних точках балкової клітки, зазначених у програмі випробувань. Такі значення були зафіксовані на кожному етапі навантажень. Окремо фіксувались прогини

елементів проїзної частини та вузлів ферм.

Статичні прогини замірялися по нижніх поясах обох ферм в вузлах Н4. Найбільша величина прогину під локомотивом становила 12 мм по кожній фермі.

Для кінцевої поперечної балки П0, яка найбільш інтенсивно включається в спільну роботу з поясами ферм, самою не вигідною установкою випробувального навантаження виявилось завантаження по схемі 6.

Найбільші напруження при цьому в поясних кутиках досягали +49,5 (т. 2) МПа і -63,7 МПа (т. 1). Напружений стан поперечної балки П0 при різних схемах завантаження наведено в табл. 3.1.

Таблиця 3.1 – Напруження від статичного навантаження в поперечній балці П0, МПа

№ схеми	Точка виміру			
	0 (верх)	1 (верх)	2 (низ)	3 (низ)
1	-20,2	-27,4	30,6	6,7
2	1,9	-21,2	23,1	-4,2
3	3,4	-47,1	42,0	-5,7
4	3,9	-41,5	36,8	-8,9
5	19,3	-40,1	31,6	-16,0
6	13,0	-63,7	49,5	-3,8
7	37,6	-32,5	17,4	-22,6
8	31,3	-22,6	12,5	-18,1
9	29,4	-18,9	10,7	-14,3

Крім вимірювань деформацій (напружень) в кінцевій поперечній балці П0 при випробуваннях проводилось визначення напружень і в поперечних балках П2 і П4.

Напружений стан поперечної балки П2 наведено в табл. 3.2, а поперечної балки П4 в табл. 3.3. Графіки максимальних напружень в поперечних балках П0 наведено на рис. 3.7, балки П2 на рис. 3.8, а балки П4 на рис. 3.9.

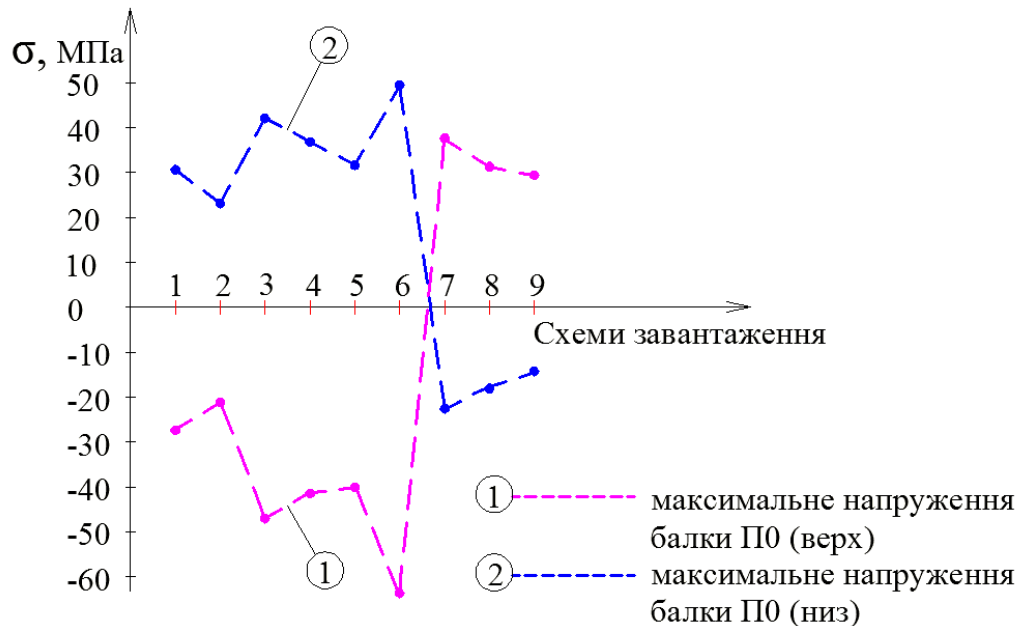


Рисунок 3.7 – Графік максимальних напружень в поперечній балці П0, отримані при випробуваннях

Таблиця 3.2 – Напруження від статичного навантаження в поперечній балці П2, МПа

№ схемизавантаження	Точки виміру							
	10в	11в	12н	13н	15в	17н	18в	19н
1	5,7	-8,5	-0,9	10,8	8,9	12,7	3,3	3,3
2	-7,1	-27,8	5,2	24,9	3,8	23,1	5,2	1,9
3	-15,6	-54,2	32,5	47,6	8,0	36,8	2,8	6,6
4	-12,3	-67,4	36,3	34,9	-24,5	35,8	22,6	9,4
5	-4,7	-78,7	44,3	33,9	-116,5	38,2	41,0	13,7
6	-3,3	-77,8	43,8	27,8	-99,5	35,4	49,9	9,4
7	7,5	-71,7	43,8	23,6	-106,6	37,2	51,4	9,4
8	7,5	-62,5	47,2	17,4	-94,5	34,2	70,5	11,2
9	25,2	-38,9	17,6	0,8	-131,5	105,3	64,6	4,5

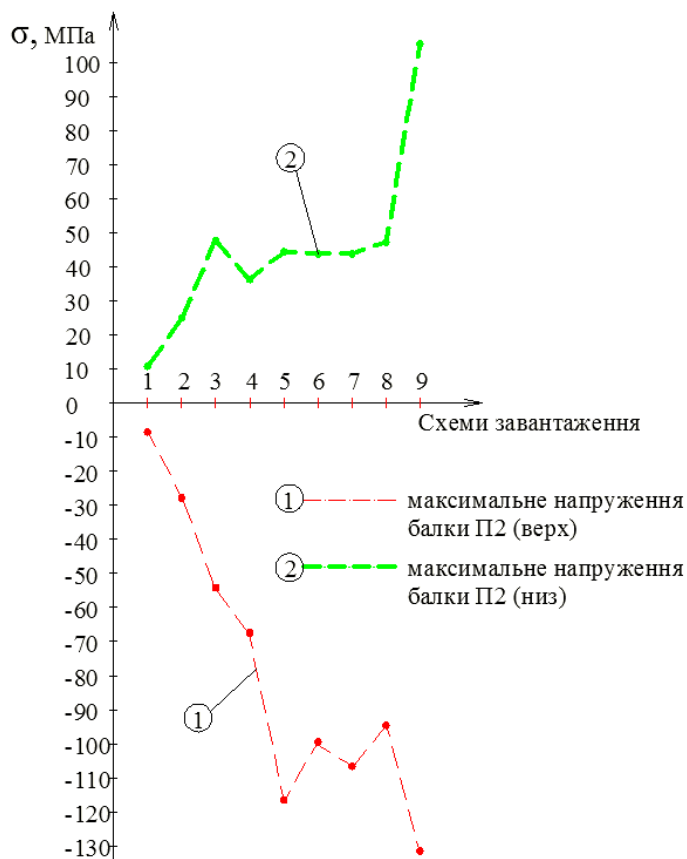


Рисунок 3.8 – Графік максимальних напружень в поперечній балці П2, отримані при випробуваннях

Таблиця 3.3 – Напруження від статичного навантаження в поперечній балці П4, МПа

№ схеми завантаження	Точки виміру					
	20 (в)	21 (в)	22 (н)	23 (н)	24 (в.б)	25 (в.б)
1	-26,5	-48,9	-2,0	-4,9	6,9	-32,64
2	-2,7	-42,0	-18,8	-13,1	17,9	-27,7
3	-29,8	-36,7	-6,1	-17,5	-9,4	-21,6
4	-11,4	-9,8	-18,8	-16,3	-10,2	-32,6
5	-48,6	-57,1	5,7	-2,4	-17,5	-39,9
6	-45,7	-38,8	-4,5	-22,8	-29,8	-18,8
7	-46,9	-35,1	8,9	2,0	3,7	-28,6
8	-72,8	-32,7	8,5	3,1	-9,6	-30,8
9	-59,9	-66,0	15,7	-36,5	-34,1	-38,9

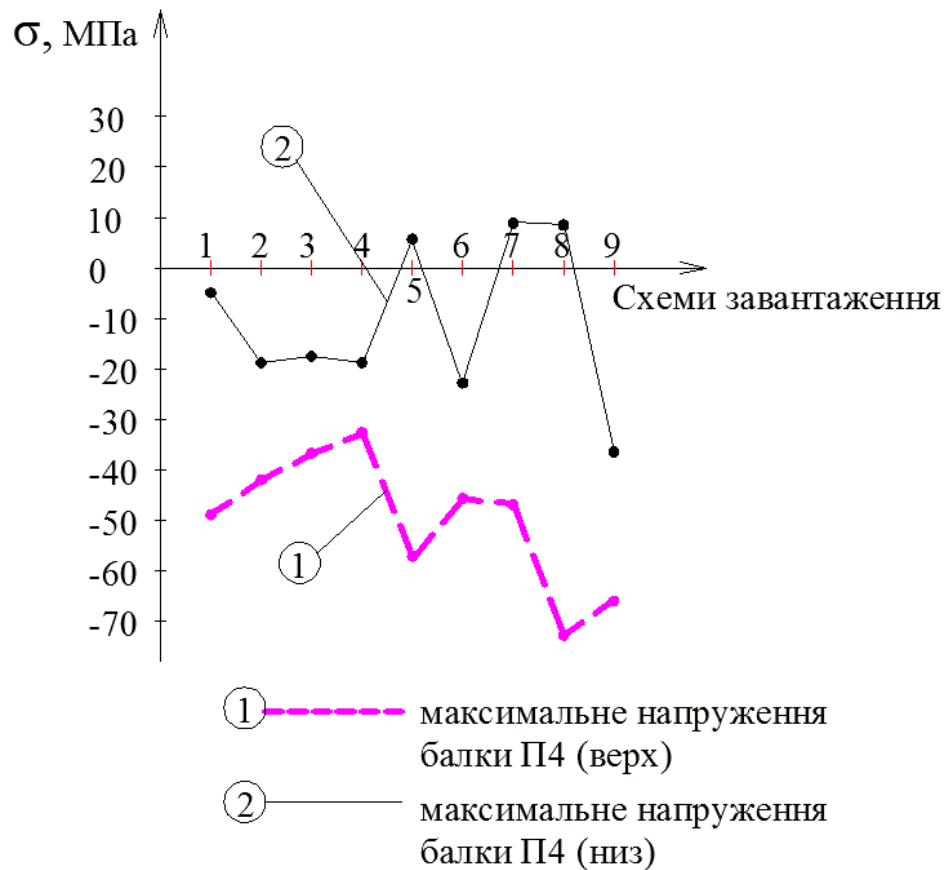


Рисунок 3.9 – Графік максимальних напружень в поперечній балці П4, отримані при випробуваннях

Керівництво по визначенню вантажопідйомності [24] не дає можливості визначити зусилля в конструктивних елементах сполучення балок проїзної частини, тому що використовує розрахункові схеми, в яких поздовжні балки беруться розрізними, а поперечні - працюють тільки на вигин у вертикальній площині [26].

Насправді поздовжні балки є нерозрізними, а при впливі тимчасового навантаження прагнуть повернутися навколо центра ваги. Повороти опорних перерізів поздовжніх балок відповідають поздовжні переміщення їх нижніх граней і такі ж по величині горизонтальні переміщення прикріплених верхніх граней поперечних балок. Внаслідок цього поперечні балки працюють на горизонтальний вигин з крученням і одночасно перешкоджають поворотам опорних перетинів поздовжніх балок. Причиною цього є включення поздовжніх балок в спільну роботу з поясами

ферм [68, 80].

При завантаженні прогонової будови вертикальним навантаженням стислі верхні пояси ферм коротшають в кожній панелі на величину δ . Наявність поздовжніх балок, довжина яких під навантаженням залишається практично незмінною, перешкоджає вільним переміщенням поперечних балок, прикріплених до верхніх поясів головних ферм. Різниця переміщень $\Delta\delta$ верхніх поясів ферм і поздовжніх балок проїзної частини викликає вигин поперечних балок в горизонтальній площині.

Аналіз результатів випробувань показує, що крім вертикального вигину балок має місце значний вплив горизонтального вигину і крутіння поперечних балок, що виникають внаслідок спільної роботи балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм, як у балки П0, так і у інших балок.

Найбільші згинальні моменти в горизонтальній площині виникають в крайніх поперечних балках [68, 80]. У поздовжніх балках з'являються додаткові зусилля стиску, а в верхніх поясах головних ферм зусилля стиску знижуються. Вигин поздовжніх балок викликає крутіння поперечних балок, а також повороти вузлів прикріплення і деформації вигину поясів головних ферм в їх площині. Вигину відповідають перерізуючі сили, які розкладаються на поздовжні зусилля, що ведуть до переміщень вузлів ферм.

Напружений стан елементів балок проїзної частини поверхового прикріплення визначається діючими в цій зоні поперечною силою і згинаючим моментом. Моменти різних знаків виникають через фактичну нерозрізність поздовжніх балок, а також особливостей роботи вузла обпирання поздовжніх балок на поперечні (наявності зазорів в місцях спирання, виробок в «рибках», нещільності приторцювання ребер жорсткості і т.д.).

Для всіх схем завантаження експериментальні значення місцевих напружень для поздовжньої балки в панелі 1-2 наведено в таблиці 3.4, а напруження в сполученні поздовжніх балок Б1, Б2 з поперечною балкою П4

наведені в таблицях 3.5÷3.8. Графіки максимальних напружень для поздовжньої балки в панелі 1-2 наведено на рис. 3.10, а поздовжніх балок Б1, Б2 в сполученні з поперечною балкою П4 на рис. 3.11 та 3.12.

Таблиця 3.4 – Величини напружень поздовжньої балки Б1 в панелі 1-2 в т.30-39, МПа

№ схеми завантаження	Точки виміру							
	30(в)	31(в)	32(н)	33(н)	35(в)	37(н)	38(в)	39(н)
1	-3,9	-2,5	-3,5	-8,9	1,9	-6,4	0,5	3,5
2	-16,8	-11,35	10,4	1,9	-0,9	-10,4	-3,9	-12,8
3	-16,8	-29,1	13,3	4,9	8,8	-11,4	-19,2	4,4
4	-23,7	-21,7	12,8	5,4	0	-30,1	-16,3	0
5	-15,8	-14,8	15	-4,4	9,4	-37,0	-4,9	6,4
6	-23,2	-35,5	10,9	5,9	6,9	-31,1	-29,6	17,3
7	-28,1	-25,2	19,7	10,4	-2,9	-39,5	-5,9	10,9
8	-14,1	-7,7	-8,6	-2,9	12,3	-28,1	-17,6	31,1
9	-11,5	-4,7	-11,8	-2,7	-3,2	-24,2	-3,2	14,3

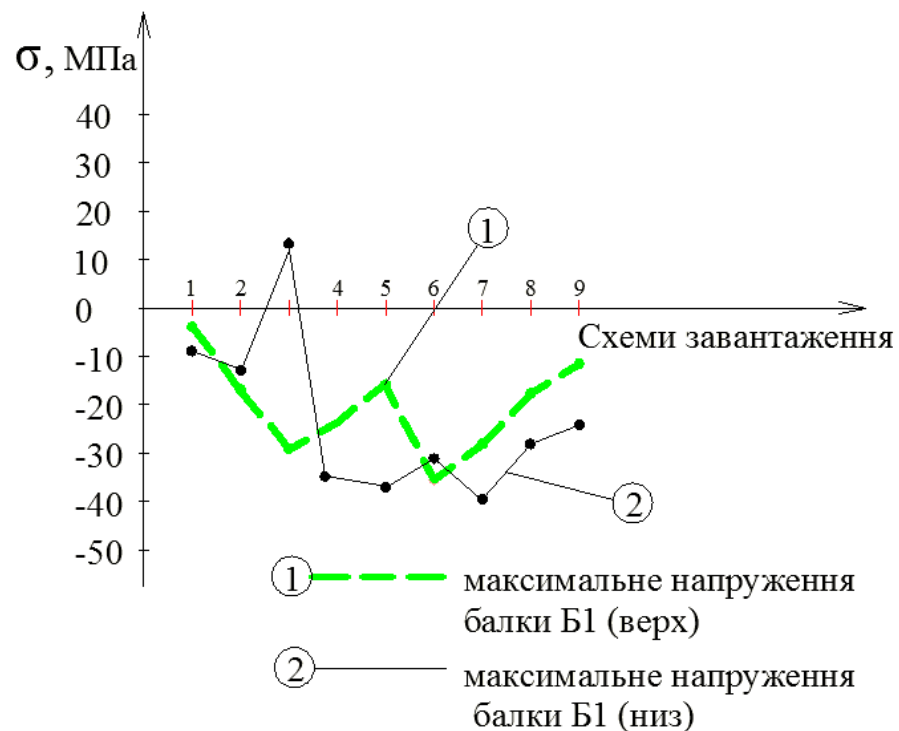


Рисунок 3.10 – Графік максимальних напружень поздовжньої балки Б1 в панелі 1-2

У поздовжній балці Б1 максимальні напруження зареєстровані в середині панелі 1-2 і склали -35,5 МПа в точці 30, схема завантаження 6 та 39,5 МПа в точці 33 схема завантаження 7 (див. рис. 3.3 і 3.5).

Таблиця 3.5 – Величини напружень в сполученнях поздовжньої балки Б1 з поперечною балкою П4 в т.60-69 (зовні), МПа

№ схеми завантаження	Точки виміру							
	60	61	62	63	65	67	68	69
1	-15,0	0,8	13,3	-2,5	-4,2	-34,2	-14,2	-22,5
2	-31,7	24,2	40,0	-2,5	12,5	2,5	-19,2	-17,5
3	-15,9	9,2	38,4	3,3	12,5	7,5	0	-19,2
4	-101,0	12,5	-2,5	-15,0	-0,8	-42,6	0	-25,0
5	-126,9	19,2	36,7	-19,2	-104,4	-35,9	-31,7	-69,3
6	-131,9	9,2	3,3	-18,4	-91,0	-21,7	-68,5	-49,3
7	-132,8	19,2	2,5	-27,6	-121,1	-16,7	-68,5	-69,3
8	-115,7	17,0	10,5	-47,1	-94,4	-27,1	-19,5	-58,8
9	-136,4	20,4	18,9	-18,7	-58,1	-15,4	-6,2	-56,4

Таблиця 3.6 – Величини напружень в сполученнях поздовжньої балки Б1 з поперечною балкою П4 в т.70-79 (внутр.), МПа

№ схеми завантаження	Точки виміру							
	70	71	72	73	75	77	78	79
1	0	-0,9	-0,5	0	-1,8	-0,5	-4,1	0,9
2	-2,3	-0,5	0	0,9	-2,3	0,9	1,8	-1,8
3	0,9	0,5	2,3	3,6	-3,2	0,9	4,1	0,9
4	-15,4	4,1	4,9	1,8	-13,9	-0,5	9,9	-2,7
5	-24,8	2,7	2,2	-4,5	-40,2	-0,5	9,9	-8,1
6	-22,6	3,2	5,4	-5,4	-30,7	1,4	13,5	9,5
7	-17,2	7,7	6,3	-4,5	-31,2	2,7	11,3	11,3
8	-24,2	2,5	1,8	-7,7	-33,7	3,2	12,9	11,5
9	-23,7	4,1	3,9	-5,2	-34,9	2,5	17,2	9,3



Рисунок 3.11 – Графік максимальних напружень в сполученні поздовжньої балки Б1 з поперечною балкою П4

Таблиця 3.7 – Величини напружень в сполученнях поздовжньої балки Б2 з поперечною балкою П4 в т.80-89 (зовні), МПа

№ схеми	Точки виміру							
	80	81	82	83	85	87	88	89
1	1,4	-1,1	0,4	-0,4	0	5,3	2,4	0
2	-1,4	-4,3	-1,8	-0,4	-0,4	-3,2	1,4	-1,8
3	-1,5	-2,1	-1,4	0,4	0	1,8	2,1	0
4	-7,8	-1,8	-1,8	-1,8	2,2	-7,8	4,3	0
5	-12,8	-1,4	0,7	-2,1	2,1	-1,4	5,3	0,4
6	-14,8	-4,9	-2,5	-2,5	5,3	0,4	6,1	2,9
7	-13,1	-2,1	-1,4	-2,5	4,9	0,7	7,5	3,0
8	-13,6	-4,9	-2,1	-2,8	5,3	-2,3	6,6	1,4
9	-8,9	3,3	1,9	2,1	8,9	2,5	14,4	5,4

Таблиця 3.8 – Величини напружень в сполученнях поздовжньої балки Б2 з поперечною балкою П4 в т.90-99 (внутр.), МПа

№ схеми	Точки виміру							
	90	91	92	93	95	97	98	99
1	4,3	9,2	3,9	2,9	6,3	4,3	3,9	8,2
2	4,3	4,8	2,4	2,9	4,8	4,8	2,4	10,6
3	1,4	4,3	2,4	5,8	3,9	2,4	3,9	12,0
4	-2,4	9,2	3,4	4,8	0,9	4,8	6,3	14,9
5	-9,2	13,0	2,4	1,4	11,6	7,7	7,7	17,4
6	-2,8	16,4	9,2	-0,9	-19,3	7,3	10,6	-16,9
7	-5,8	17,8	7,2	-2,9	-19,8	8,2	8,7	16,8
8	-3,2	13,8	7,4	0,2	-12,3	8,4	8,9	26,5
9	-3,2	19,6	10,9	5,9	-12,1	12,5	15,2	27,8

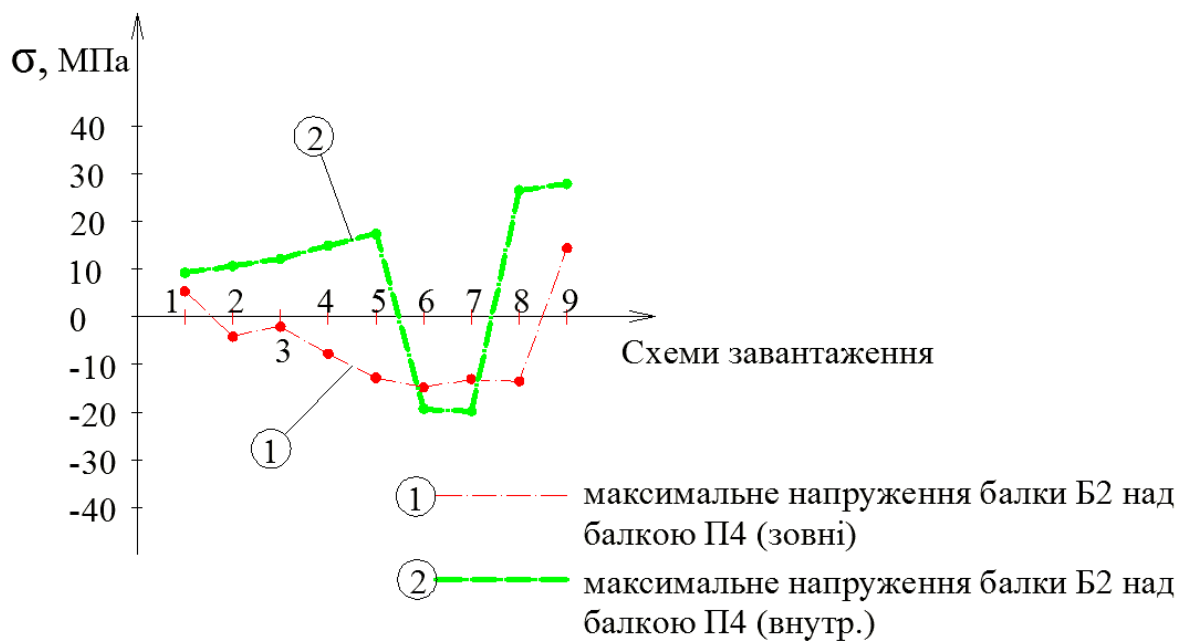


Рисунок 3.12 – Графік максимальних напружень в сполученні поздовжньої балки Б2 з поперечною балкою П4

Максимальні напруження в сполученні поздовжньої балки Б1 з поперечною балкою П4 в т. 60 при завантаженні прогонової будови за схемою 9 сягають -136,4 МПа.

Найбільші величини напружень в поперечних балках П0, П2 і П4, отримані при випробуваннях, наведені в табл. 3.9.

Таблиця 3.9 – Найбільші величини напружень в поперечних балках проїзної частини, МПа

Схема завантаження	Поперечні балки					
	П0		П2		П4	
	верх	низ	верх	низ	верх	низ
1	-27,4	(-6,1)	-8,5	10,8	-48,9	-4,9
2	-21,2	-4,2	-27,8	24,9	-42,0	-13
3	-47,1	-5,7	-54,2	47,6	-3,6	-17,5
4	-41,5	-8,9	-67,4	34,9	-9,8	-16,3
5	-40,1	-16,0	-78,7	33,9	-57,1	-2,5
6	-63,7	-3,8	-77,8	27,8	-38,8	-22,8
7	37,6	17,4	-71,7	23,6	35,1	2,0
8	31,3	12,5	-62,5	17,4	-32,7	3,1
9	29,4	10,7	-38,9	0,8	-66,0	-36,5

По довжині кутиків поздовжніх балок напруження змінюються нерівномірно. Найбільші напруження виникають, як правило, на кінцях кутиків. В окремих випадках максимальні і місцеві напруження в кутиках виявилися на відстані до 80-100 мм від торців кутиків. У більшості випадків зміна напружень в кутиках по їх довжині характеризується зміною знака напружень.

З результатів вимірювань виявляється, що в поздовжній балці крім напружень від вертикального згинального моменту виникають напруження від дії інших факторів (горизонтального вигину, осьових сил і кручення поперечної балки).

Осьові напруження стиску в поздовжніх балках виникають через участь їх у спільній роботі з верхніми поясами головних ферм. При цьому відбувається вигин в горизонтальному напрямку поперечних балок. Найістотніше це проявляється для поперечної балки П2 в місці примикання її до ферми Ф1, а в середині прольоту цієї балки вплив горизонтального вигину виражено менше.

Максимальні з усіх завантажень напруження зареєстровані в поперечній балці П2 в місці примикання її до ферми Ф1 і склали: -131,5 МПа в точці 15 і +105,3 МПа в точці 17 (схема завантаження 9).

3.4. Висновки розділу 3

1. Аналіз наведених вище результатів свідчить про роботу поздовжньої балки в складному напружено деформованому стані. При цьому, напружений стан елементів поверхового прикріплення балок визначається діючими в цій зоні поперечною силою і згинальним моментом, викликаним фактично нерозрізними поздовжніми балками, а також особливостями роботи вузла обпирання поздовжніх балок на поперечні (наявність зазорів в приляганні балок, що спираються одна на одну; виробок в "рибках", нещільності приторцювання ребер жорсткості і т.д.).

2. Максимальні напруження в сполученні поздовжніх балок з поперечною балкою (завантаження прогонової будови $2/3$ від кінця прольоту) досягають $-136,4$ МПа в поздовжній лівій балці біля поперечної балки П4, де вплив спільної роботи балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм відсутній.

3. По довжині кутиків поздовжніх балок напруження змінюються нерівномірно. Найбільші напруження виникають, як правило, на кінцях кутиків. В окремих випадках максимальні і місцеві напруження в кутиках виявилися на відстані до 80-100 мм від торців кутиків. У більшості випадків зміна напружень в кутиках по їх довжині характеризується зміною знаку напружень.

4. Для виявлення причин виникнення дефектів в досліджуваних балках проїзної частини при достатньо нетривалому часі експлуатації конструкцій, за умови виникнення напружень, далеких від граничних, необхідно виконати подальші дослідження.

3.5 Список використаних джерел в розділі 3

У розділі 3 використані джерела [27, 93-95, 24, 26, 68, 80]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

РОЗДІЛ 4. АНАЛІТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО - ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛОК ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ ПОВЕРХОВОГО СПОЛУЧЕННЯ

4.1 Загальні відомості

З метою поглиблення аналізу експериментальних даних конструкцій, що випробовувались, були проведені розрахунки випробуваної конструкції з вихідними даними, які повністю відповідають дослідній прогоновій будові. Для теоретичних досліджень взято прогонову будову з наскрізними фермами з їздою верхом, проектування «Проектстальконструкція» з розрахунковим прогоном $L_p=44,0$ м з поверховою проїзною частиною. Задана ферма обрана, як та, що має найбільшу кількість дефектів у вузлах обпирання поздовжньої балки на поперечну.

Припущення про роботу елементів ферми тільки на осьові сили засноване на гіпотезі про шарнірні вузли та вузловій передачі навантаження. Насправді, через неточності центрування елементів у вузлах і жорсткості вузлових сполучень поряд з осьовими зусиллями в стрижнях ферм виникають і деякі згинальні моменти. Згинальні моменти викликають появу додаткових напружень в стрижнях. Ці напруги пропорційні погонній жорсткості прилеглих до вузлів елементів і, якщо відношення висот елементів до їх довжини більше $1/15$, то при розрахунку ферм враховують жорсткість вузлів [26, 28, 68, 86].

Розрахунки проводились для просторової конструкції ферми. Дана розрахункова схема враховує жорсткість вузлів та більшість конструктивних особливостей дійсної прогонової будови.

Схема прогонової металевої будови $L_p=44,0$ м зображена на рис. 4.1.

У якості розрахункової моделі була побудована просторова схема (рис. 4.2.) зі стрижневих елементів, де елементи були змодельовані у відповідності до їх геометричних розмірів, що дало можливість оцінювати власну вагу прогонової будови, а також відповідний розподіл по масам елементів, для подальшої оцінки впливу маси елементів на перерозподіл зусиль.

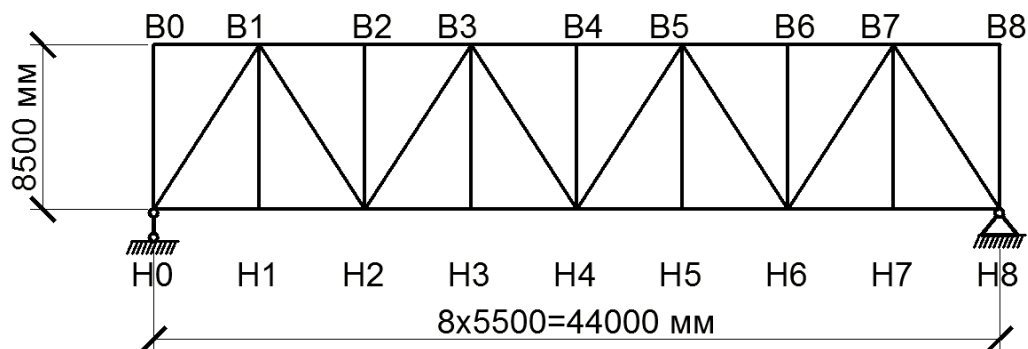


Рисунок 4.1 – Схема прогонової будови $L_p=44,0$ м

Дуже важливо на даному етапі досліджень шляхом спрощення розрахункової схеми не втратити особливості роботи всієї конструкції прогонової будови та, зокрема, мостового полотна – суттєві спрощення є неприпустимими.

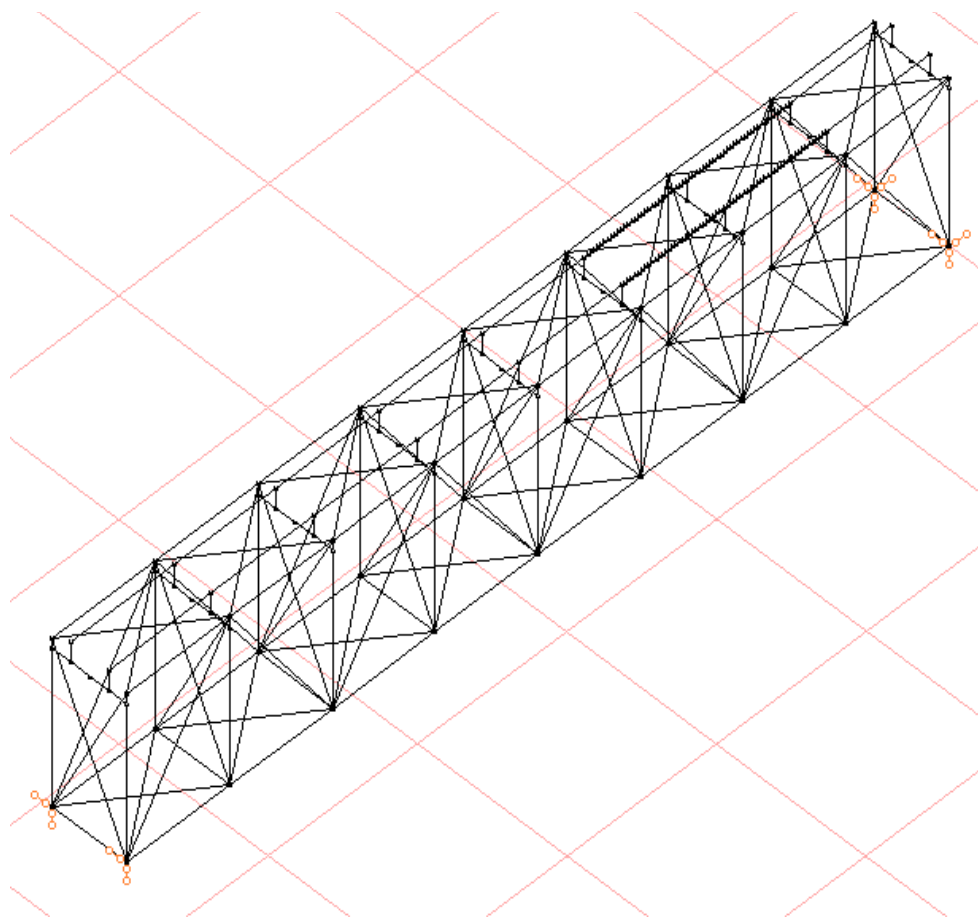


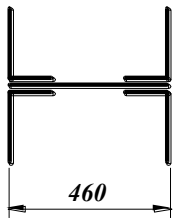
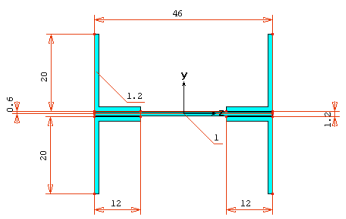
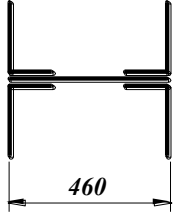
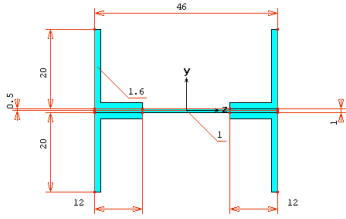
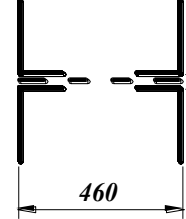
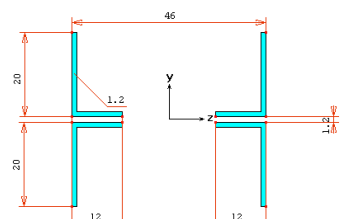
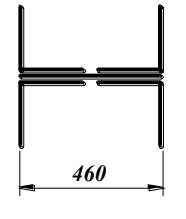
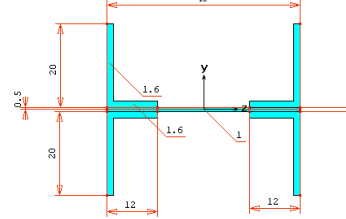
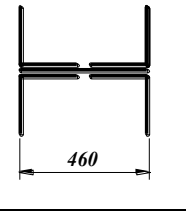
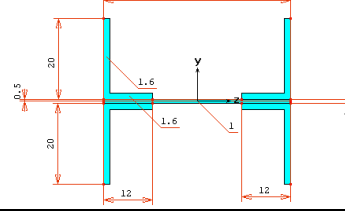
Рисунок 4.2 – Просторова модель металеві ферми

Вузли обпирання поздовжньої балки на поперечну були задані, як шарніри з відповідними ступенями свободи, всі інші вузли мають відповідну жорсткість в залежності від перерізів елементів, що в них входять.

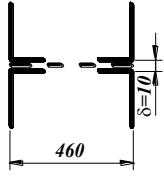
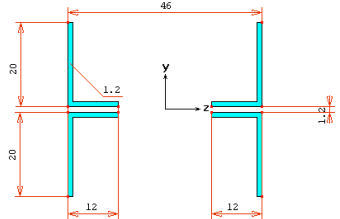
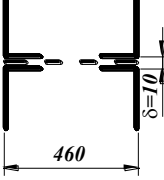
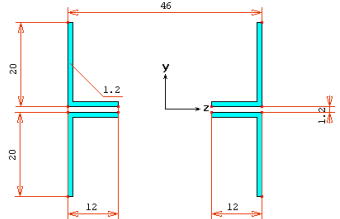
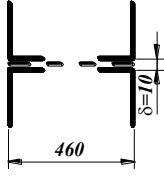
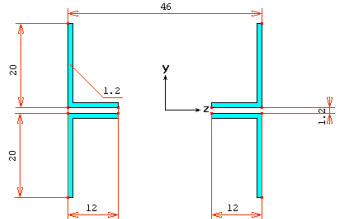
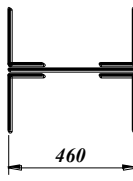
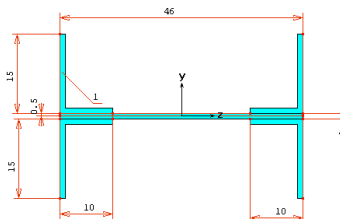
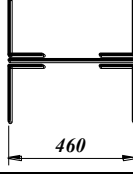
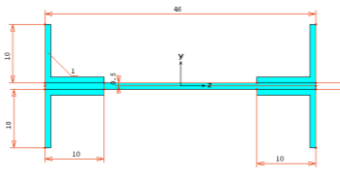
Опорні частини розташовані за наступною схемою: Н0 – нерухома опорна частина, Н8 – рухома опорна частина.

Висота головних ферм становить 8,5 м, відстань між фермами – 4 м. Елементи головних ферм мають Н-подібний переріз шириною 460 мм з 4-х кутиків та металевим листом або без нього. Перелік елементів занесений в таблицю 4.1.

Таблиця 4.1 –Елементи головних ферм

Елемент	Схема перерізу	Склад перерізу, мм	Модель елемента
1	2	3	4
B0-B1; B1-B2; B2-B3; B5-B6; B6-B7; B7-B8		200×120×12 - 450x10	
B3-B4		200×120×16 - 450×10	
H0-H1; H1-H2; H6-H7; H7-H8		200×120×12 - 450×12	
H2-H4; H3-H4; H4-H5; H5-H6		200×120×16 - 450×10	
H0-B1		200x120x16 - 450x10	

Продовження таблиці 4.1

1	2	3	4
В1-Н2		200x120x12	
Н2-В3		200x120x12	
В3-Н4		200x120x12	
Стійки		150x100x10 - 450x10	
Підвіски		100x100x10 - 450x10	

В якості вітрових ферм виступають спарені кутики 125×125×10.

Поперечні в'язі складені з чотирьох кутиків 200×125×12.

4.2 Визначення зусиль від власної ваги та мостового полотна

Розрахунки проводились за допомогою метода скінченних елементів у програмному комплексі Selena 4.1.1 (ліцензійний ключ 1802619725). Вирішення даної задачі не є головною метою роботи, а скоріше, побічним результатом, локальною задачею, рішення якої дасть змогу об'єктивно оцінити напружено-деформований стан, в якому знаходяться поздовжні та поперечні балки поверхового сполучення металевих мостів. Головна

проблема, що вирішується в рамках даної задачі, – виявити взаємодію в роботі балок з елементами ферми та вплив нерозрізності поздовжніх балок на напружено-деформований стан поперечних балок.

Було визначено зусилля в балках проїзної частини від власної ваги прогонової будови, мостового полотна, а також визначено зусилля від рухомого складу при восьми положеннях навантаження на прогоновій будові (схеми навантаження 2÷9), які показані на рисунку 3.5 (3 розділ).

Оскільки при відповідному моделюванні немає можливості додатково задати вагу елементів прикріплення, а також додаткову вагу метизів, був заданий коефіцієнт перевантаження від власної ваги на 10%.

У відповідності з проектом всім елементам був заданий матеріал прогонової будови Ст.3, що дало можливість не тільки розподілити вагу у відповідності до поперечних перерізів (в залежності від площі перерізів та щільності матеріалу), а також розглядати систему з точки зору механічних властивостей матеріалу. Отримана просторова схема показана на рисунку 4.3.

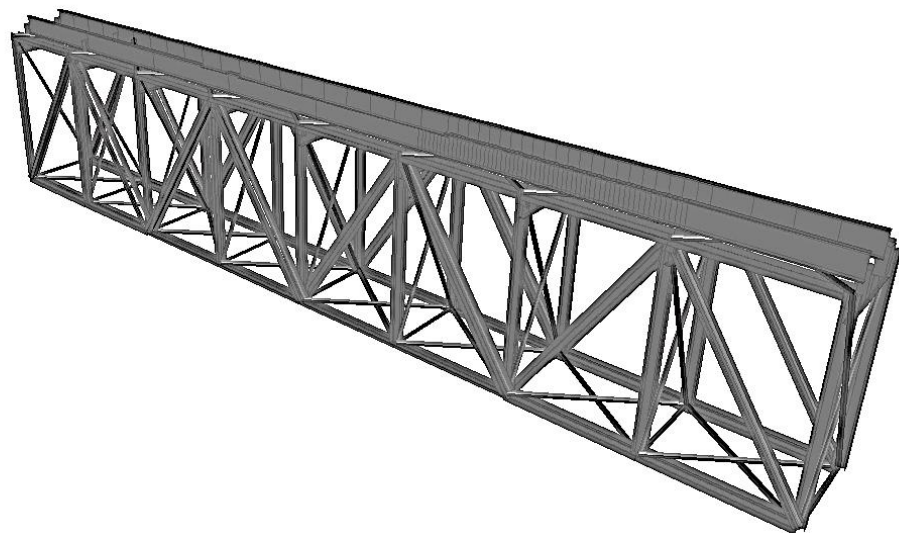


Рисунок 4.3 – Просторова схема з відповідними перерізами елементів

Для завдання ваги мостового полотна а також тротуарних консолей, перил, настилу на тротуарах прогонової будови враховано застосовані

елементи металопрокату та бетоні тротуарні плити. Отже було прийняте статичне рівномірно розподілене еквівалентне навантаження $P_{\text{екв}}=10 \text{ кН/м}$, яке прикладалося до кожної поздовжньої балки (рис 4.4).

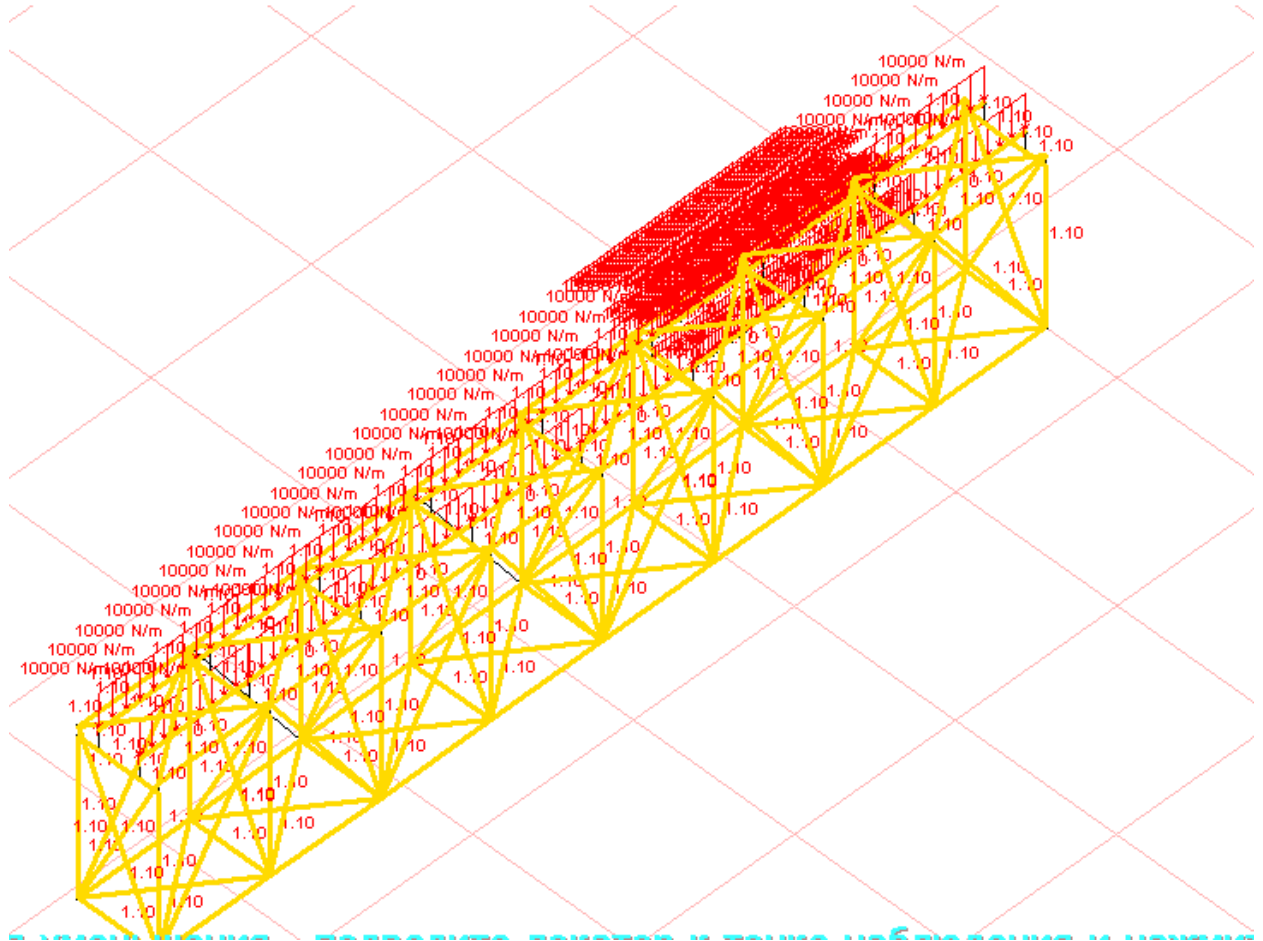


Рисунок 4.4 – Статичне навантаження на прогонову будову

Об'єктом досліджень по даному розрахунку були перш за все елементи балкової клітки, внутрішні зусилля в яких і були знайдені.

Для кожного вузла необхідно було визначити:

- згинальний момент у поздовжній балці, так як відповідна схема розрахунку дає можливість оцінювати нерозрізність поздовжньої балки;
- поперечну силу, тобто опорну реакцію у кожному вузлі;
- згинальний момент у поперечній балці у напрямку осі поздовжньої балки (поздовжній згинальний момент).

Відповідні епюри зусиль зображені на рисунках 4.5÷4.11.

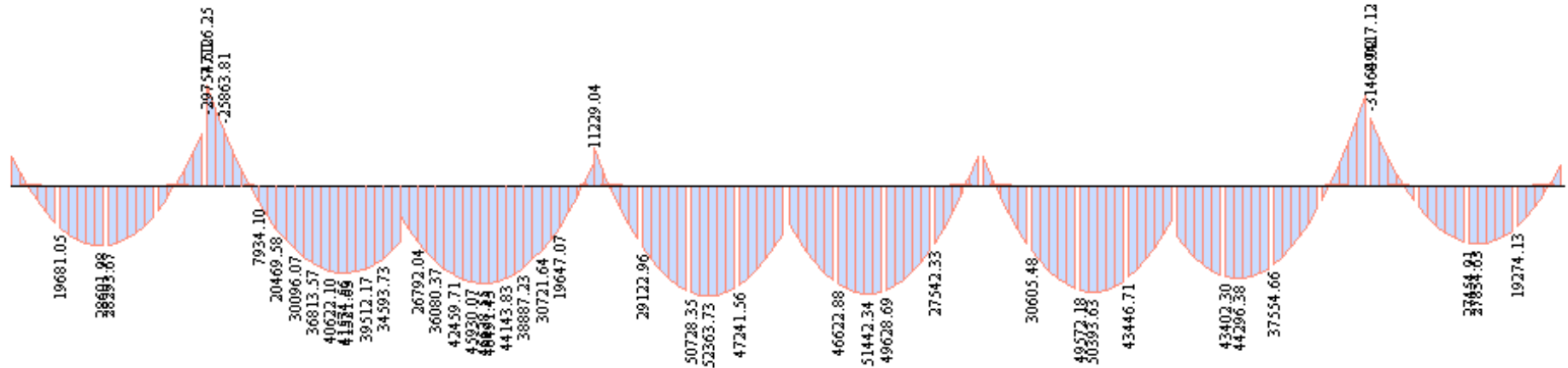


Рисунок 4.5 – Епюра згинаючого моменту у поздовжній балці від ваги мостового полотна та власної ваги, Н·м

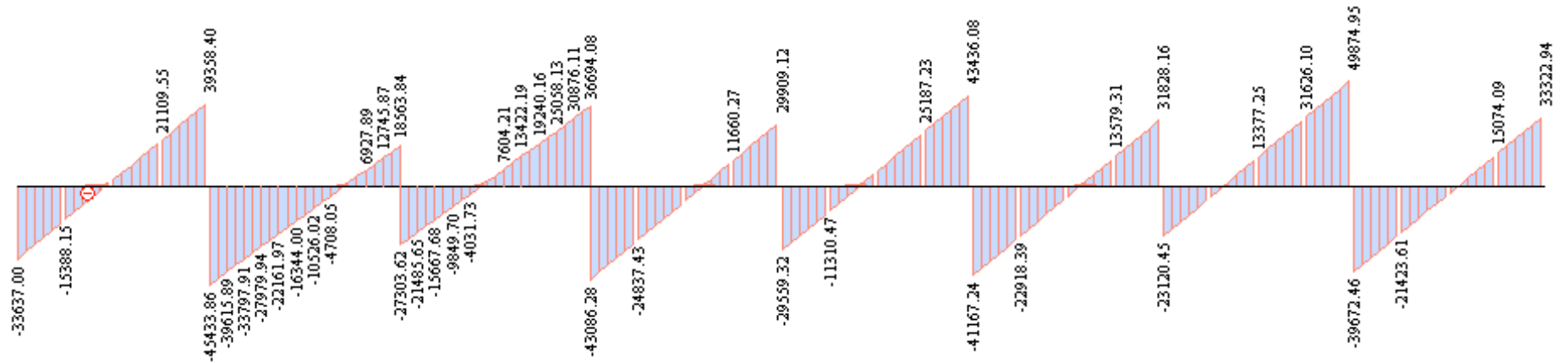


Рисунок 4.6 – Епюри поперечних сил у поздовжній балці від ваги мостового полотна та власної ваги, Н

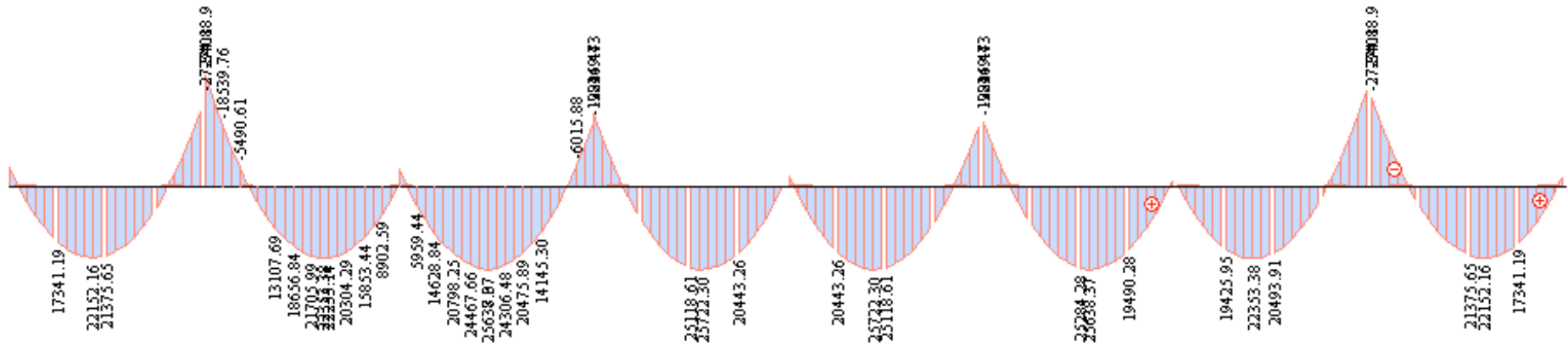


Рисунок 4.7 – Еюра згинаючого моменту у поздовжній балці від ваги мостового полотна, Н·м

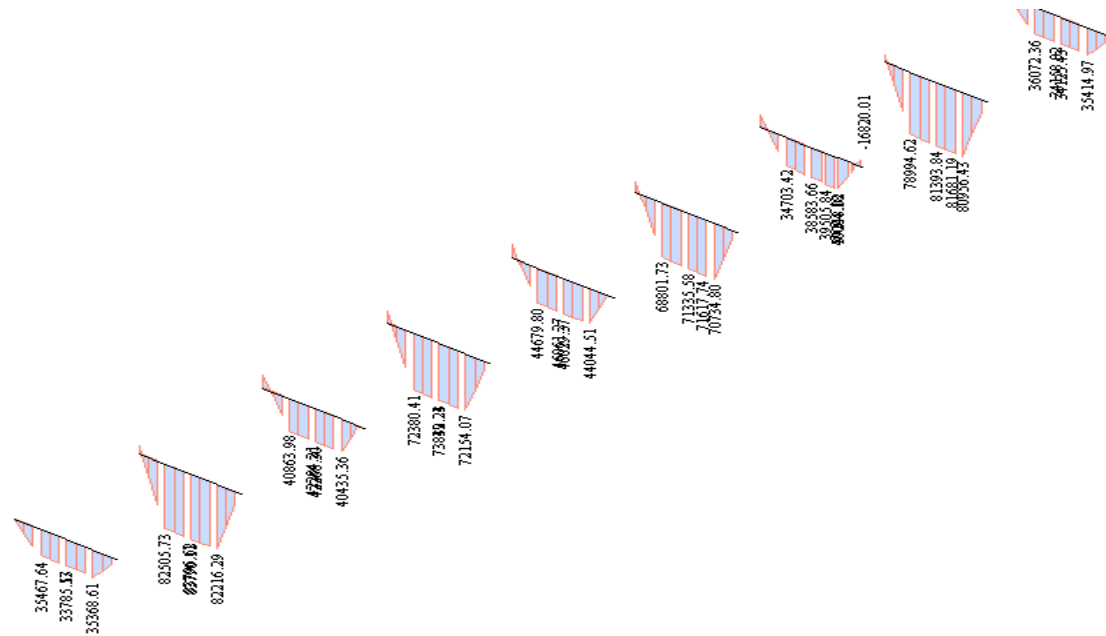


Рисунок 4.8 – Еюри згинальних моментів у поперечних балках, Н·м

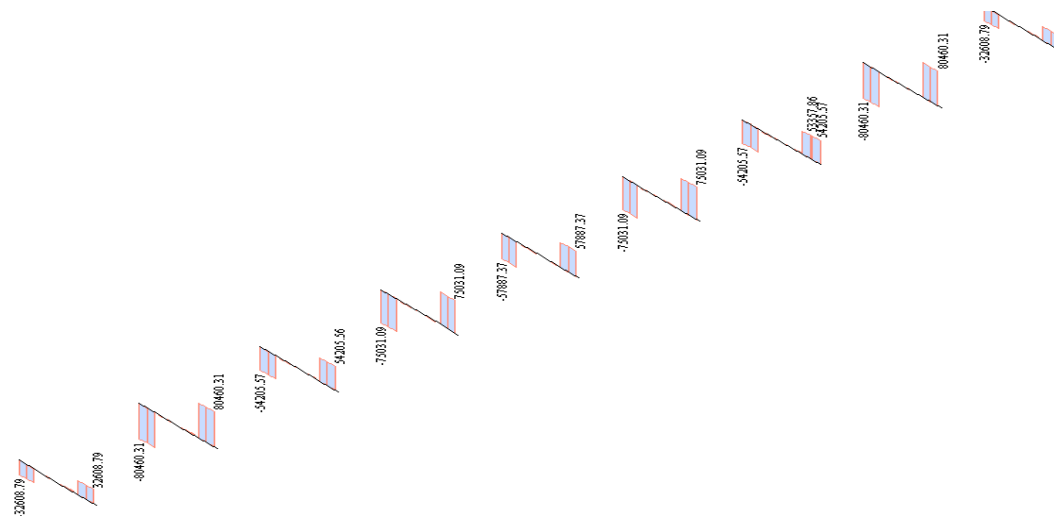


Рисунок 4.9 – Епюри поперечних сил у поперечних балках, Н

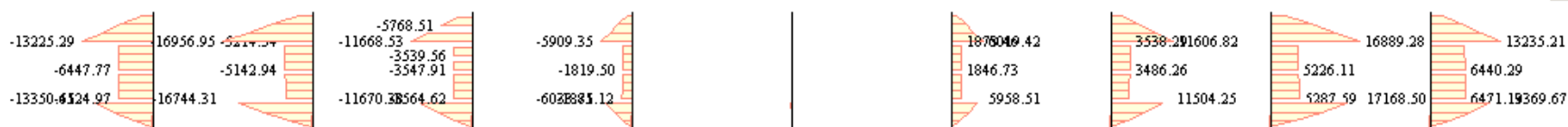


Рисунок 4.10 – Епюри поздовжніх згинальних моментів у поперечних балках, Н·м



Рисунок 4.11 – Епюри крутних моментів у поперечних балках, Н·м

Проаналізувавши епюри згинальних моментів, можна констатувати, що у реальній конструкції, поздовжні балки працюють як нерозрізна система. У розрахунках балок проїзної частини рекомендується використовувати розрахункові схеми, в яких поздовжні та поперечні балки беруться розрізними, та поперечні працюють тільки на вигин у вертикальній площині. Керівництво по визначенню вантажопідйомності [24] не дає можливості визначати зусилля в конструктивних елементах сполучення балок проїзної частини, що розташовані „поверхово“, тому що використовує розрізні розрахункові схеми балок [26, 28].

Максимальні значення зусиль в елементах проїзної частини від власної ваги та мостового полотна показано в таблиці 4.2

Таблиця 4.2 – Зусилля в балках проїзної частини

Елемент за розр. схемою	Статика (власна вага)				
	N, кН	Q _z , кН	M _z , кНм	M _y , кНм	M _t , кНм
П0	5,9	0,17	33,8	13,23	8·10 ⁻⁵
П1	20,8	0,18	83,8	16,9	1,2·10 ⁻⁶
П2	38,1	-0,1	42,3	3,5	1,4·10 ⁻⁵
П3	39,5	0,19	73,8	1,8	1,1·10 ⁻⁵
П4	39,3	0,02	46,0	-0,05	4,0·10 ⁻⁵
Б ₀₋₁	-13,6	39,5	28,6	-0,75	-
Б ₁₋₂	-30,5	-44,8	41,4	1,54	-
Б ₂₋₃	-42,3	-42,3	46,5	-0,6	-
Б ₃₋₄	-48,5	-42,4	52,3	-0,16	-

Аналіз зусиль в елементах проїзної частини показав, що найбільші згинальні моменти в горизонтальній площині M_y виникають в крайніх поперечних балках П0 та П8, найбільші згинальні моменти в вертикальній площині M_z виникають в поперечних балках П1 та П7, де жорсткість непарних вузлів ферми підвищена за рахунок розкосів, що сходяться у цих вузлах.

Крутні моменти в поперечних балках також збільшуються в залежності від відстані поперечної балки від осі прогонової будови.

За вимогами нормативних документів [26, 28] згинальні моменти в вертикальній площині для поздовжніх балок розраховуються на міцність, як розрізні, незалежно від конструктивного оформлення прикріплення їх поясів до поперечних балок. Максимальний згинальний момент від постійного навантаження розраховується за формулою:

$$M_{\max} = \frac{(q_{\text{ВВ}} + q_{\text{МП}}) \cdot l^2}{8} \quad (4.1)$$

Де: $q_{\text{ВВ}}$ – навантаження від власної ваги балок;

$q_{\text{МП}}$ – навантаження від полотна мостового;

l – довжина поздовжньої балки.

На рисунку 4.12 показано порівняння згинальних моментів в вертикальній площині для поздовжніх балок розрізного та нерозрізного типу.

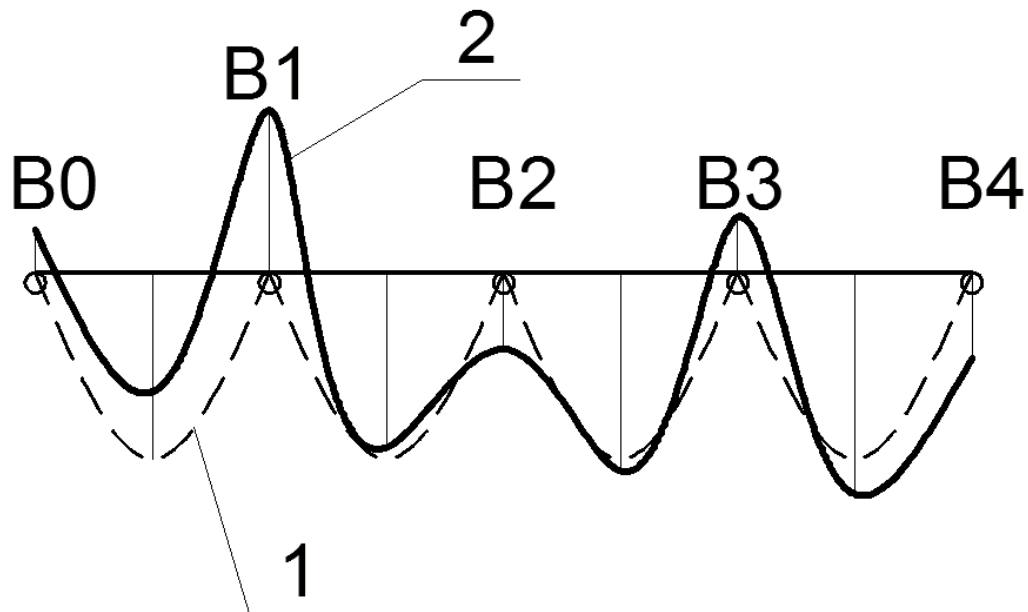


Рисунок 4.12 – Вертикальні моменти згину поздовжніх балок:

1 – розрізна балка, 2 – нерозрізна балка

Величина згинального моменту розрізної балки від постійного навантаження власної ваги та мостового полотна дорівнює 43,7 кН·м. В середині панелей 0-1 та 1-2 згинальні моменти розрізних балок більші ніж у нерозрізних на 5,2÷34,5%, але у нерозрізних з'являються від'ємні моменти на

опорах над поперечними балками. Це негативно впливає на роботу заклепок чи болтів з'єднання балок проїзної частини (заклепки послабляються та зриваються, у вузлах обпирання балок проїзної частини виникає розладнання, це, в свою чергу, сприяє збільшенню динамічного навантаження на конструктивні елементи як поперечних, так і поздовжніх балок проїзної частини, та виникненню додаткових дефектів). Проте згинальні моменти розрізних балок в середині панелей 2-3 на 6,4% і особливо в панелі 3-4 на 19,7% менші ніж у нерозрізних. Це свідчить про те, що в реальних конструкціях балок з поперечним розташуванням виникають додаткові зусилля, які виникають при сумісній роботі балок проїзної частини з поясами ферм.

Часто додаткові зусилля в балочній клітці виявляються настільки значними, що доводиться вживати заходів до їх зменшення, наприклад, влаштовувати розриви в поздовжніх балках з поздовжньо-рухомим сполученням балок в місцях розривів.

4.3 Визначення напруженого стану балок від власної ваги та мостового полотна

4.3.1 Напружений стан поздовжніх балок

Напружений стан елементів поздовжніх балок проїзної частини поверхового прикріплення визначається діючими в ній поперечною силою та згинальним моментом. Моменти різного знаку виникають через фактичну нерозрізність поздовжніх балок, а також особливостей роботи вузла обпирання поздовжніх балок на поперечні.

При передачі на балку навантаження від мостового полотна без ексцентриситету, вона зазнає згинальних деформацій. Напружений стан поздовжньої балки при цьому представлено на рис. 4.13÷4.16. На рис. 4.13÷4.16та подальших рисунках напруження σ_x на шкалах зазначене у паскалях.

За результатами обчислення отримуємо, що в поздовжніх балках крім напружень від вертикального згинального моменту виникають напруження від дії інших факторів (горизонтального вигину поперечних балок, осьових сил і кручення).

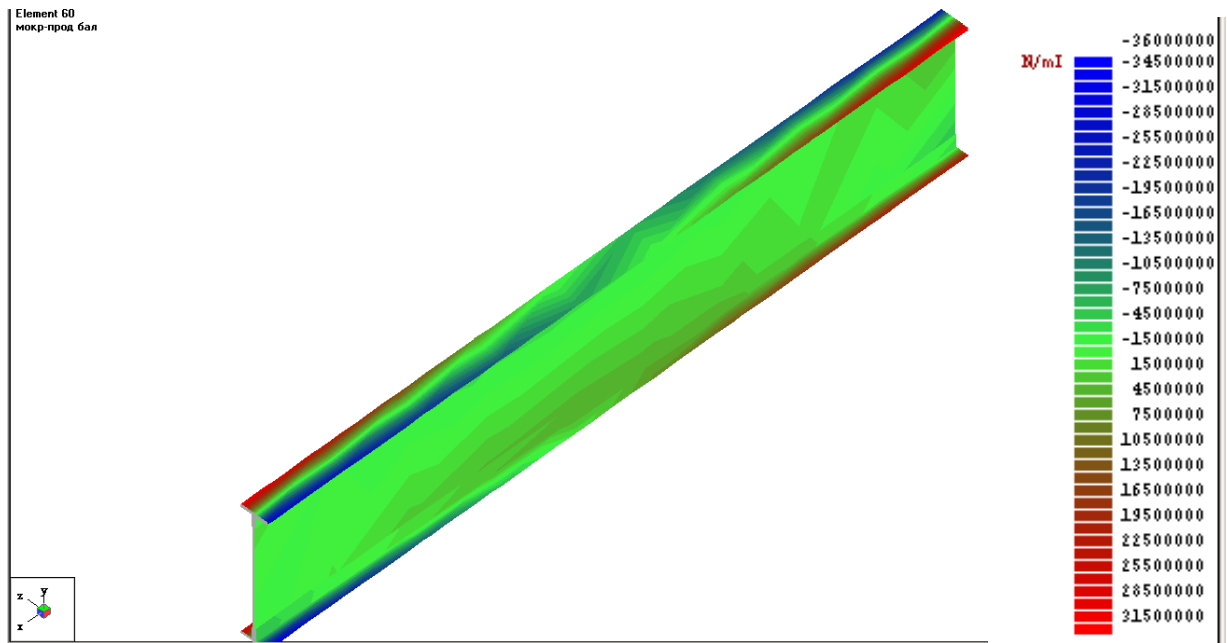


Рисунок 4.13 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна, в панелі 0-1, Па

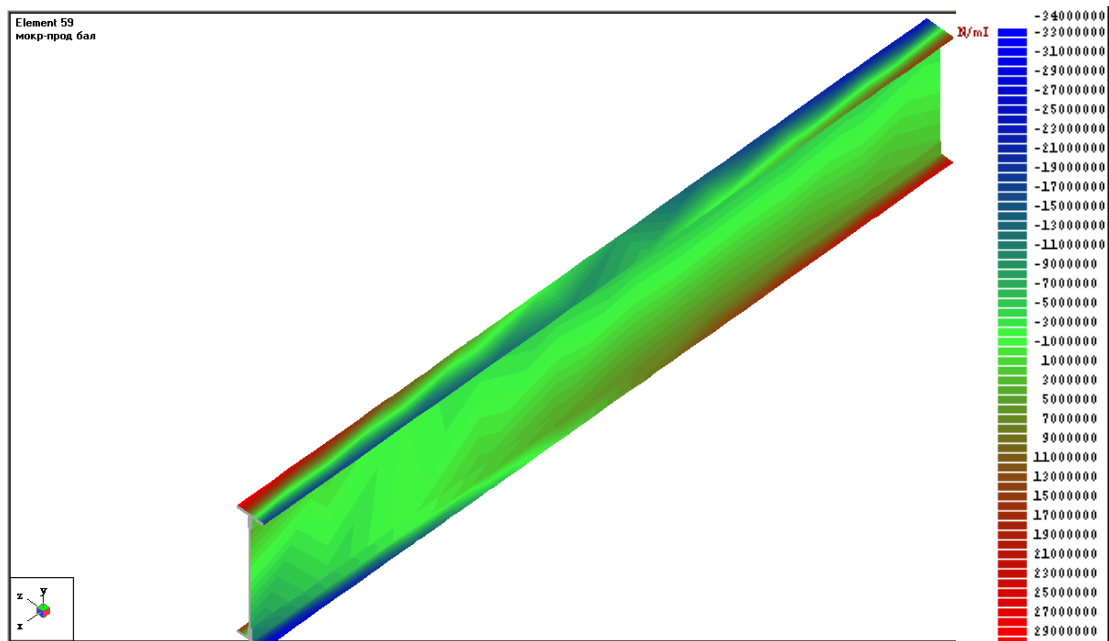


Рисунок 4.14 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна, в панелі 1-2, Па

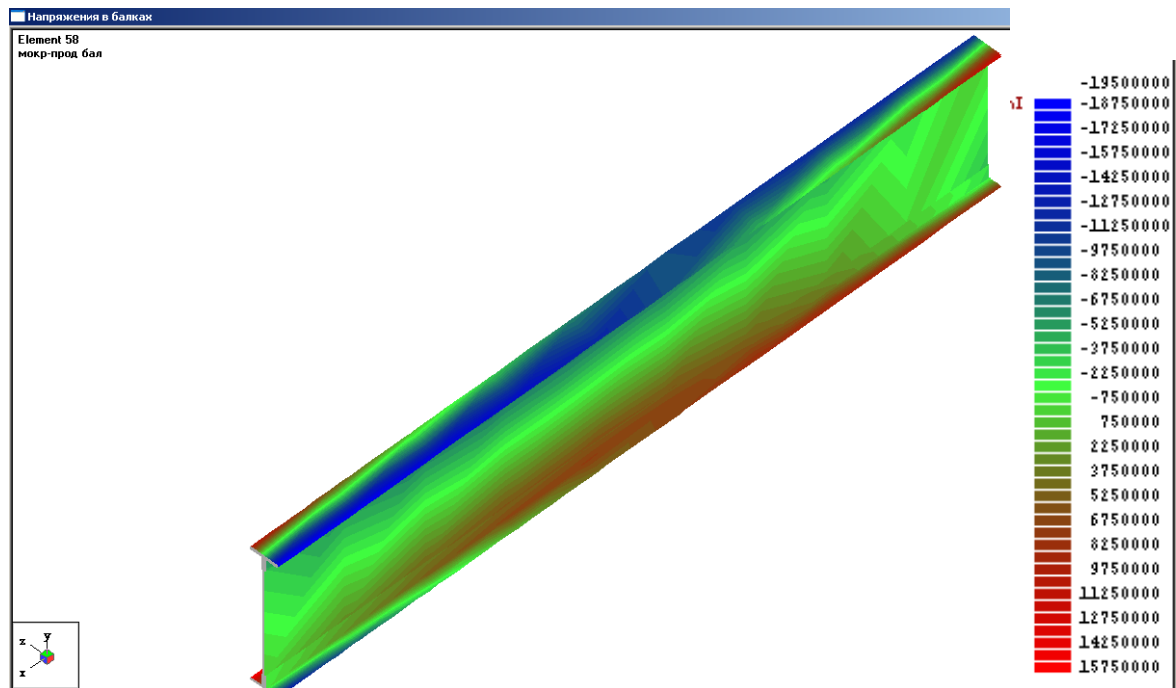


Рисунок 4.15 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна, в панелі 2-3, Па

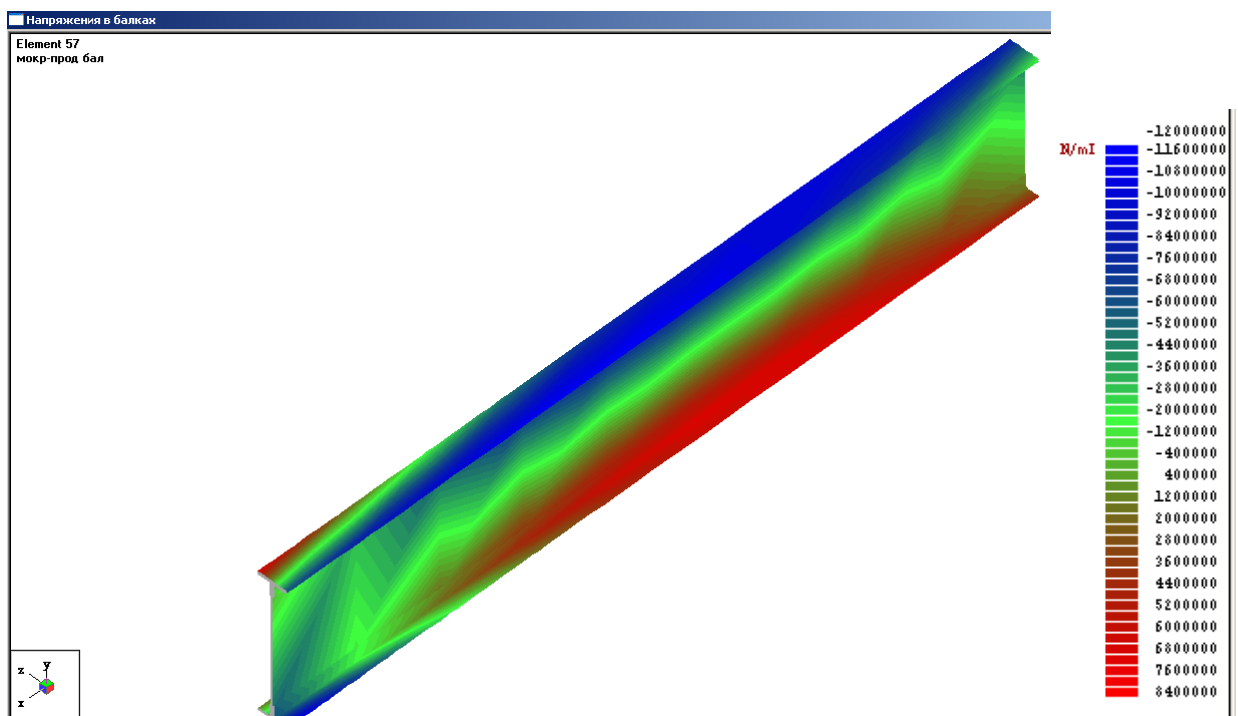


Рисунок 4.16 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна, в панелі 3-4, Па

Максимальні значення напружень в елементах проїзної частини від власної ваги та мостового полотна показано в таблиці 4.3

Таблиця 4.3 – Напруження в балках проїзної частини від власної ваги та ваги мостового полотна

Елемент за розр. схемою	Статика (власна вага з мостовим полотном)	
	σ_{\max} , МПа	
Б ₀₋₁	31,5	-36,0
Б ₁₋₂	29,0	-34,0
Б ₂₋₃	15,7	-19,5
Б ₃₋₄	8,4	-12,0

Найбільші напруження виникають в крайніх балках Б₀₋₁ та Б₇₋₈.

Деформований стан балок при навантаженні поздовжніх балок прогонової будови мостовим полотном та власною вагою показано на рис. 4.17.

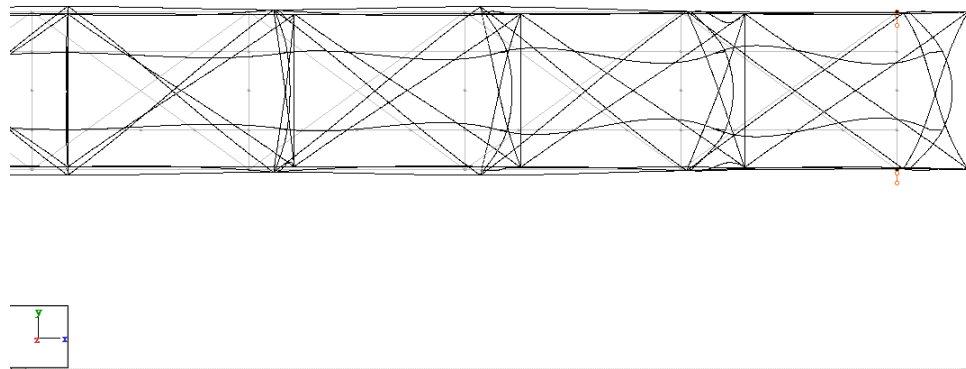


Рисунок 4.17 – Деформації елементів прогонової будови при навантаженні поздовжніх балок прогонової будови мостовим полотном та власною вагою(для наочності деформації елементів збільшено)

При завантаженні прогонової будови вертикальним навантаженням стислі верхні пояси ферм коротшають в кожній панелі на величину δ .

Наявність поздовжніх балок, довжина яких під навантаженням залишається практично незмінною, перешкоджає вільним переміщенням поперечних балок, прикріплених до верхніх поясів головних ферм. Різниця переміщень $\Delta\delta$ верхніх поясів ферм і поздовжніх балок проїзної частини викликає вигин поперечних балок в горизонтальній площині.

Одночасно згин поздовжніх балок викликає кручення поперечних балок, а також повороти вузлів та деформації згину стержнів головних ферм у їх площині. Згину відповідають перерізуючі сили, які розкладаються на поздовжні зусилля, що ведуть до переміщення вузлів ферм. Таким чином, згин балок проїзної частини не впливає на прогини головних ферм. Розрахункові прогини ферми отримані при навантаженні прогонової будови мостовим полотном та власною вагою складають 0,011 м, а при завантаженні випробувальним навантаженням максимальний прогин склав розрахунковий – 0,0158 м (рис. 4.18), а по результатам випробувань – 0,0124 м (різниця прогинів свідчить що реальна жорсткість прогонової будови вища за розрахункову).

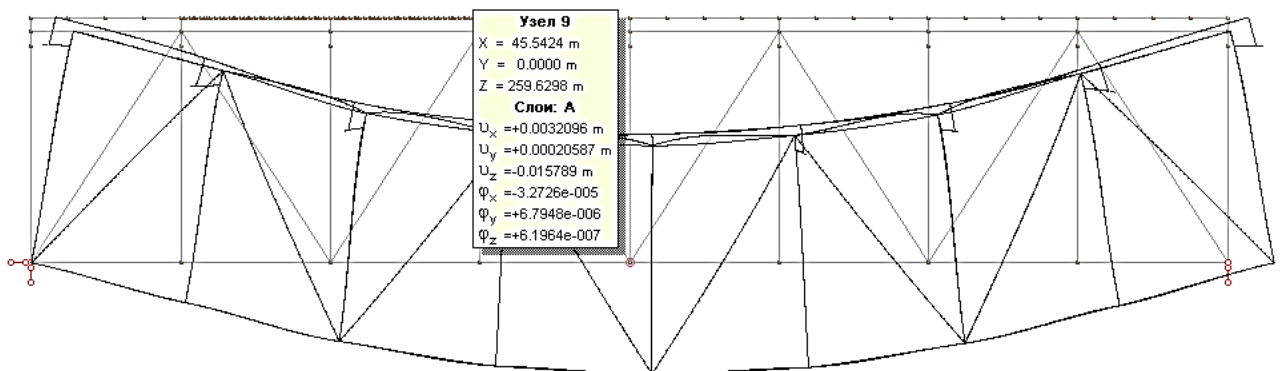


Рисунок 4.18 – Вертикальний прогин розрахункової моделі

4.3.2 Напружений стан поперечних балок

Напружений стан поперечних балок проїзної частини поверхового прикріплення залежить від сумісної роботи їх з верхніми поясами головних ферм. Слід відзначити також, що поперечні в'язі між поздовжніми балками в перерізах над поперечними балками мають тільки верхню і нижню розпірки із швелерів № 20а і не мають діагональних

елементів, внаслідок чого зменшується жорсткість поперечних в'язей і виникає можливість деякого повороту поздовжніх балок відносно їх поздовжніх осей при дії поперечних навантажень від рухомого складу. Ці обставини також можуть впливати на погіршення умов роботи нижніх поясних кутиків поздовжніх балок в місцях обпирання на поперечні балки.

Вертикальне навантаження від поздовжніх балок на поперечні передається головним чином через товсті ($\delta=20$ мм) вертикальні фасонки поперечних в'язей поздовжніх балок, які приторцьовані до нижніх "рибок". Це полегшує роботу поясних кутиків поперечних балок, завдяки тому, що навантаження на них передається близько від обушків. З цією ж метою горизонтальні полицки поясних кутиків поперечних балок підкріплені приторцьованими до них кутиками ребер жорсткості поперечних балок. З іншої точки зору останнє може впливати на збільшення напружень в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок. Ці недоліки є характерними для прогонових будов з їздою верхом та поверховим влаштуванням поздовжніх і поперечних балок за проектами ПСК з прогонами 44,00; 55,00 і 66,00 м. Напружений стан поперечних балок (в Па) представлено на рис. 4.19÷4.23.

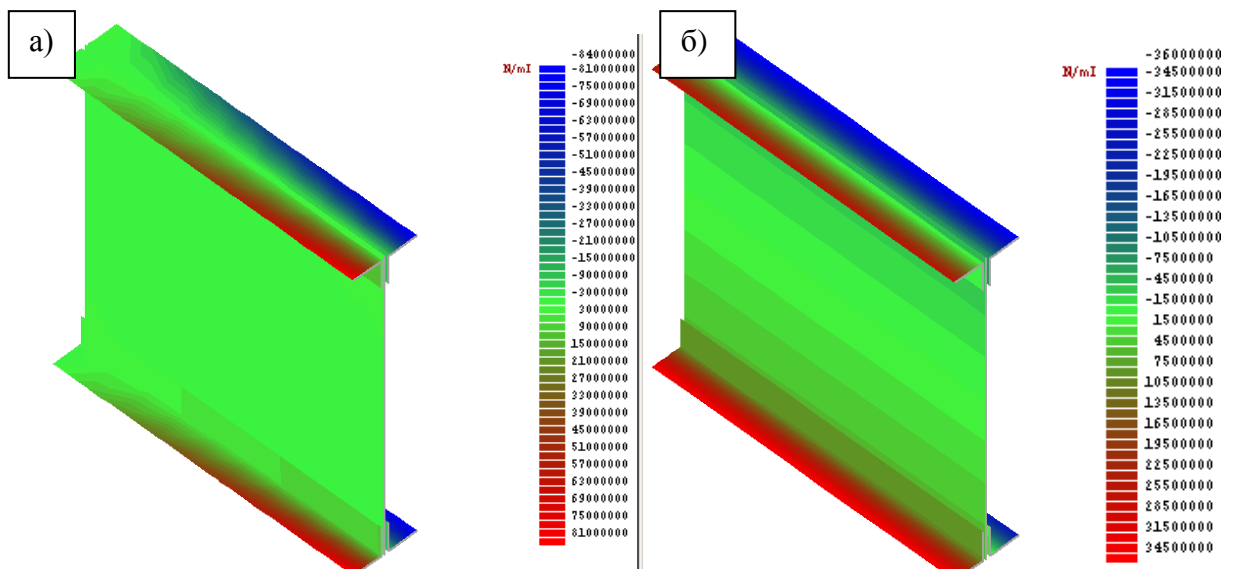


Рисунок 4.19 – Напружений стан поперечної балки П0 під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

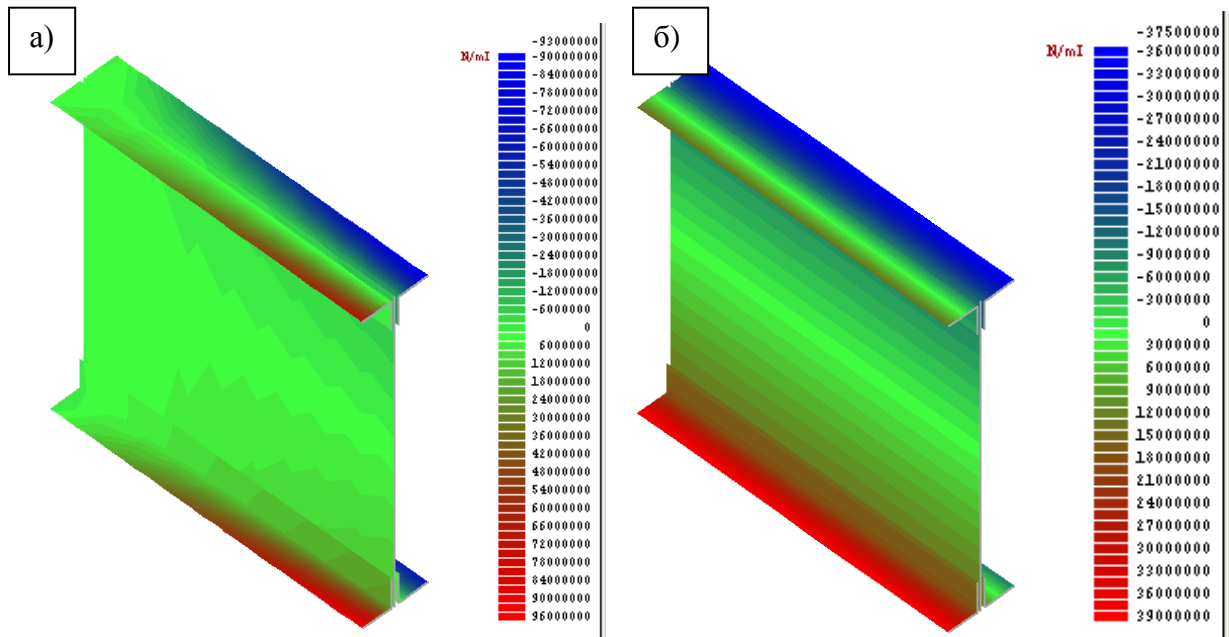


Рисунок 4.20 – Напружений стан поперечної балки П1 під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

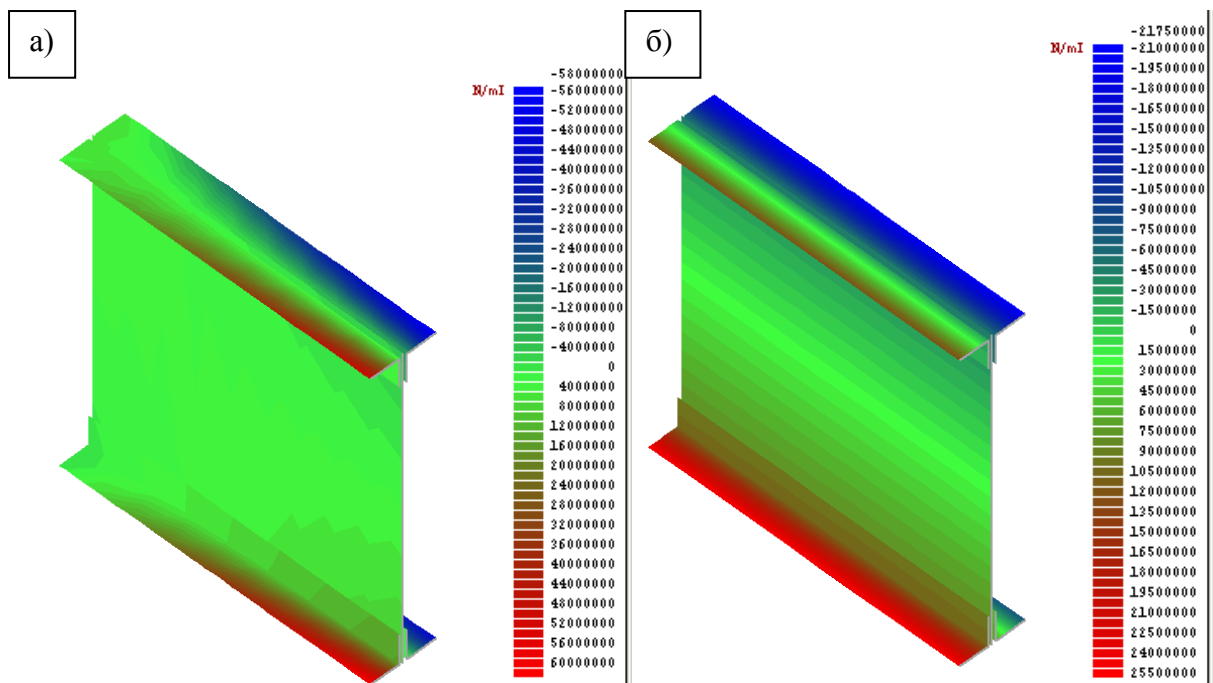


Рисунок 4.21 – Напружений стан поперечної балки П2 під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

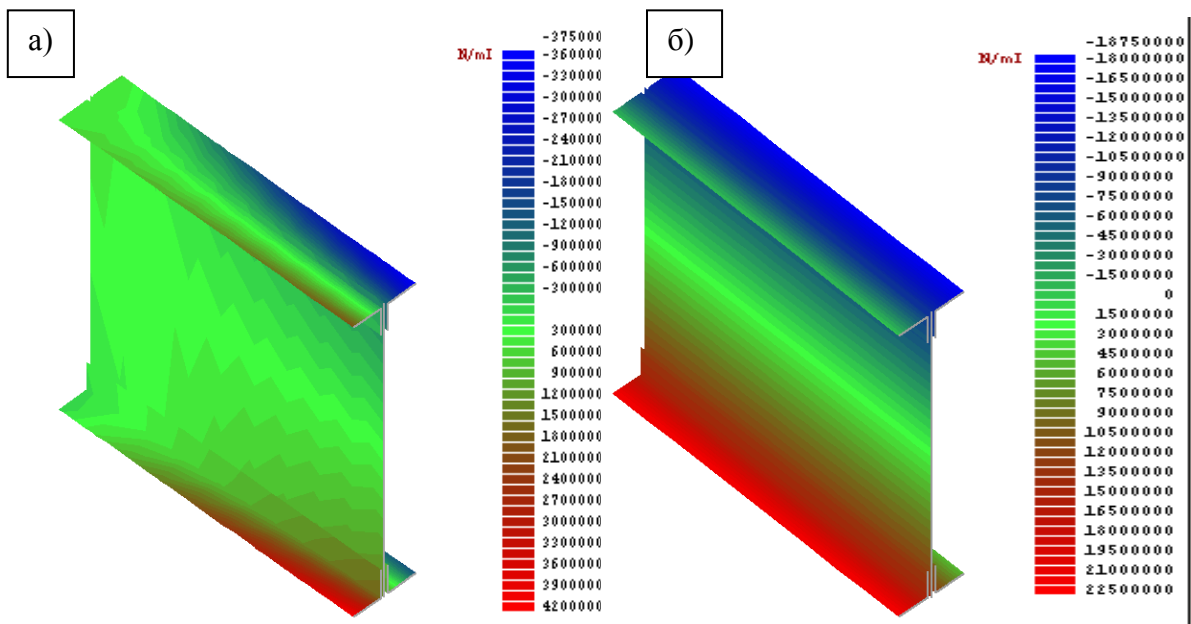


Рисунок 4.22 – Напружений стан поперечної балки ПЗ під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки, Па

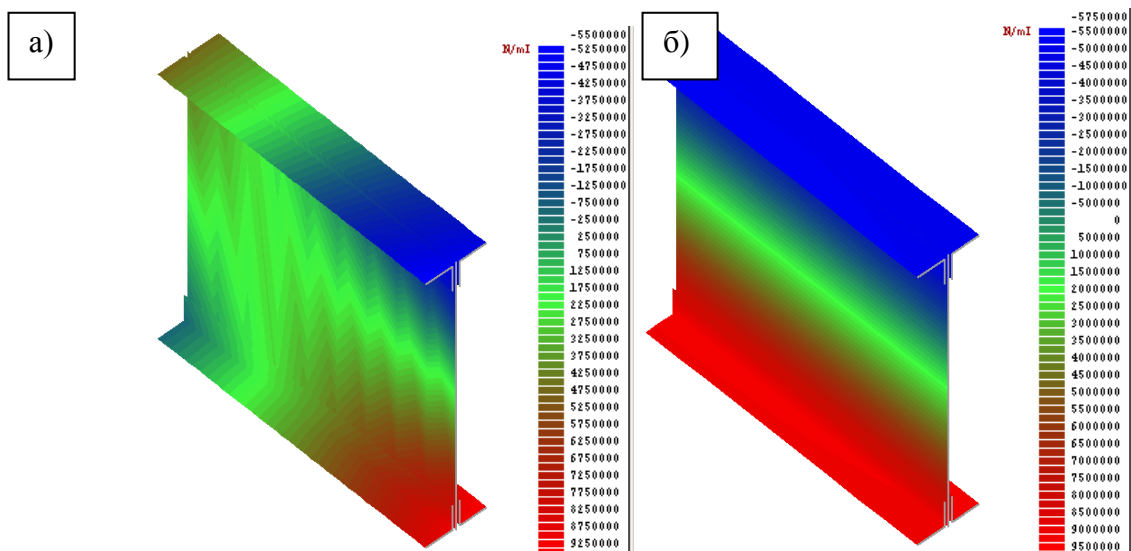


Рисунок 4.23 – Напружений стан поперечної балки П4 під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки, Па

Максимальні значення напружень в поперечних балках від власної ваги та мостового полотна показано в таблиці 4.4

Таблиця 4.4 – Напруження в балках проїзної частини від власної ваги та ваги мостового полотна

Елемент за розрахунковою схемою	Статика (власна вага з мостовим полотном)	
	σ_{\max} , МПа	
П0	67,5	-70,0
П1	96,0	-93,0
П2	60,0	-58,0
П3	42,0	-37,5
П4	9,25	-5,5

Найбільші напруження від власної ваги та ваги мостового полотна виникають в крайніх поперечних балках П0 та П8. Цьому сприяють згинальні моменти в горизонтальній площині M_y , які збільшуються у напрямку до крайніх панелей.

4.4 Визначення зусиль в балках проїзної частини від статичного навантаження

Визначення зусиль в балках проїзної частини від статичного навантаження прогонової будови довжиною 44.0 м проводилось у відповідності до програми випробувань на залізничному мості через річку Мокра Московка.

Схема статичного навантаження тепловозу 2ТЭ10 показано на рис. 4.24, а схеми завантаження при випробуваннях показані на рис. 4.24.

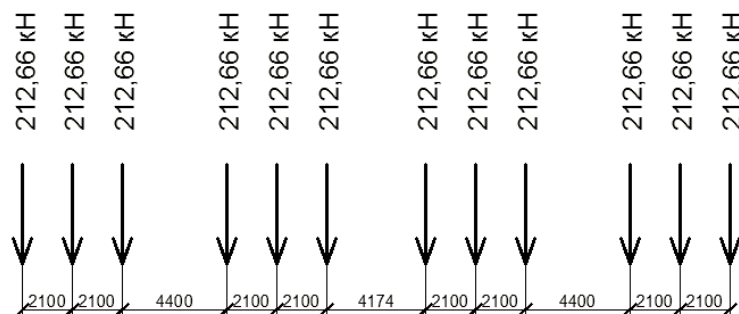


Рисунок 4.24 – Схема статичного навантаження розрахункової моделі

Завантаження просторової моделі розрахунковим навантаженням показано на рис. 4.26. Відповідні епюри зусиль зображені на рис. 4.27÷4.34.

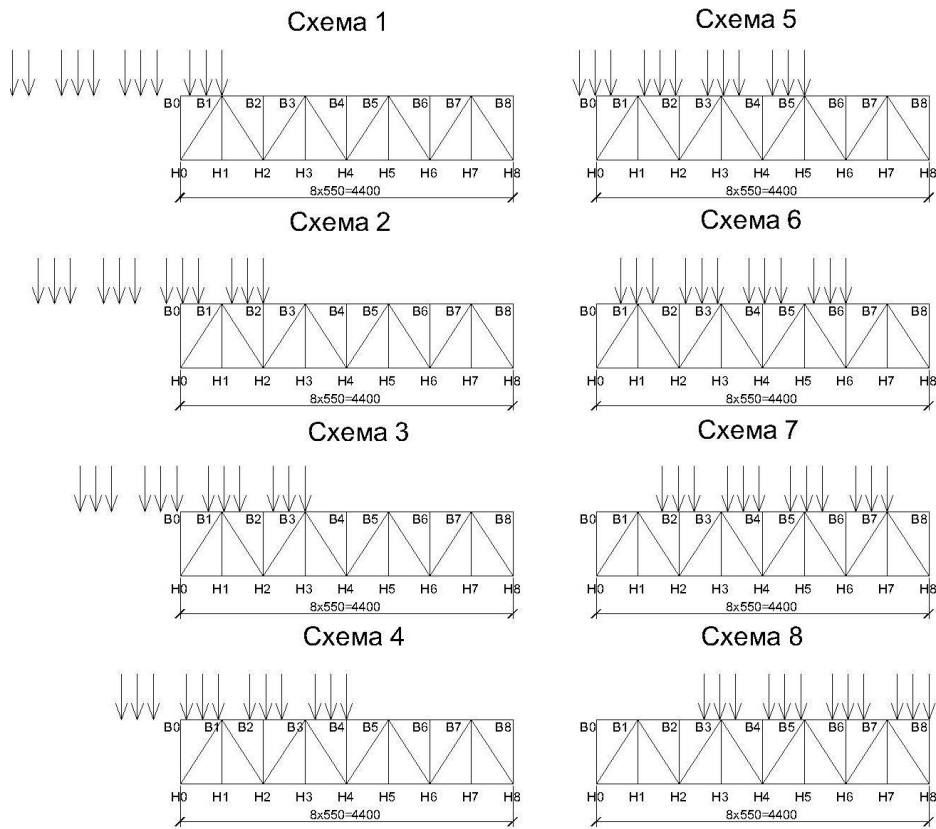


Рисунок 4.25 – Схеми завантаження розрахункової моделі

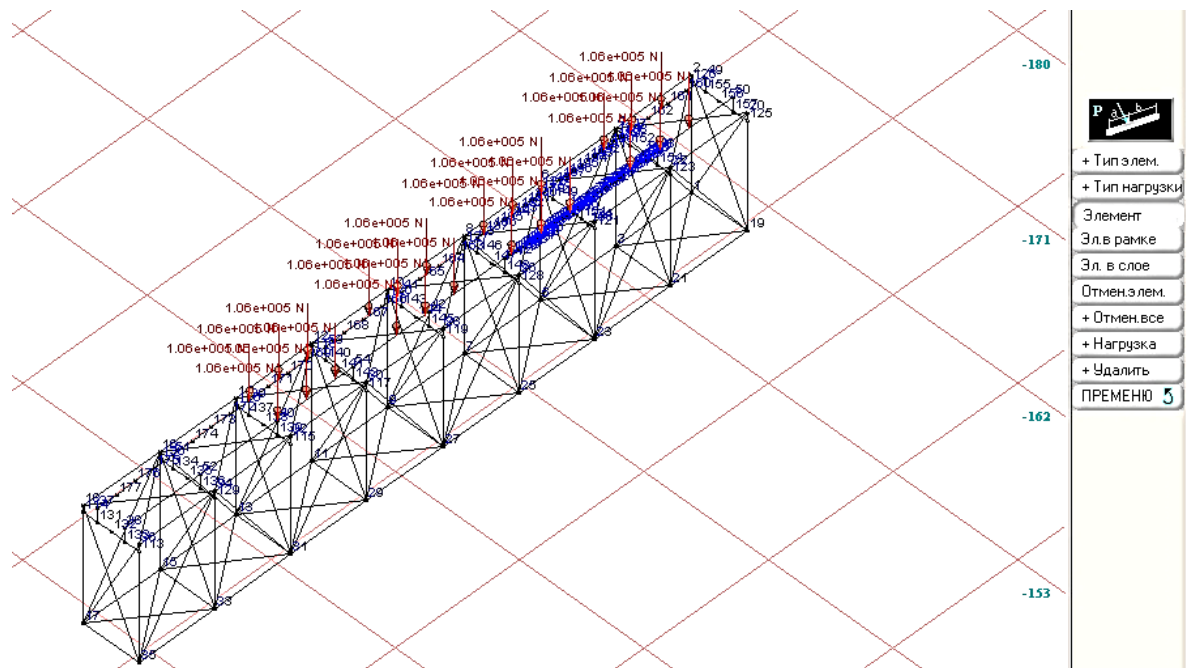


Рисунок 4.26 – Завантаження просторової моделі розрахунковим навантаженням



Рисунок 4.27 – Епюра згинального моменту у поздовжній балці від навантаження за схемою №1, Н·м

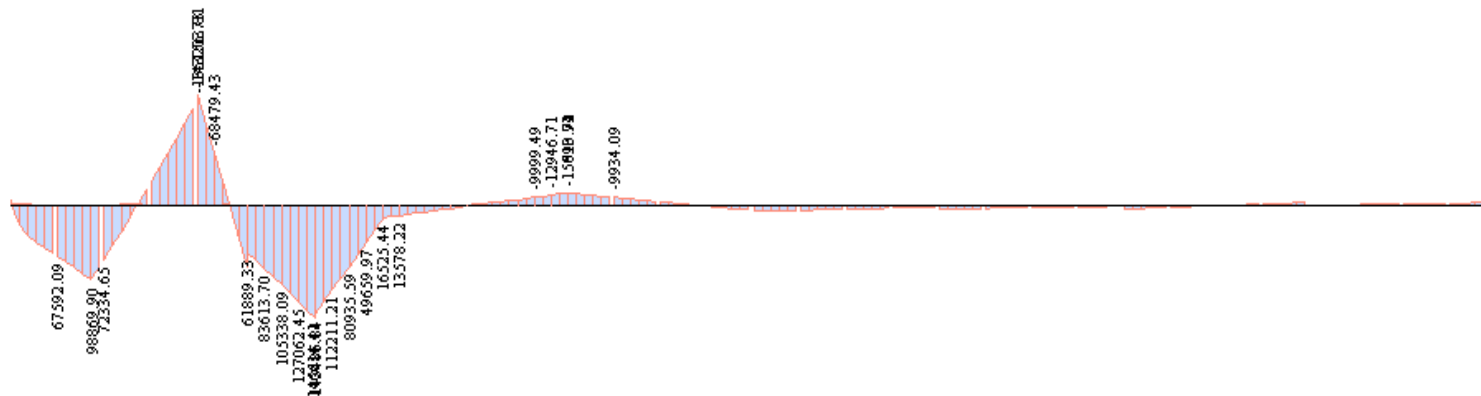


Рисунок 4.28 – Епюра згинального моменту у поздовжній балці від навантаження за схемою №2, Н·м

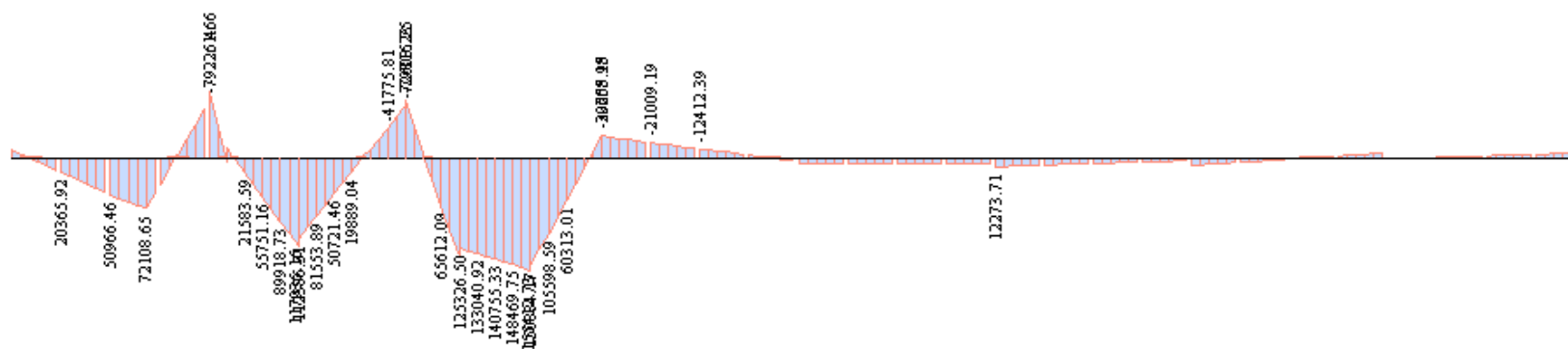


Рисунок 4.29 – Епюра згинального моменту у поздовжній балці від навантаження за схемою №3, Н·м

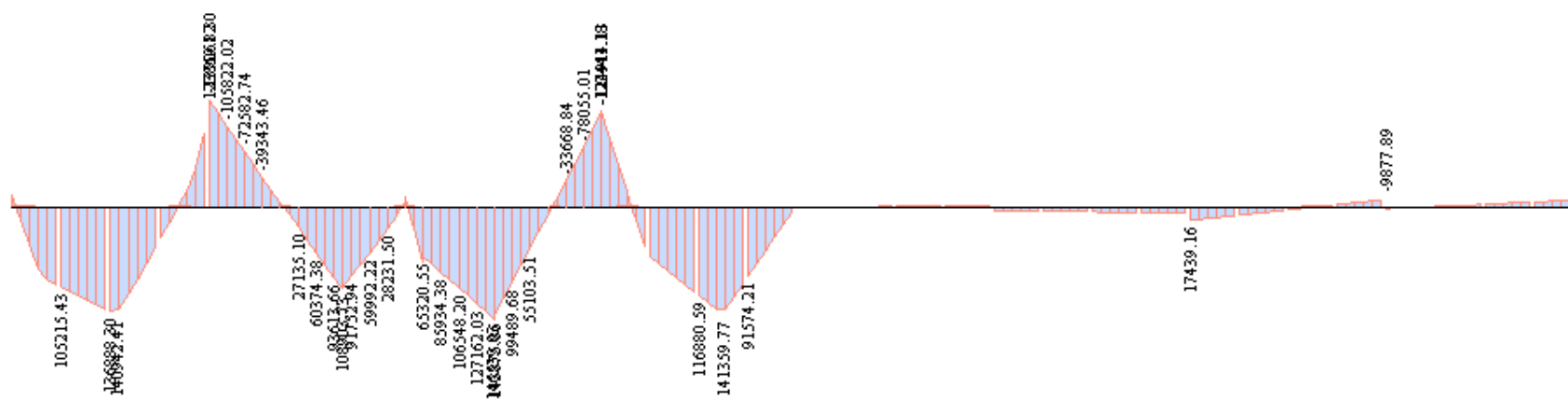


Рисунок 4.30 – Епюра згинального моменту у поздовжній балці від навантаження за схемою №4, Н·м

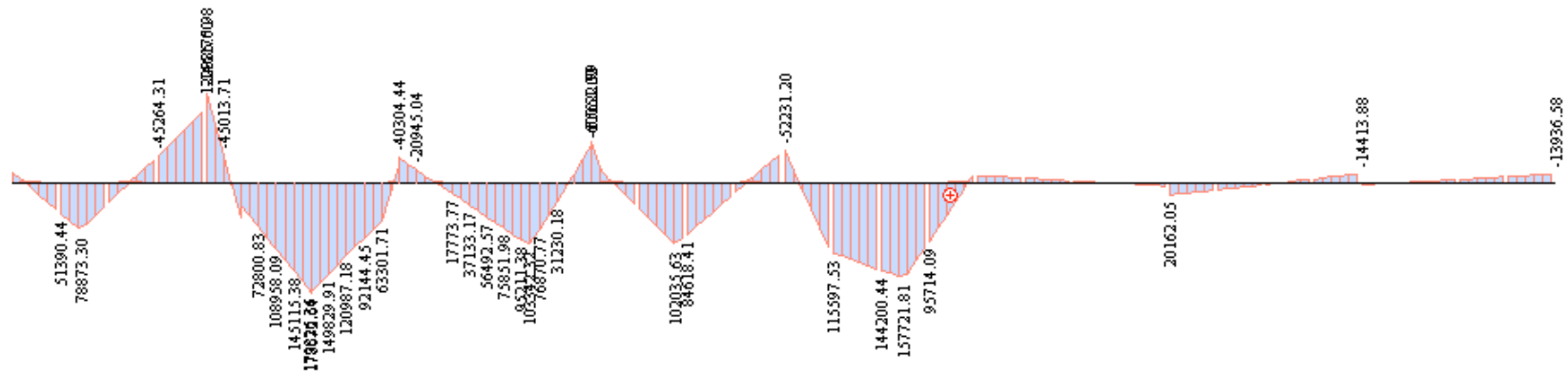


Рисунок 4.31 – Епюра згинального моменту у поздовжній балці від навантаження за схемою №5, Н·м

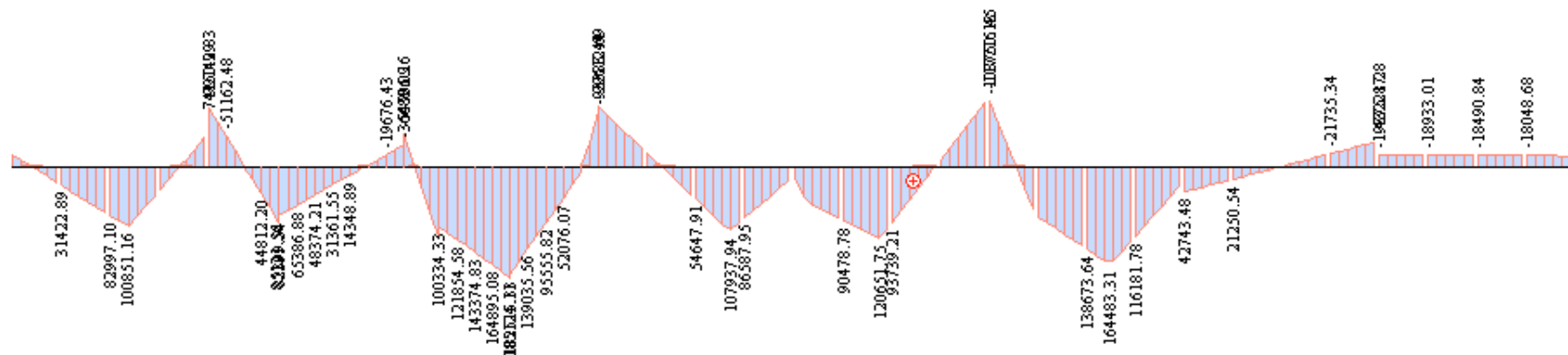


Рисунок 4.32 – Епюра згинального моменту у поздовжній балці від навантаження за схемою №6, Н·м

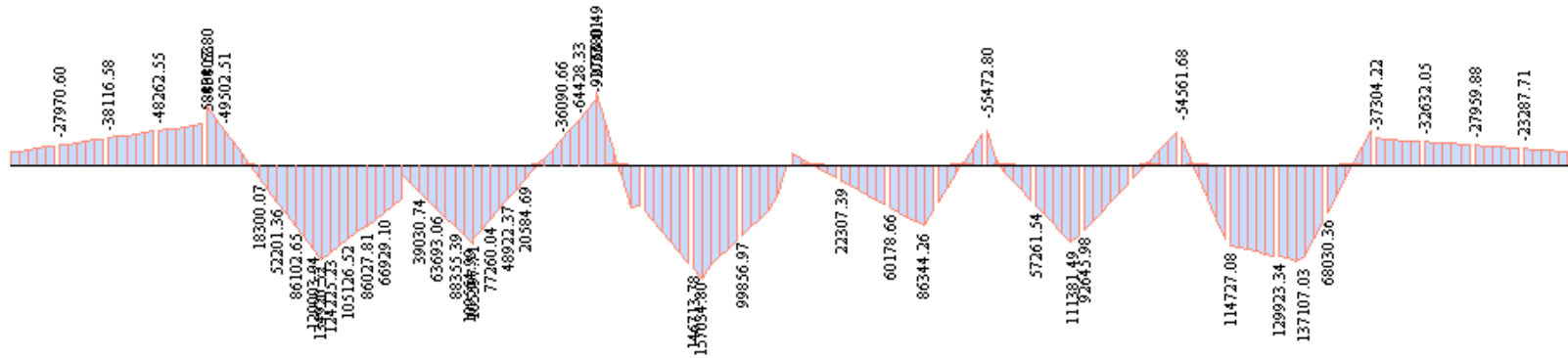


Рисунок 4.33 – Епюра згинального моменту у поздовжній балці від навантаження за схемою №7, Н·м

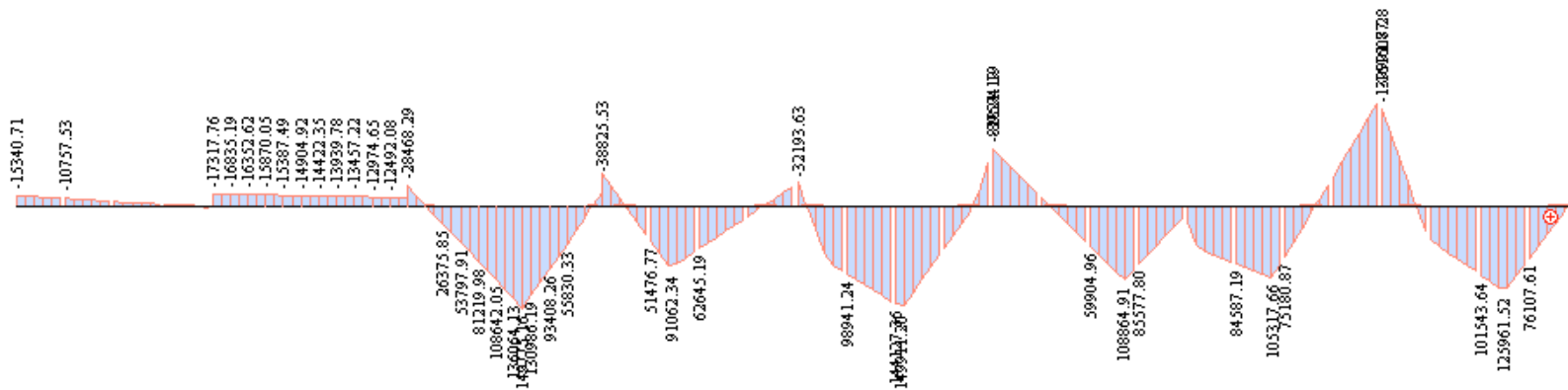


Рисунок 4.34 – Епюра згинального моменту у поздовжній балці від навантаження за схемою №8, Н·м

Максимальні значення зусиль в елементах проїзної частини від експериментального навантаження показано в таблиці 4.5 та 4.6

Таблиця 4.5 –Згинальний момент (вертикальний) в поздовжніх балках проїзної частини, кН·м

Елемент за розр. схемою	Схеми експериментального навантаження							
	№1	№2	№3	№4	№5	№6	№7	№8
Б ₀₋₁	153,6	94,3	80,3	142,5	79,7	104,9	-54,6	-14,2
Б ₁₋₂	-60,5	144,8	115,1	101,2	176,0	84,1	132,9	-17,3
Б ₂₋₃	2,7	16,5	155,4	138,6	93,2	178,1	109,1	148,5
Б ₃₋₄	2,7	-15,6	-29,6	141,4	102,0	107,9	153,0	91,0
Б ₄₋₅	1,35	8,3	7,1	-1,6	157,7	120,6	86,3	148,4
Б ₅₋₆	1,3	5,3	12,3	7,6	-11,1	164,5	111,4	108,8
Б ₆₋₇	1,2	5,2	11,0	17,4	20,1	-43,2	137,1	105,3
Б ₇₋₈	-0,8	-3,2	-6,5	-9,3	-13,9	-19,4	-37,3	125,9

Таблиця 4.6 –Згинальний момент (вертикальний) в поперечних балках проїзної частини, кН·м

Елемент за розр. схемою	Схеми експериментального навантаження							
	№1	№2	№3	№4	№5	№6	№7	№8
П0	105,9	129,3	20,7	122,0	46,9	34,0	-8,6	2,04
П1	148,2	216,8	253,3	241,8	229,9	249,1	66,5	-6,56
П2	-1,27	147,9	173,3	185,2	178,8	162,1	167,9	33,5
П3	-1,58	6,01	186,7	211,3	226,6	231,1	200,8	240,4
П4	-0,5	-8,04	-12,7	106,2	15,7	160,0	154,6	149,1
<i>П5</i>	-0,6	-1,75	-6,2	-4,7	177,8	202,1	216,1	209,2
П6	-0,7	-2,82	-5,9	-12,0	20,44	134,2	144,9	155,3
<i>П7</i>	-0,06	-0,08	-0,007	0,3	-1,4	9,3	191,8	216,5
П8	0,1	0,4	0,8	1,24	2,1	-1,5	-5,4	165,1

У результаті розрахунку були побудовані поля нормальних напружень по осям X та Y, а також поля дотичних напружень.

Найбільші напруження поздовжніх балок σ_x при різних схемах завантаження наведено в табл. 4.7, а найбільші напруження σ_x поперечних балок в табл. 4.8.

Таблиця 4.7 – Найбільші величини напружень σ_x в поздовжніх балках при статичних завантаження, МПа

Поздовжні балки	Схема завантаження															
	1		2		3		4		5		6		7		8	
Б ₀₋₁	29,0	-26,0	30,0	-37,5	33,0	-31,5	34,5	-39,0	50,0	-56,0	44,0	-50,0	46,0	-52,0	34,5	-39,0
Б ₁₋₂	8,8	-11,6	28,5	-36,0	28,5	-36,0	40,5	-48,5	50,0	-60,0	46,0	-56,0	42,0	-52,0	29,0	-34,0
Б ₂₋₃	0,92	-1,2	3,9	-4,95	16,5	-23,5	28,0 _c	-27,0 _c	18,75	-21,0	31,5 _c	-33,0 _c	24,0	-27,0	26,0	-27,0
Б ₃₋₄	0,66	-0,99	2,85	-4,8	3,6	-7,4	72,5	-65,0	37,5	-36,0	36,0	-37,5	90,0	-81,0	48,0	-46,0
Б ₄₋₅	0,88	-1,24	3,3	-4,65	6,25	-9,0	8,0	-12,4	29,0	-30,0	23,0	-34,0	16,5	-21,75	25,0	-28,0
Б ₅₋₆	1,35	-1,6	4,8	-5,8	10,0	-12,0	13,0	-16,5	17,25	-22,5	33,0	-40,5	23,0	-32,0	24,0	-33,0
Б ₆₋₇	1,65	-1,87	6,25	-7,0	12,5	-14,0	18,0	-20,25	25,0	-30,0	37,5	-42,0	40,5	-48,0	50,0	-60,0
Б ₇₋₈	2,025	-2,1	7,5	-7,75	14,5	-16,0	21,0	-23,25	33,0	-34,5	39,0	-43,5	46,0	-48,0	54,0	64,0

Таблиця 4.8 – Найбільші величини напружень σ_x в поперечних балках при статичних завантаження, МПа

Поперечні балки	Схема завантаження															
	1		2		3		4		5		6		7		8	
П0	34,5	-33,0	50,0	-48,0	50,0	-52,0	87,0	-84,0	84,0	-87,0	87,0	-84,0	81,0	-84,0	67,5	-70,0
П1	32,0	-31,0	65,0	-67,0	96,0	-93,0	104,0	-108,0	130,0	-135,0	155,0	-150,0	128,0	-124,0	96,0	-93,0
П2	48,0	-43,5	33,0	-31,5	60,0	-58,0	72,5	-70,0	87,0	-84,0	104,0	-100,0	104,0	-100,0	77,5	-75,0
П3	0,54	-0,225	2,75	-1,50	33,0	-30,0	50,0	-48,0	62,5	-60,0	72,5	-65,0	80,0	-72,5	77,5	-75,0
П4	2,025	-1,95	7,25	-7,0	13,2	-12,0	37,5	-36,0	32,0	-27,0	31,0	-26,0	29,0	-24,0	34,0	-29,0
П5	3,6	-3,45	12,4	-12,0	25,0	-24,0	34,5	-33,0	77,5	-75,0	72,5	-70,0	72,5	-70,0	67,5	-65,0
П6	4,6	-4,5	15,75	-16,5	31,5	-33,0	48,0	-46,0	70,0	-67,5	108,0	-104,0	96,0	-92,0	93,0	-90,0
П7	5,2	-5,4	18,75	-19,5	40,0	-39,0	58,0	-56,0	87,0	-84,0	112,0	-108,0	150,0	-145,0	135,0	-130,0
П8	3,9	-4,05	14,5	-15,0	29,0	-30,0	42,0	-43,5	62,5	-65,0	78,0	-81,0	84,0	-87,0	108,0	-112,0

Проаналізувавши дані результати, було зроблено декілька висновків:

- для кінцевої поперечної балки П0, яка найбільш інтенсивно включається в спільну роботу з поясами ферм, самою не вигідною установкою випробувального навантаження виявилось завантаження по схемі 6;
- максимальні напруження виникають у поперечних балках непарних вузлів П1, П7 (по схемах завантаження №5 та №6 для П1 та схеми №7 та №8 – для П7).

В 3 розділі при випробуванні прогонової будови балки П1 та П7 не підлягали замірюванню напруження, бо найбільша кількість дефектів (розриви заклепок, ослаблення болтів, розвиток тріщин уздовж обушка поясних кутиків поздовжніх балок у вузлах, їх сполучення з поперечними) спостерігалось саме на цих балках і не мало сенсу вимірювати напруження на вже зламаних конструкціях.

Найбільші напруження σ_x в поясних кутиках поперечної балки П0 при випробуванні сягали +49,5 МПа (низ) і -63,7 МПа (верх), а отримані результати розрахунків (рис. 4.35) в діапазоні від +87 МПа до -84 МПа, що практично співпадає з результатами випробувань (залежить від місця установлення тензорезисторів).

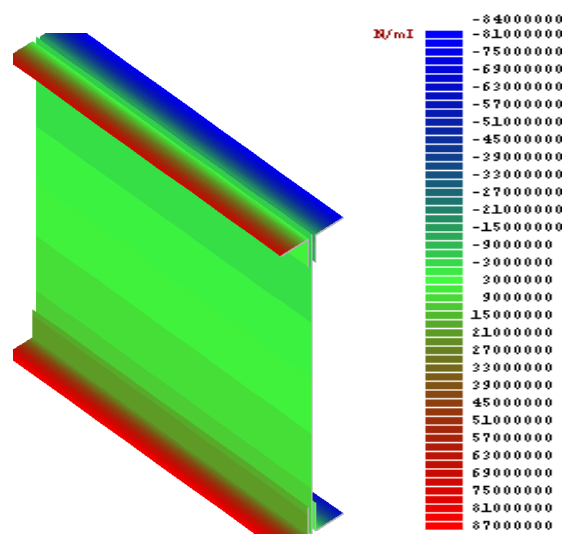


Рисунок 4.35 – Напружений стан поперечної балки П0 при навантаженні за схемою №6

Якщо провести порівняльну характеристику отриманих даних з результатами експерименту, можна побачити значний збіг, як у якісному, так і у кількісному відношенні практично усіх результатів (табл. 4.9, 4.10), що доводить високу ступінь достовірності.

Таблиця 4.9 – Порівняння результатів випробувань та розрахунку в поперечних балках

Схема завантаження	БалкаП0 (верх)			БалкаП2 (верх)			БалкаП4 (верх)		
	Розр, МПа	експ, МПа	Δ , %	розр, МПа	експ, МПа	Δ , %	розр, МПа	експ, МПа	Δ , %
1	-21,50	-21,2	-1,4	3,60	3,8	5,3	-36,00	-42	14,3
2	-41,00	-47,1	13,0	8,00	8	0,0	-33,00	-36,7	10,1
3	-41,20	-41,5	0,7	-22,00	-24,5	10,2	-9,00	-9,8	8,2
4	-42,00	-40,1	-4,7	-115,00	-116,5	1,3	-51,00	-57,1	10,7
5	-60,50	-63,7	5,0	-105,00	-99,5	-5,5	-32,00	-36,8	13,0
6	-34,00	-32,5	-4,6	-105,00	-106,6	1,5	-31,00	-35,1	11,7
7	-22,00	-22,6	2,7	-93,00	-94,5	1,6	-29,00	-32,7	11,3
8	-18,50	-18,9	2,1	-124,00	-131,5	5,7	-25,00	-28	10,7

Таблиця 4.10 – Порівняння результатів випробувань та розрахунку в поздовжніх балках

Балка		Схема завантаження							
		1	2	3	4	5	6	7	8
Б ₁₋₂	Розр, МПа	-3,6	11,0	13,5	12,75	15,0	10,8	20,0	-7,8
	експ, МПа	-3,5	10,4	13,3	12,8	15	10,9	19,7	-8,6
	Δ , %	-2,9	-5,8	-1,5	0,4	0	0,9	-1,5	9,3

Сумарні величини напружень σ_x в балках наведено в таблицях 4.11 та 4.12.

Таблиця 4.11 – Сумарні величини напружень σ_x в поздовжніх балках проїзної частини, МПа

Поздовжні балки	Схема завантаження															
	1		2		3		4		5		6		7		8	
Б ₀₋₁	60,5	-62	61,5	-73,5	64,5	-67,5	66	-75	81,5	-92	75,5	-86	77,5	-88	66	-75
Б ₁₋₂	37,8	-45,6	57,5	-70	57,5	-70	69,5	-82,5	79	-94	75	-90	71	-86	58	-68
Б ₂₋₃	16,62	-20,7	19,6	-24,45	32,2	-43	43,7	-46,5	34,45	-40,5	47,2	-52,5	39,7	-46,5	41,7	-46,5
Б ₃₋₄	9,06	-12,99	11,25	-16,8	12	-19,4	80,9	-77	45,9	-48	44,4	-49,5	98,4	-93	56,4	-58
Б ₄₋₅	9,28	-13,24	11,7	-16,65	14,65	-21	16,4	-24,4	37,4	-42	31,4	-46	24,9	-33,75	33,4	-40
Б ₅₋₆	17,05	-21,1	20,5	-25,3	25,7	-31,5	28,7	-36	32,95	-42	48,7	-60	38,7	-51,5	39,7	-52,5
Б ₆₋₇	30,65	-35,87	35,25	-41	41,5	-48	47	-54,25	54	-64	66,5	-76	69,5	-82	79	-94
Б ₇₋₈	33,525	-38,1	39	-43,75	46	-52	52,5	-59,25	64,5	-70,5	70,5	-79,5	77,5	-84	85,5	28

Таблиця 4.12 – Сумарні величини напружень σ_x в поперечних балках проїзної частини, МПа

Поперечні балки	Схема завантаження															
	1		2		3		4		5		6		7		8	
П0	102	-103	117,5	-118	117,5	-122	154,5	-154	151,5	-157	154,5	-154	148,5	-154	135	-140
П1	128	-124	161	-160	192	-186	200	-201	226	-228	251	-243	224	-217	192	-186
П2	108	-101,5	93	-89,5	120	-116	132,5	-128	147	-142	164	-158	164	-158	137,5	-133
П3	42,54	-37,73	44,75	-39	75	-67,5	92	-85,5	104,5	-97,5	114,5	-102,5	122	-110	119,5	-112,5
П4	11,275	-7,45	16,5	-12,5	22,45	-17,5	46,75	-41,5	41,25	-32,5	40,25	-31,5	38,25	-29,5	43,25	-34,5
П5	45,6	-40,95	54,4	-49,5	67	-61,5	76,5	-70,5	119,5	-112,5	114,5	-107,5	114,5	-107,5	109,5	-102,5
П6	64,6	-62,5	75,75	-74,5	91,5	-91	108	-104	130	-125,5	168	-162	156	-150	153	-148
П7	101,2	-98,4	114,75	-112,5	136	-132	154	-149	183	-177	208	-201	246	-238	231	-223
П8	71,4	-74,05	82	-85	96,5	-100	109,5	-113,5	130	-135	145,5	-151	151,5	-157	175,5	-182

На рисунках 4.36÷4.39 показано графіки сумарних величин напружень σ_x в поздовжніх балках проїзної частини.

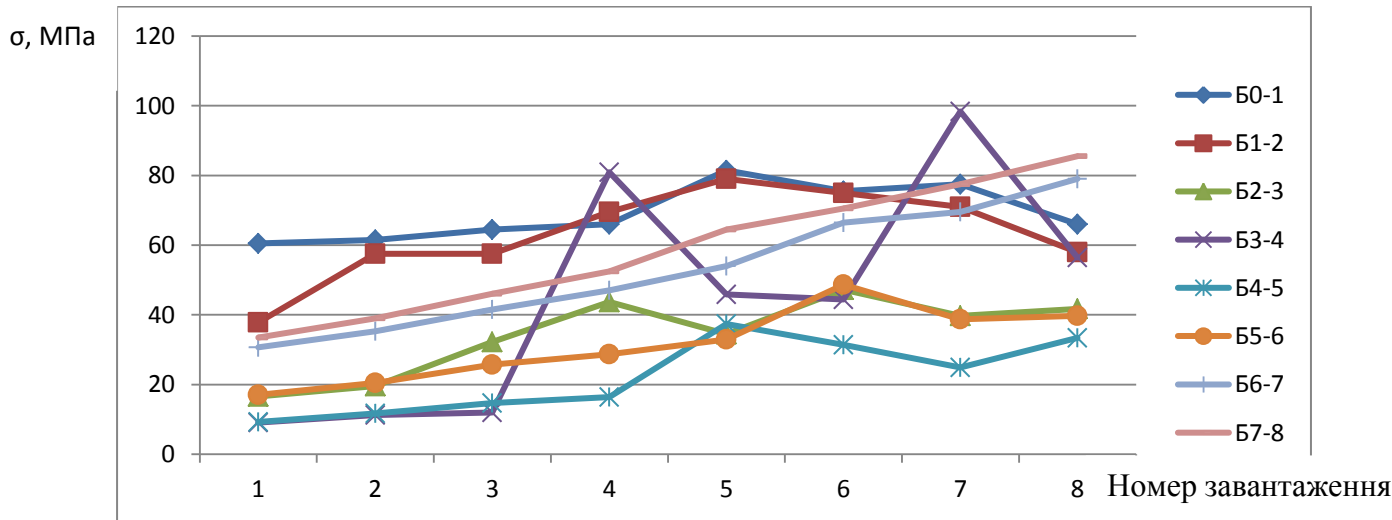


Рисунок 4.36 – Сумарні додатні величини напружень в поздовжніх балках проїзної частини, МПа

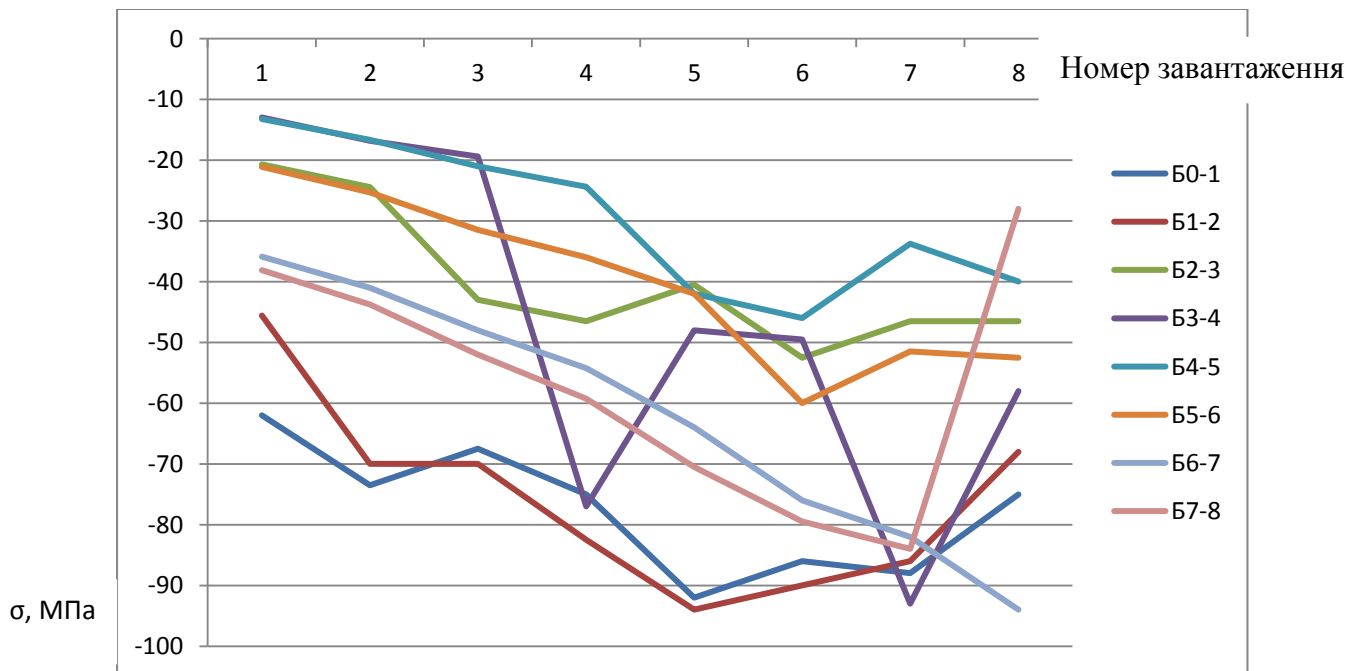


Рисунок 4.37 – Сумарні від'ємні величини напружень в поздовжніх балках проїзної частини, МПа

Як виявилось, в поздовжніх балках напружений стан не перевищує 100 МПа, а в поперечних балках непарних вузлів П1 та П7 напруження суттєво

перевищують розрахункову міцність матеріалу. Причиною цьому є включення поздовжніх балок у сумісну роботу з поясами ферм. Вважається, що при прогонах менше 60 м дане явище можна не враховувати, оскільки воно призводить до зменшення зусиль у поясах менше, ніж на 10%. В той же час, дане незначне зусилля передається через поперечні балки на поздовжні, викликаючи при цьому не лише стиск поздовжніх балок, а ще й поздовжній згин з викручуванням поперечних балок.

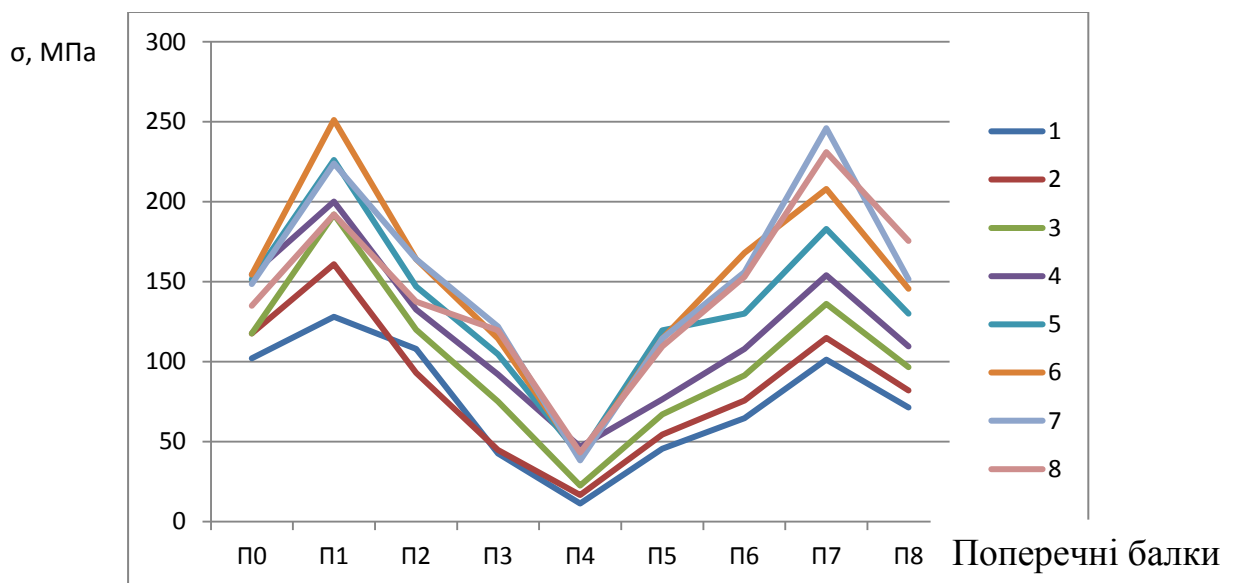


Рисунок 4.38 – Сумарні додатні величини напружень в поперечних балках проїзної частини, МПа

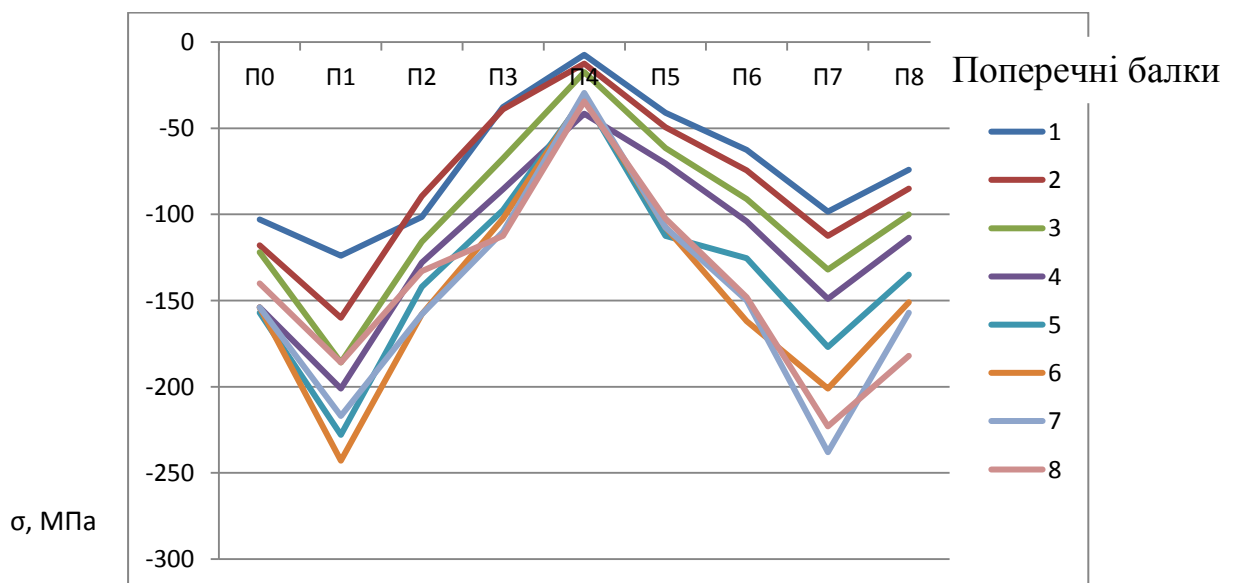


Рисунок 4.39 – Сумарні від'ємні величини напружень в поперечних балках проїзної частини, МПа

Необхідно детально виявити та дослідити місця появи недопустимих перенапружень, які приводять до появи тріщин та інших недоліків і по можливості знайти шляхи відновлення експлуатаційного ресурсу металоконструкцій балок проїзної частини прогонових будов залізничних мостів, що експлуатуються.

4.5 Дослідження напружено деформованого стану вузла спирання поздовжніх балок на поперечні

Найслабшим місцем у балковій клітці прогонових будов, що досліджуються, є місце обпирання поздовжньої балки на поперечну. Несприятливий вплив на напружений стан металу в місцях появи тріщин мають деформації балок, які виникають при сумісній роботі балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм при завантаженні всієї прогонової будови рухомим складом, в місці сполучення поздовжніх і поперечних балок виникають додатковий кут взаємного повороту та деформації кінцевих відрізків поясних кутиків поздовжніх балок та деформації верхніх поясних кутиків поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок рис. 4.40.

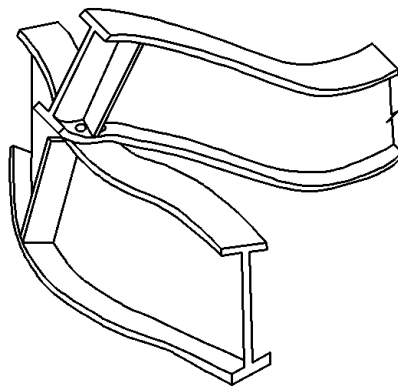


Рисунок 4.40 – Деформований стан балок поверхового з'єднання при завантаженні

Було прийнято рішення провести розрахунок місцевих напружень балок проїзної частини в місці спирання поздовжньої балки на поперечну. Був

змодельований просторовий вузол з'єднання балок поверхового типу за допомогою плоских скінченних елементів.

Всі геометричні розміри чітко повторюють конструктивні елементи обох балок, які розглядалась раніше. Змодельована просторова модель зображена на рис. 4.41.

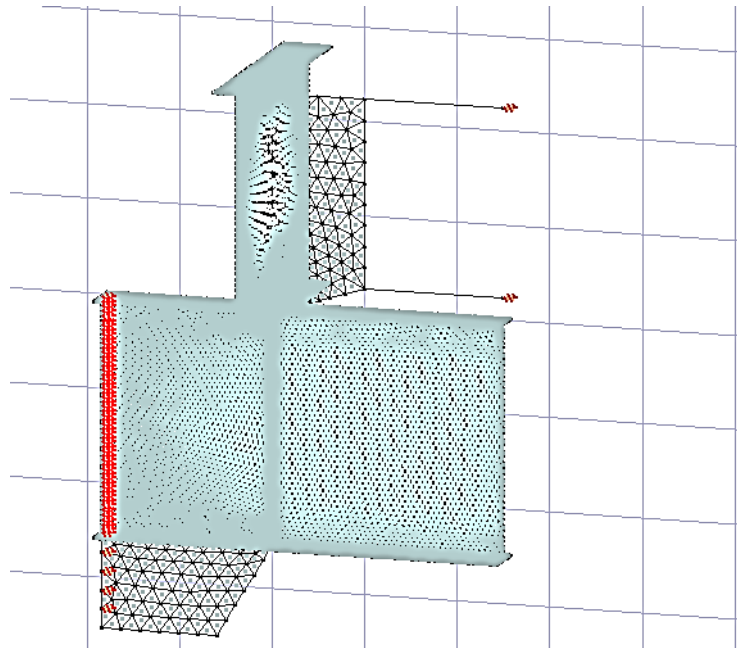


Рисунок 4.41 – Загальний вигляд просторової моделі

Даний вузол був змодельований з урахуванням наступних особливостей:

- наявність вертикального листа в опорному стоякові поздовжньої балки над поперечною;
- прикріплення до опорного листа за допомогою вертикальних кутиків;
- отвори під прикріплення поздовжньої балки до поперечної знаходяться на відстані 160 мм один від одного по осі поздовжньої балки;
- наявність верхньої рибки;
- наявність фасонки для кріплення поперечної балки до ферми;
- наявність поперечних в'язей у вигляді розпірок із швелерів № 20.

Для побудови моделі в натуральну товщину використані кінцеві елементи трикутної форми, які були генеровані у поверхні відповідної товщини у збірці.

Довжина поперечної балки в моделі складає 2 м, а поздовжньої – 1 м. У результаті була отримана скінченно-елементна модель, що складається з 15494 вузлів та 31024 кінцевих елементів.

Для коректного моделювання роботи вузла були використані такі закріплення:

- по вертикальним граням кріплення поперечної балки до ферми, по рискам вертикальних кутиків прикріплення були дозволені всі кути повороту, також в горизонтальному напрямку були встановлені пружинні елементи, які моделюють жорсткість ферм в поперечному напрямку;
- по поперечним в'язям у вигляді розпірок із швелерів № 20, були також встановлені пружинні елементи в горизонтальному напрямку.

Навантаження на модель виконувалося по крайовим умовам, з урахуванням отриманих зусиль в просторовій моделі ферми. Схема завантаження вузла показано на рис. 4.42

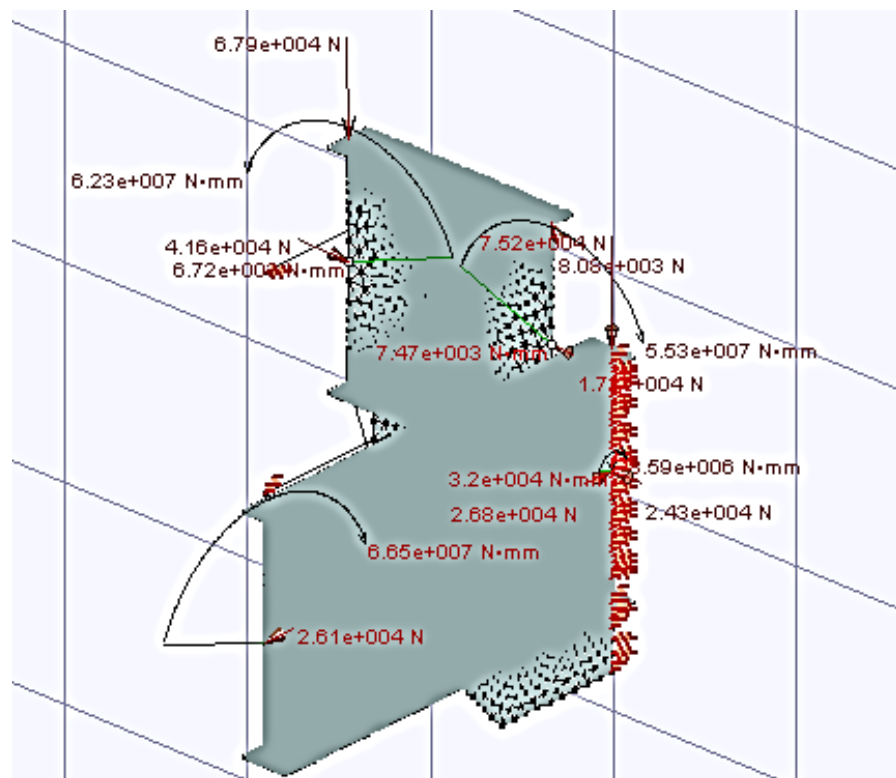


Рисунок 4.42 – Завантаження вузла по крайовим умовам

Після розрахунку були отримані поля напружень та деформацій конструкції, які зображені на рис. 4.43÷4.48 (напруження на шкалах зазначене у МПа).

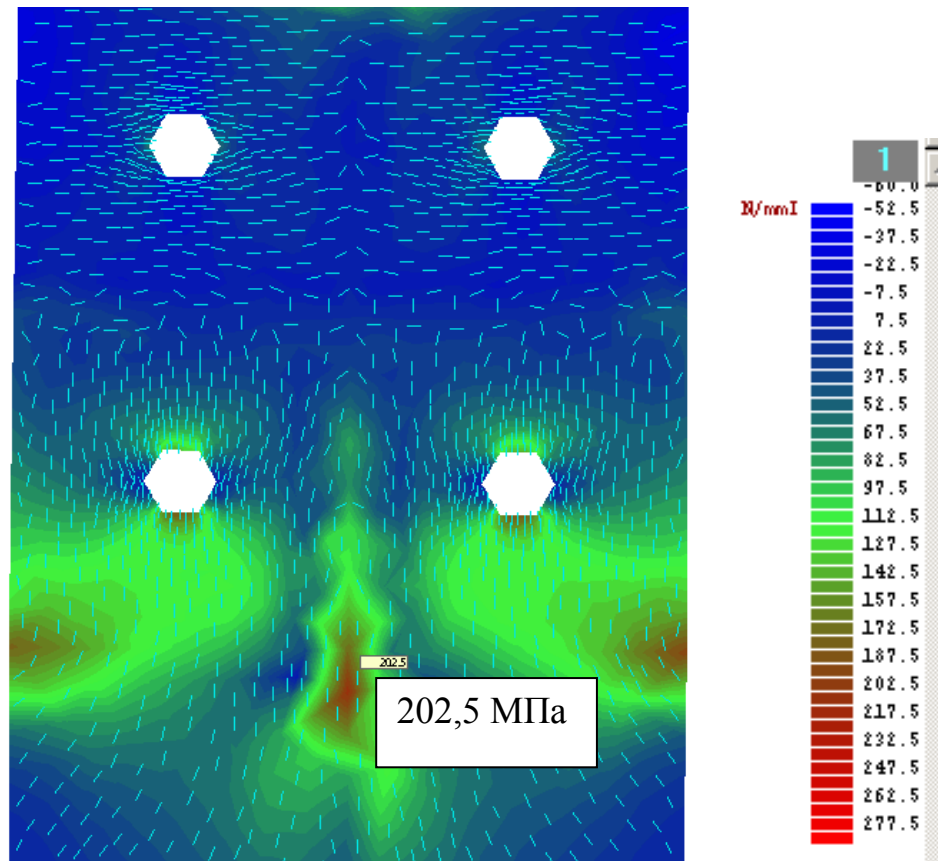


Рисунок 4.43 – Напружений стан по верхній фібрі нижніх горизонтальних полиць кутиків поздовжньої балки Б1 над поперечною балкою П1, МПа

Аналіз головних напружень по нижній горизонтальній полиці кутиків поздовжньої балки свідчить про наявність місцевих напружень розтягнення (202,5 – 210,0 МПа) більших, ніж розрахункова міцність матеріалу, по величині та характеру полів напружень скоріш всього сприяє зародженню тріщин. Не слід забувати, що у розрахунковій моделі забезпечується повне прилягання кутиків поздовжньої балки до верхніх горизонтальних полиць кутиків поперечної балки, що може не відповідати натурній конструкції, коли болти чи заклепки з'єднання балок ослаблені.

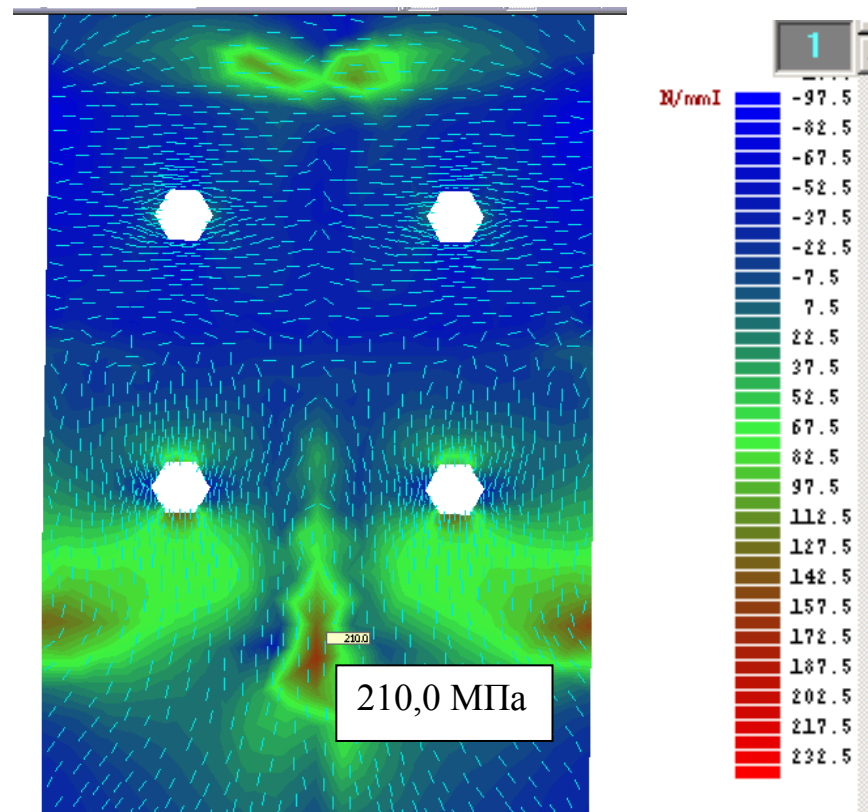


Рисунок 4.44 – Напружений стан по нижній фібри нижніх горизонтальних полиць кутиків поздовжньої балки Б1 над поперечною балкою П1, МПа

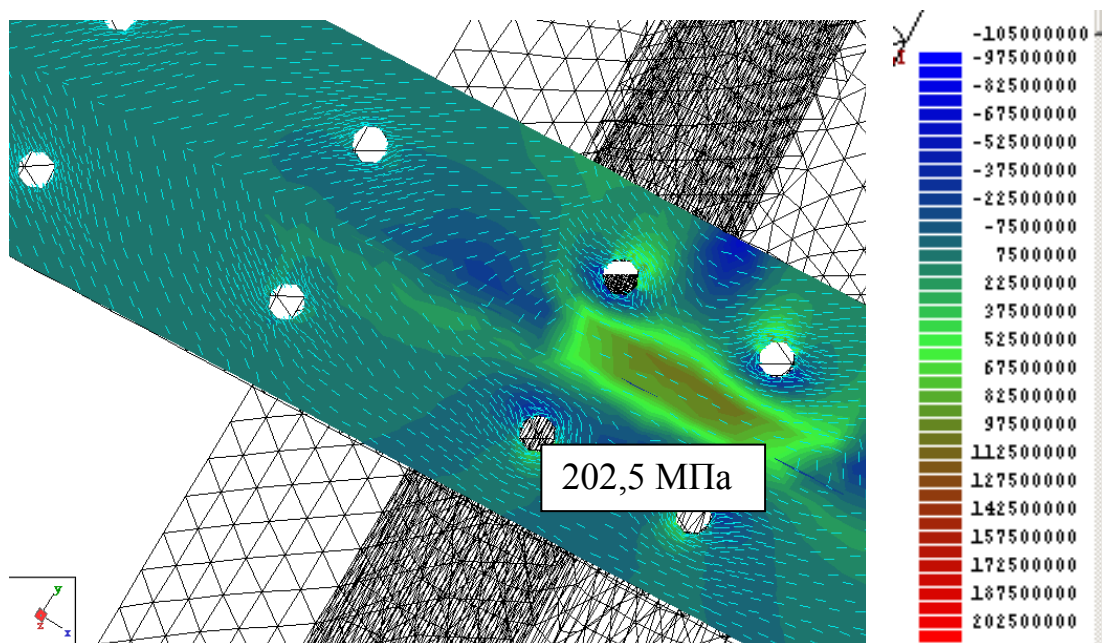


Рисунок 4.45 – Напружений стан по нижнім горизонтальним полицям кутиків поздовжньої балки Б2 над поперечною балкою П1, Па

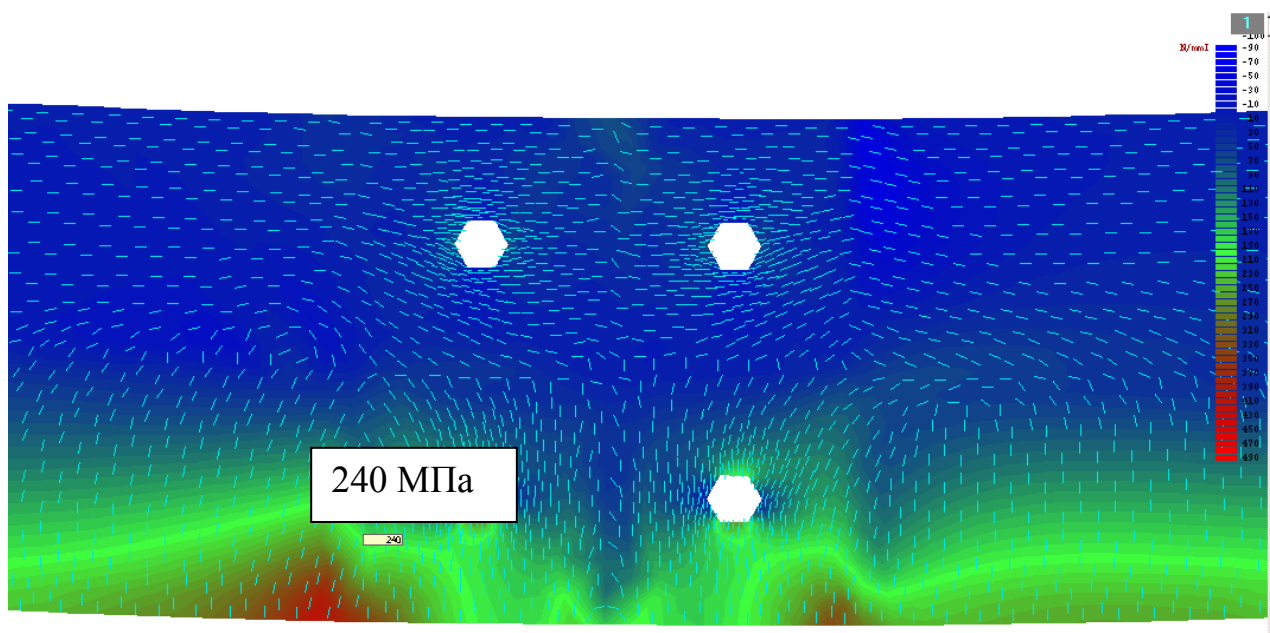


Рисунок 4.46 – Напружений стан по верхнім горизонтальним полицям кутиків поперечної балки П1 під статичним навантаженням, МПа

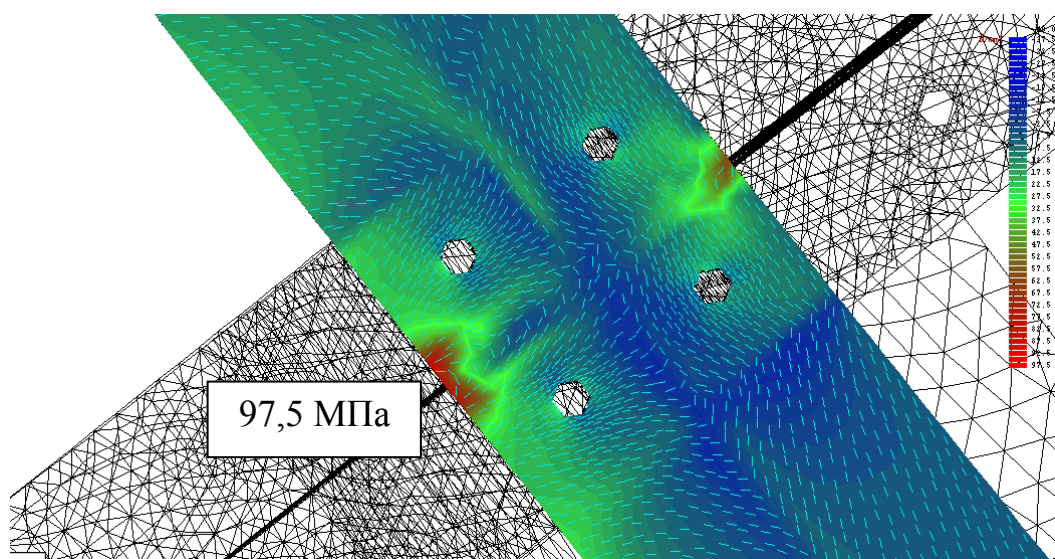


Рисунок 4.47 – Напружений стан по верхнім горизонтальним полицям кутиків поперечної балки П2 під статичним навантаженням, МПа

По верхнім горизонтальним полицям кутиків поперечної балки П1 під статичним навантаженням напруження досягають 240 МПа, а в поперечній балці П7 концентрація напруження досягає 300÷330 МПа, характер отриманих полів напружень такого виду ймовірно викликає виколування горизонтальних полиць верхніх кутиків поперечних балок.

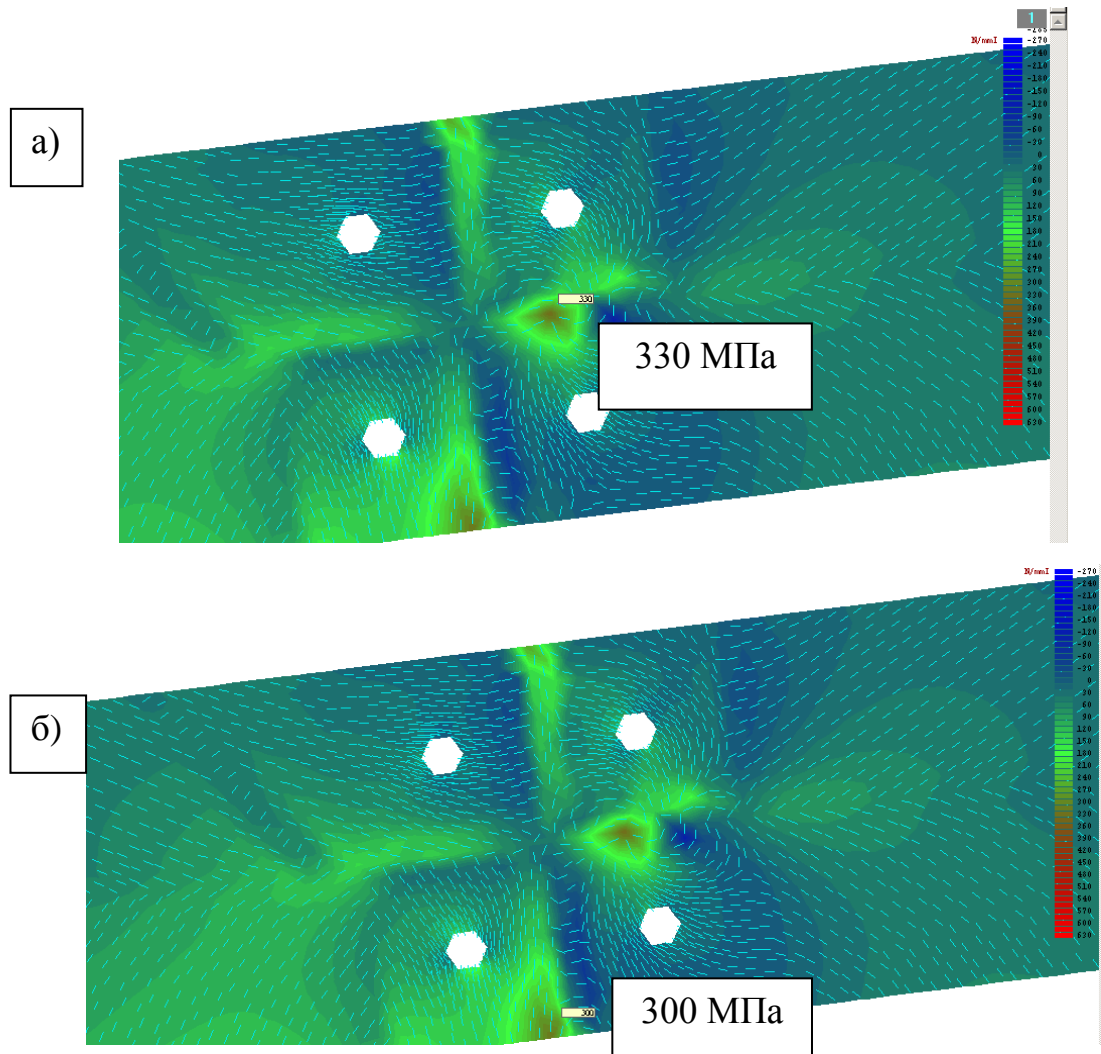


Рисунок 4.48 – Напружений стан по верхнім горизонтальним полицям кутиків поперечної балки П7 під статичним навантаженням: а – завантаження №7, б – завантаження №8

Перенапруження виявлено саме в тих місцях, де частіше всього виникають тріщини в кутиках поздовжньої балки та виколювання в поперечних балках.

4.6 Шляхи відновлення експлуатаційного ресурсу металоконструкцій прогонових будов залізничних мостів, що експлуатуються

Як було зазначено раніше, головною проблемою залізничних прогонових будов з поперечною проїзною частиною є крутний момент, що

виникає у поперечній балці, та через 4 болти прикріплення поперечної балки до поздовжньої передається на поздовжню балку.

Що характерно, коли балки знаходяться в одному рівні (паралельне розміщення балок), дана проблема не виникає, оскільки відсутній ексцентриситет по висоті між поздовжніми та поперечними балками.

Найпростішим способом усунення даної проблеми могло б стати виключення поздовжніх балок із сумісної роботи з поясами ферм. Цього можна досягнути від'єднанням поздовжніх балок від поперечних. Але при цьому невирішеною залишиться проблема гальмівних зусиль, геометричної незмінності всієї конструкції, також при реалізації даного методу суттєво збільшилась б будівельна висота прогонової будови, тому даний напрямок був визначений як такий, що дуже важко реалізується у даній конструкції.

Наступним методом, що може перешкодити викручуванню поперечних балок є об'єднання їх у районі нижнього поясу спеціальними в'язями, як запропоновано проектним інститутом «Гипротранспуть». Основна ідея забезпечити максимально наближення роботи проїзної частини з поперечним сполученням балок до роботи проїзної частини поздовжніх і поперечних балок при розташуванні їх в одному рівні. При цьому об'єднання поздовжніх балок і додаткових поясів підвищує вдвічі висоту поздовжніх балок біля поперечних, відповідно знижуючи розрахункові зусилля в поясах поздовжніх балок над поперечними, збільшує довжину обпирання поздовжніх балок і зону передачі від них зусиль на поперечну балку та знижує зусилля в поясах поздовжніх балок в середині панелей. Зусилля, що буде виникати у в'язях, будуть втримувати поперечні балки від викручування, а болти прикріплення будуть працювати лише на зсувні зусилля. Але такий спосіб дуже затратний по вартості та трудовитратам.

Іншим напрямком усунення проблеми є підсилення самого вузла обпирання поздовжньої балки на поперечну. Для вирішення проблем конструктивного рішення поперечного спирання балок пропонується встановлення консольних листів, розташованих вздовж поздовжньої балки та

закріплені до стінки поперечної балки і посилені сталевими кутиками (рис. 4.49).

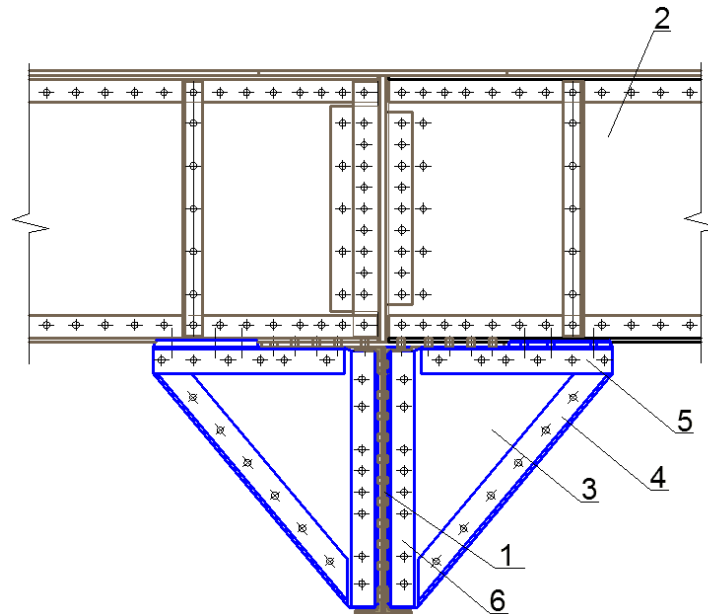


Рисунок 4.49 – Вузол спирання поздовжньої балки на поперечну:

1 – поперечна балка, 2 – поздовжня балка, 3 – консольні опорні листи,
4 – кутики підсилення, 5 – кутики кріплення листів до поясу поздовжньої
балки, 6 – кутики кріплення листів до стінки поперечної балки.

Конструкцію вузла направлено на підсилення вузла спирання поздовжньої балки на поперечну, зменшення небажаних деформацій, усунення появи дефектів вузла та зменшення матеріальних затрат і витрат часу при ремонтних роботах.

4.7 Виявлення раціональних параметрів запропонованого вузла

Для забезпечення надійної та ефективної роботи запропонованого вузла необхідно вирішити найвигідніші параметри по кожному збірному елементу конструкції вузла окремо та при сумісній роботі усіх елементів разом.

Головний критерій підбору параметрів вузла це зменшення небажаних концентрацій напружень у балках проїзної частини із встановленими

додатковими консольними листами і посилені сталевими кутиками, описаними раніше, при найменших матеріальних затратах.

Параметри елементів що підлягали дослідженню це:

- величина консолі;
- товщина консольного опорного (фасонного) листа;
- розмір кутиків підсилення (величина та товщина стінки);
- величина деформації (прогину) характерної точки, що впливає на кут повороту опорного перерізу поздовжньої балки та її залежність від підібраних елементів підсилення.

Для визначення величини консолі була побудована просторова консольна розрахункова схема зі стрижневих та плоских кінцевих елементів. У якості розрахункової моделі поздовжньої балки було прийнято просторову модель з кінцевих елементів у вигляді пластин, що моделюють балки даної прогонової будови. Розміри всіх пластин (верхня та нижня полиця, стінка балки) змодельовані чітко у відповідності до реальної конструкції. Кутики підсилення консолі взято як стрижень. У якості розрахункового навантаження було прийняте статичне рівномірно розподілене навантаження, величина якого 50кН/м. Отримана просторова модель показана на рисунку 4.50.

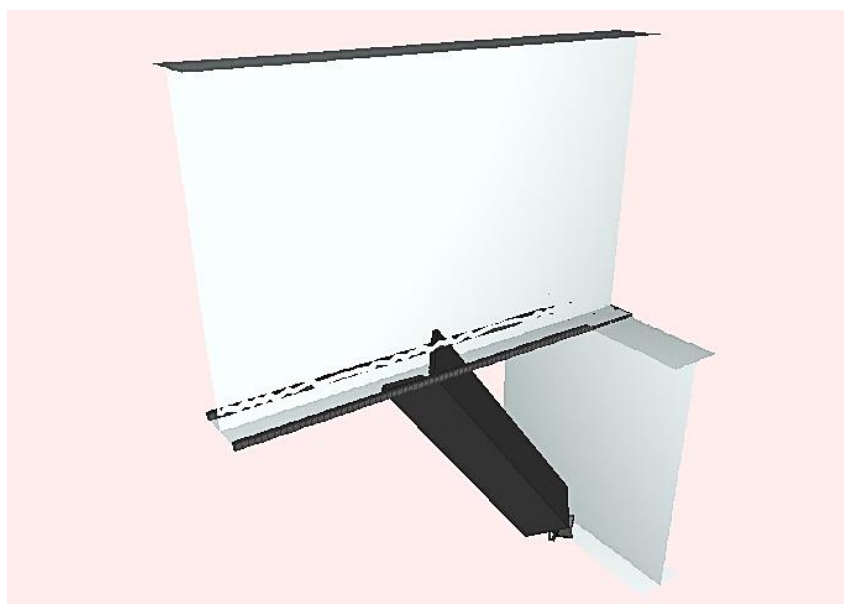


Рисунок 4.50 – Просторова модель для визначення величини консолі

Параметр величини консолі підбирався по максимальним величинам напружень в нижньому поясі поздовжньої балки та верхньому поясі поперечної балки. Отримані напруження надані в таблиці 4.13.

Таблиця 4.13 – Отримані напруження в поздовжніх та поперечних балках при різній величині консолі

Величина консолі, см	Максимальні напруження, МПа				Прогин консолі, мм
	Поздовжня балка		Поперечна балка		
1	2	3	4	5	6
0	660	-180	1560	-120	103,4
20	188	-36	75	-18	3,2
30	72	-108	82,5	-7,5	1,65
40	30	-33	84	-6	1,1
50	33	-23	88	-4	0,84
60	32	-16	88	-4	0,67
70	33	-29	88	-4	0,63
80	33	-10	88	-4	0,59
90	33	-11,2	88	-4	0,56
100	33	-11,5	88	-4	0,54

Графіки максимальних напружень показано рисунках 4.51 та 4.52, а отримані поля напружень поясів балок при цьому зображені рисунках 4.53÷4.56.

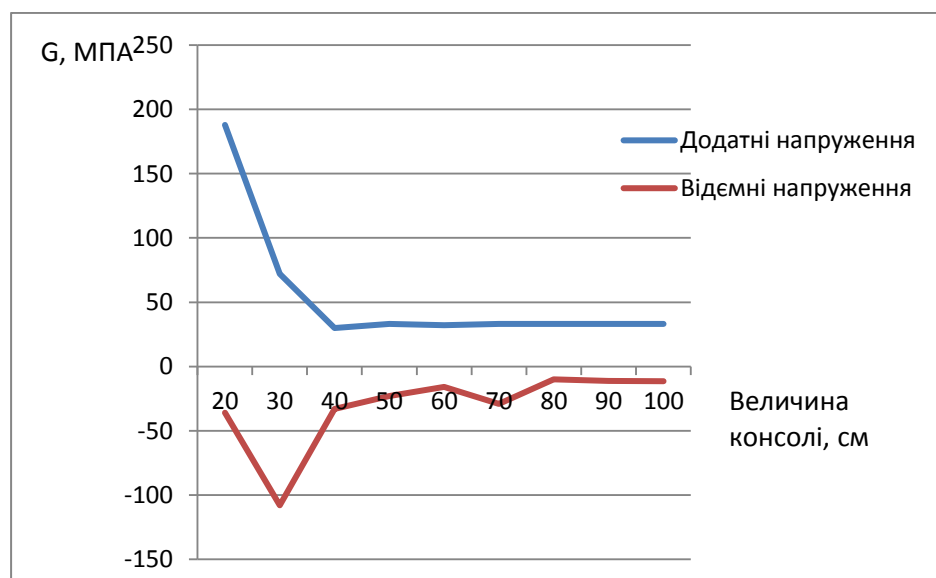


Рисунок 4.51 – Максимальні напруження поздовжньої балки, МПа

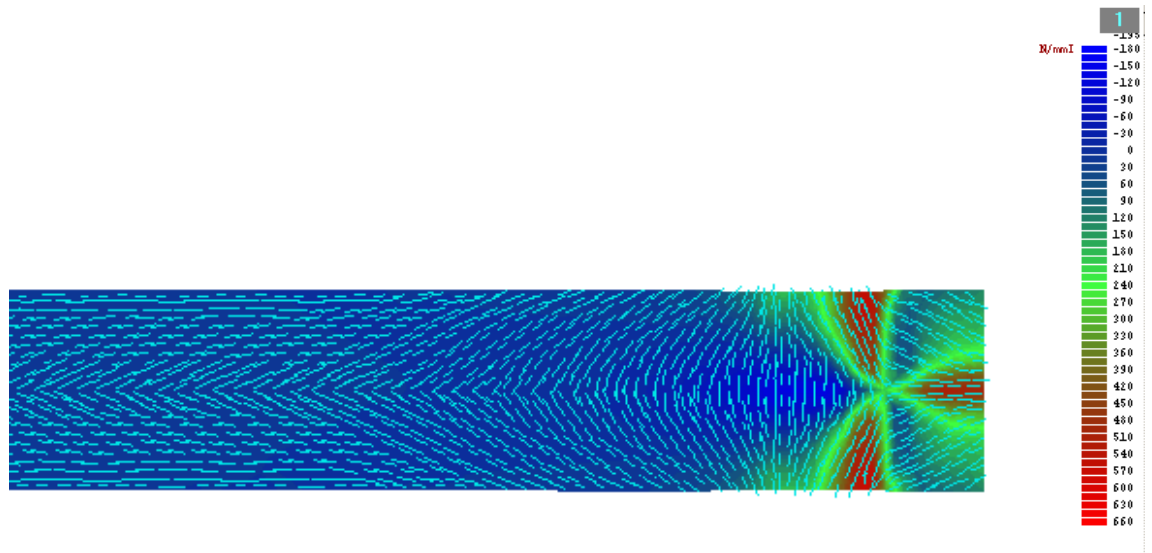


Рисунок 4.54 – Напружений стан нижнього поясу поздовжньої балки просторової моделі без консолі, МПа

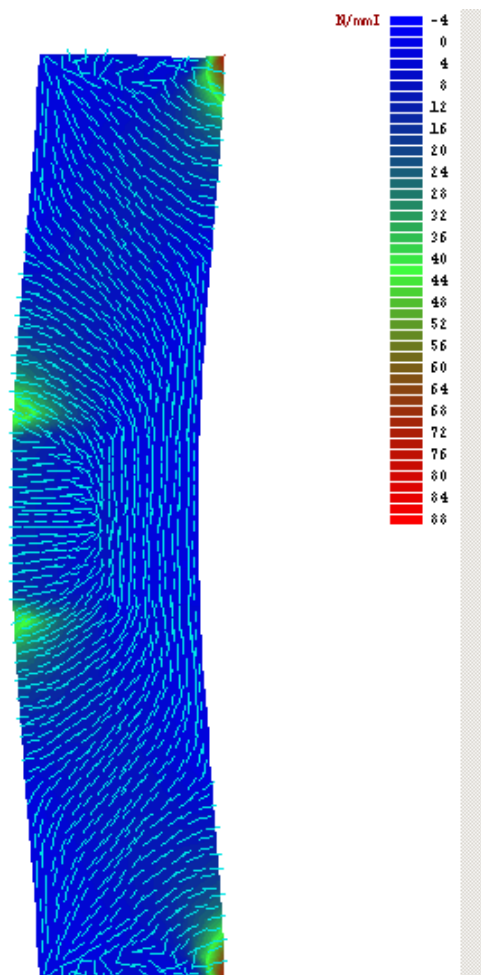


Рисунок 4.55 – Напружений стан верхнього поясу поперечної балки просторової моделі з консоллю 80см, МПа

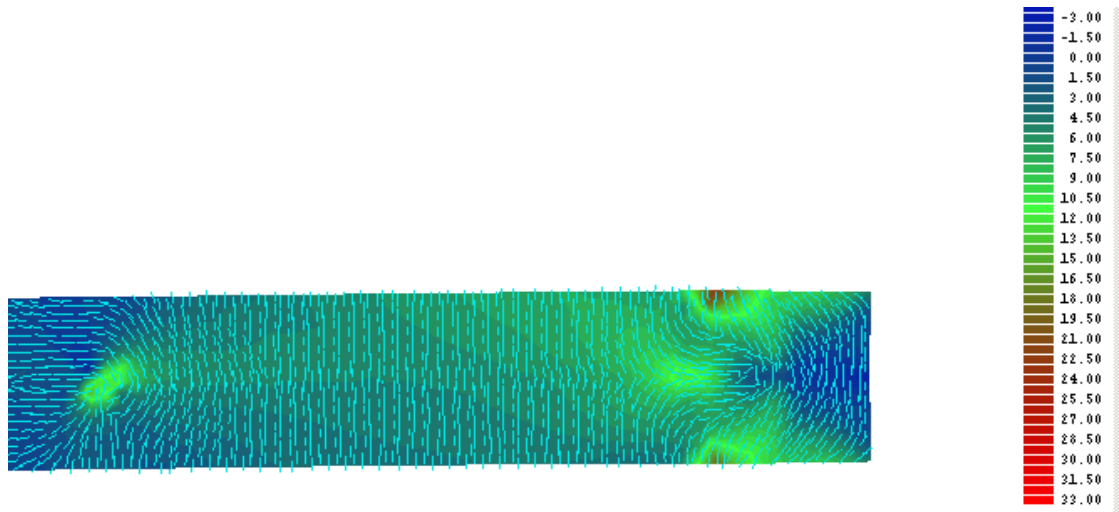


Рисунок 4.56 – Напружений стан нижнього поясу поздовжньої балки просторової моделі з консоллю 80см, МПа

Проаналізувавши поля головних напружень, можна з впевненістю сказати, що робота балок в рази гірша без консолі. Стосовно величини консолі то напруження в обох балках стабілізуються починаючи з величини консолі в 40÷50 см. Але при величині консолі 80 см напружений стан поздовжньої балки є мінімальним. Також зважаючи на прогини фіксованої крапки (див. рис. 4.57), що впливає на кут повороту вузла спірання балок, то при величині консолі в 70 та 80 см різниця зменшення величини прогину є кращим критерієм, для визначення раціональних параметрів.

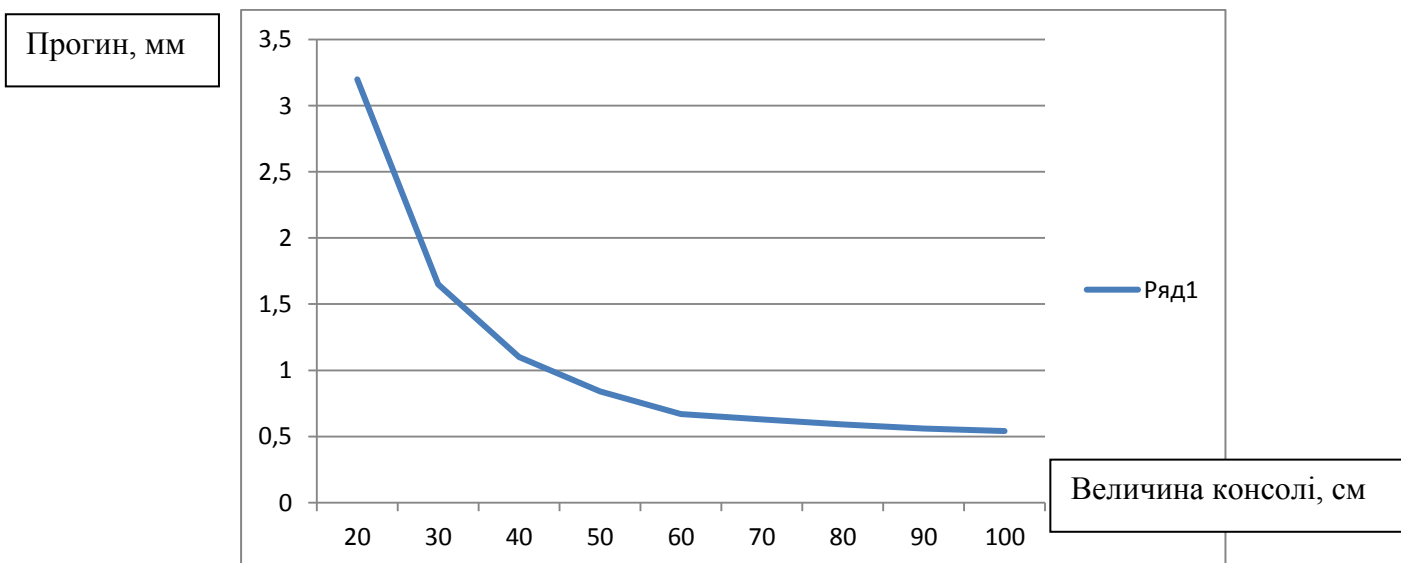


Рисунок 4.57 – Графік залежності прогину фіксованої крапки на поздовжній балці від величини консолі

Одночасний аналіз напружено-деформованого стану балок просторової моделі визначає, що оптимальна величина консолі 80 см.

Для вирішення питань підбору товщини металевго листа консолі та величини кутиків підсилення було проведено розрахунки моделі зі стрижневих та плоских кінцевих елементів, де параметри елементів змінювались. Товщина металевго листа розглядалась від 8 до 12 мм, а кутики підсилення від 80×80×7 до 125×125×8. Завантаження балки також виконано статичним рівномірно розподіленим навантаженням, величина якого 20 кН/м результати розрахунків наведено у таблиці 4.14.

Таблиця 4.14 – Результати розрахунків параметрів елементів підсилення

№	Куттик, мм	Товщина листа, мм	Напруження, МПа		Прогин характерної крапки, мм
			Куттик	Лист	
1	2	3	4	5	6
1	80×80×7	Δ=8	43,7	6,0	4,18
		Δ=10	35,8	5,0	3,83
		Δ=12	34,5	4,5	3,55
2	80×80×10	Δ=8	37,6	5,0	3,44
		Δ=10	33,8	4,4	3,19
		Δ=12	30,6	3,6	2,99
3	90×90×7	Δ=8	40,7	6,0	3,89
		Δ=10	36,0	5,0	3,58
		Δ=12	32,2	4,4	3,33
4	90×90×9	Δ=8	36,4	5,0	3,37
		Δ=10	32,8	4,4	3,13
		Δ=12	29,6	4,0	2,94
5	100×100×7	Δ=8	38,0	5,5	3,63
		Δ=10	33,8	5,0	3,36
		Δ=12	30,4	4,4	3,13
6	100×100×10	Δ=8	32,1	4,4	2,93
		Δ=10	29,1	3,6	2,75
		Δ=12	26,5	3,6	2,59
7	125×125×8	Δ=8	30,7	4,4	2,86
		Δ=10	27,2	4,0	2,69
		Δ=12	25,3	3,6	2,54

Проаналізувавши отримані показники, можна зробити висновки, що розмір кутика майже не впливає на напружений стан металевого горизонтального листа балок. Напружений стан самого кутика залежить більше від товщини полиці кутика ніж від величини кутика, та напруження рівномірно зменшуються в залежності від товщини листа консолі та розміру самого кутика. У реальних конструкціях прогонових будов встановлені кутики $100 \times 100 \times 10$ та листи товщиною 10 мм. Тому зважаючи на уніфікацію конструктивних проектних рішень доцільно в посиленні вузла спирання балок одна на одну теж прийняти кутики $100 \times 100 \times 10$ та металеві листи товщиною 10 мм.

4.8 Дослідження напружено деформованого стану запропонованого вузла спирання поздовжніх балок на поперечні

Для визначення величини напружень у балках із встановленими додатковими консольними листами і посилені сталевими кутиками, описаними раніше, був змодельований просторовий вузол з'єднання балок поверхового типу з елементами підсилення (рис.4.58). Для побудови моделі в натуральну величину також використані кінцеві елементи трикутної форми, які були генеровані у поверхні відповідної товщини металу у збірці.

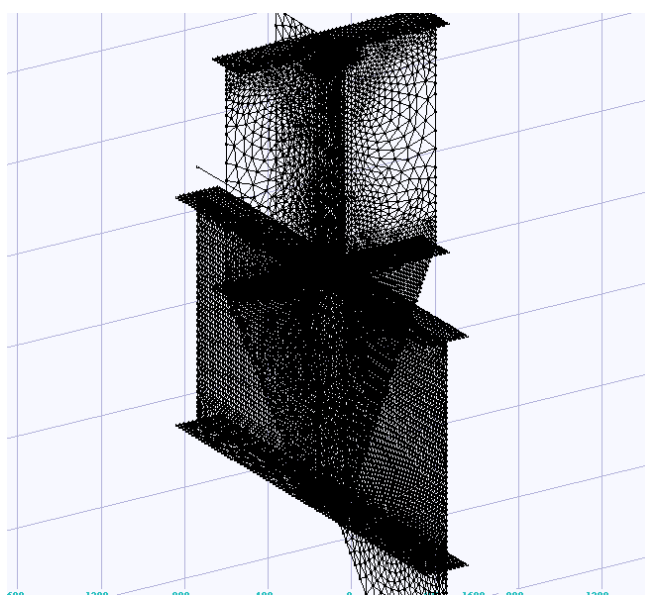


Рисунок 4.58 – Загальний вигляд просторової моделі вузла з підсиленням

У результаті була отримана скінченно-елементна модель, що складається з 17107 вузлів та 34374 кінцевих елементів.

Навантаження на модель виконувалося по крайовим умовам з урахуванням отриманих зусиль в просторовій моделі ферми, аналогічні навантаженню попередніх розрахунків без підсилення вузла.

Після розрахунку були отримані поля напружень, які зображені на рисунках 4.59÷4.60 та деформацій конструкції.

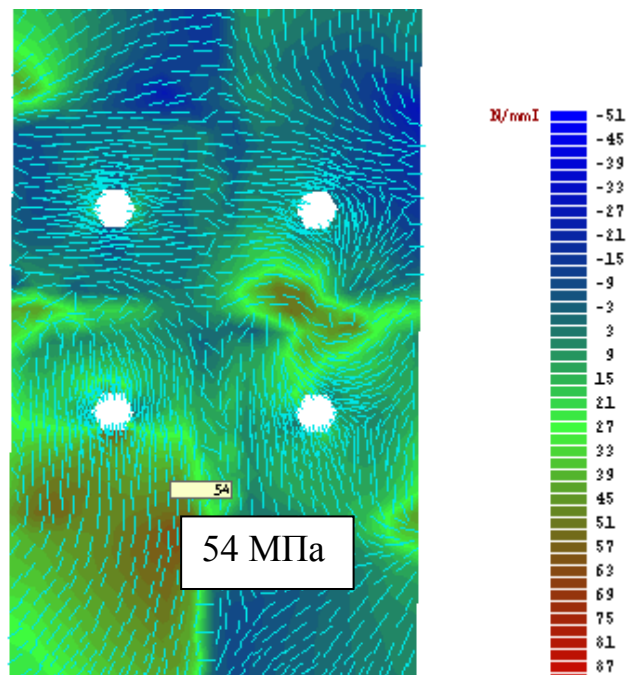


Рисунок 4.59 – Напружений стан горизонтальних полиць кутиків поздовжньої балки з підсиленням, МПа

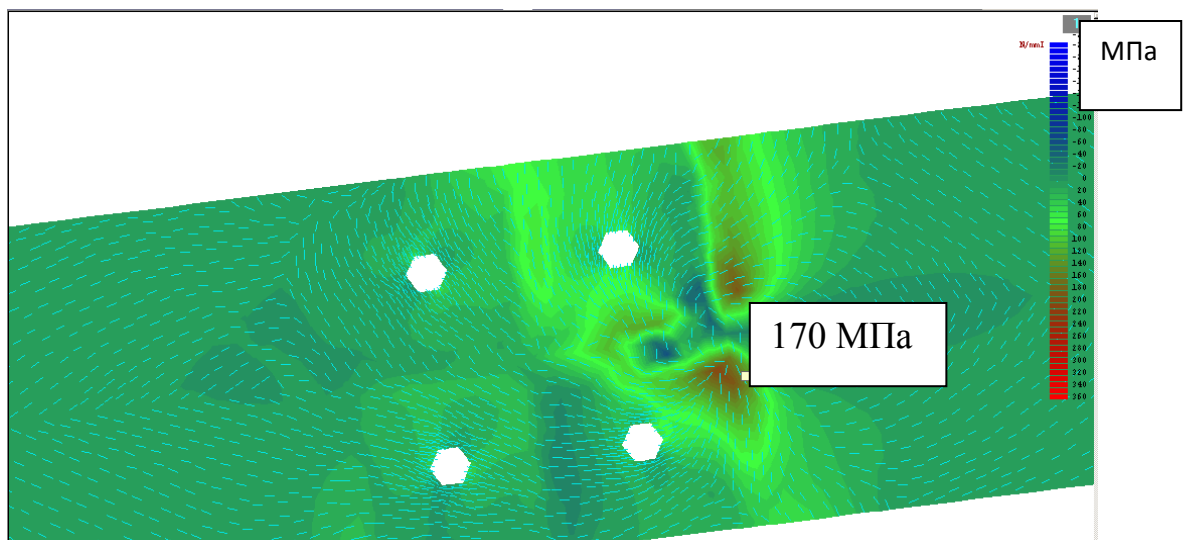


Рисунок 4.60 – Напружений стан по верхнім горизонтальним полицям кутиків поперечної балки з підсиленням, МПа

Якщо порівняти ці результати з попереднім випадком, коли підсилення відсутнє, то можна констатувати, що напруження в кутиках горизонтальних полиць поздовжньої балки з підсиленням зменшилось на 73 % до 54 МПа, а напруження по верхнім горизонтальним полицям кутиків поперечної балки з підсиленням зменшилось на 43÷48 % до 170 МПа.

За даними результатами було оформлено патент на корисну модель №109806 від 12.09.2016 року [79].

Представлена конструкція на відміну від попередніх:

- не усуває включення в сумісну роботу поздовжніх балок;
- не протидіє виникненню крутного моменту у поперечній балці.

Головна мета даної конструкції – більш плавно передати зусилля з поперечної балки на поздовжню, суттєво збільшуючи площу їх взаємного обпирання. Особливістю прогонових будов, створених за кресленнями «Проектстальконструкції» є однотипність проїзної частини, що дозволило розробити креслення консолей підсилення прогонових будов, що підійдуть до будь-яких прогонових будов за даною серією. Додатковою перевагою цього способу є той факт, що матиме місце суттєве збільшення вантажопідйомності поздовжніх балок. Даний спосіб ремонту рекомендується як найбільш раціональний (рекомендовано для ремонту моста через річку Інгулець на 109 км лінії Верхівцеве – Долинська договір № 94/2011-Цтех-177/2011-ЦЮ від 30.09.2011р. «Проведення досліджень стану залізничних металевих мостів з двоповерховою проїзною частиною та шляхи їх реконструкції під сучасні вимоги»).

4.9 Висновки до розділу 4

1. Майже у всіх вузлах спирання поздовжньої балки на поперечну досліджуваних прогонових будов присутнє перевищення розрахункових опорів матеріалу прогонових будов - сталі Ст. 3 і в багатьох перевищена

межа текучості матеріалу, особливо в вузлах, де за проведеними обстеженнями відмічалися розладнання вузлів.

2. За результатами розрахунків та комп'ютерного моделювання визначено, що основною причиною появи тріщин є конструктивна недосконалість вузлів спирання поздовжніх балок на поперечні прогонової будови з поперечною проїзною частиною, характерна для аналогічних конструкцій.

3. Основним фактором, що спричиняє появу дефектів, є момент у поперечній балці відносно осі поздовжньої балки, який за рахунок передачі зусиль на малу площу заклепочного з'єднання призводить до появи значних напружень у нижній полиці нижніх поясних кутиків поздовжніх балок. Такий прояв можливий при розладнанні заклепочного з'єднання і пов'язаний з залишковими деформаціями поясних кутиків у поздовжній та поперечній балці від циклічного навантаження.

4. При збільшенні розрахункового прогону та, відповідно, збільшенні зусиль в вузлах обпирання поздовжньої балки на поперечну, зростають напруження та ймовірність появи тріщин в нижніх поясних кутиках поздовжньої балки.

5. Наявність значних головних напружень у вузлах, де немає явно виражених тріщин може свідчити про наявність скритих дефектів, що потребує додаткового обстеження та вивчення.

6. Аналіз напружено деформованого стану існуючої конструкції вузла спирання поздовжніх балок на поперечні, свідчить про складні умови роботи балочної клітини. Напруження в горизонтальних полицях кутиків досягають 230-330 МПа, що значно перевищує розрахункові значення опору металу.

7. Запропонована нова конструкція вузла спирання поздовжніх балок на поперечні, яка усуває недолік концентрації напружень.

8. Виявлені раціональні параметри запропонованого вузла – величина консолі посилення становить 80 см, величина елементів запропонованого

вузла прийнято по конструктивним характеристикам типового проекту в наслідок того, що ці величини мають малий вплив на НДС вузла.

9. Дослідження напружено деформованого стану запропонованого вузла спирання поздовжніх балок на поперечні показало, що максимальні напруження в горизонтальних поличках поясних кутиків поздовжніх і поперечних балок (за цих умов) зменшились на 43-73% та становлять 100-170 МПа.

4.10 Список використаних джерел в розділі 4

У розділі 4 використані джерела [2, 4, 6, 26, 28, 68, 79, 86, 93]. Їх найменування представлені у загальному списку використаних джерел.

ВИСНОВКИ

В дисертації наведено теоретичні дослідження і нове вирішення практичної задачі конструктивного недосконалого рішення спирання поздовжніх балок проїзної частини поперечного типу металевих прогонових будов на поперечні балки. За результатами проведеного дисертаційного дослідження автором зроблені наступні висновки:

1. Результати натурних обстежень прогонових будов з поперечною проїзною частиною свідчать, що конструкція поперечного спирання балок проїзної частини являється найбільш дефектною.

2. Визначені основні причини появи дефектів та несприятливого впливу на напружений стан металу поясних нижніх кутиків поздовжніх балок та верхніх поясних кутиків поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок, при сумісній роботі балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм.

3. На основі проведеного аналізу розрахунків та існуючого досвіду встановлено, що у переважній більшості випадків клас прогонової будови, зазвичай, визначає клас балок проїзної частини, як найбільш дефектних елементів усієї прогонової будови. Класи елементів основних ферм, як правило, відповідають проектним, а класи поздовжніх та поперечних балок значно нижче.

4. Проаналізовано та експериментально досліджено напружено-деформований стан поздовжніх та поперечних балок, що виникає внаслідок спільної роботи балок проїзної частини з верхніми поясами головних ферм.

Доведено, що найбільші згинальні моменти в горизонтальній площині M_u виникають в крайніх поперечних балках П0 та П8, а найбільші згинальні моменти в вертикальній площині M_z виникають в поперечних балках П1 та П7– непарних вузлах ферм, де жорсткість вузла ферми підвищена за рахунок розкосів, що сходяться у цих вузлах.

Крутні моменти в поперечних балках також збільшуються в залежності від відстані поперечної балки від осі прогонової будови.

5. Розроблені моделі напружено-деформованого стану при дослідженні роботи балок на методі розрахунку металевих конструкцій за граничними станами та методі скінченних елементів. На основі аналізу НДС балок виявлено, що саме проблема концентрації напружень, як і припускалось раніше, являється основною причиною появи дефектів у вузлах обпирання поздовжньої балки на поперечну при поперечному розташуванні балок проїзної частини. Розрахована конструкція має недопустиме значення місцевих напружень верхнього поясу поперечної балки та небезпечні значення напружень розтягнення по нижнім полицям кутиків поздовжньої балки. Виколування верхніх полиць кутиків поперечної балки має силовий характер, а поява дефектів в кутиках поздовжніх балок має втомлювальний характер.

6. Виходячи із особливостей та недоліків існуючих конструктивних рішень вузла спирання балок проїзної частини з поперечним розташуванням, для підвищення вантажопідйомності та експлуатаційного ресурсу металоконструкцій залізничних мостів, що перебувають у експлуатації, пропонована нова конструкція вузла з підсиленням.

7. Отримані у рамках дисертаційної роботи результати стали основою для рекомендацій для ремонту мостів Укрзалізниці з поперечною проїзною частиною, спрямованих на подовження експлуатаційного ресурсу металевих прогонових будов залізничних мостів.

Список використаних джерел

1. Агафонов Е.Г. Мостовой переход через р. Иртыш в Ханты-Мансийске/ Е.Г. Агафонов // Вестник мостостроения. № 1-2. – М: – 2003. С. 46-48.
2. Алексеев В.В. Железнодорожные и автодорожные мосты / В.В. Алексеев, Г.И. Тередики, Л.С. Блинков. // – М.: – 1994. – 220 с.
3. Андреева Лада «Сезонная диагностика» газета "Магістраль" 09.04.14
www.magistral-uz.com.ua
4. Бабенко, Д. В. Резервы прочности железобетона / Д. В. Бабенко // Сельское строительство. – 1985. - № 3. – 63с.
5. Баренбойм И.Ю. Индустриальное строительство мостов/ И.Ю. Баренбойм, М.Е. Карасик, В.И. Кириенко // Будовельник. – Киев:– 1978. – 208 с.
6. Батулин А.В. Строительство моста через залив Чайво, о. Сахалин / А.В. Батулин, В.В. Лисовый // Вестник мостостроения. М: – 2004. № 1-2. – С. 19-20.
7. Беспалов Л.Н. Оценка влияния отклонений от проектных решений в конструкции ортотропной плиты металлического пролетного строения на НДС и усталостную долговечность / Беспалов Л.Н., Мальгин М.Г. // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К: – НТУ. – 2009. –Вип. 77. –С.9-15.
8. Беляев Н.М. Сопротивление материалов. / Беляев Н.М. // Стройиздат.– Москва:– 1976.– 608с.
9. Богданов Г.И. Реконструкция разводных мостов Санкт-Петербурга / Г.И. Богданов, Ю.Ю. Крылов, А.В. Киев // Вестник мостостроения. М: – 2003.– № 3-4. – С. 46-50.
10. Богданов Т.М. «Соединения металлических конструкций на высокопрочных болтах» / Богданов Т.М. // Трансжелдориздат.– 1963. – 165с.
11. Богза В. Г. Урахування дотичних напружень при розрахунках напружено-деформованого стану перерізів сталевих стержнів при

складному опору в області обмежених пластичних деформацій / В. Г. Богза, В. С. Шибанін, О. А. Мірошніченко, Л. П. // Вісник аграрної науки Причорномор'я. – Миколаїв : МДАУ, – 2003. – Вип. 1. – С. 156-162.

12. Бокарев С.А. Содержание искусственных сооружений с использованием информационных технологий / Бокарев С.А., Прибытков С.С., Яшнов А.Н. // Учебное пособие для вузов ж.-д. транспорта. — М.: ГОУ «Учебно-методический центр по образованию на железнодорожном транспорте». – 2008. — 195 с.

13. Болотин В.В. Методы теории вероятностей и теории надежности в расчетах сооружений. – М.: – Стройиздат. – 1982. – 351 с.

14. Бутаков, Б. И. Повышение контактной прочности стальных деталей с помощью поверхностного пластического деформирования / Б. И. Бутаков, Д. Д. Марченко // Проблемы трибології. – 2008. - № 1. – С. 14–23.

15. Бычков В.Е. Реконструкция существующего моста через р. Москву ус. Беседы / В.Е. Бычков, И.В. Артемьев // Вестник мостостроения.– № 1-2. М: – 1999. – С. 23-26.

16. Бычковский Н.Н. Примеры проектирования металлических мостов с балочными пролетными строениями: учеб. пособие / Н.Н. Бычковский // Саратов: СГТУ. – 1992. – 75 с.

17. Бялонович А.В. Исследование накоплений усталостных повреждений в сталях с применением Фурье- преобразования изображения структуры / Бялонович А.В., Матохнюк Л.Е. // Пробл. прочности. – 2011.- № 6. – С. 136-145.

18. Вакуленко І.О. Втома металевих матеріалів в конструкціях рухомого складу / І. О. Вакуленко //Навчальний посібник. – Дніпропетровськ: – Вид-во ДНУЗТ. – 2011. – 154 с.

19. ВБН В.3.1-218-174-2002 Мости та труби. Оцінка технічного стану автодорожніх мостів, що експлуатуються. Транспортна Академія України. – 2003. – 47с.

20. Власов В.З. Тонкостенные пространственные системы / Власов В.З. // Госстройиздат. М.:– 1964. – 488с.

21. Гибаленко А. Н. Оценка живучести металлоконструкций при моделировании факторов эксплуатации / А. Н. Гибаленко, Т. С. Трофимчук // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту«Наука та прогрес транспорту».– 2016. – № 2.– С.62-71.

22. Гибшман Е.Е. Проектирование металлических мостов / Е.Е. Гибшман // – М.: – Транспорт.– 1969.– 416 с.

23. Гитман Э.М. Железнодорожные пролетные строения пониженной высоты / Э.М. Гитман //Вестник мостостроения. – М.:– 1996. № 1. – С. 44-47.

24. ГСТУ 32.6.03.111-2002. Правила визначення вантажопідйомності металевих прогонових будов залізничних мостів. – Чинні від 2001-12-05. – Київ: – Мін. тран-ту України.– 2003. – 382 с.

25. ДБН В.1.2-15:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи. – Чинні від 2009-11-11. – Київ: – Мінрегіонбуд України.– 2009. –83 с.

26. ДБН В.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування. Введ. 2007-02-01. – К.: Міни-буд., архіт. та житл.-комун, госп-ва. – 2006. – 359 с.

27. ДБН В.2.3-6-2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування. – Київ: – Мінрегіонбуд України. – 2009. – 48с.

28. ДБН В.2.3-26:2010 Споруди транспорту. Мости та труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. Част.1, 2. Національний транспортний університет. Чинні від 01.10.2011 р.– Київ:– 2011. – 108 с.

29. Дмитриев Ф.Д. Крушение инженерных сооружений. / Дмитриев Ф.Д. // М.: Госстройиздат. – 1953. – 188с.

30. Евграфов Г.К. Мосты на железных дорогах / Г.К. Евграфов. // Трансжелдоргиздат. – М.: – 1995.– 636 с.

31. Едвабный В. И. Расчет этажно расположенных балок проезжей части железнодорожных мостов по уточненным схемам/ Едвабный В. И. // Труды ДИИТа, вып. 116.– Дн-ск:– 1970.– С.14-16.

32. Едвабный В.И. Результаты расчетно-экспериментального исследования работы этажно расположенных балок проезжей части однопутных мостов/ Едвабный В. И. //Сб. «Вопросы статической и динамической работы мостов», вып. 127. – Дн-ск:– 1972.– С.134-140.

33. Ефимов П.П. Архитектура мостов / П.П. Ефимов. // М.:– 2003– 228с.

34. Загора А.Л. «Анализ причин аварий мостовых конструкций». / Загора А.Л., Ключник С.В., Марочка В.В.(ДИИТ) Железняк Р.С., Фесенко Т.В. (Мостоотряд №12) // «Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій». Збірник наукових праць. Випуск 6, Львів:– 2009.– С. 616-623.

35. Загора А.Л. «Определение усилий при продольной надвижке двухпролётного неразрезного пролётного строения»// Загора А.Л., Ключник С.В. //Сборник «Вестник ДИИТа» №24 г. – Дн-ск:– 2008. – С.132-135.

36. Загора А.Л. Аварии пешеходных мостов.// Загора А.Л., Ключник С.В. //Зб. наук. праць в 2х томах «Дороги і мости»; т.1. – Київ, ДерждорНДІ: – 2007. – С. 170-173.

37. Загора О.Л. «Експериментально-теоретичні дослідження прогінної будови в процесі заміни мостового полотна.» / Загора О.Л., Ключник С.В. (ДПТ), Величко М. І., Линник Г. О., Дитиненко М.П., Івашкевич Д.Л., Забіяка О.А. (ДП «Укрзалізниця») // Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика».– Випуск 2.– Дніпропетровськ:– 2012.– С. 9-13.

38. Загора О.Л. «Напружено-деформований стан залізобетонної плити безбаластного мостового полотна» / Загора О.Л., Ключник С.В. (ДПТ), Линник Г.О., Дитиненко М.П., Івашкевич Д.Л., Забіяка О.А. (ДП «Укрзалізниця») // Вісник Дніпропетровського національного університету

залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна.– Випуск 39.– Дніпропетровськ:– 2011. – С. 47-50.

39. Ильясевич С.А. Металлические коробчатые мосты / С.А. Ильясевич // М.: Транспорт.– 1970.– 280 с.

40. Інституція по організації догляду за штучними спорудами. І.Н.В. 3.2.- 218-003449261.036-96 УДВТП “Укрдортехнологія” – Київ:– 1996. – 90с.

41. Інструкція з визначення умов пропуску рухомого складу по металевих та залізобетонних залізничних мостах . – Чинна від 2002-06-10. / Головне управління колійного господарства Укрзалізниці. – Київ: Мін. тран-ту України, 2002. – 301 с.

42. Інструкція по утриманню штучних споруд . – Чинна від 1999-04-27. / В. Ф. Сушков, Л. П. Ватуля, М. М. Літвінов і ін. – Київ: Мін. тран-ту України.– 1999. – 96 с.

43. К вопросу об использовании старых мостов//НКПС Мостовое бюро при ЦУЖЕЛЕ. – Москва: Транспечать НКПС.– 1930. – 204 с.

44. Кирьян В.И. Пути обеспечения нормативного ресурса пролетных строений мостов /Кирьян В.И., Мальгин М.Г. // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В.Лазаряна. – Дніпропетровськ:2011. – № 39. – С.55-59.

45. Климов В.А. Монтаж пролетных строений моста Чубук в Турции / В.А. Климов, В.В. Коротин, О.И. Чемеринский // Вестник мостостроения. – М: 1996. – № 3-4. – С. 20-25.

46. Ключник С. В. «Опыт эксплуатации этажной проезжей части». /Ключник С. В., Марочка В. В. // Тезисы докладов 72 Международной научно-практической конференции «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта».– Днепропетровск:– 2012. – С. 158.

47. Ключник С.В. «Обзор вариантов усиления та ремонту балок проїзної частини поперхового типу»/Ключник С.В., Марочка В.В. //Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Випуск 5. – Дніпропетровськ:– 2014.– С.35-40.

48. Ключник С.В. Эпоха новых технологий на службе у мостовых конструкций / Ключник С.В. // Вісник Дніпропетр. нац. ун-ту залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна, вип. 33 – Д.: Вид-во ДНУЗТ.– 2010, – С. 111-113.

49. Кручинкин А.В. Развитие металлического мостостроения в России/ А.В. Кручинкин // Труды ЦНИИС, вып. №215. – М.:– 2003. – 116 с.

50. Крыжановский В.И. Разводные мосты / В.И. Крыжановский // М.: Транспорт.– 1967. – 256 с.

51. Линник Г. О. Відновлення експлуатаційного ресурсу та підвищення несучої здатності прогонових будов залізничних мостів : автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : [спец.] 05.23.01 "Буд. конструкції, будівлі та споруди" / Линник Георгій Олегович //Держ. вищ. навч. закл. "Придніпров. держ. акад. буд-ва та архіт.", [Дніпропетров. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. М-во трансп. та зв'язку України]. — Дніпропетровськ:– 2011. – С.15—16.

52. Линник, Г. О. Шляхи удосконалення системи управління станом штучних споруд на залізницях України / Г. О. Линник, В. І. Соломка // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Дніпропетровськ: — 2012. — Вип. 3. — С. 106—110.

53. Лучко Й.Й. «Проблеми та методики оцінки корозійної стійкості та довговічності бетонних і залізобетонних конструкцій»./ Лучко Й.Й. //Строительство, материаловедение, машиностроение. Сборник научных трудов. Выпуск 50.– Днепропетровск:– 2009.– С.326-338.

54. Лучко Й.Й. Методи дослідження та випробування будівельних матеріалів і конструкцій / Й.Й. Лучко, П.М. Коваль, М.Л. Дем'ян. //Каменяр. – Львів: – 2001. – 436с.

55. Ляпустин И.Я. Реконструкция существующего железнодорожного моста через р. Амур у Хабаровска / И.Я. Ляпустин // Вестник мостостроения.– М:– 1994.– № 1. – С. 24-30.

56. Мальгин М.Г. Верификация методики компьютерного моделирования взаимодействия железнодорожных экипажей и мостов / М.Г. Мальгин, Г.В. Михеев, Е.А. Круговова, В.И. Кирьян // Вестник ВНИИЖТ. – Москва:– 2011. – №5. –С.29-33.

57. Марочка В. В. Особенности расчета неразрезного пролетного строения коробчатого сечения /Марочка В. В., Ульянов Р. В. // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Д.:— 2012. — Вип. 1.– С.46-49.

58. Мастертон Йен. Арочный мост рекордного пролета в Шанхае (Китай)/ Йен Мастертон // Мостостроение мира.– № 1-2. – 2004.– С. 22-24.

59. Методика расчета прочности неразрезных балок методом возобновления ограниченных пластических деформаций /С.И. Пастушенко, В.С. Шебанин, С.А. Лутченко, Н.А. Веремеенко // Итоги науч. исследований за 1989 г. : конф. проф.-преп. состава : тез.докл. – Николаев: НФОСХИ.– 1990.– 156с.

60. Мирошник В.А. «Проблемы аварийности мостовых конструкций» // Мирошник В.А., Ключник С.В., Журбенко М.К. (ДИИТ) // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. Випуск 1. Дніпропетровськ:– 2012, – С. 55-59.

61. Мирошниченко Е.А. Расчет усиления статически неопределимых систем при ограниченных пластических деформациях / Е. А. Мирошніченко, Н. Л. Чернов, В. С. Шебанин // Прочность и долговечность мостов и сооружений : сб трудов Краснодар. политех. ин-та. – Краснодар:– 1988.– 211с.

62. Мирошниченко О. А. Экспериментальные исследования работы усиленных стальных неразрезных балок за пределом упругости / О.А. Мирошниченко // Строительная механика корабля : труды НКИ. – Николаев:– 1988. –146с.

63. Мирошниченко, О. А. Усиление стальных двутавров при изгибе с учетом предельных пластических деформаций / О. А. Мирошниченко // Информ. листок № 89-0566. - М. : ВИМИ.– 1989.–173с.

64. Міжнародний техніко-економічний журнал «Українська залізниця» №7 .– 2016 р.

65. Мост Баркета в Севилье // Мостостроение мира. – М: – 1993. № 1. – С. 19-21.

66. Мост через Луару в Орлеане (Франция) // Мостостроение мира. – М.: – 2002. – № 1. – С. 47-51.

67. Мюллер Жан М. Мосты сверхдлинных пролетов. Идея, материал и методы возведения/ Жан М. Мюллер // Мостостроение мира. М.:1– 1998. – № 1-2. – С. 34-45.

68. Н.Н. Бычковский «Металлические мосты» / Бычковский Н.Н., А.Ф. Данковцев// г. Саратов: 2005.–130с.

69. Настанова з оцінювання і прогнозування технічного стану автодорожніх мостів ДСТУ-Н Б В.2.3-23:2009 Мінрегіонбуд України.– 2009. – 53с.

70. Науково-дослідна робота (НДР) №279 «Обследование и испытание железнодорожного моста через р. Мокрая – Московка на 188 км линии Долгинцево – Волноваха Приднепровской железной дороги».

71. НДР №464 «Исследование работы этажной проезжей части моста через реку Мокрая Московка на 188 км линии Кривой Рог – Волноваха Приднепровской железной дороги».

72. НДР № 603 від 22.04.2004р «Визначення вантажопідйомності прогонових будов $l=55,0$ м на мосту через річку Південний Буг на 49 км лінії Вапнярка – Христинівка і розробка рекомендацій по підготовці мосту до швидкісного руху поїздів».

73. НДР № 604 «Обстеження і випробування металеві прогонової будови з поперковою проїзною частиною моста 995 км лінії Шевченко –

Помічна та розробка рекомендацій по підсиленню балок проїзної частини, в яких виникли і розвиваються тріщини».

74. НДР № 27/04 – СНЦ/8700504 від 24.01.05 р. «Обследование и оценка технического состояния металлического железнодорожного моста ч/р Прут на 1662 км линии Курчуган – Унгены».

75. НДР № 94/2011-Цтех-177/2011-ЦЮ від 30.09.2011р. «Проведення досліджень стану залізничних металевих мостів з двоповерховою проїзною частиною та шляхи їх реконструкції під сучасні вимоги».

76. Національний стандарт України ДСТУ-НБ EN 1991-2:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003). – Надано чинності 2013-07-01. – Київ: Мінрегіонбуд України.– 2003. – 217 с.

77. Панасюк В.В. Нормативи на сталі для суцільнокатаних високоміцних залізничних коліс / Панасюк В.В., Осташ О.П., Андрейко І.М., Кулик В.В., Дацишин О.П., Іваницький Я.Л., Глазов А.Ю., Ленковський Т.М., Ваврух В.І. // Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин. – Київ: Інститут електрозварювання ім. Е.О. Патона НАН України.– 2012. – С. 594-598.

78. Онищук В.М. Новый Андреевский железнодорожный мост / В.М. Онищук, А.В. Островский, О.В. Воронин // Вестник мостостроения. М: – 2002. – № 1-2. – С. 22-24.

79. Ключник С. В. Патент 109806, Україна, МПК E01D 1/00, E01D 19/00, E01D 101/30 Вузол спирання поздовжньої балки на поперечну / Марочка В. В., Ключник С. В. (Україна) // заявник та патентовласник Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна № u 2016 01940 ; опубл. 12.09.2016.– Бюл. №17.

80. Петропавловский, А. А. Проектирование металлических мостов: учебник / А. А. Петропавловский и др.//– М.: Транспорт.– 1982. – 320 с.

81. Платонов А.С. Новые виды стального толстолистого проката для мостостроения / А.С. Платонов // Вестник мостостроения. – М.: – 1996. – № 3-4. – С. 33-37.

82. Платонов А.С. Особенности требований к материалам для стальных ортотропных конструкций мостов / А.С. Платонов // Вестник мостостроения. – М.: – 2002. – № 3-4. – С. 60-65.

83. Положение по оценке состояния и содержания искусственных сооружений на железных дорогах СССР. - М.: Транспорт. – 1991.– 12 с.

84. Правила визначення вантажопідйомності балкових залізобетонних прогонових будов залізничних мостів / В. І. Борщов і ін. // – Д.: – Вид-во ДНУЗТ.– 2003. – 404 с.

85. Проблеми ресурсу і безпеки експлуатації конструкцій, споруд та машин: Збірник наукових статей. – Київ: Інститут електрозварювання ім. Є.О. Патона.– НАН України.– 2015. – 816 с.

86. Протасов К.Г. Металлические мосты / К.Г. Протасов, А.В. Теплицкий, С.Я. Крамарев// – М.:– Транспорт.– 1973. – 352 с.

87. Прочность усиленных стальных конструкций при ограниченных пластических деформациях / В. С. Шебанин, И. Д. Бурковский, Н. Л. Чернов, В. Г. Богза // Реконструкция промышленных зданий и сооружений. – М.:– Стройиздат.– 1988.– 86с.

88. Пшеничников С.М. Проблемы надежности опорных частей / СМ. Пшеничников // Вестник мостостроения. – М.: – 1994. – № 1-2. – С. 31-34.

89. Пшінько О.М.«Аналіз сучасних підходів до організаційно-технологічної надійності транспортних споруд» / Пшінько О. М.,Радкевич А. В., М'якенька І. В. (ДІТ)// Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Дніпропетровськ:– 2012. — Вип. 1.–С.88-93.

90. Казакевич М. И. «Современные аспекты мониторинга мостов» / Казакевич М. И. //«Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. акад. Лазаряна», Вип. 21.– Дніпропетровськ: – 2008. – С. 107-113

91. «Развитие металлических конструкций». ЦНИПСК, МИСИ, ЦНИИСК.– Москва: «Вестник мостостроения».– № 1.– 2008. – С.17-23.

92. Рекомендации по расчету стальных конструкций по критериям ограниченных пластических деформаций. ЦНИИ Проектстальконструкция им. Мельникова.– М.: 1985. – С. 3-4.

93. Рузов А.М. Эксплуатация мостового парка / Рузов А.М. // Учеб. пособие для студ. высш. учебн. заведений. – М.: Издательский центр «Академия».– 2007. – 176 с.

94. Руководство по определению грузоподъемности металлических пролетных строений железнодорожных мостов, Москва: «Транспорт».– 1987. – 211с.

95. Руководство по определению грузоподъемности опор железнодорожных мостов. – М.: Транспорт.– 1995. – 144 с.

96. Савин К. Д. Искусственные сооружения. / Савин К. Д. // Изд. 4-е, перераб. и доп. Учебник для техникумов и учебн. пособие для техн. школ ж.-д. трансп. – М.: «Транспорт».– 1977. – 256 с.

97. Саламахин П.М. Мосты и сооружения на дорогах. / Саламахин П.М. //– М.: «Транспорт».1991. –344с.

98. Сеницын А.П. Расчет конструкций на основе теории риска. / Сеницын А.П. // – М.: Стройиздат, 1985. – 304 с.

99. Совместное исследование о развитии евро-азиатских транспортных связей Организация Объединенных Наций.– Нью-Йорк и Женева:– 2008. – 275с.

100. Солдатов К.И. Курс на усиление и реконструкцию эксплуатируемых искусственных сооружений железных дорог Украины / Солдатов К. И. (ДИИТ), Блохин С. Е. (НГУ, Днепропетровск)// Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна. — Дніпропетровськ: 2010. — Вип. 33. — С. 262-271.

101. Солдатов К. І. До питання нормування статичного навантаження на наплавні мости //Солдатов К. І., Горбатюк Ю. М., Ключник С. В.,

Журбенко М. К. // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Випуск 4. – Дніпропетровськ:– 2013.– С. 89-97.

102. Солдатов К.І. Визначення класів залізничних залізобетонних прогонових будов мостів за величиною пружних прогинів //Солдатов К.І., Журбенко М.К., Ключник С.В., Мірошник В.А. (ДПТ) // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Випуск 3. – Дніпропетровськ:– 2012.– С. 187-194.

103. Солдатов К.І. Порівняльний розрахунок класу залізничної залізобетонної прогонової будови моста /К.І.Солдатов, М. К. Журбенко, С. В. Ключник, А. В. Гармаш (ДНТ) // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Випуск 3. – Дніпропетровськ:– 2012.– С. 194-199.

104. Солохин В.Ф. Опыт сооружения арочного пролетного строения моста через р. Иртыш в г. Ханты-Мансийске / В.Ф. Солохин, С.Н. Дядькин, Л.Б. Шапиро // Вестник мостостроения. – М.: – 2004. – № 3-4. – С. 3-11.

105. Сосис П.М. «Расчет рам способом перераспределения начальных неизвестных значений» Гостехиздат УССР.– Киев:– 1956.– 245с.

106. Строительная механика и расчет сооружений 2006 №05 Москва: ЦНИИСК им. В.А. Кучеренко.– 2006. – 81 с.

107. Строительные нормы и правила. Мосты и трубы. СНиП 2.05.03-84. М.:– 1996. – 214 с.

108. Строительство моста Эразм с рекордным разводным пролетом. Мостостроение мира. – М.: – 1996. – №1. – С. 15-20.

109. Тарасенко В. П. Результаты диагностики технического состояния и испытаний эксплуатируемого металлического разводного моста под совмещенную езду // Тарасенко В.П., Савчинский Б.В., Соломка В.И., Сухоруков Б.Д., Журбенко М.К., Ключник С.В. /Тезисы LXVI Международной научно – практической конференции «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта». Днепропетровск:– 2006.– С. 269.

110. Тарасенко В. П. Расчет усиления элементов главных ферм эксплуатируемых металлических мостов при недостаточной их грузоподъемности / Тарасенко В. П. //«Строительство, материаловедение, машиностроение» Сборник научных трудов. Выпуск 50.– Днепропетровск:– 2009.– С.573-580.

111. Тарасенко В. П. Результаты диагностики технического состояния и испытаний эксплуатируемого металлического разводного моста под совмещенную езду /Тарасенко В. П., Савчинский Б. В., Соломка В. И., Сухоруков Б. Д., Журбенко М. К., Ключник С. В. //Вісник Дніпропетр. нац. універ. залізн. тр-ту ім. ак. В.Лазаряна. – вип.14.– Днепропетровск: – 2007. – С. 216-219.

112. Тимохин Г.М. Совершенствование конструкций и методов проектирования разводных мостов / Г.М. Тимохин // Вестник мостостроения. – М.: – 1993. – № 3. С. 9-20.

113. Шебанин В.С. Учет влияния стесненного кручения при сложном сопротивлении стальных открытых сечений тонкостенных стержней при ограниченных пластических деформациях / В. С. Шебанин, Н. Л. Чернов, И. А. Артюшкин, Ю. В. Купченко // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1990. - № 12.

114. Хесселинк Б.Х. Железнодорожный мост в Роттердаме (Нидерланды)/ Б.Х. Хесселинк, Х. Меерсма// Мостостроение мира. – М.: – 2004. – № 1-2. – С. 37-39.

115. Хэммонд Р. Аварии зданий и сооружений. Причины и уроки аварий современных сооружений различных типов. – М.:Госстройиздат, 1960. (перев.с английского). – 244с.

116. Хэммонд, Ролт. Аварии зданий и сооружений : причины и уроки аварий современных сооружений различных типов / Р. Хэммонд; пер. с англ. В.К. Житомирского; под ред. А.Е. Десова//– М.: – Госстройиздат.– 1960 – 188с.

117. Цепурит, О. В. Экспериментальные исследования работы усиленных разрезных и неразрезных стальных балок за пределом упругости / О. В. Цепурит, Е. А. Мирошниченко, С. В. Домашева, В. С. Шебанин // Итоги науч. исследований за 1989 г. проф-преп. состава : науч. конф. : сб. докл. – Николаев : НФОСХИ.– 1990. 131с.

118. Шапиро Л.Б. Сооружения арочного пролетного строения нового Краснолужского моста через р. Москву в Москве / Л.Б. Шапиро, Д.В. Шишкина, В.Е. Николаев // Вестник мостостроения. – М.: – 2002. – № 1-2. – С. 25-27.

119. Шебанин В. С. Исследование работы элементов пространственных стальных стержневых систем с учетом физической и геометрической нелинейности за пределом упругости / В. С. Шебанин // Металлические конструкции. – Донецк; Макеевка:– 1998. - Т. 1.– Вып. 1.

120. Шебанин В. С. Расчет усиленных под нагрузкой элементов стальных конструкций по критериям ограниченных пластических деформаций / В. С. Шебанин, Н. Н. Стрелецкий, Н. Л. Чернов, В. Г. Богза // Строительная механика и расчет сооружений. – 1987.– № 3.

121. Шебанин В. С. Расчет элементов стальных стержневых систем за пределом упругости по деформированной схеме / В. С. Шебанин, Н. Л. Чернов, И. А. Артюшкин, Ю. В. Купченко // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1991. - № 7.

122. Шебанин В.С. Прочность изгибаемых стальных стержневых конструкций при учете физической и геометрической нелинейности в области ограниченных пластических деформаций.– Дис. докт. техн.. наук: 05.23.01. – Одесса:– 1993.

123. Шебанин В. С. Об одном алгоритме подбора сечений элементов в стержневых металлоконструкциях / В. С. Шебанин, Н. Л. Чернов, В. М. Фридкин // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1989. - № 7.

124. Шебанин В.С. Предельное напряженно-деформированное состояние стальных стержней при ограниченных пластических деформациях / В. С.

Шебанин, Н. Л. Чернов, В. Л. Тарасенко // 1Укр. науч.-техн. конф. по металлическим конструкциям : тез.докл. – К.: 1992.– С.202.

125. Шебанин, В. С. Прочность балочных систем / В. С. Шебанин, Н. Л. Чернов, В. Л. Тарасенко // Совершенствование металлических конструкций. – К. : Наук.думка.– 1992.– 147с.

126. Шебанин, В. С. Прочность изгибаемых элементов при ограниченных пластических деформациях / В. С. Шебанин, Н. Л. Чернов, В. Л. Тарасенко // Совершенствование металлических конструкций. – К. : Наук.думка, 1992.– 208с.

127. Шебанин, В. С. Прочность стальных стержней при переменных нагрузениях / В. С. Шебанин, Н. Л. Чернов // Промышленное стр-во и инж. сооружения. – 1992. - № 2.– 244с.

128. Шебанин В. С. Учет физической и геометрической нелинейности при изгибе стальных стержней в области ограниченных пластических деформаций / В. С. Шебанин // IV укр. науч.-техн. конф. по металлическим конструкциям : тез.докл. – К., 1992.–С.115.

129. Шебанін В. С. Проблеми міцності металевих конструкцій в області обмежених пластичних деформацій з врахуванням умов першого та другого граничних станів / В. С. Шебанін, Л. П. Шебаніна, І. І. Хилько // Вісник аграрної науки Причорномор'я. - Миколаїв : МДАУ.– 2004. - Вип. 1 (25). - С. 158-163.

130. Шкатов О. С., Strength of bi-steel bars when bent by longitudinal force with the account of deformation scheme underlimited plastic deformations. (Методика определения прогибов и разграничения области расчета на прочность и жесткость стержней при изгибе с продольной силой с учетом деформированной схемы в области ограниченных пластических деформаций.) / О. С. Шкатов, О. А. Горбенко, В. В. Стрельцов, М. О. Верещенко // Motrol. Motoryzacja i energetyka rolnictwa. - Lublin, 2008. – Т. 10В. - С. 230-245.

131. Штаюра Степан, Ленковський Тарас. Методичні рекомендації для визначення характеристик циклічної тріщиностійкості матеріалів за поперечного зсуву / Зб. праць 5-ї Міжнар. конф. «Механіка руйнування матеріалів і міцність конструкцій», 24-27 червня 2014 р. – Львів: – 2014. – С.187-194.

132. Шульман З. А. Испытания и мониторинг инженерных сооружений / Шульман З. А., Шульман И. З. //– Д.: «ЛИРА». – 2013. –536с.

133. Экспериментальные исследования действительной работы стальных стержнем при изгибе с продольной силой за пределом упругости при повторно-переменных нагрузках / С. А. Лутченко, Н. А. Веремеенко, С. В. Домашева и др. // Усиление и реконструкция производственных зданий и сооружений, построенных в металле : 5-й украинск. науч.-техн. конф. по металлическим констр. : тез.докл. – К.:– 1992. –275с.

134. Энтони Оливер. Отсутствие опыта и ошибки привели к человеческим жертвам при обрушении моста Иньяка. / Энтони Оливер //Мостостроение мира, №1-2.– М:– 2004.– С.66-67.

135. Ackermann, H.: Brückeneinstürze und ihre Folgen. (see also other sources in Section 3.7) – Bauing: – 1972. – P.9-11.

136. Elskes, E.: Rupture des ponts metallic ques. Lausanne: GeorgesBridel 1894.

137. Foerster, M.: Der Einsturz der Dach konstruktion der Görlitzer Stadthalle. – Eisenbau 1:– 1908 – P.163-166.

138. Gibalenko, A. N. Design requirements to structural steel durability based on level of industrial facility corrosion hazard / A. N. Gibalenko, V. Korolov, J. Filatov // Aktualnie problem konstrukcji metalowych : Abstr. II Polish-Ukrainian International Conference APMK (27.11– 28.11.2014) / University of Technology. – Gdansk, 2014. – P. 98–102.

139. <http://avkozlov.livejournal.com/5106.html>

140. http://om.net.ua/8/8_8/8_84143_sistema-pan-evropeyskih-transportnih-koridorov.html

141. <http://politikus.ru/articles/83918-sovetskiy-resurs-ischerpan-na-ukraine-nachinaetsya-massovoe-obrushenie-mostov.html>
142. <http://www.bridgeforum.org/dir/collapse/year/2000-2009.html>.
143. <http://delo.ua/business/dvizhenie-na-meste-v-2016-godu-ukrzhaliznycja-planiruet-velichit-312178/> © delo.ua
144. Imhof, D. 2004. Risk assessment of existing bridge structures. *PhD Thesis*. University of Cambridge, UK.
145. Karel V. Havarie most nych konstrukcii. "Inzeners kestavby", – 1979.– №3. – С. 138-143.
146. Malgin M. Analysis of the footbridge of the Boryspil airport traffic interchange / M. Malgin, K. Medvediev // Attractive structures at reasonable costs. – Poland:– 2011. – P.904-910.
147. Ovchinnikov P. «Using of finite element modeling for determination of buckling possibility in lengthwise stiffeners of orthotropic plate for bridge spans under operational load» // Ovchinnikov P., Kliuchnik S. // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. Збірник наукових праць Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна Випуск 5. – Дніпропетровськ:– 2014.– С. 130-134.
148. Rust, I.: Sicherheit technischer Anlagen - Eine sozial wissenschaftliche Analyse des Umgangs mit Risiken in Ingenieurpraxis und Ingenieurwissenschaft. Dissertation Universität Kassel 2004. – Kassel:– 2004.
149. S.V.KLUCHNIK «Stress-strain state of beam staged connection point of the railway bridge track-way» «Наука та прогрес транспорту». Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту, № 3 (69).– Дніпро:– 2017.– С. 160-170 (Розміщення журналу в міжнародних наукометричних базах даних, репозитаріях та пошукових системах: Ulrichsweb™ Global Serials Directory, WorldCat, DOAJ, Google Scholar, Index Copernicus, OAJ1, "Україніка наукова").
150. Schaper, G.: Der hochwertige Baustahl St 52 im Bauwesen. Bautechnik 16:– 1938. – P. 649-655

151. Weltshev, M. Comparison of the operating life of tank containers, tank vehicles and rail tank cars for the carriage of dangerous goods in practice, analysis of causes of damage / M. Weltshev, S. Schwarzer, F. Otremba // Chem. Engineering Transactions. – 2013. – № 31. – P. 559–564.

Додатки

Додаток А

Розрахунок вантажопідйомності поздовжніх балок

Геометричні характеристики перерізу поздовжньої балки:

Склад перерізу	$F_{\text{бп}} = \sum F_i$ см^2	$I_{\text{бп}}, \text{см}^4$	$W_{\text{бп}}, \text{см}^3$	$W_{\text{нт}}, \text{см}^3$	$S_{\text{бп}}, \text{см}^3$	$S'_{\text{бп}}, \text{см}^3$	$W'_{\text{нт}}, \text{см}^3$ з урахуванням корозії
ВЛ 990×10 4L 100×100×10 ГЛ 210×10	196,8	300634,3	5452,17	4361,7	4136,6	2500,5	4340,96

1.1 Міцність за нормальними напруженнями

Визначення допустимих тимчасових навантажень і класів поздовжніх балок:

а) допустимі навантаження

– без врахування ослаблення горизонтального листа перерізу балки корозією

$$k_m = \frac{I}{\varepsilon_v n_v \Omega_v} (\chi_2 m R_c W_0 - \varepsilon_p p \Omega_p) = \frac{I}{0,5 \cdot 1,145 \cdot 3,781} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1,1 \cdot 4361,7 - 0,5 \cdot 30,91 \cdot 3,781) = 394,3 \text{ кН/м};$$

– з врахуванням ослаблення горизонтального листа корозією

$$k'_m = \frac{I}{0,5 \cdot 1,145 \cdot 3,781} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1,1 \cdot 4340,9 - 0,5 \cdot 30,91 \cdot 3,781) = 392,3 \text{ кН/м};$$

б) класи балок

– без врахування корозії

$$K = \frac{k_m}{k_{et}(1 + \mu)} = \frac{394,3}{23,35 \cdot 1,760} = 9,6;$$

– з врахуванням корозії

$$K = \frac{k'_m}{k_{et}(1 + \mu)} = \frac{392,3}{23,35 \cdot 1,760} = 9,5.$$

В наведених розрахунках враховані такі вихідні дані:

$\varepsilon_v = \varepsilon_p = 0,5$ – відповідно частка тимчасового та постійного навантаження, яка припадає на одну балку;

$$\Omega_p = \Omega_v = \frac{\alpha(1-\alpha)d^2}{2} = \frac{0,5(1-0,5)5,5^2}{2} = 3,781 \text{ м}^2 - \text{площі ліній впливу}$$

згинального моменту для перерізу в середині прогону балки, які завантажуються тимчасовим та постійним навантаженнями;

$n_v = 1,145$ – коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження (при $\lambda = 5,5 \text{ м}$);

$\chi_2 = 0,001$ – коефіцієнт розмірності;

$m = 1$ – коефіцієнт умов роботи;

$R = 190 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір металу балок;

$c = 1,1$ – поправковий коефіцієнт для поздовжніх балок при розрахунках на міцність за нормальними напруженнями;

$W_0 = W_{\text{нм}} = 4361,7 \text{ см}^3$ і $W'_0 = W'_{\text{нм}} = 4340,9 \text{ см}^3$ – моменти опору балок без урахування та з урахуванням корозії;

$$p = \sum n_{pi} p_i = n_1 p_1 + n_2 p_2 = 1,1 \cdot 16,1 + 1,2 \cdot 11 = 30,91 \text{ кН/м} - \text{розрахункова}$$

інтенсивність постійного навантаження від ваги металу балок і ваги мостового полотна;

$k_{et} = 23,35 \text{ кН/м}$ – інтенсивність еталонного навантаження при $\lambda = 5,5 \text{ м}$ і $\alpha = 0,5$;

$(1 + \mu) = 1,760$ – динамічний коефіцієнт для еталонного навантаження.

1.2 Міцність за дотичними напруженнями

Допустиме тимчасове навантаження та клас балок визначається за формулами:

а) допустиме навантаження

$$k_m = \frac{1}{\varepsilon_v n_v \Omega_v} \left(\frac{0,75 \chi_1 m R I_{\sigma p} \delta}{S_{\sigma p}} - \varepsilon_p p \Omega_p \right) =$$

$$= \frac{1}{0,5 \cdot 1,145 \cdot 2,75} \cdot \left(\frac{0,75 \cdot 0,1 \cdot 190 \cdot 300634,3 \cdot 1}{4136,6} - 0,5 \cdot 30,91 \cdot 2,75 \right) = 631,1 \text{ кН/м};$$

б) клас балки

$$K_m = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{631,1}{28,55 \cdot 1,760} = 12,5;$$

де додатково враховані наступні вихідні дані:

$\Omega_v = \Omega_p = d/2 = 5,5/2 = 2,75$ м – площі ліній впливу поперечної сили для перерізу на опорі, які завантажуються тимчасовим та постійним навантаженнями;

$\chi_1 = 0,1$ – коефіцієнт розмірності;

$\delta = 1,0$ см – товщина стінки балки;

$k_{et} = 28,55$ кН/м колії, інтенсивність еталонного навантаження при $\lambda = 5,5$ м і $\alpha = 0$.

1.3 За міцністю поясних заклепок

Допустиме тимчасове навантаження та клас балок обчислюються за формулами:

а) допустиме навантаження

$$k_m = \frac{\chi_1 m R F_0^\beta}{\varepsilon_v n_v \sqrt{\left(\frac{100 \alpha_p S'_{\delta p} \Omega_v}{I_{\delta p}} \right)^2 + A_3}} =$$

$$= \frac{0,1 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 66,47}{0,5 \cdot 1,145 \sqrt{\left(\frac{100 \cdot 1,1 \cdot 2564,35 \cdot 2,273}{300634,3} \right)^2 + 1,785}} = 877,0 \text{ кН/м колії};$$

б) клас балки за міцністю поясних заклепок

$$K_m = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{877,0}{29,1 \cdot 1,76} = 17,1;$$

де додатково враховано такі величини вихідних даних:

$$F_0^\beta = \frac{n_3}{\mu_0} = \frac{100/\omega}{\mu_0} = \frac{100/10}{0,15} = 66,47 \text{ см}^2 \text{ – приведена розрахункова площа поясних}$$

заклепок;

$n_3 = 10$ – кількість поясних заклепок на довжині 100 см (при величині кроку заклепок $\omega = 10$ см);

μ_0 – приведена робоча площа однієї поясної заклепки за змінанням при товщині змінання $\delta = 10 \text{ мм}$;

$n_v = 1,145$ – коефіцієнт надійності при довжині завантаження лінії впливу $\lambda = 5,5 \text{ м}$ і $\alpha = 0$;

$$\Omega_v = \frac{(0,5d + C_0)^2}{2d} = \frac{(0,5 \cdot 5,5 + 2,25)^2}{2 \cdot 5,5} = 2,273 \text{ м}^2 \text{ – площа лінії впливу поперечної}$$

сили для перерізу, що розглядається (на відстані $C_0 = 0,5d - 0,5 = 0,5 \cdot 5,5 - 0,5 = 2,25 \text{ м}$ від середини прогону балки);

$A_s = 1,785 \text{ м}$ – параметр, яким враховується зосереджений тиск від безпосереднього обпирання мостових поперечин на верхній пояс балок.

1.4 За нормальними напруженнями на витривалість

Розрахунок на витривалість проводиться з врахуванням нормативних навантажень (при $n_v = n_{pi} = 1$) і додаткових коефіцієнтів θ (приймається в залежності від довжини завантаження лінії впливу) і коефіцієнта γ_w , що визначається методом послідовного наближення.

Допустиме тимчасове навантаження та клас балок при цьому обчислюються за формулами:

а) допустиме навантаження з врахуванням табличного (початкового) значення коефіцієнта $\gamma_w = 0,8$

$$k_s = \frac{I}{\varepsilon_v \theta \Omega_v} (\chi_2 m \gamma_w R W_0 - \varepsilon_p \rho' \Omega_p) = \frac{I}{0,5 \cdot 0,88 \cdot 3,781} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 0,8 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 4361,7 - 0,5 \cdot 27,1 \cdot 3,781) = 367,7 \text{ кН/м};$$

коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень

$$\rho_s = \frac{\rho' \cdot \Omega_p}{\rho' \cdot \Omega_p + k_s \Omega_v \theta} = \frac{27,1 \cdot 3,781}{27,1 \cdot 3,781 + 367,7 \cdot 3,781 \cdot 0,88} = 0,077;$$

розрахункове значення коефіцієнта γ_w

$$\gamma_w = \frac{I}{\left(0,79 \cdot \frac{\beta}{\xi} + 0,25\right) - \left(0,79 \cdot \frac{\beta}{\xi} - 0,25\right) \rho_s} = 0,749,$$

яке відрізняється від початкового на $\left(\frac{0,749}{0,8} - 1\right) \cdot 100\% = 6,3\% > 5,0\%$ і

тому

приймаємо допустиме навантаження з врахуванням значення коефіцієнта $\gamma_w = 0,749$

$$k_g = \frac{I}{\varepsilon_v \theta \Omega_v} (\chi_2 m \gamma_w R W_0 - \varepsilon_p \rho' \Omega_p) = \frac{I}{0,5 \cdot 0,88 \cdot 3,781} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 0,749 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 4361,7 - 0,5 \cdot 27,1 \cdot 3,781) = 342,4 \text{ кН/м};$$

коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень

$$\rho_g = \frac{\rho' \cdot \Omega_p}{\rho' \cdot \Omega_p + k_g \Omega_v \theta} = 0,0825;$$

розрахункове значення коефіцієнта γ_w

$$\gamma_w = 0,752,$$

яке відрізняється від початкового на $\left(\frac{0,749}{0,752} - 1\right) \cdot 100\% = 0,3\% < 5,0\%$ і тому

при визначенні класу балки за витривалістю приймається допустиме навантаження $k_g = 342,4 \text{ кН/м}$;

б) клас балки за витривалістю

$$K_g = \frac{k_g}{k_{et}(1 + \mu)} = \frac{342,4}{23,5 \cdot 1,760} = 8,27.$$

З врахуванням наявної корозії горизонтального листа верхнього поясу поздовжньої балки (при $W_0 = W'_{im} = 4340,9 \text{ см}^3$) одержано: $k'_g = 340,72 \text{ кН/м}$ і клас балки $K_g = 8,23$.

При розрахунках на витривалість додатково враховані такі вихідні дані:

$\theta = 0,88$ – перехідний коефіцієнт, яким враховується зменшення динамічного коефіцієнта при розрахунках на витривалість (при $\lambda = 5,5 \text{ м}$);

$\gamma_w = 0,79$ – коефіцієнт зменшення розрахункового опору металу при розрахунках на витривалість (початкове значення при $\beta/\xi = 1,461$);

$\beta = 1,9$ – ефективний коефіцієнт концентрації напружень;

$\xi = 1,3$ – коефіцієнт, що визначається в залежності від терміну експлуатації моста та вантажонапруженості лінії;

$\rho' = \rho_1 + \rho_2 = 16,1 + 11,00 = 27,1 \text{ кН/м}$ – нормативна інтенсивність постійного навантаження від власної ваги та ваги мостового полотна.

1.5 Оцінка загальної стійкості балки

Допустиме тимчасове вертикальне навантаження, кН/м колії , при розрахунках на загальну стійкість балок визначається формулою:

$$k_{cm} = \frac{1}{\varepsilon_v n_v \Omega_v} [0,001 \varphi m R W_{br} - \varepsilon_p \rho \Omega_p]$$

Вільна довжина поясу поздовжньої балки $\ell_0 = 2,75 \text{ м}$.

Гранична довжина вільної довжини пояса балки $l_{2p} = 15b = 3,15 \text{ м}$

Умова $\ell_0 = 2,75 \text{ м} \leq l_{2p} = 3,15 \text{ м}$ виконується.

$b = 0,21 \text{ м}$ – ширина стиснутого поясу балки.

У цьому разі розрахунок балок на загальну стійкість згідно з п. 5.5 ГСТУ 32.6.03.111-2003 дозволяється не виконувати.

Результати розрахунку вантажопідйомності поздовжніх балок наведені в таблиці Д1.

Таблиця Д1 – Допустимі тимчасові навантаження і класи за вантажопідйомністю поздовжніх балок

№ п/п	Характер розрахунків	Довжина завантаження λ , м	α	Допустиме навантаження k , кН/м	$k_{et}, \text{кН/м}$	$(1 + \mu)$	Клас К
1	На міцність балок:						
	а) за нормальними напруженнями	5,50	0,5	394,3	23,35	1,760	9,6
	б) за нормальними напруженнями з урахуванням корозії	5,50	0,5	392,3	23,35	1,760	9,5
	в) за дотичними	5,50	0	631,1	28,55	1,760	12,5

	напруженнями						
2	На міцність поясних заклепок	5,50	0	877	29,1	1,76	17,1
3	На витривалість балок:						
	а) за нормальними напруженнями	5,50	0,5	342,4	23,5	1,760	8,27
	б) за нормальними напруженнями з урахуванням корозії	5,50	0,5	340,72	23,35	1,760	8,23

Для поздовжніх балок проїзної частини прогонових будов $l_p=44,0$ м за результатами проведених розрахунків мінімальний клас становить $K_{min}=8,23$.

Додаток Б

Розрахунок вантажопідйомності поперечних балок

Геометричні характеристики розрахункового перерізу поперечної

балки:

Склад перерізу	$F_{\text{бр}} = \sum F_i$ см^2	$I_{\text{бр}}, \text{см}^4$	$W_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W_{\text{нт}}, \text{см}^3$	$S_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$S'_{\text{бр}}, \text{см}^3$	$W'_{\text{нт}}, \text{см}^3$ з урахуванням тріщин у верхніх кутиках
ВЛ 990×10 4L 100×100×14	203,84	318591,65	6370,0	5096,0	3938,2	2516,4	4405,5

2.1 Міцність за нормальними напруженнями

Визначення допустимих тимчасових навантажень і класів поперечних

балок:

а) допустимі навантаження

– для проміжних поперечних балок

$$k_m = \frac{I}{\varepsilon_v n_v \Omega_v} (\chi_2 m R c W_0 - \varepsilon_p p \Omega_p) = \frac{I}{0,5 \cdot 1,139 \cdot 9,9} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1 \cdot 5096 - 0,5 \cdot 33,055 \cdot 9,9) = 159,9 \text{ кН/м колії};$$

– для крайніх поперечних балок

$$k'_m = \frac{I}{0,5 \cdot 1,144 \cdot 3,27} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1 \cdot 5096 - 0,5 \cdot 33,055 \cdot 3,27) = 534,5 \text{ кН/м колії};$$

б) класи балок

– проміжних поперечних балок

$$K = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{159,9}{20,7 \cdot 1,659} = 4,66;$$

$$\text{– крайніх поперечних балок } K = \frac{534,5}{27,9 \cdot 1,75} = 10,9.$$

В наведених розрахунках враховані такі вихідні дані:

$\varepsilon_v = \varepsilon_p = 0,5$; $n_v = 1,139$ (для проміжних балок) і $n_v = 1,145$ (для крайніх балок); $\Omega_p = \Omega_v = 9,9 \text{ м}^2$ (для проміжних балок) і $\Omega_p = \Omega_v = 3,27 \text{ м}^2$ (для крайніх балок); $\chi_2 = 0,001$; $m = 1$; $R = 190 \text{ МПа}$; $c = 1,0$; $W_0 = 5466 \text{ см}^3$; $p = n_1 p_1 + n_2 p_2 = 1 \cdot 1 \cdot 18,05 + 1 \cdot 2 \cdot 11 = 33,055 \text{ кН/м колії}$; $k_{et} = 20,7 \text{ кН/м}$ (для проміжних балок при $\lambda = 11 \text{ м}$ і $\alpha = 0,5$) і $k_{et} = 27,9 \text{ кН/м}$ (для крайніх балок при $\lambda = 6,1 \text{ м}$ і $\alpha = 0$); $(1 + \mu) = 1,659$ (для проміжних балок) і $(1 + \mu) = 1,745$ (для крайніх балок).

Визначення допустимих тимчасових навантажень і класів поперечних балок з урахуванням тріщин в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок:

$$k_m = \frac{I}{\varepsilon_v n_v \Omega_v} (\chi_2 m R c W_0 - \varepsilon_p p \Omega_p) = \frac{I}{0,5 \cdot 1,139 \cdot 9,9} \cdot (0,001 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 1 \cdot 4405,5 - 0,5 \cdot 33,055 \cdot 9,9) = 134,3 \text{ кН/м};$$

$$K = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{134,3}{20,7 \cdot 1,659} = 3,9$$

Визначальною є вантажопідйомність проміжних поперечних балок, які мають менший клас.

2.2 Міцність за дотичними напруженнями

Допустиме тимчасове навантаження та клас балок визначається за формулами:

а) допустиме навантаження

$$k_m = \frac{1}{\varepsilon_v n_v \Omega_v} \left(\frac{0,75 \chi_1 m R I_{\sigma p} \delta}{S_{\sigma p}} - \varepsilon_p p \Omega_p \right) = \frac{1}{0,5 \cdot 1,139 \cdot 5,5} \cdot (0,75 \cdot 0,1 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 80,89 \cdot 1,0 - 0,5 \cdot 30,055 \cdot 5,5) = 337,56 \text{ кН/м колії};$$

б) клас балки

$$K = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{337,56}{20,7 \cdot 1,659} = 9,83.$$

В цих розрахунках додатково враховані наступні вихідні дані:

$\Omega_p = \Omega_v = d = 5,5 \text{ м}; I_{\sigma p} / S_{\sigma p} = 80,89 \text{ см}; \delta = 1,0 \text{ см}$ (товщина вертикального листа); $\chi_1 = 0,1; k_{et} = 20,7 \text{ кН/м}, (1 + \mu) = 1,659$.

2.3 На міцність поясних заклепок

На поперечні балки мостові бруси безпосередньо не опираються

Допустиме тимчасове навантаження та клас поперечних балок обчислюються за формулами:

а) допустиме навантаження

$$k_m = \frac{\chi_1 m R F_0^B I_{\sigma p}}{100 \alpha_p \varepsilon_v n_v \Omega_v S'_{\sigma p}} = \frac{0,1 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 66,47 \cdot 318591,65}{100 \cdot 1,1 \cdot 0,5 \cdot 1,139 \cdot 5,5 \cdot 2516,4} = 462,1 \text{ кН/м колії};$$

б) клас балки

$$K_m = \frac{k_m}{k_{et}(1+\mu)} = \frac{462,1}{20,7 \cdot 1,659} = 13,46,$$

де враховані додаткові вихідні дані:

$$F_0^\beta = \frac{n_3}{\mu_0} = \frac{100/10}{0,15} = 66,47 \text{ см}^2; \alpha_p = 1,1; \Omega_v = 5,5 \text{ м}; S'_{op} = 2516,4 \text{ см}^3.$$

2.4 За нормальними напруженнями на витривалість

Як і для поздовжніх балок розрахунок на витривалість проводиться з врахуванням нормативних навантажень і додаткових коефіцієнтів θ і γ_w . останній коефіцієнт визначається методом послідовного наближення.

Допустиме тимчасове навантаження та клас розраховуються за формулами:

а) допустиме навантаження для проміжної поперечної балки з врахуванням початкового табличного значення коефіцієнта $\gamma_w = 0,898$ при $\frac{\beta}{\xi} = \frac{1,2 \cdot 1,3}{1,3} = 1,2$ (з врахуванням підвищення на 20 % як для елемента, що працює на місцеве навантаження)

$$k_\varepsilon = \frac{I}{\varepsilon_v \theta \Omega_v} (\chi_2 \gamma_w m R W_0 - \varepsilon_p p' \Omega_p) = \frac{I}{0,5 \cdot 0,885 \cdot 9,9} \cdot (0,001 \cdot 0,898 \cdot 1 \cdot 190 \cdot 5096 - 0,5 \cdot 29,05 \cdot 9,9) = 163,55 \text{ кН/м};$$

б) коефіцієнт асиметрії циклу змінних напружень

$$\rho_\varepsilon = \frac{\rho' \cdot \Omega_p}{\rho' \cdot \Omega_p + k_\varepsilon \Omega_v \theta} = \frac{29,05 \cdot 9,9}{29,05 \cdot 9,9 + 163,55 \cdot 9,9 \cdot 0,885} = 0,167;$$

в) розрахункове значення коефіцієнта γ_w

$$\gamma_w = \frac{1}{\left(0,79 \cdot \frac{\beta}{\xi} + 0,25\right) - \left(0,79 \cdot \frac{\beta}{\xi} - 0,25\right) \rho_\varepsilon} = 0,924,$$

яке відрізняється від початкового на $\left(\frac{0,924}{0,898} - 1\right) \cdot 100\% = 2,9\% < 5,0\%$ і тому

при визначенні класу проміжної балки за витривалістю приймається допустиме навантаження $k_\varepsilon = 163,55 \text{ кН/м}$;

г) клас проміжної балки за витривалістю

$$K = k_e / k_{et}(1 + \mu) = 163,55 / (20,7 \cdot 1,659) = 4,5.$$

Для крайніх поперечних балок одержано: $k_e = 561,7$ кН/м і клас за витривалістю $K_e = k_e / k_{et}(1 + \mu) = 561,7 / (27,9 \cdot 1,745) = 11,5$.

При розрахунках на витривалість враховані додатково такі вихідні дані:
 $\theta = 0,885$; $\gamma_w = 0,898$; $\beta = 1,3$; $\xi = 1,3$ (в залежності від тривалості експлуатації моста і вантажонапруженості лінії);

$\rho' = \rho_1 + \rho_2 = 18,05 + 11,00 = 29,05$ кН/м (нормативне постійне навантаження).

Для поперечних балок з урахуванням тріщин в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок одержано: $k_e = 138,7$ кН/м і клас за витривалістю $K_e = k_e / k_{et}(1 + \mu) = 138,7 / (20,9 \cdot 1,659) = 4,0$.

2.5 Оцінка загальної стійкості балки та місцевої стійкості поперечних балок

Вантажопідйомність поперечних балок по загальній стійкості перевіряється при вільній довжині стиснутого пояса, що перевищує 15-кратну його ширину. У розглянутій конструкції поперечних балок вільна довжина стиснутого пояса приймається рівною відстані між поздовжніми балками $l_0 = 200$ см. При ширині верхнього стисненого пояса поперечних балок 21,0 см, маємо $l_0/e_n = 200/21,0 = 9,5 < 15$. Тому згідно з вказівками пункту 5.5.1 ГСТУ 32.6.03.111-2002 загальна стійкість поперечних балок забезпечується і додаткових перевірок проводити не потрібно.

Результати розрахунку вантажопідйомності поперечних з урахуванням тріщин в двох верхніх горизонтальних листах кутиків перерізу поперечних

балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок без накладок наведені в таблиці Д.2.

Таблиця Д.2 – Допустимі тимчасові навантаження і класи за вантажопідйомністю поперечних балок

№ п/п	Характер розрахунків	Довжина завантаження λ , м	α	Допустиме навантаження k , кН/м	$k_{et,к}$ Н/м	$(1 + \mu)$	Клас К
1	На міцність балок:						
	а) проміжних балок за нормальними напруженнями	11,00	0,5	159,9	20,7	1,659	4,66
	б) крайніх балок за нормальними напруженнями	6,10	0	534,5	27,9	1,745	10,9
	в) за нормальними напруженнями з урахуванням тріщин	11,00	0,5	134,3	20,7	1,659	3,9
	г) за дотичними напруженнями	11,00	0,5	337,56	20,7	1,659	9,83
2	На міцність поясних заклепок	11,00	0,5	462,1	20,7	1,659	13,46
3	На витривалість балок за нормальними напруженнями:						
	а) проміжних балок	11,00	0,5	163,55	20,7	1,659	4,5
	б) крайніх балок	6,10	0	561,7	27,9	1,745	11,5
	в) проміжних балок з урахуванням тріщин	11,0	0,5	138,7	20,7	1,659	4,0

Для поперечних балок проїзної частини прогонових будов $l_p=44,0$ м за результатами проведених розрахунків мінімальний клас становить $K_{min}=3,9$.

Додаток В Патент і акти впровадження



UA 109806 U

Корисна модель належить до мостобудівельної галузі, а саме до проїзної частини залізничних мостів, і може бути використана при капітальних ремонтах мостів з поверховим розташуванням балок проїзної частини.

5 Корисна модель направлена на підсилення вузла спирання поздовжньої балки на поперечну, зменшення небажаних деформацій, усунення появи дефектів вузла та зменшення матеріальних затрат і витрат часу при ремонтних роботах.

10 Відомий вузол "етажного" спирання поздовжньої балки на поперечну (Проектирование мостов. / Под. ред. Г.К. Евграфова. - М.: Транспорт, 1966. - С. 511. - Рис. XIV.33), який складається з поздовжньої балки, яка спирається поверхово на поперечну балку та скріплюється між собою заклепками. Для просторової жорсткості встановлені кутики між поздовжніми балками в поперечному напрямку.

15 Недоліком цієї конструкції є те, що такий вузол має незадовільну просторову жорсткість вздовж прогону, наслідком чого являються дефекти і розладнання вузла проїзної частини, які спостерігаються практично на всіх прогонових будовах з поверховим розміщенням поздовжніх та поперечних балок на мережі залізниці.

20 Найближчим аналогом є вузол "етажного" спирання поздовжньої балки на поперечну з консольним листом (Проектирование металлических мостов. / Под. ред. Е.Е. Гибшман. - М.: Транспорт, 1969. - С. 61. - Рис. 39,6), який для просторової жорсткості поперек прогону включає консольні листи, прикріплені до стінки поздовжньої балки та поясу поперечної балки.

20 Недоліком аналога є те, що вузол має небажані деформації та недостатню просторову жорсткість вздовж осі моста, що призводить до виникнення перенапружень, які руйнують вузол.

В основу корисної моделі поставлена задача позбавлення руйнуючих перенапружень та підвищення просторової жорсткості вузла спирання поздовжньої балки на поперечну вздовж осі моста.

25 Поставлена задача вирішується тим, що вузол спирання поздовжньої балки на поперечну містить консольні листи, розташовані вздовж прогонової будови та закріплені до стінки поперечної балки і посилені сталевими кутиками.

30 Суть корисної моделі пояснюється кресленням, де зображено вузол спирання поздовжньої балки на поперечну, який складається: 1 - поперечна балка, 2 - поздовжня балка, 3 - консольні опорні листи, 4 - кутики підсилення, 5 - кутики кріплення листів до поясу поздовжньої балки, 6 - кутики кріплення листів до стінки поперечної балки.

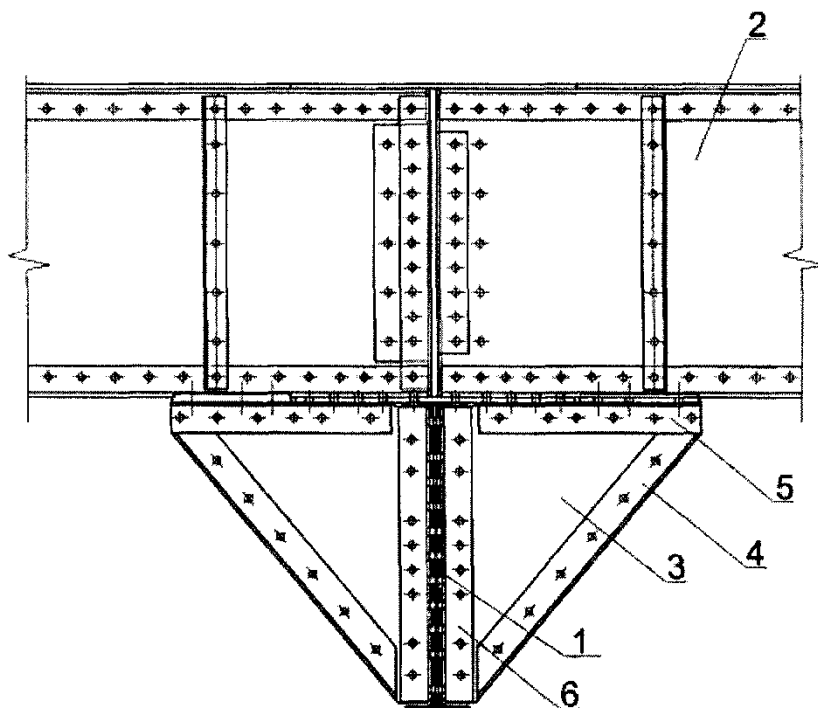
35 Вузол спирання поздовжньої балки на поперечну монтується таким чином: просвердлити додаткові отвори в нижньому поясі поздовжньої балки 2. Демонтувати кутики жорсткості на поперечних балках 1 (прокладні листи не чіпати), зрізати заклепки поздовжніх балок 2 в місцях установки високоміцних болтів. До консольних опорних листів 3 прикріпити кутики 5 і 6 високоміцними болтами. Консольні опорні листи 3 встановити в проектне положення, щільно підігнавши їх до верхнього поясу поперечної балки 1 і прикріпити до стінки поперечної балки 1 та нижнього поясу поздовжньої балки 2 високоміцними болтами. Встановити і прикріпити кутики підсилення 4.

40 Виготовлення вузла спирання поздовжньої балки на поперечну такої конструкції не потребує великих капітальних затрат. Застосування запропонованої конструкції забезпечує поліпшену просторову жорсткість вздовж осі моста між балками проїзної частини, а також позбавляє руйнуючих перенапружень.

45 ФОРМУЛА КОРИСНОЇ МОДЕЛІ

50 Вузол спирання поздовжньої балки на поперечну, який містить опорні консольні листи, прикріплені до стінки поздовжньої балки, розташовані поперек прогонової будови, який відрізняється тим, що консольні листи розташовані вздовж прогонової будови, посилені сталевими кутиками та закріплені до стінки поперечної балки.

UA 109806 U



Комп'ютерна верстка Л. Ціхановська

Державна служба інтелектуальної власності України, вул. Василя Липківського, 45, м. Київ, МСП, 03680, Україна

ДП "Український інститут інтелектуальної власності", вул. Глазунова, 1, м. Київ – 42, 01601

(11) **109806**(19) **UA**(51) МПК (2016.01)
E01D 1/00
E01D 19/00
E01D 101/30 (2006.01)(21) Номер заявки: **u 2016 01940**(22) Дата подання заявки: **29.02.2016**(24) Дата, з якої є чинними
права на корисну модель: **12.09.2016**(46) Дата публікації відомостей
про видачу патенту та
номер бюлетеня: **12.09.2016,**
Бюл. № 17(72) Винахідники:
Марочка Віталій
Владиславович, UA,
Ключник Сергій
Владиславович, UA(73) Власник:
ДНІПРОПЕТРОВСЬКИЙ
НАЦІОНАЛЬНИЙ
УНІВЕРСИТЕТ
ЗАЛІЗНИЧНОГО
ТРАНСПОРТУ ІМЕНІ
АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА,
вул. Ак. Лазаряна, 2, м.
Дніпропетровськ-10, 49010, UA

(54) Назва корисної моделі:

ВУЗОЛ СПИРАННЯ ПОЗДОВЖНЬОЇ БАЛКИ НА ПОПЕРЕЧНУ

(57) Формула корисної моделі:

Вузол спирання поздовжньої балки на поперечну, який містить опорні консольні листи, прикріплені до стінки поздовжньої балки, розташовані поперек прогонової будови, який відрізняється тим, що консольні листи розташовані вздовж прогонової будови, посилені стальними кутиками та закріплені до стінки поперечної балки.



УКРАЇНА

(19) **UA** (11) **109806** (13) **U**

(51) МПК (2016.01)

E01D 1/00**E01D 19/00****E01D 101/30** (2006.01)

ДЕРЖАВНА СЛУЖБА
ІНТЕЛЕКТУАЛЬНОЇ
ВЛАСНОСТІ
УКРАЇНИ

(12) ОПИС ДО ПАТЕНТУ НА КОРИСНУ МОДЕЛЬ

<p>(21) Номер заявки: u 2016 01940</p> <p>(22) Дата подання заявки: 29.02.2016</p> <p>(24) Дата, з якої є чинними права на корисну модель: 12.09.2016</p> <p>(46) Публікація відомостей про видачу патенту: 12.09.2016, Бюл.№ 17</p>	<p>(72) Винахідник(и): Марочка Віталій Владиславович (UA), Ключник Сергій Владиславович (UA)</p> <p>(73) Власник(и): ДНІПРОПЕТРОВСЬКИЙ НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ ІМЕНІ АКАДЕМІКА В. ЛАЗАРЯНА, вул. Ак. Лазаряна, 2, м. Дніпропетровськ-10, 49010 (UA)</p>
--	--

(54) ВУЗОЛ СПИРАННЯ ПОЗДОВЖНЬОЇ БАЛКИ НА ПОПЕРЕЧНУ

(57) Реферат:

Вузол спирання поздовжньої балки на поперечну містить опорні консольні листи, прикріплені до стінки поздовжньої балки, розташовані поперек прогонової будови. Консольні листи розташовані вздовж прогонової будови, посилені стальними кутиками та закріплені до стінки поперечної балки.

UA 109806 U

ЗАТВЕРДЖУЮ

Заступник начальника

Департаменту колії та споруд, к.т.н.

 Г.О. Линник

« 7 » січня 2012 р.

АКТ

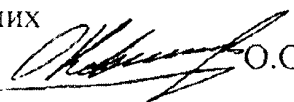
про приймання науково-дослідної роботи:

«Проведення досліджень стану залізничних металевих мостів з двоповерховою проїжджою частиною та шляхи їх реконструкції під сучасні вимоги»

У рамках договору № 94/2011-Цтех-177/2011-ЦЮ від 30.09.2011р. в період з вересня по грудень 2011 року співробітниками кафедри «Мости» Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту імені академіка В. Лазаряна було виконано науково-дослідну роботу по дослідженню стану прогонових будов залізничних металевих мостів з двоповерховою проїжджою частиною на мосту через річку Інгулець на 109 км лінії Верхівцеве – Долинська.

Робота виконана в повному обсязі на високому науково-технічному рівні у відповідності до технічного завдання та вимог сучасних нормативних документів. Пропоноване підсилення вузла сполучення балок проїзної частини поверхового розташування впроваджено в рекомендації для залізничних мостів, що експлуатуються, для удосконалення (посилення) вузла сполучення (спирання) поздовжніх балок з поперечними.

Заступник начальника відділу
поточного утримання
та капітального ремонту інженерних
Департаменту колії та споруд

 О.О. Коваленко

Додаток Д Список публікацій здобувача

1. Ключник С.В. Аварии пешеходных мостов /А.Л. Загора, С.В. Ключник// Зб. наук. праць в 2х томах «Дороги і мости»; т.1. – Київ, Держдор НДІ: – 2007. – С. 170-173.
2. Ключник С.В. Результаты диагностики технического состояния и испытаний эксплуатируемого металлического разводного моста под совмещенную езду / В. П. Тарасенко, Б. В. Савчинский, В. И. Соломка, Б. Д. Сухоруков, М. К. Журбенко, С. В. Ключник // Вісник Дніпропетр. нац. універ. залізн. тр-ту ім. ак. В.Лазаряна. – вип.14. – Дніпропетровськ: – 2007. – С. 216-219.
3. Ключник С.В. Проблемы аварийности мостовых конструкций / В.А. Мирошник, С.В. Ключник, М.К. Журбенко (ДИИТ) // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Випуск 1. – Дніпропетровськ:– 2012. – С. 55-59.
4. Ключник С.В. Обзор вариантов усиления та ремонту балок проїзної частини поверхового типу / С.В. Ключник, В.В. Марочка // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Випуск 5. – Дніпропетровськ:– 2014.– С. 35-40.
5. Патент 109806, Україна, МПК E01D 1/00, E01D 19/00, E01D 101/30 Вузол спирання поздовжньої балки на поперечну / В. В. Марочка, С. В. Ключник (Україна); заявник та патентовласник Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту ім. акад. В. Лазаряна № u 2016 01940 ; опубл. 12.09.2016, Бюл. №17.
6. S.V. Kluchnik. Stress-strain state of beam staged connection point of the railway bridge track-way. / S.V. Kluchnik // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту «Наука та прогрес транспорту». – № 3 (69). – Дніпро:– 2017.– С. 160-170. (Розміщення журналу в міжнародних наукометричних базах даних, репозитаріях та пошукових системах: Ulrichsweb™ Global Serials Directory, WorldCat, DOAJ, Google

Scholar, Index Copernicus, OAJ1, "Україніка наукова"). ISSN 2307–3489 (Print), ISSN 2307–6666 (Online)

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

7. Ключник С.В. Результаты диагностики технического состояния и испытаний эксплуатируемого металлического разводного моста под совмещенную езду. / В.П. Тарасенко, Б. В. Савчинский, В. И. Соломка, Б. Д. Сухоруков, М.К. Журбенко, С.В. Ключник // LXVI Международная научно-практическая конференция «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта»: сб. тезисов. – Днепропетровск:– 2006. – С. 269.

8. Ключник С.В. Опыт эксплуатации этажной проезжей части / С.В. Ключник, В.В. Марочка // 72 Международная научно-практическая конференция «Проблемы и перспективы развития железнодорожного транспорта»: сб. тезисов. – Днепропетровск:– 2012. – С. 158.