

**Шифр роботи: DMDVT2020**

**«Чисельний аналіз металевих прогонових будов  
поверхового сполучення»**

## АНОТАЦІЯ

**Актуальність теми.** У даній роботі розглядаються проблеми експлуатації металевих прогонових будов поверхового сполучення, яке 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. На сьогодні в Україні більше 2,5 тис. споруд мають дефекти різного походження (14,3 % від загальної кількості споруд), 1431 з цих споруд фактично є непрацездатними. Ці дані свідчать про актуальність роботи.

**Мета.** Дослідити роботу прогонових будов залізничного мосту з поверховим сполученням балок проїзної частини.

**Завдання.** Дослідити у програмі SELENA роботу прогонової будови з наскрізними фермами з їздою верхом, проектування «Проектстальконструкція» з розрахунковим прогоном  $L_p = 55,0\text{м}$  з поверховою проїзною частиною. Розглянути варіант заміни балкової клітини на прогоні  $L_p = 55,0\text{м}$  на сполучення в одному рівні поздовжніх з поперечними балками та виконано перерахунок класу прогонової будови.

**Використані методики дослідження.** У роботі використано порівняльний метод та метод скінченних елементів для виконання розрахунків.

**Загальна характеристика роботи.** Робота присвячена проблемі експлуатації металевих прогонових будов поверхового сполучення. Побудована скінченно-елементна модель прогонової будови. Проаналізовано результати чисельного аналізу.

**Ключові слова:** міст; прогонова будова; поверхове сполучення; модель; напружений стан

## ЗМІСТ

АНОТАЦІЯ.....	2
ВСТУП .....	4
Розділ 1. Особливості роботи металевих мостів поверхового сполучення .....	6
Розділ 2. Чисельний аналіз металевих прогонових будов поверхового сполучення.....	12
Висновки.....	26
Список використаних джерел.....	27

## ВСТУП

Мостові споруди на залізничних шляхах завжди піддаються багатократним впливам динамічного навантаження. Умови агресивного середовища, відсутність своєчасно виконаних робіт по обстеженню та ремонту конструкцій мосту, недостатнє обслуговування – призводять до експлуатаційної непридатності, а також можуть стати причинами аварії.

В процесі багаторічної експлуатації матеріал прогонових споруд зазнає суттєвих впливів – від дії тимчасового навантаження та навколишнього середовища. Елементи споруд стираються, старіють і поступово втрачають закладені міцності характеристики. Проблема довговічності мостів є однією з головних проблем експлуатації штучних споруд. На сьогодні в Україні більше 2,5 тис. споруд мають дефекти різного походження (14,3 % від загальної кількості споруд). 1431 з цих споруд фактично є непрацездатними.

На термін експлуатації прогонових будов значно впливає конструкція мостового полотна. У прогонових будовах зі наскрізними фермами з їздою верхом мостове полотно влаштовується на проїзній частині, яка складається з поперечних та поздовжніх балок. Саме надійність поздовжніх балок балочної клітки є найбільш вразливою частиною даної конструкції та остаточно визначає експлуатаційний ресурс і вантажопідйомність всієї прогонової будови.

Металеві прогонові будови мостів, в процесі довготривалої експлуатації здобувають дефекти корозійного пошкодження, які зменшують площу перерізу елементів, знижують їхню вантажопідйомність, а сумісна дія корозії і циклічних напружень приводить до виникнення корозійно-втомних тріщин. Такі тріщини починаються в зоні концентрації напружень із руйнування захисної плівки на металі під дією циклічних напружень.

Ще однією з причин виходу із ладу мостів є утома 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. Від своєчасного усунення цих пошкоджень у початковій стадії їхнього розвитку залежить надійність і безвідмовність роботи штучних споруд.

У даній роботі розглядаються проблеми експлуатації металевих прогонових будов поперхового сполучення.

## РОЗДІЛ 1. ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ МЕТАЛЕВИХ МОСТІВ ПОВЕРХОВОГО СПОЛУЧЕННЯ

У 1931-1934 рр. Гіпротрансом НКПС були розроблені типові прогонові будови із наскрізними фермами для залізничних мостів їздою поверху для прольотів від 27,0 м до 55,0 м, розраховані на навантаження Н7 та Н8 (рис. 1.1.).

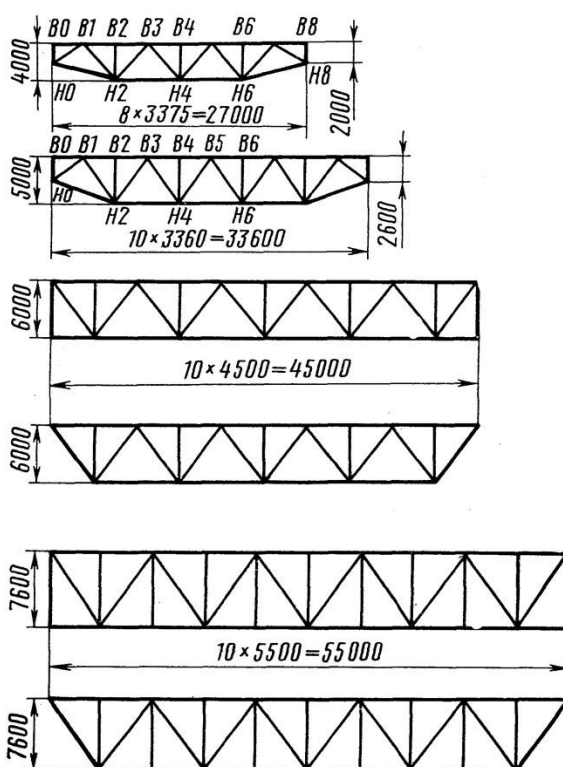


Рисунок 1.1 – Схеми прогонових будов з їздою поверху

У прогонових будовах  $L_p = 27,0\text{ м}$  та  $L_p = 33,6\text{ м}$  м відстань між осями ферм було назначене 2,2 м; для прогонових будов  $L_p = 45,0\text{ м}$  ця відстань становила 3,0 м, а для ферм  $L_p = 55,0\text{ м}$  – 4,0 м. У рівні верхніх та нижніх поясів розташовувались поздовжні в'язі, а у площині стійок – поперечні хрестові в'язі.

Для збільшення стійкості вузьких прогонових будов прогонами 27,0 та 33,6м, нижнім поясам ферм було надано полігональне окреслення. Таким чином вкоротилася довжина найбільш навантажених стиснутих опорних розкосів.

У прогонових будовах прогонами  $L_p = 45,0\text{м}$  та  $L_p = 55,0\text{м}$  крайні панелі розроблені у двох варіантах: з розташуванням опорних вузлів у рівні нижніх та рівні верхніх поясів. А інші панелі прогонових будов мають однакову конструкцію, що зручно для виготовлення.

Поздовжні балки розташовані над поперечними. Вони об'єднані верхніми поздовжніми в'язями та поперечними, що розташовані тільки над опорами – поперечними балками. Поверхове розташування балок дозволило спростити їх сполучення, зменшити кількість монтажних стиків у поздовжніх балках, що призначені через кожні дві панелі та зручно розташувати верхні поздовжні в'язі головних ферм в площині їх поясів.

Недоліком поверхового сполучення, що було виявлено у процесі експлуатації, виявилось розладнання заклепок, значний вигин та інколи утворення тріщин в горизонтальних полицях у верхніх поясних кутиках поперечних балок.

Конструкція обпирання поздовжніх балок на поперечні показана на рисунку 1.2.

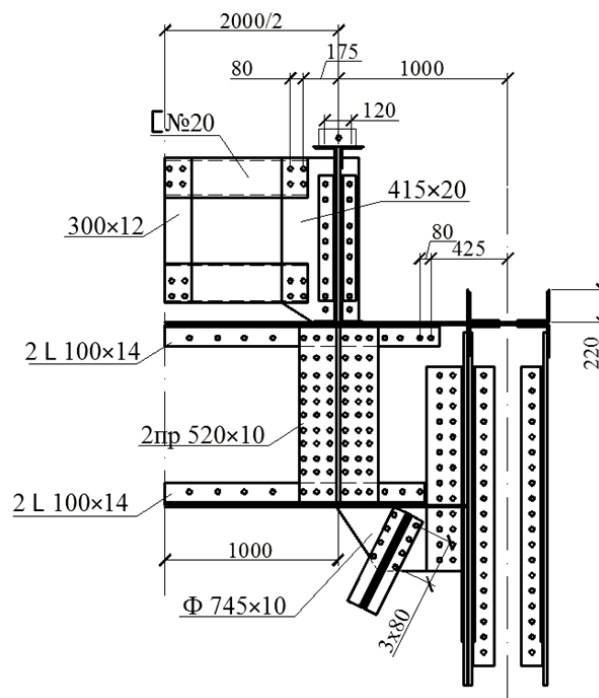


Рисунок 1.2 – Конструкція балочної клітки в прогонових будовах ПСК з іздою верхом

Висота перерізу поздовжніх і поперечних балок однакова і становить 1000 мм. Балки клепані і компонуються із чотирьох поясних кутиків 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.

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. 1.3).

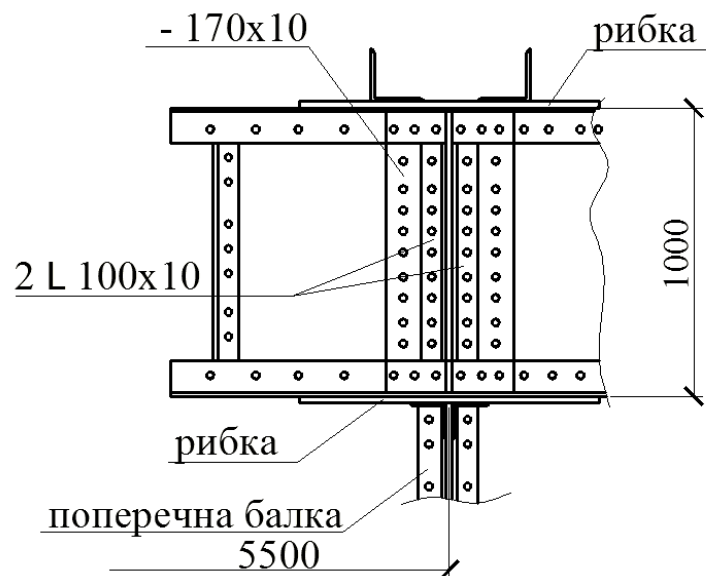


Рисунок 1.3 – Обпирання поздовжньої балки на поперечну

Прогонові будови мають цілий ряд конструктивних недоліків:

- «поверхове» обпирання поздовжніх балок на поперечні при нерозрізній схемі прикріплення поздовжніх балок;
- відсутність поздовжніх в'язів у рівні верхніх поясів поздовжніх балок;
- відсутність горизонтального листа у верхніх поясах поперечних балок в місцях обпирання на них поздовжніх балок та інші.

Конструкція проїзної частини з поверховим обпиранням поздовжніх балок на поперечні визнана невдалою. Недоліком такого розташування балок, виявленим в процесі експлуатації під важкими навантаженнями, є розлад заклепок і значний вигин горизонтальних полок у верхніх поясних кутниках поперечних балок. Внаслідок розладнання прикріплень з'явилися «нещільності» в місцях обпирання поздовжніх балок на поперечні. Така ж «нещільність» виникла і в приторцюванні стійки поздовжньої балки на «рибку». Потім, внаслідок втомленості металу, з'явилися тріщини у всіх прогонових спорудах – в основному в крайніх панелях в нижніх поясних

кутниках (поличках) поздовжніх балок, а також тріщини із наступними виколами поличок кутників у верхніх поясах поперечних балок

Від динамічного впливу, при проході рухливого складу, від удару метал верхнього поясу поперечної балки виробляється, переріз слабшає і з'являються тріщини з наступними виколами спочатку у горизонтальній полці кутника, а потім і у вертикальній.

Отже посилення місць обпирання постановкою нових «рибок» між нижнім поясом поздовжньої балки і верхнім поясом поперечної балки не дало позитивного результату і деформації в поясах балок тривають з появою тріщин в горизонтальних полках кутників, а в окремих місцях з виколом полки.

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

1. Ослаблення та розрив вертикальних заклепок або болтів прикріплення поздовжніх балок до поперечних.

2. Нещільність обпирання поздовжніх балок на поперечні, що приводить до більш інтенсивного зношення металу і збільшення динамічної дії рухомого складу.

3. Поздовжні тріщини в нижніх поясних кутиках поздовжніх балок уздовж обушків кутиків на їх кінцевих відрізках.

4. Збільшення довжини тріщин і поява виколів з повним відділенням частини горизонтальної полички поясних кутиків поздовжніх балок.

5. Тріщини уздовж обушків верхніх поясних кутиків поперечних балок в місцях обпирання поздовжніх балок.

6. Виколи горизонтальних поличок верхніх поясних кутиків поперечних балок в зоні обпирання поздовжніх балок.

На всіх прогонових будовах дефектні заклепки прикріплення поздовжніх балок до поперечних заміняють 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.

## РОЗДІЛ 2. ЧИСЕЛЬНИЙ АНАЛІЗ МЕТАЛЕВИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ ПОВЕРХОВОГО СПОЛУЧЕННЯ

В ході чисельного аналізу розрахунки проводились за допомогою метода скінченних елементів у програмному комплексі Selena 4.1.1. Вирішення даної задачі 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.

Визначено зусилля в балках проїзної частини від власної ваги прогонової будови, мостового полотна.

У програмі немає можливості додатково задати вагу елементів прикріплення, а також додаткову вагу метизів, тому щоб їх врахувати 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 2.1.

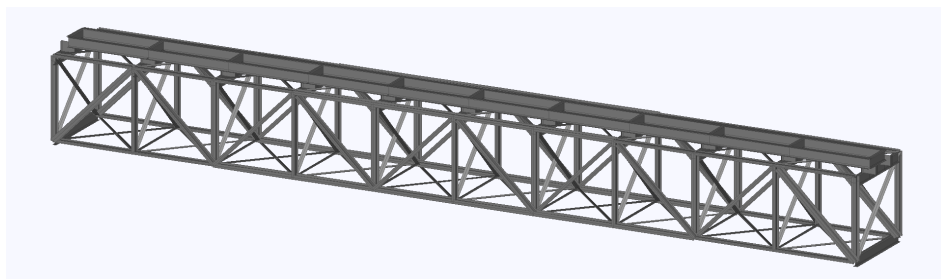


Рисунок 2.1 – Просторова схема з відповідними перерізами елементів

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  $P_{\text{екв}}=10$  кН/м, яке прикладалося до кожної поздовжньої балки (рис. 2.2).

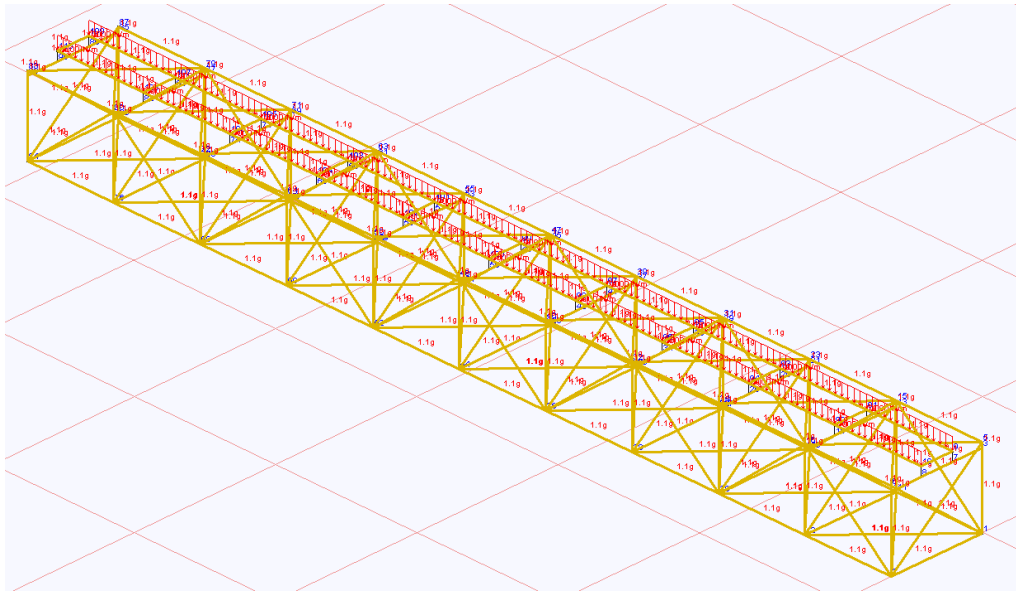


Рисунок 2.2 – Статичне навантаження на прогонову будову

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 2.3-2.8.

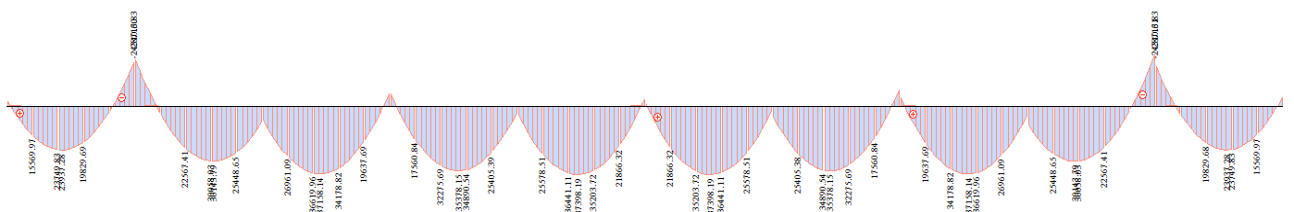


Рисунок 2.3 – Епюра згинаючого моменту у поздовжній балці від ваги мостового полотна та власної ваги, Н·м

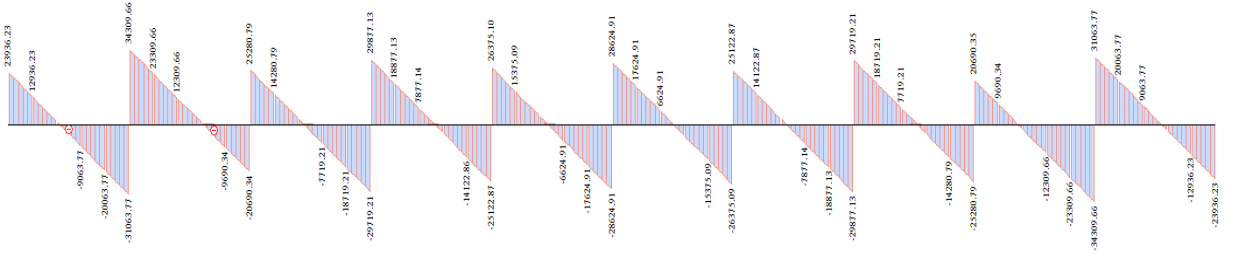


Рисунок 2.4 – Епюри поперечних сил у поздовжній балці від ваги мостового полотна та власної ваги, Н

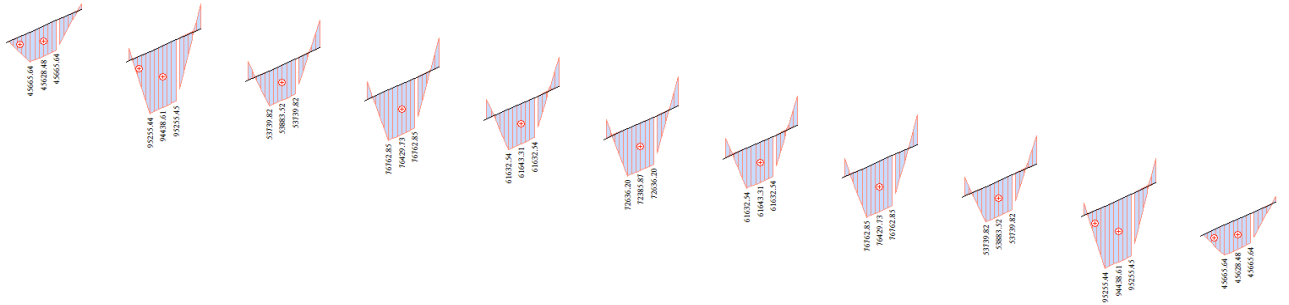


Рисунок 2.5 – Епюри згинальних моментів у поперечних балках, Н·м

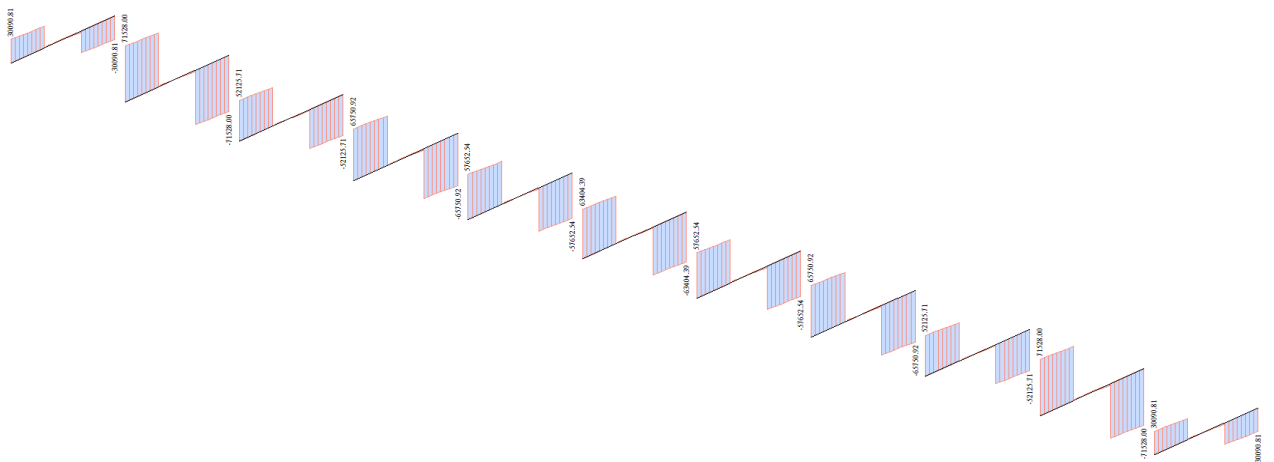


Рисунок 2.6 – Епюри поперечних сил у поперечних балках, Н

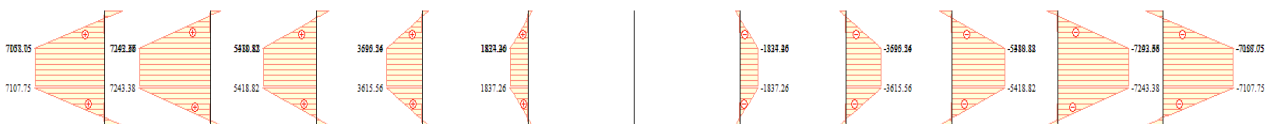


Рисунок 2.7 – Епюри поздовжніх згинальних моментів у поперечних балках, Н·м

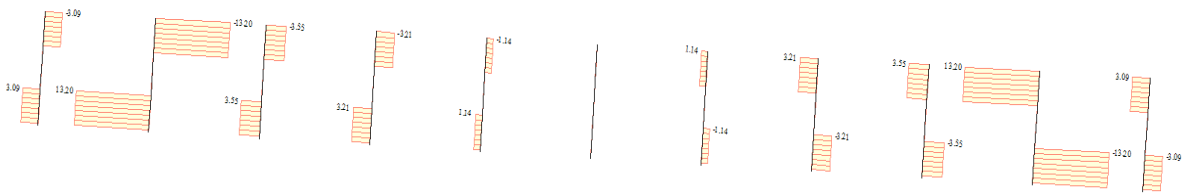


Рисунок 2.8 – Епюри крутних моментів у поперечних балках, Н·м

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.

Максимальні значення зусиль в елементах проїзної частини від власної ваги та мостового полотна показано в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1 – Зусилля в балках проїзної частини

Елемент за розр. схемою	Статика (власна вага)				
	N, кН	Q <sub>z</sub> , кН	M <sub>z</sub> , кНм	M <sub>y</sub> , кНм	M <sub>t</sub> , кНм
П0	9,9	4,7	45,7	7,1	3·10 <sup>-3</sup>
П1	44,3	4,4	95,3	7,2	1,3·10 <sup>-2</sup>
П2	86,1	3,5	53,8	5,4	3,6·10 <sup>-3</sup>
П3	75,7	2,3	76,8	3,6	3,2·10 <sup>-3</sup>
П4	89,5	1,2	61,6	1,8	1,2·10 <sup>-3</sup>
П5	76,9	0	72,6	0	0
Б <sub>0-1</sub>	-4,7	-31,1	23,9	-1,6·10 <sup>-2</sup>	0
Б <sub>1-2</sub>	-9,1	34,3	30,1	-1,2·10 <sup>-2</sup>	0
Б <sub>2-3</sub>	-12,6	-29,7	37,2	-8,6·10 <sup>-3</sup>	0
Б <sub>3-4</sub>	-14,9	29,9	35,4	-5,6·10 <sup>-3</sup>	0
Б <sub>4-5</sub>	-16,1	-28,6	37,4	-2,2·10 <sup>-3</sup>	0

Аналіз зусиль в елементах проїзної частини показав, що найбільші згинальні моменти в горизонтальній площині  $M_y$  виникають в крайніх поперечних балках П0 та П10, найбільші згинальні моменти в вертикальній площині  $M_z$  виникають в поперечних балках П1 та П9, 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 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:

$$M_{\max} = \frac{(q_{\text{ВВ}} + q_{\text{МП}}) \cdot l^2}{8} \quad (2.1)$$

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

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

$l$  – довжина поздовжньої балки.

На рисунку 2.9 показано порівняння згинальних моментів в вертикальній площині для поздовжніх балок розрізного та нерозрізного типу.

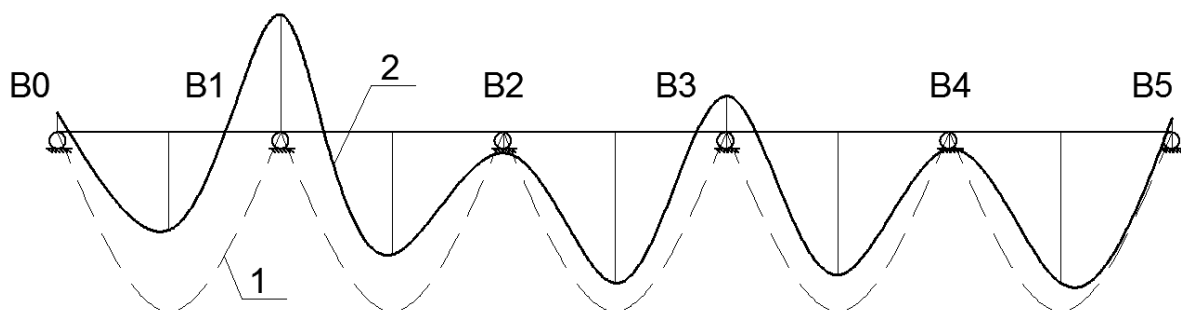


Рисунок 2.9 – Вертикальні моменти згину поздовжніх балок:

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, 1-2, 2-3, 3-4, 4-5 згинальні моменти розрізних балок більші ніж у нерозрізних на 54,7...86 %, 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).

Напружений стан елементів поздовжніх балок проїзної частини поверхового прикріплення визначається діючими в ній поперечною силою та згинальним моментом. Фактична нерозрізність поздовжніх балок а також особливості роботи вузла обпирання поздовжніх балок на поперечні. призводять до утворення моментів різного знаку.

При передачі на балку навантаження від мостового полотна без ексцентриситету, вона зазнає згинальних деформацій. Напружений стан поздовжньої балки при цьому представлено на рис. 2.10-2.14.

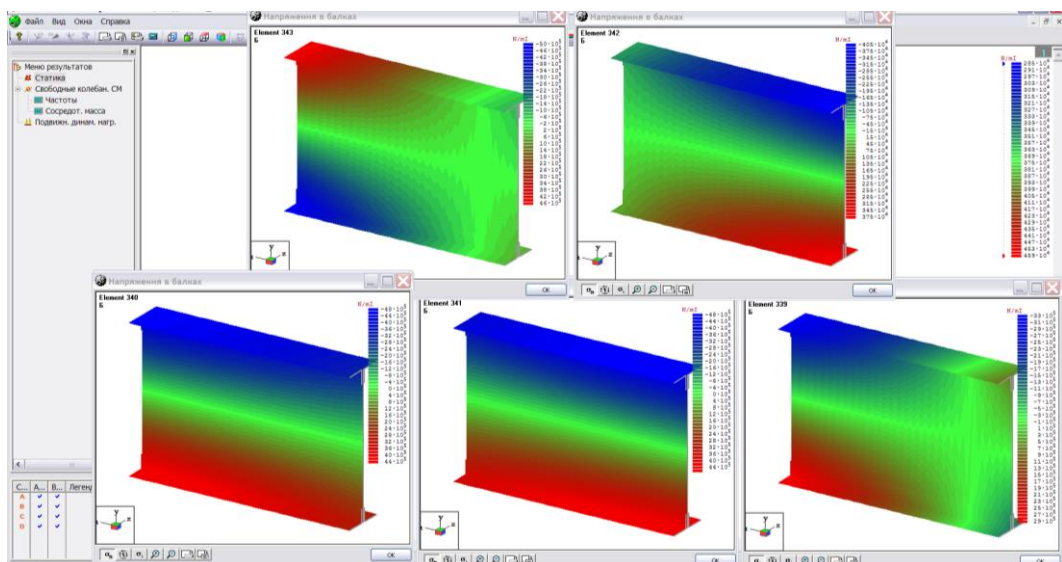


Рисунок 2.10 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна, в панелі 0-1, Па

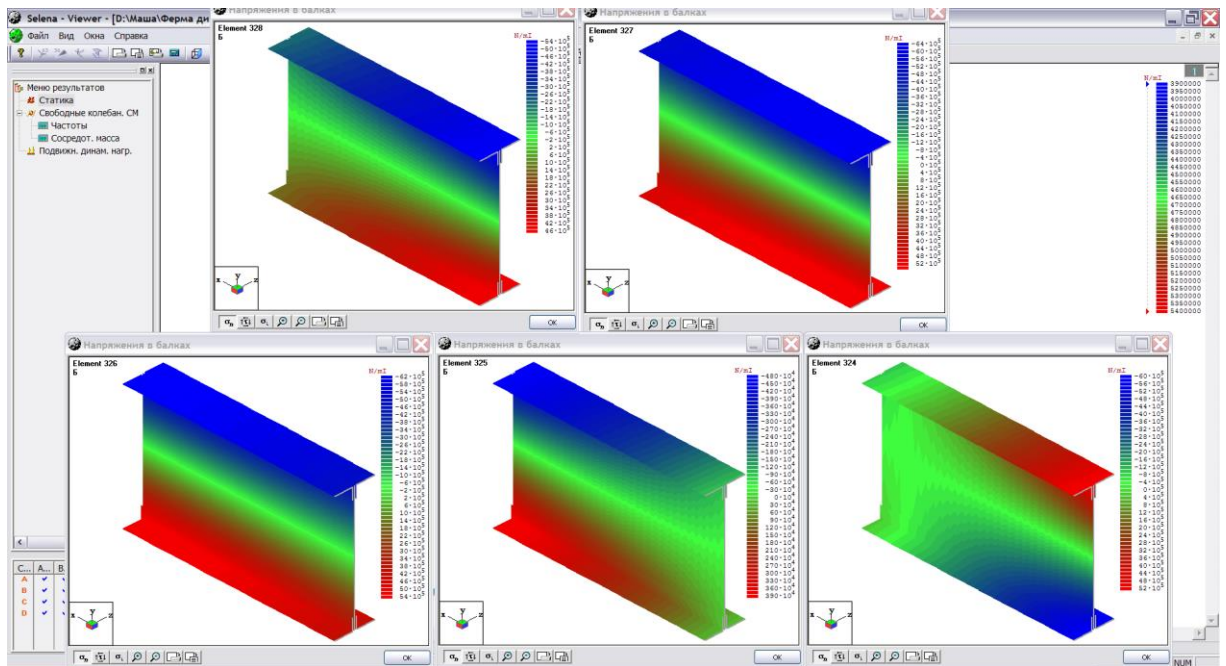


Рисунок 2.11 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна, в панелі 1-2, Па

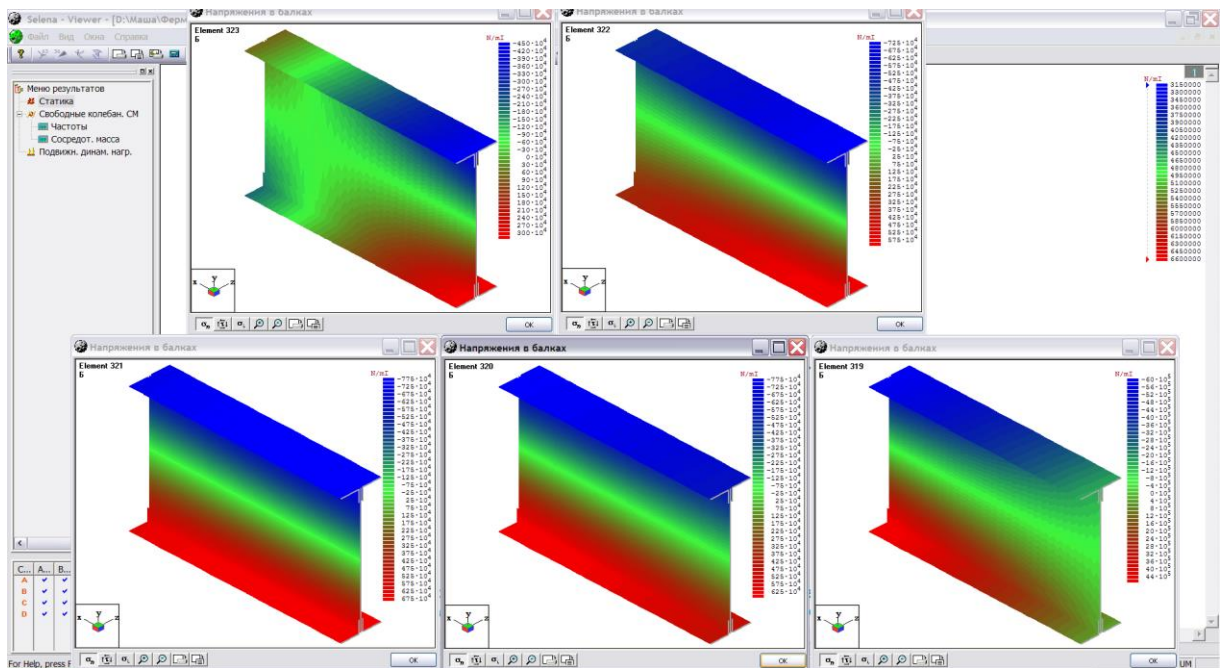


Рисунок 2.12 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна, в панелі 2-3, Па

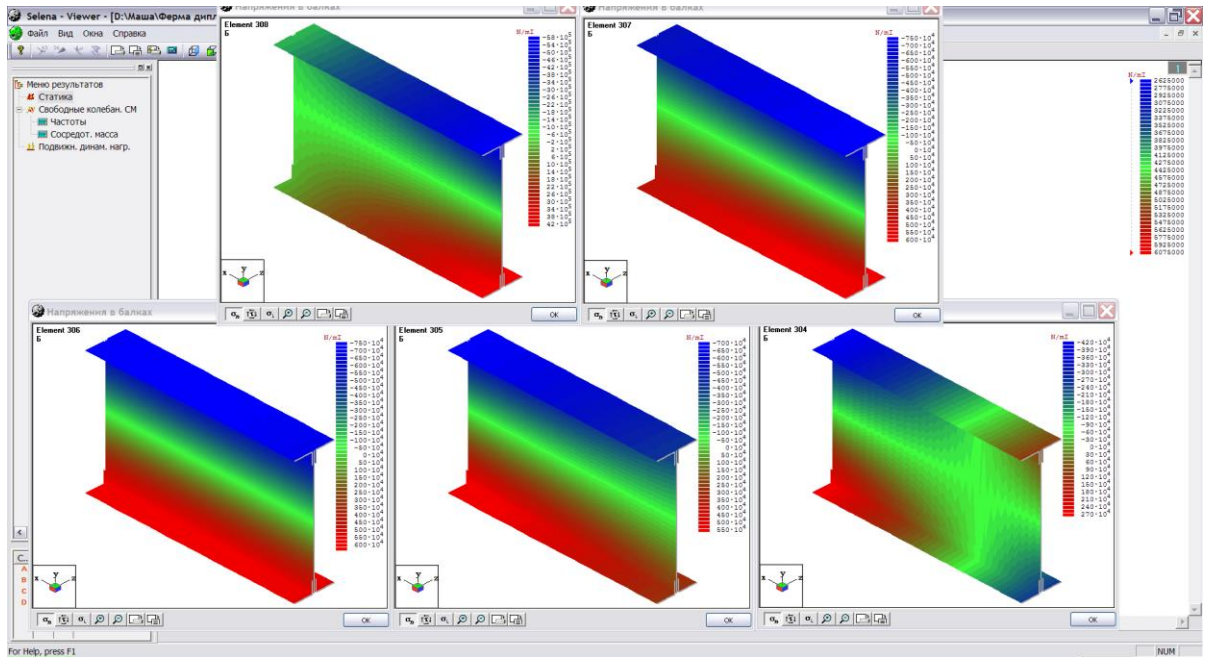


Рисунок 2.13 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна, в панелі 3-4, Па

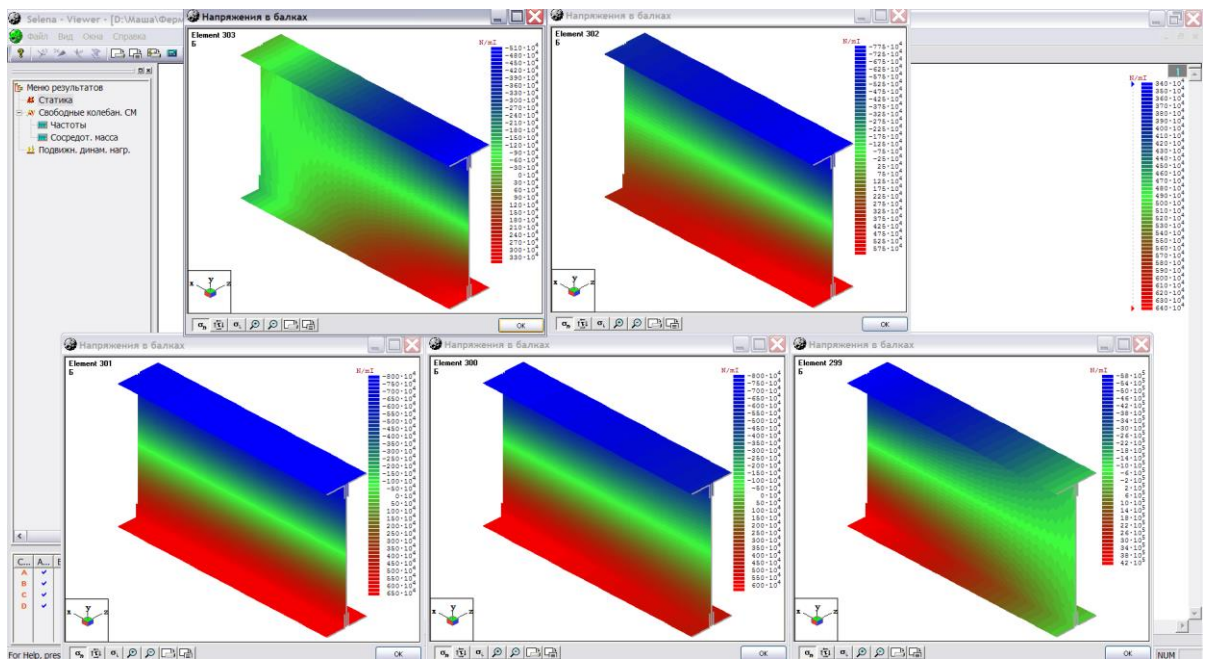


Рисунок 2.14 – Напружений стан поздовжньої балки під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна, в панелі 4-5, Па

Максимальні значення напружень в елементах проїзної частини від власної ваги та мостового полотна наведені в таблиці 2.2.

Таблиця 2.2 – Напруження в балках проїзної частини від власної ваги та ваги мостового полотна

Елемент за розр. схемою	Статика (власна вага з мостовим полотном)	
	$\sigma_{\max}$ , МПа	
Б <sub>0-1</sub>	4,6	-5,0
Б <sub>1-2</sub>	5,4	-6,4
Б <sub>2-3</sub>	6,8	-7,8
Б <sub>3-4</sub>	6,0	-7,5
Б <sub>4-5</sub>	6,5	-8,0

Найбільші напруження виникають в середніх балках Б<sub>4-5</sub>.

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.

Напружений стан поперечних балок (в Па) представлено на рис. 2.15-2.20.



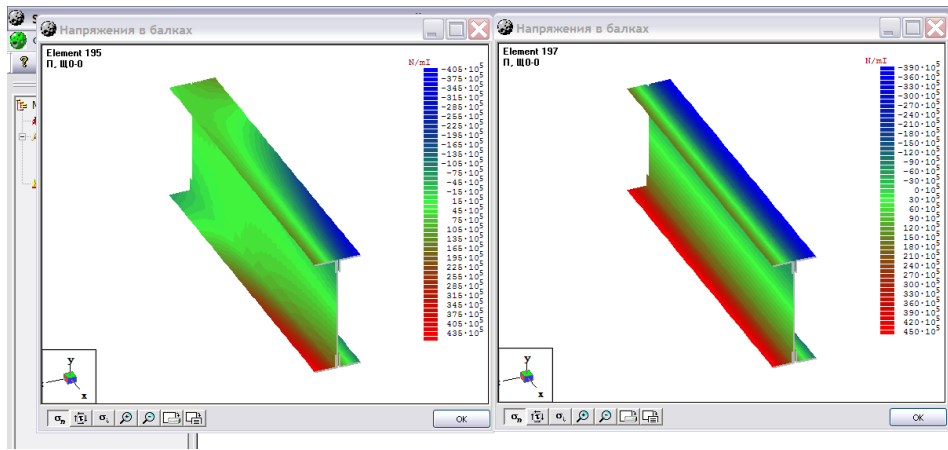


Рисунок 2.15 – Напружений стан поперечної балки П0 під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

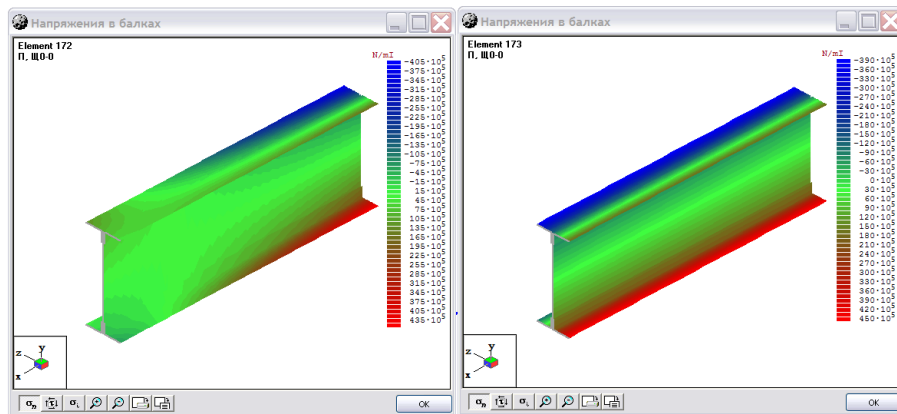


Рисунок 2.16 – Напружений стан поперечної балки П1 під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

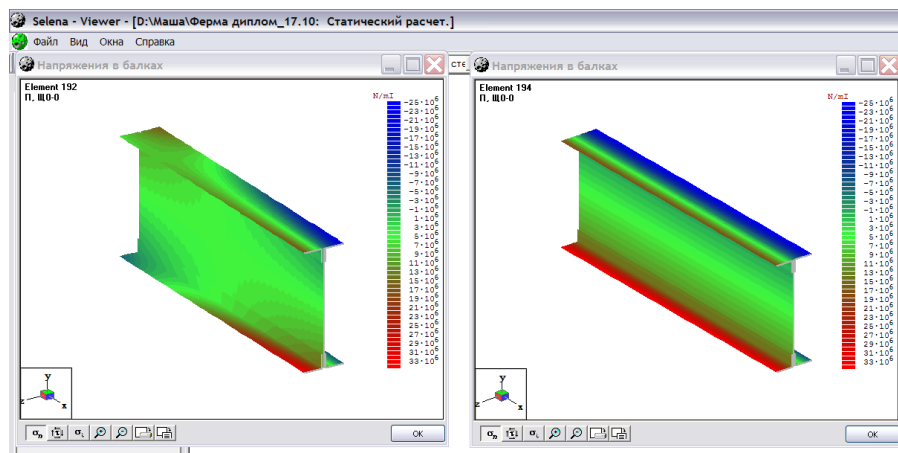


Рисунок 2.17 – Напружений стан поперечної балки П2 під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

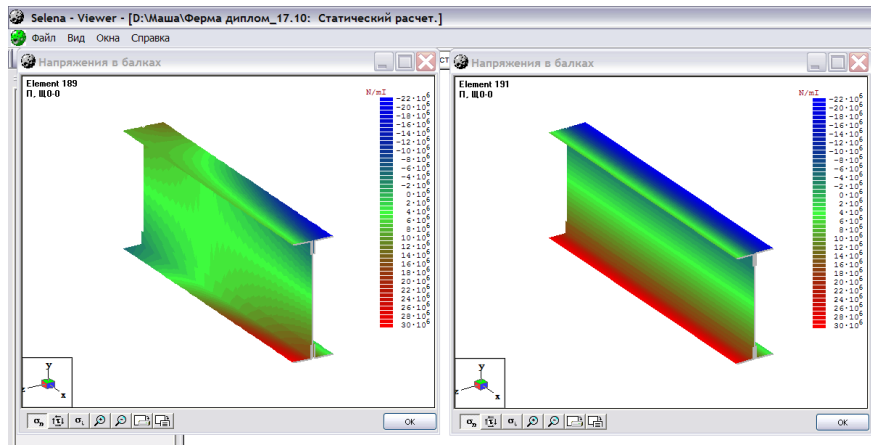


Рисунок 2.18 – Напружений стан поперечної балки ПЗ під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

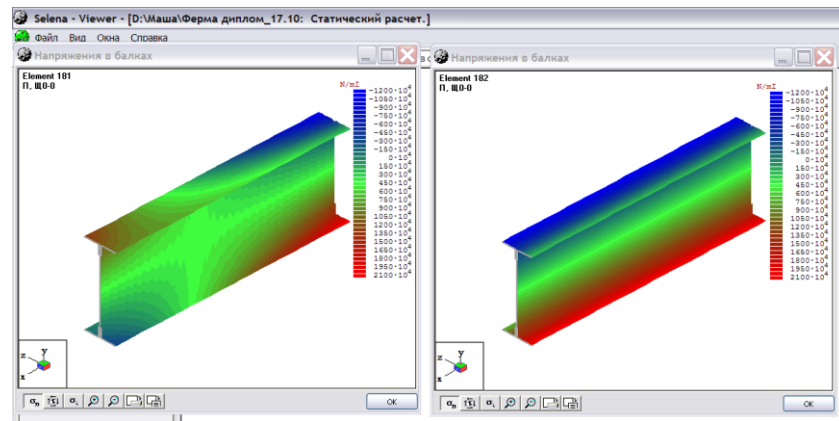


Рисунок 2.19 – Напружений стан поперечної балки П4 під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

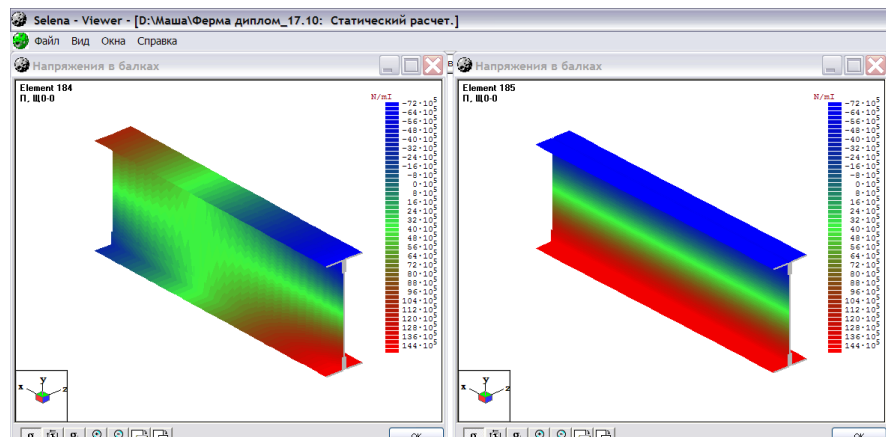


Рисунок 2.20 – Напружений стан поперечної балки П5 під навантаженням від власної ваги та ваги мостового полотна: а – частина балки біля ферми, б – середня частина балки

Максимальні значення напружень в поперечних балках від власної ваги та мостового полотна показано в таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Напруження в балках проїзної частини від власної ваги та ваги мостового полотна

Елемент за розрахунковою схемою	Статика (власна вага з мостовим полотном)	
	$\sigma_{\max}$ , МПа	
П0	36,0	-33,0
П1	45,0	-40,5
П2	33,0	-25,0
П3	30,0	-22,0
П4	21,0	-12,0
П5	14,0	-7,2

Найбільші напруження від власної ваги та ваги мостового полотна виникають в крайніх поперечних балках П0 та П10.

На рисунках 2.21 і 2.22 показано графіки сумарних величин напружень  $\sigma_x$  в поздовжніх балках проїзної частини, а на рис. 2.23 і 2.24 – графіки сумарних величин напружень  $\sigma_x$  в поперечних балках проїзної частини.

Проаналізувавши дані результати, було зроблено такі висновки:

- для кінцевої поперечної балки П0, яка найбільш інтенсивно включається в спільну роботу з поясами ферм, не вигіднішою схемою завантаження виявилось завантаження за схемою 7;

- максимальні напруження виникають у поперечних балках непарних вузлів П1 (по схемам завантаження 7, 8), П9 (по схемі завантаження 10), та парному вузлі П10 (по схемі завантаження №11);

- найбільші напруження  $\sigma_x$  в поясних кутках поперечної балки П0 при розрахунках сягають в діапазоні від +70,0 МПа до -65,0 МПа.

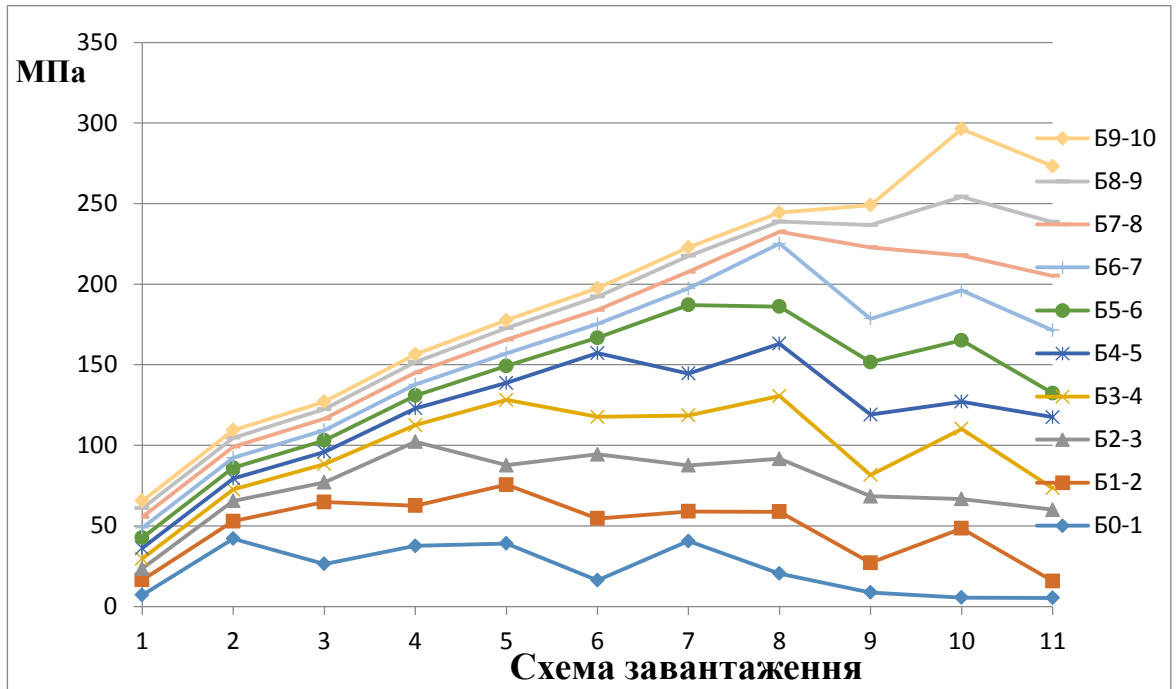


Рисунок 2.21 – Сумарні додатні величини напружень в поздовжніх балках проїзної частини, МПа

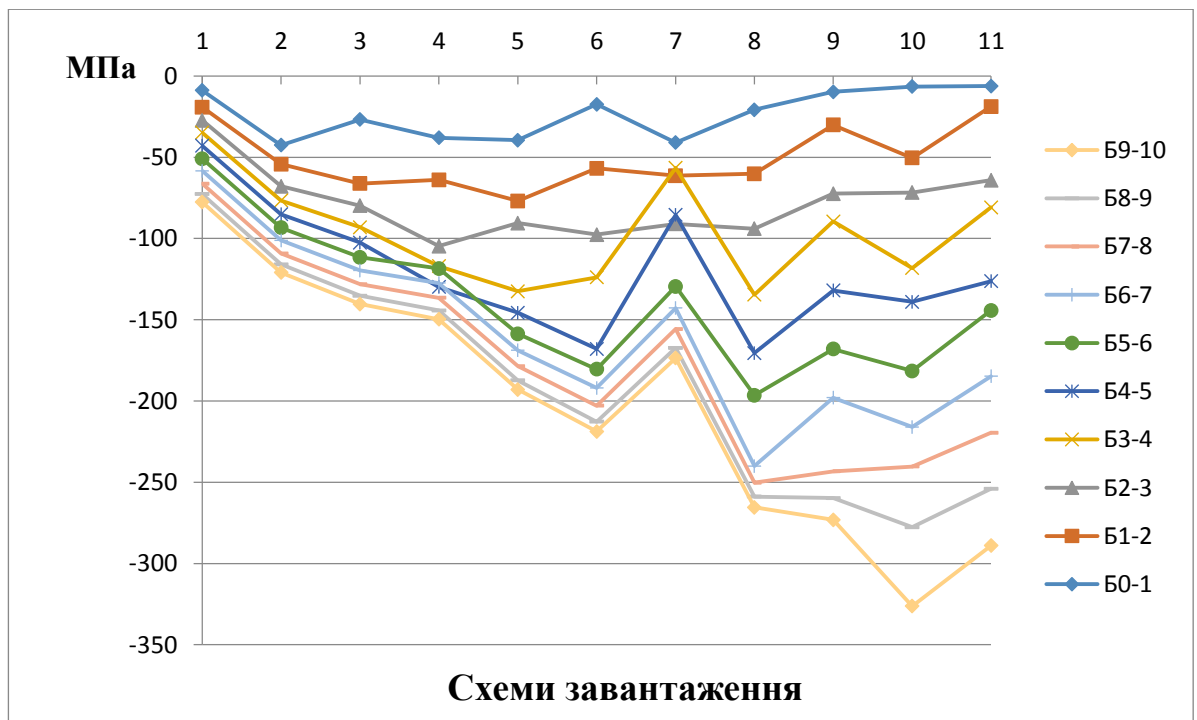


Рисунок 2.22 – Сумарні від'ємні величини напружень в поздовжніх балках проїзної частини, МПа



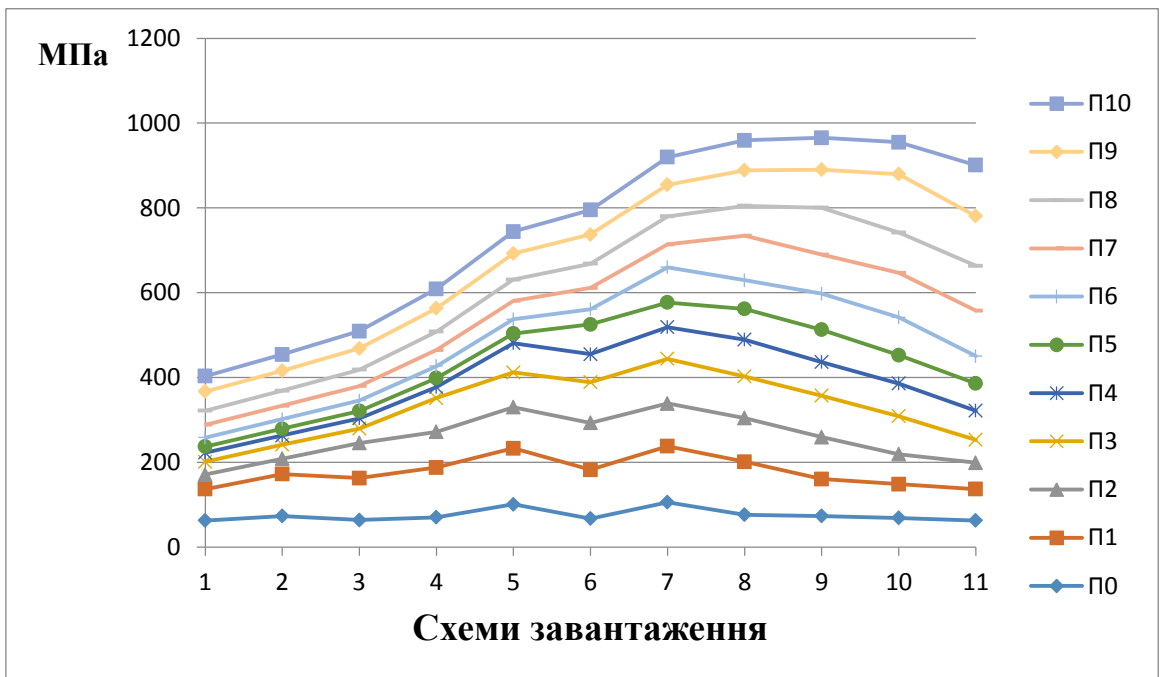


Рисунок 2.23 – Сумарні додатні величини напружень в поперечних балках проїзної частини, МПа

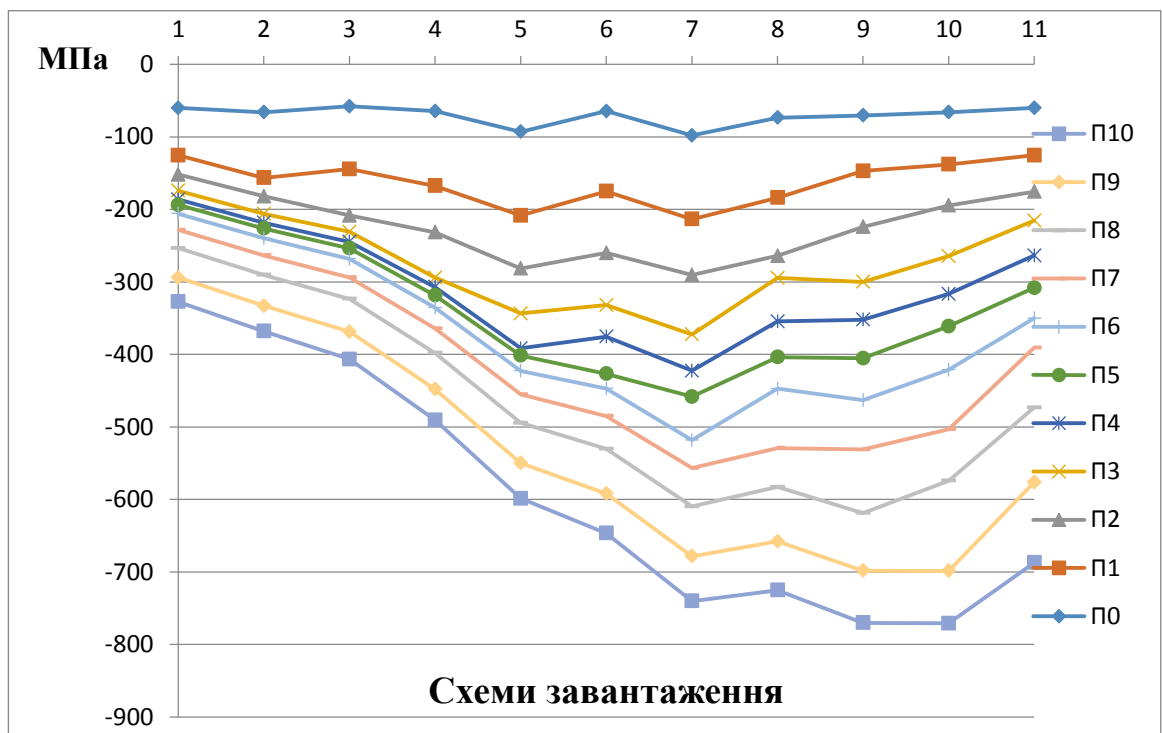


Рисунок 2.24 – Сумарні від'ємні величини напружень в поперечних балках проїзної частини, МПа

З'ясовано, що в поздовжніх балках напружений стан не перевищує 100 МПа, а в поперечних балках вузлів П0, П1, П2, П7-П10 напруження перевищують розрахункову міцність матеріалу.

## ВИСНОВКИ

1. 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.

2. На основі проведеного аналізу розрахунків встановлено, що у переважній більшості випадків клас прогонової будови, зазвичай, визначає клас балок проїзної частини, як найбільш дефектних елементів усієї прогонової будови.

3. 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, являється основною причиною появи дефектів у вузлах обпирання поздовжньої балки на поперечну при поверховому розташуванні балок проїзної частини.

4. Розрахована конструкція має недопустиме значення місцевих напружень верхнього поясу поперечної балки та небезпечні значення напружень розтягнення по нижнім полицям кутиків поздовжньої балки. Виколювання верхніх полиць кутиків поперечної балки має силовий характер, а поява дефектів в кутиках поздовжніх балок має втомлювальний характер.

## СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бычковский Н.Н. Примеры проектирования металлических мостов с балочными пролетными строениями: учеб. пособие / Н.Н. Бычковский // Саратов: СГТУ. – 1992. – 75 с.
2. 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.
3. ВБН В.3.1-218-174-2002 Мости та труби. Оцінка технічного стану автодорожніх мостів, що експлуатуються. Транспортна Академія України. – 2003. – 47с.
4. 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.
5. 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.
6. 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.
7. ДБН В.2.3-6-2009 Споруди транспорту. Мости та труби. Обстеження і випробування.– Київ: – Мінрегіонбуд України. – 2009. – 48с.
8. 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.
9. Ильясевич С.А. Металлические коробчатые мосты / С.А. Ильясевич // М.: Транспорт. – 1970. – 280 с.
10. Ключник С.В. Обзор вариантов усиления та ремонту балок проїзної частини поверхового типу / Ключник С.В., Марочка В.В. //Мости та тунелі:

теорія, дослідження, практика. Випуск 5. – Дніпропетровськ: – 2014. – С.35-40.

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

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

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

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

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

16. 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.