

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура»
(назва факультету/ІНЦ)

«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка

до кваліфікаційної роботи

ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

на тему: Аналіз виникнення дефектів металевих залізничних балкових
прогонових будов

за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»

зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: П12426

(підпис студента)

/ Станіслав КОПИЛЕНКО /
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:

(підпис)

/ доц. Сергій КЛЮЧНИК /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер:

(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з
праць інших авторів без відповідних посилань.

Студент

(підпис)

Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies

Building, architecture and infrastructure

(faculty/TRC)

Transport infrastructure

(department)

Explanatory Note
to Master's Thesis

Master

(higher education degree)

on the topic: Analysis of the occurrence of defects in metal railway beam span structures

according to educational curriculum Bridges and vehicular traffic tunnels

in the Specialization: 192 Building and civil engineering

(Specialization and its code)

Done by the student of the group: TI2426

/ Stanislav KOPYLENKO /
(name, surname)

Scientific Supervisor:

/ Associate professor Sergey KLIUCHNIK /
(position, name, surname)

Normative controller :

/ Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /
(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Мости і транспортні тунелі»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»

Олексій ТЮТЬКІН

(підпис)

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту Копиленко Станіславу Євгенійовичу

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Аналіз виникнення дефектів металевих залізничних балкових прогонових будов»

Керівник роботи: Ключник Сергій Владиславович, к.т.н., доцент

(Прізвище, Ім'я, По батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затверджені наказом від «026» жовтня 2025 р. № 1402ст

2. Строк подання студентом роботи: «12» січня 2026 р.

3. Вихідні дані до роботи: звіт по обстеженню залізничного моста парної колії через річку Знобівка на КМ 510 ПК6 на ділянці Зернове – Хутір Михайлівський колії Москва – Київ. Норми проектування Мости і труби. ДБН В.2.3 14:2006 «Споруди транспорту»,

4. Зміст пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно опрацювати):

Вступ. Розділ 1. Опис мостового переходу через річку Знобівка на КМ 510 ПК6 на ділянці Зернове – Хутір Михайлівський колії Москва – Київ. Розділ 2. Результати обстеження мосту. Розділ 3. Розрахунок металевої балки прогонових будов з суцільною стінкою. Розділ 4. Аналіз напружено-деформованого стану металевої балки для виявлення причин виникнення дефектів. Висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, 10 слайдів).

6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Завдання видав: (підпис консультанта, дата)	Завдання прийняв: (підпис студента, дата)

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Вступ. Розділ 1. Опис мостового переходу через річку Знобівка на КМ 510 ПК6 на ділянці зернове – Хутір Михайлівський колії Москва – Київ.	02.09.2025 – 29.09.2025	
2	Розділ 2. Результати обстеження мосту. Розділ 3. Розрахунок металевої балки прогонових будов з суцільною стінкою.	30.09.2025– 03.11.2025	
3	Розділ 4. Аналіз напружено-деформованого стану металевої балки для виявлення причин виникнення дефектів. Висновки. Оформлення ВКР.	04.11.2025– 05.12.2025	
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	09.12.2025– 12.01.2026	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	12.01.2026	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	20.01.2026	

Студент

_____ (підпис)

Станіслав КОПИЛЕНКО

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Сергій КЛЮЧНИК

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

71 стор., 54 рис., 16 табл., 20 літературних джерел.

Об'єкт розробки – металева балка прогонових будов з суцільною стінкою.

Мета роботи – проаналізувати виникнення дефектів металевих залізничних балкових прогонових будов з суцільною стінкою.

Метод дослідження – аналітичний розрахунок після обстеження моста. Аналіз напружено-деформованого стану металевої балки для виявлення причин виникнення дефектів методом скінчених елементів за допомогою розрахункового програмного комплексу Selena.

Галузь застосування: Мостобудування.

В магістерській роботі виконаний опис мостового переходу через річку Знобівка на КМ 510 ПК6 на ділянці Зернове – Хутір Михайлівський колії Москва – Київ. Виконано опис результатів обстеження мосту.

Також виконаний розрахунок металевої балки прогонових будов з суцільною стінкою по результатам обстеження.

Розроблено модель прогонової будови з суцільною стінкою у програмному розрахунковому комплексі Selena, виконаний розрахунок для різного типу навантажень з урахуванням специфіки ділянки.

Проведений аналіз результатів розрахунку за нормальними напруженнями металевої балки прогонової будови.

Розроблено деталізовану модель вузла прогонової будови з суцільною стінкою. Виявлено причину виникнення тріщин по концентрації напружень.

Ключові слова: розрізна металева балка, прогонова будова, дефекти металевої балки, напружено-деформований стан.

Зміст

Вступ.....	7
1. Опис мостового переходу.....	10
1.1 Загальні данні	10
1.2 Конструкція моста.	11
2. Обстеження мосту.....	18
2.1 Дефекти на конструкціях моста.	18
2.1 Результати обстеження прогонових будов.....	27
3. Розрахунок металевої балки прогонових будов з суцільною стінкою.....	35
3.1 Конструкція прогонової будови довжиною 33,6 м з суцільною стінкою	35
3.2 Розрахунок прогонової будови на міцність за нормальними напруженнями.	36
3.3 Розрахунок головної балки на міцність за нормальними напруженнями.	45
3.4 Розрахунок головної балки на міцність за дотичним напруженням. ..	46
3.5 Розрахунок головної балки прогонової будови на загальну стійкість.....	46
3.6 Розрахунок головної балки по стійкості опорної стійки.	47
3.7 Розрахунок головної балки прогонової будови на витривалість.....	48
3.8 Розрахунок головної балки прогонової будови на витривалість.....	49
4. Аналіз напружено-деформованого стану металевої балки для виявлення причин виникнення дефектів	51
4.1 Виявлення нормальних напружень та деформацій металевих балок залізничної прогонової будови	51
4.2 Виявлення концентрацій напружень вузла металевої балки залізничної прогонової будови.....	61
Література	70

Вступ

Мостові прогонові будови штучних споруд на залізницях держави завжди піддаються багатократним впливам різного динамічного навантаження. Також до негативних явищ можливо додати відсутність своєчасно виконаних робіт по обстеженню та ремонту прогонових будов мостів, недостатнє технічне обслуговування та умови агресивного середовища, це все призводять до виникнення дефектів в металевих залізничних балкових прогонових будов, а в подальшому зниженню вантажопідйомності, обмеження швидкості пропуску транспорту по мосту та експлуатаційної непридатності, і навіть можуть стати причинами аварії.

В процесі багаторічної експлуатації матеріал прогонових споруд зазнає суттєвих впливів – від дії тимчасового навантаження та навколишнього середовища. Елементи споруд кородують, 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).

Металеві прогонові будови мостів, в процесі довготривалої експлуатації здобувають дефекти корозійного пошкодження, які зменшують площу перерізу елементів, що автоматично 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.

Утримання колійного господарства і його важливої складової частини – штучних споруд – у стані, який забезпечує роботу залізничного транспорту без будь-яких обмежень, – одне із важливих завдань служб експлуатації.

У процесі експлуатації в елементах штучних споруд з'являються різні поточні розладнання та пошкодження, а по мірі зростання навантажень

окремі елементи споруд стають нездатними сприймати ці зростаючі навантаження, а іноді змінюються умови експлуатації залізничної лінії. Штучні споруди, які експлуатуються на залізничній мережі України, окрім постійного поточного утримання, час від часу потребують провадження ремонтів, підсилення або реконструкції.

Штучні споруди повинні мати високу експлуатаційну надійність. Оцінка надійності та вантажопідйомності мостів у комплексі робіт по їх утриманню мають особливе значення. З цією метою повинні використовуватися найсучасніші методи розрахунків, результати випробувань та експериментальних досліджень по визначенню фактичної роботи споруд і їх окремих елементів від різноманітних видів навантажень.

Для вирішення проблеми виникнення дефектів металевих залізничних балкових прогонових будов використано звіт по обстеженню залізничного моста парної колії через річку Знобівка на КМ 510 ПК6 на ділянці Зернове – Хутір Михайлівський колії Москва – Київ.

Керуючись вказівками та рекомендаціями нормативних документів безпосередньо на споруді були виконанні роботи:

- лінійні вимірювання конструкцій, елементів та окремих деталей споруди з метою індексації їх з наявними робочими кресленнями і документами по поточному утриманню споруди;
- візуальний огляд за допомогою технічних засобів та приладів усіх конструкцій споруди розташованих вище поверхні землі, а саме: головних балок прогонових будов і вузлів, їх обпирання; підфермових площадок проміжних опор та стоянів; залізничної колії на мосту та підходах; пішохідних тротуарів а також простору під мостом;
- фактичне положення рейкової колії у профілі відносно тимчасового репера;

— дефекти та порушення які пов'язані з поточним утриманням споруди та якістю монтажу.

При описі конструкцій мосту та дефектів прогонових будов нумерація опор прийнята з нуля по рахунку кілометрів залізничної лінії.

Стоян з боку ст. Зернове у звіті має №0,а стоян мосту з боку ст. Хутір Михайлівський - №3.

Кожна прогінна будова позначається двома цифрами, які відповідають номерам опор, на які обпираються їх кінці.

1. Опис мостового переходу

1.1 Загальні данні

Одноколіійний залізничний міст парної колії через річку Знобівка на КМ 510 ПК 6 лінії Москва-Київ на ділянці Зернове-Хутір Михайлівський Південно-Західної залізниці повною довжиною 69,35 м перетинає корінне русло річки під кутом близьким до 90°.

Отвір мосту перекрито трьома балковими прогінними будовами за схемою: 13,60+33,60+13,60 м їздою верхом.

На рисунку 1.1 наведено загальний вигляд мосту з боку верхнього б'єфу.



Рисунок – 1.1 Міст парної колії на КМ 510 ПК 6 на ділянці Зернове-Хутір Михайлівський.

Мостовий перехід парної колії через річку Знобівка розташовано у плані на прямій ділянці залізниці, а у профілі на загальному ухилі 5‰ у бік ст. Зернове.

Уздовж моста парної колії на відстані 22,9 м нижче по течії річки розташовано міст непарної колії також напрямку руху потягів збудований по схемі 15,8+33,6+15,8.

Ділянки залізничної колії на мостах обох напрямків електрифіковані і обладнані автоблокуванням та диспетчерською централізацією.

1.2 Конструкція моста.

Залізничний міст на КМ510 ПК6 через річку Знобівка парного напрямку на теперішній вісі був уперше збудований у 1905 році.

Крайні прогони мосту були плитні залізобетонні, а середній прогін – наскрізна ферма з полігональним нижнім поясом їздою верхом.

Проміжні опори моста бутобетонні призматичної форми на спайних основах з залізобетонним облицюванням, а стояни – з облицюванням гранітним каменем.

Стояни №0 та №3 масивні, обсипного типу з розпірними стінками розташованими у рівні фундаментів на основах з залізобетонних паль.

Конуса обох стоянів укріплені одношаровим кам'яним мостінням з поверховим засівом дикоростучих трав.

У нижній частині конуса у створі проміжних опор мають упорні дугоподібні залізобетонні рисберми, які запобігають їх порушенню.

К основним рухомим навантаженням, які обертаються на цьому відділку залізниці є електровози серії ВЛ80к та ВЛ80е (рис. 1.2) з чотирьохвісьними вагонами вантажного парку (рис. 1.3), а також шести і восьмивісьними цистернами.



Рисунок – 1.2 Локомотиви серії ВЛ80к та ВЛ80е



Рисунок – 1.3 Рухоме навантаження з чотирьохвісьними вагонами
вантажного парку

На рис. 1.4 наведено загальний вигляд стояна моста парної колії.



Рисунок – 1.4 Загальний вигляд стояна моста парної колії.

Цей міст проіснував по цій схемі до 1943 року і був зруйнований під час бойових дій.

У 1946 – 1947 роках на старих фундаментах підсилених прокладними шарами з рейок опори були відновлені і встановлені нові прогони.

У крайні прогони були встановлені залізобетонні прогонові будови конструкції інж. Артемонова з відкидними консолями, а у середній прогін мосту – металева багато решітчаста ферма довжиною $l_{п}=34,26\text{м}$.

На рис. 1.5 наведено загальний вигляд проміжної опори мосту.

Під час другого капітального ремонту у 1991 році крайні прогони (0-1 та 2-3) були замінені на залізобетонні двухблочні плитні прогонові будови інв. №557 проектування інституту “Ленгіпротрансмост” 1969 г. розрахунковий прогін 13,60 м і повною довжиною 14,30 м під тимчасове навантаження С14 з їзду на баласті.

На рис. 1.6 наведено загальний вигляд плитної прогонової будови мосту.

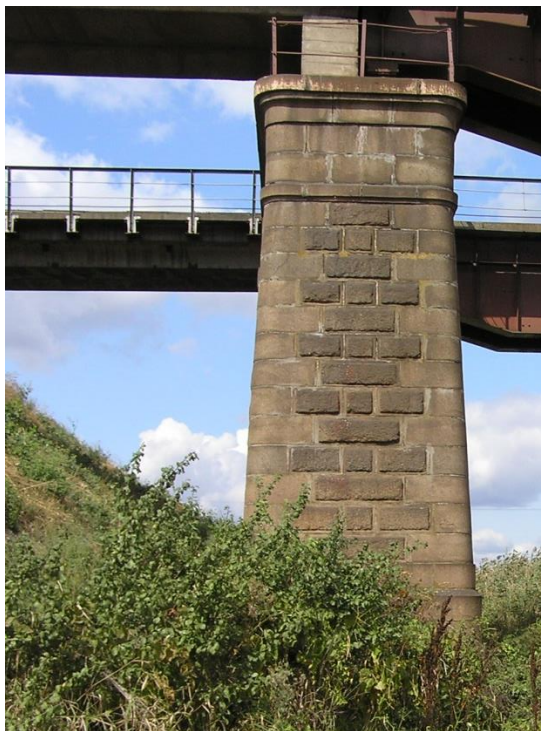


Рисунок – 1.5 Проміжна опора №2 моста парної колії.



Рисунок – 1.6 Плитна залізобетонна прогонова будова $L_p=13,60$ м.

У липні 2005 року середній (русловий) прогін мосту було замінено на нову металеву балку з їздою верхом з укладанням на неї колії на залізобетонних плитах (БМП).

Встановлена в прогоні 1-2 прогінна будова має розрахунковий прогін 33,60 м та повну довжину 34,20 м прийнята відповідно до типового проекту інв. №383-75 проектування інституту “Ленгіпротрансмос” .

В цілях підвищення технологічності виготовлення прогінної будови перевезення та монтажу, конструкторським відділом п/я В-2826 цей прогін було перепроєктовано в вигляді трьох окремих просторових блоків довжиною $2 \times 10,028$ м (крайніх) і 14,144 м (середнього) і з'єднанням їх під час монтування на високоміцних болтах.

На рис. 1.7 наведена схема металевої прогонової будови мосту.

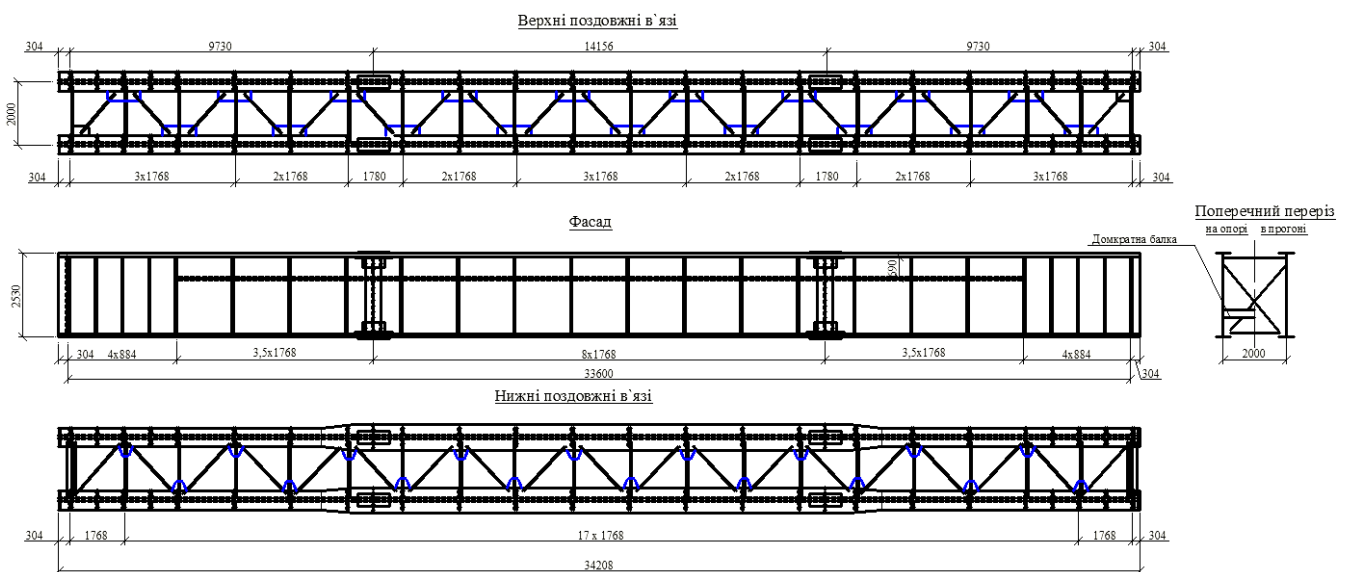


Рисунок – 1.7 Схема металевої прогонової будови мосту

Опорні частини плитних залізобетонних прогонових будов літі тангенціальні, а прогонової будови 1-2 секторні відповідно до типового проекту інв. №557 проектування “Ленгіпротрансмос” 1967 р.

Залізнична колія на прогонових будовах мосту типової конструкції з колійними рейками типу Р65.

На ділянці моста колія стикова, а за стоянами у бік підходів – безстиковий на залізобетонних шпалах щебеневому баласті зі скріпленнями КБ.

На середньому прогоні мосту на металеву балку укладені плити без баластового мостового полотна (БМП) з типовими скріпленнями.

На протязі всього мосту у міжколіїному просторі укладені конструкторські L 160x160x14 які зведені човником та продовжені за задні грані стоянів на 13,0м.

Для утримання баластової призми у проектному стані за задніми гранями стоянів встановлені секційні залізобетонні підпирні стінки загальною довжиною по 6,0 м кожна.

Всі прогонів будови моста обладнані двохсторонніми пішохідними тротуарами у пониженому рівні на металевих консолях з залізобетонними плитками.

На рис. 1.8 наведена схема моста з позначеннями основних геометричних розмірів.

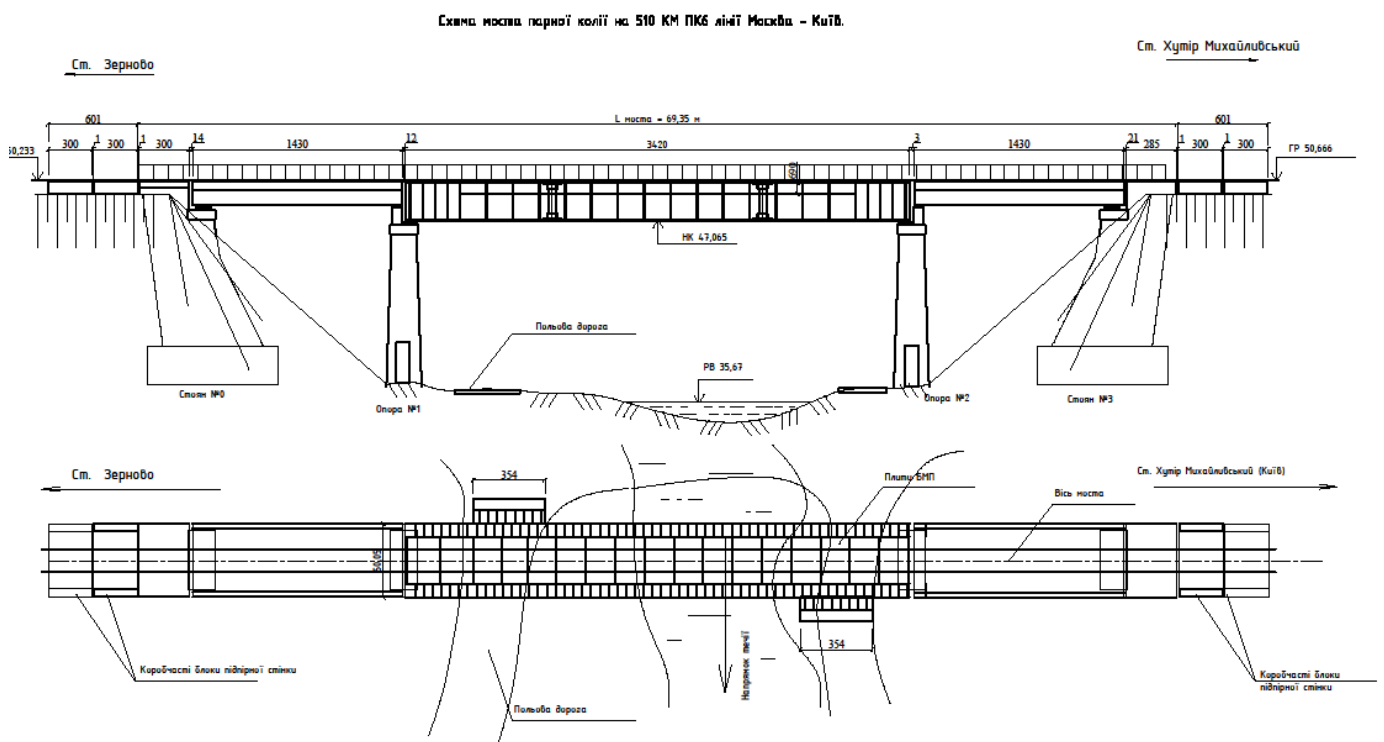


Рис. 1.8 Схема моста

Безпосереднє під мостом русло річки Знобівка пряме, завширшки у меженному стані біля 5 м з максимальною глибиною 0,3 м.

З верхової частини русла поширюється з утворенням невеличкого по площі водоймища зарослого частково очеретом.

По повздовжньої вісі залізничного мосту парної колії корінне русло річки перетинає низьководний тимчасовий дерев'яний місток габаритом 2,0м і довжиною 5,5 м.

Відстань від рівня води (на час обстеження) до низу металевої прогонової будови 1-2 складає 11,4 м.

За останні роки паводків на річці не спостерігалось.

2. Обстеження мосту.

При обстеженні мостового переходу через річку Знобівка парної колії на ділянці Зернове – Хутір Михайлівський Південної залізниці були оглянуті прогонові будови з метою виявлення пошкоджень та недоліків, а також визначення їх фактичних геометричних розмірів.

Також було визначено загальний стан стоянів, проміжних опор, опорних частин, залізничної колії, оглядових та експлуатаційних пристроїв.

Методом нівелювання від тимчасового репера визначено фактичний профіль рейкової колії на прогонових будовах моста та на підходах до нього.

Дефектні ділянки та окремі пошкодження, які були виявлені на конструкціях споруди ескізувалися та фотографувалися.

2.1 Дефекти на конструкціях моста.

При обстеженні мосту на його конструкціях та елементах були зафіксовані наступні пошкодження та недоліки (у цей перелік також увійшли дефекти та пошкодження, які мають вплив на міцнісні характеристики конструкцій та на довговічність всього мосту.

Під час огляду поточного стану моста встановлені наступні дефекти:

— на бічних поверхнях стоянів №0 та №3 між каменями облицьовування спостерігаються тріщини, а також вилуговування цементного каменя;

— на проміжних опорах моста №1 та №2 на бічних поверхнях на значних площах спостерігаються процес вилуговування цементного каменя з масивів;

На рис. 2.1 та 2.2 наведені фрагменти бічної поверхні стояна та проміжних опор, які мають вилуговування на поверхнях.



Рисунок – 2.1 Поверхня опори №1 з боку опори №2



Рисунок – 2.2 Поверхня опори №0



Рисунок – 2.3 Поверхня опори №2 з боку верхнього б'єфу

- передній кут підферменної плити на стояні №3 праворуч відколюється;
- монтажні петлі на підфермових блоках опор після їх встановлення у проектне положення не зрізані;
- підфермові площадки стоянів та проміжних опор не обладнані стоковими трикутниками;
- в наслідок зсуву перекриваючих металевих листів над проміжними суміжними прогонами відбувається просипання щебеню на під фермові площадки;
- після нарощування підферменників стоянів та проміжних опор зазори між блоками та шафовими стінками і тумбами не були заповнені цементним розчином;

— підферменні камені замалої висоти. Для забезпечення необхідної висотної відмітки використано декілька металевих листів (рис. 2.4).

— рухомі секторні опорні частини прогонової будови 1-2 відігнані з прогону і нижній горизонтальний лист головної балки торкається тумби на опорі №1. Загальний вигляд цього дефекту наведено на рис. 2.5.



Рисунок – 2.4

— Шви між каменями облицювання проміжної опори не заповнені розчином (рис. 2.6)



Рисунок – 2.5 Нахил секторів рухомої опорної частини у напрямку з прогону.



Рисунок – 2.6 Шви між каменями не заповнені розчином

— на опорних плитах нерухомих опорних частин ПС 0-1 відсутні анкерні болти (рис. 2.7).;



Рисунок – 2.7 Відсутність анкерних болтів кріплення нижніх опорних плит нерухомих опорних частин.

— дренажні трубки на прогонових будовах 0-1 та 2-3 перед встановленням блоків у прогін по периметру не були зашпаровані, а тепер вода з баластного корита затікає на стінку блока;

— тротуарні залізобетонні плити в кількості 4 шт. непридатні для експлуатації, а 5 штук на протязі всіх тротуарів взагалі відсутні. На рис. 2.8 наведено загальний вигляд пошкодженої тротуарної плити.



Рисунок – 2.8 Пошкодження залізобетонної плити на пішохідному тротуарі моста.

— на площадках сховища, розташованих на ПС 1-2 відсутня частина настилу біля фасадної сторони завширшки 24 см, що не відповідає безпеці;

— над шафовою стінкою стояна №0 контруктики не мають з'єднання.

— в човнику, за стояном №0, розташовано три стика контруктиків, а за стояном №3 – один. На рис. 2.9 наведено розташування стику контруктика на ділянці човника.



Рисунок – 2.9 Розташування контркутика на ділянці човника.

- на прогоновій будові 1-2 шість високоміцних шпильок прикріплення плит БМП до головних балок - вільні;
- ліворуч у чверті прогону одна високоміцна шпилька прикріплення плити БМП обірвана;
- лівий кут п'ятої плити БМП з боку четвертої під час проходу потягу від навантаження – рухається у вертикальному напрямку до 1 мм;
- перекриваючі металеві листи над деформаційними зазорами суміжних прогонів зсунулися і щебінь просипається на підфермові майданчики опор і стоянів;
- підфермові майданчики проміжних опор стаціонарними оглядовими пристроями не обладнані;

— відсутні облаштування оглядовими пристроями. На рис. 2.10 наведено загальний вид опори без облаштування оглядовими пристроями.



Рисунок – 2.10 Відсутність оглядових пристроїв на опорі моста.

- над деформаційним проміжком ПС 0-1 та 1-2 мауерлатні напівбруси сповзли в міжпрогоновий проміжок;
- перша ліва стійка перильної огорожі на стояні №3 відігнута у зовнішній бік;
- поручень перильної огорожі над стояном №3 не має стика з поручнем прогону;
- строповочні металеві петлі на тротуарних плитах після їх укладання на прогони тротуарів не зрізані;
- підхідні насипи мостів парної і непарної колії утворили достатньої площі балку, яка у сумісного конуса закінчується

пониженням з якого вода вільно не може стікати по конусу, а фільтрує через його тіло і в нижній частині відбувається його сповзання;

– металева прогонова будова 1-2 має лише заводське фарбування суриком. Нижні горизонтальні листи головних балок прогонової будови 1-2 потребують термінового фарбування.

2.1 Результати обстеження прогонових будов

Суцільнозварні прогонові будови мосту були виготовлені в першій половині 50-х років минулого століття - у період, коли тільки починалося застосування зварних конструкцій у залізничному мостобудуванні. В цей і наступний періоди дослідженнями роботи зварних залізничних прогонових будов під експлуатаційними навантаженнями в СРСР займався Науково-дослідний інститут мостів ЛИЖТу. Саме його фахівці першими у квітні-травні 1955 року провели ретельний огляд 32-х подібних прогонових будов інших мостів.

У звіті зафіксовано первісний стан прогонових будов на момент закінчення будівництва (до уведення мосту в експлуатацію). Відзначено, що контроль якості зварювальних робіт, при виготовленні окремих прогонових будов, здійснювався на Кременчуцькому мостовому заводі недостатньо ретельно.

Просвічування гамма-променями (гаммографування) стикових швів нижніх поясів балок інколи виявило два шви з неприпустимими дефектами, що потребували усунення. Це тріщина в стиковому шві нижнього пояса балки прогонової будови з боку торця і шлакові включення у шві нижнього пояса балки прогонової будови з боку торця. Було запропоновано відремонтувати стикові шви до відкриття руху поїздів. Однак, ця робота дотепер не виконана. Принаймні ніде в експлуатаційній документації по мосту й, зокрема, у книзі штучної споруди факт ремонту зазначених швів не відображений. У звіті ДПТУ про обстеження мосту в травні 1958 року,

відразу після введення його в постійну експлуатацію, зверталася увага на те, що ремонт швів не виконаний. В більш пізніх звітах про обстеження мосту силами НДІ мостів ЛШЖТу (1974 р. і 1982р.), Саратовською мостовипробувальною станцією Головного управління колії МПС (1989 р.), Київською мостовипробувальною станцією Головного управління колійного господарства Укрзалізниці (1996 р. і 2001 р.) ніде про дефектні шви більше не згадується.

Візуальним оглядом зазначених швів ознак розвитку внутрішніх дефектів не виявлено, однак це не означає, що такий розвиток не має місце. Щоб виключити всякі сумніви в надійності цих двох стикових зварних з'єднань треба їх підсилити постановкою накладок на високоміцних болтах так, як це рекомендовано в «Указаннях по осмотру и усилению эксплуатируемых сварных соединений пролетных строений». («Указання» розроблені НДІ мостів ЛШЖТу, затверджені Головним управлінням колії МПС і уведені в дію із січня 1990 р.).

Повертаючись до дефектів і недоліків, допущених при заводському виготовленні балкових металевих прогонових будов мосту, в старих звітах відзначалося, що «...при виготовленні елементів балок, на заводі не приділялося достатньої уваги виправленню елементів після зварювання і якості складання прогонових будов. Установлено, що в ряді випадків вертикальні листи, у місцях прикріплення поясів скривлені в плані. Скривлено й нижні пояси балок».

Наявність цих скривлень не відноситься до суттєвих дефектів і не впливає на роботу головних балок, однак значне збільшення відстані між зовнішніми краями нижніх поясів приводить до заклинювання рухомих оглядових візків, а зменшення цієї відстані на 15-20 мм створює загрозу провалювання візків при невеликих їх перекосах.

В теперішній час характерними дефектами балкових металевих прогонових будов мосту з суцільною стінкою є стомлюванні пошкодження деталей верхніх вузлів в'язів (переважно поперечних) між головними

балками, а так само тріщини в металі стінок балок біля верхніх кінців вертикальних ребер жорсткості.

Типи тріщин від стомлюваності, їхнє позначення й опис наведені в таблиці 2.1, а місце розташування показано на рис. 2.11.

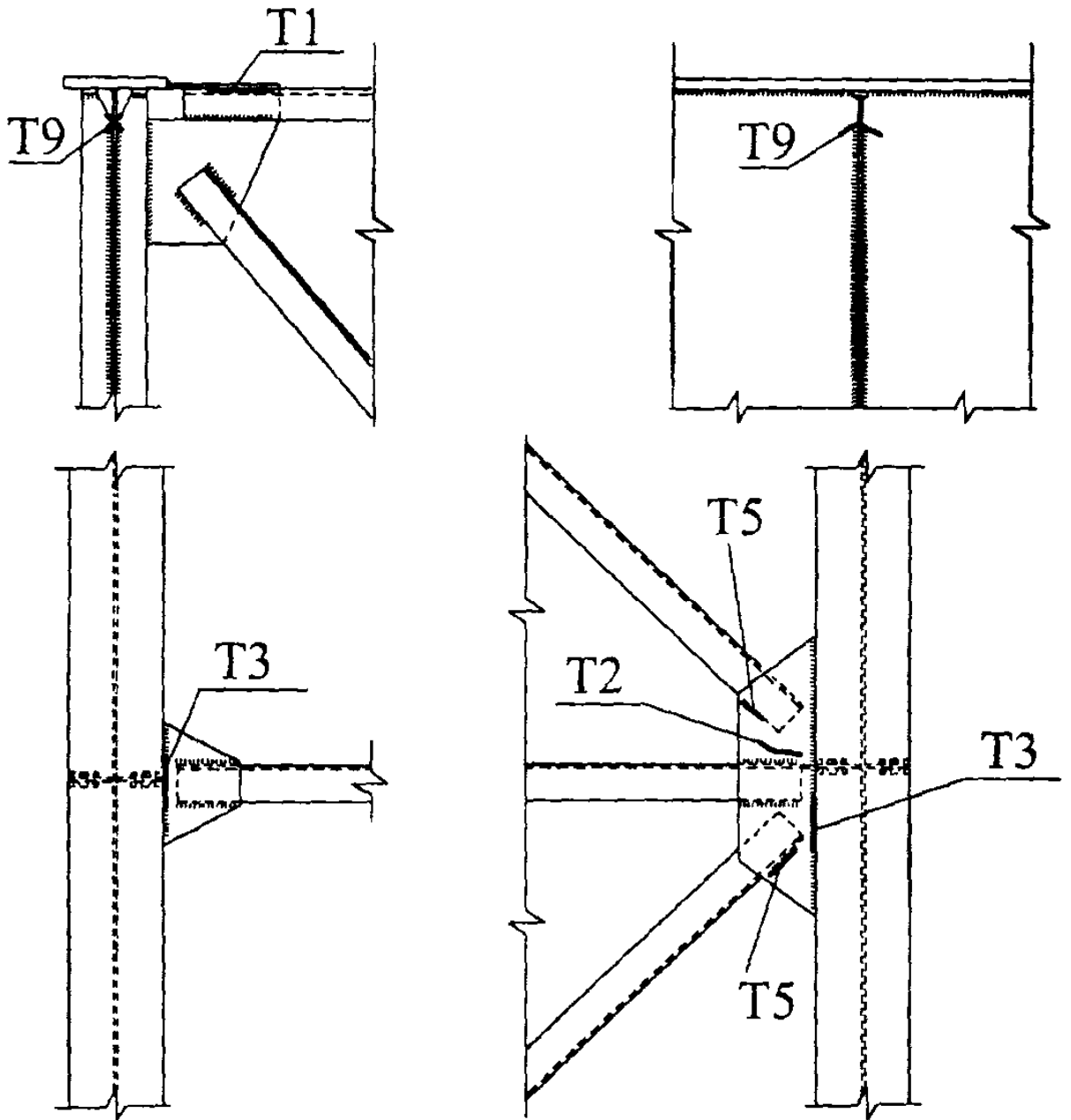


Рисунок – 2.11 – Типи тріщин від стомлюваності

Таблиця 2.1

Типи тріщин від стомлюваності в елементах зварних суцільностінчатих
прогонових будов

Тип тріщин	Місце розташування тріщин
Т-1	По флангових швах прикріплення кутиків верхніх розпірок поперечних в'язів
Т-2	В металі верхніх горизонтальних фасонки поперечних в'язів від початку тріщини Т-1
Т-3	У зварних швах прикріплення фасонки верхніх в'язів до поясів
Т-5	По флангових швах прикріплення діагоналей верхніх поздовжніх в'язів
Т-9	В стінках балок у верхніх кінцях швів вертикальних ребер жорсткості

Самими масовими і розповсюдженими, що часто повторюються в металевих балкових прогонових будовах з суцільною стінкою, є тріщини Т-1 по флангових швах прикріплення верхніх поперечних в'язів до фасонки, а також тріщини Т-2 у металі верхніх горизонтальних фасонки поперечних в'язів. Ці тріщини в період експлуатації з'явилися найпершими переважно в тих місцях, де близько розташовувалися рейкові стики або погано прорубаний мостовий брус спирався на фасонку.

Боротьба з тріщинами типу Т-1 велася постановкою високоміцних болтів, що кріплять верхню розпірку до фасонки, а кінці тріщин Т-2 розсвердловались.

У випадках утворення виколів у фасонках на них зверху на болтах ставилися накладки (рис. 2.12).

Накладка на горизонтальній фасонці з виколами (рис. 12.2) від тріщин від стомлюваності Т-1 і Т-2 (Верхня розпірка поперечних в'язів кріпиться двома високоміцними болтами до накладки, а накладка у свою чергу двома болтами прикріплена до непошкодженого металу фасонки).



Рисунок 2.12 – Накладка на горизонтальній фасонці з виколами

В меншій кількості зустрічаються тріщини Т-5 у флангових швах прикріплення діагоналей верхніх подовжніх в'язів до фасонок, а так само в металі самих цих фасонок (рис. 2.13). Методи боротьби тут аналогічні описаним вище – постановка високоміцних болтів, що кріплять додаткову фасонку та кінці тріщин засвердлюють.



Рисунок 2.13 – Тріщина у верхній фасонці з початком розвитку від тріщини Т-5 (від флангового шва прикріплення діагоналі поздовжніх в'язів)

Тріщини Т-3 у зварних швах прикріплення верхніх в'язів фасонки до поясів головних балок з'являлися порівняно рідко (рис. 2.14), а їх довжина не перевищувала половини довжини шва прикріплення фасонки. В такому випадку згідно «Указаний ...» крім спостережень за розвитком тріщин ніяких мір не приймається. При довжині тріщини більш половини шва прикріплення повинні встановлюватися накладки на високоміцних болтах.

Тріщини Т-9 у стінках балок у верхніх кінців швів вертикальних ребер жорсткості зафіксовані в 25% прогонових будов мостів (рис. 2.15). Нових тріщин Т-9 з незасвердленими кінцями при обстеженні не виявлено.



Рисунок 2.14 – Тріщина Т-3 у зварному шві прикріплення в'язів верхньої фасонки



Рисунок 2.15 – Засвердлені кінці тріщини Т-9 в стінці головної балки, яка з'явилась біля верхніх кінців швів вертикального ребра жорсткості

Протягом останнього року переважна частина тріщин у флангових швах з'єднання розпірок і діагоналей з фасонками верхніх в'язів була підварена ручним стельовим зварюванням. Поки у більшості випадків тріщин в місцях підварювання немає або ж вони надійно не проявились, але вірогідність появи їх в найближчий час існує і треба бути готовими до постановки високоміцних болтів замість зварного з'єднання елементів верхніх в'язів з фасонками. На наш погляд, не чекаючи появи тріщин, таку заміну є сенс зробити всюди в плановому порядку, Також слід підвищити якість робіт по встановленню і затяжці високоміцних болтів, оскільки серед болтів, що стоять, є ослаблені (рис. 2.16). Слід пам'ятати про те, що найбільш дієвим засобом подовження строку служби прогонових будов є своєчасне підсилювання елементів, які мають втомлені пошкодження.



Рисунок 2.16 – Послабленні болти кріплення в'язів до фасонок

3. Розрахунок металевої балки прогонових будов з суцільною стінкою

3.1 Конструкція прогонової будови довжиною 33,6 м з суцільною стінкою

СХЕМА ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ З РОЗРАХУНКОВИМ ПРОГОНОМ 33,6 м.

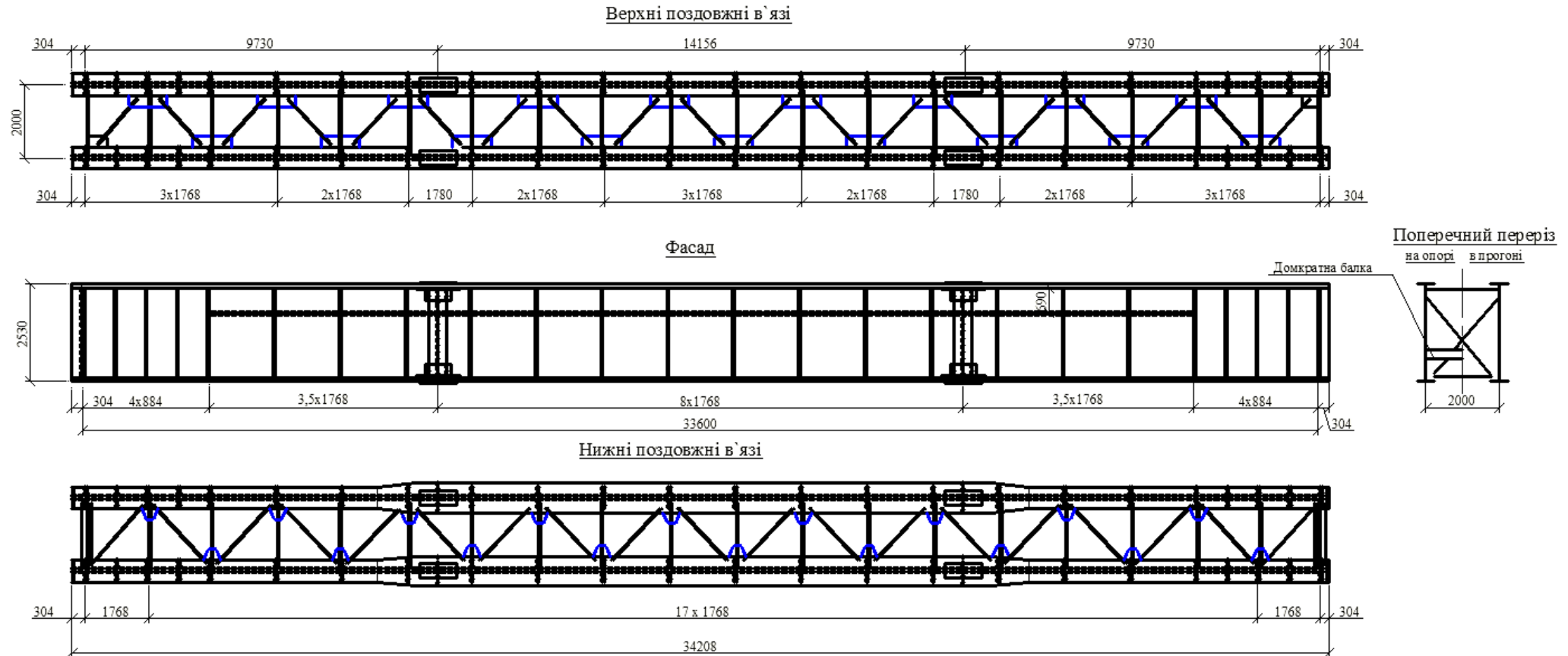


Рисунок 3.1 – Конструкція прогонової будови довжиною 33,6 м

3.2 Розрахунок прогонової будови на міцність за нормальними напруженнями.

Розрахунки головної балки на міцність за нормальними напруженнями визначалося у перерізах 2-2, 3-3 та 4-4 схема розташування яких по довжині балки наведені на рис. 3.2.

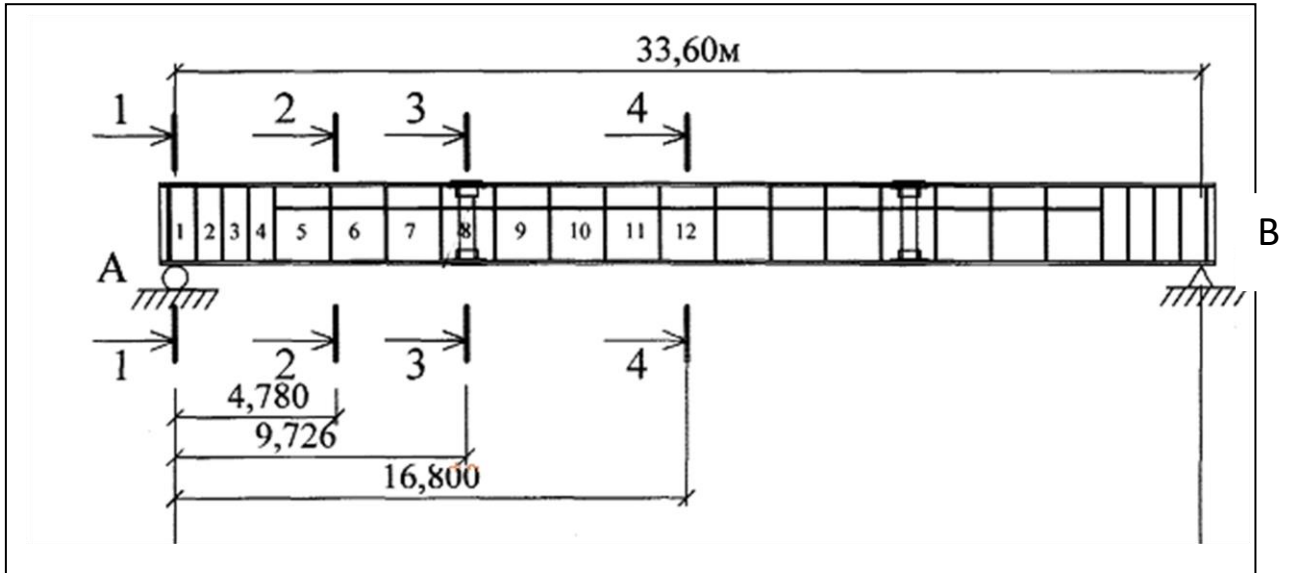


Рисунок 3.2 – Схема балки прогонової будови 1-2.

Переріз 1-1 розташовано безпосередньо над опорною частиною балки.

Переріз 2-2 – розташовано у місці зміни поперечного перерізу нижнього горизонтального листа головної балки.

Переріз 3-3 – поперечний стик головної балки.

Переріз 4-4 - середина розрахункового прогону головної балки.

Розрахунки геометричних характеристик перерізів головної балки, а також стиків балки наведені у таблиці 3.1.

Розрахункові характеристики поперечних перерізів. (моменти опору)

Таблиця 3.1

№ перерізу	Вигляд перерізу	Склад пере-різу	Площа $F_{бр}, \text{см}^2$	Статич. момент $S_{бр}, \text{см}^3$	U_{\max} см	Момент інерції $I_{бр}, \text{см}^4$	Момент інерції посл-ня $I_{осл}, \text{см}^4$	Момент інерції нето $I_{нч}, \text{см}^4$	Розрах. момент опору перерізу $W_0, \text{см}^3$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1-1		ГЛ 520x25 ВЛ 2480x12 ГЛ 490x25	130,00 297,60 122,50	32727,50 37646,40 153,13		1828025,84 1538539,10 2131917,38	168740,85 - 100069,59	1659284,99 1538539,10 2031847,79	
			550,10	70527,03	133,17	5498482,32	268810,44	229671,88	39270,65

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
2-2		ГЛ 520x25	130,00	32727,50		1828025,84	168740,85	1659284,99	
		ВЛ 2480x12	297,60	37646,40		1538539,10	6447,80	1532091,30	
		ГЛ 490x25	122,50	153,13		2131917,38	100069,59	2031847,79	
			550,10	70527,03	133,7	5498482,32	275258,24	5223224,08	39222,22

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
3-3	<p>Technical drawing of a vertical assembly. It shows a central shaft with various components. Dimensions are indicated: 46 for the top section, 69 for the main shaft length, and 48 for the base width.</p>	H 520x12	62,40	15915,12					Накладки 60367,45
		2H 180x12	43,20	10886,40					Висо- комічні болти 57894,83
		2H 260x12	62,40	15724,80					
		2H 300x12	72,00	16862,40					
		2H 372x12	576,00	74419,20					
		2H 300x12	72,00	1742,40					
		4H 375x22	165,00	1039,50					
		H8 00x10	80,00	120,00					
		H7 40x10	74,00	37,00					
			1207,00	136746,82	143,61		8669369,26	8314276,54	

Продовження таблиці 3.1

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
4-4		ГЛ 520x25	130,00	32818,50		2865702,03	264526,34	2601175,69	
		ВЛ 2480x12	297,60	37854,72		1685755,72	16887,92	1668867,80	
		ГЛ 800x32	256,00	409,60		2683524,54	77151,33	2606373,21	
			683,60	71082,82	149,72	7234982,29	358565,59	6876416,70	45928,51

На рис. 3.3, 3.4 та 3.5 наведені лінії впливу згинальних моментів та поперечних сил для розрахункових перерізів, а у таблицях 3.2, 3.3 та 2.4 їх характеристики.

Побудовано лінії впливу для кожного відсіку в чотирьох перерізах.

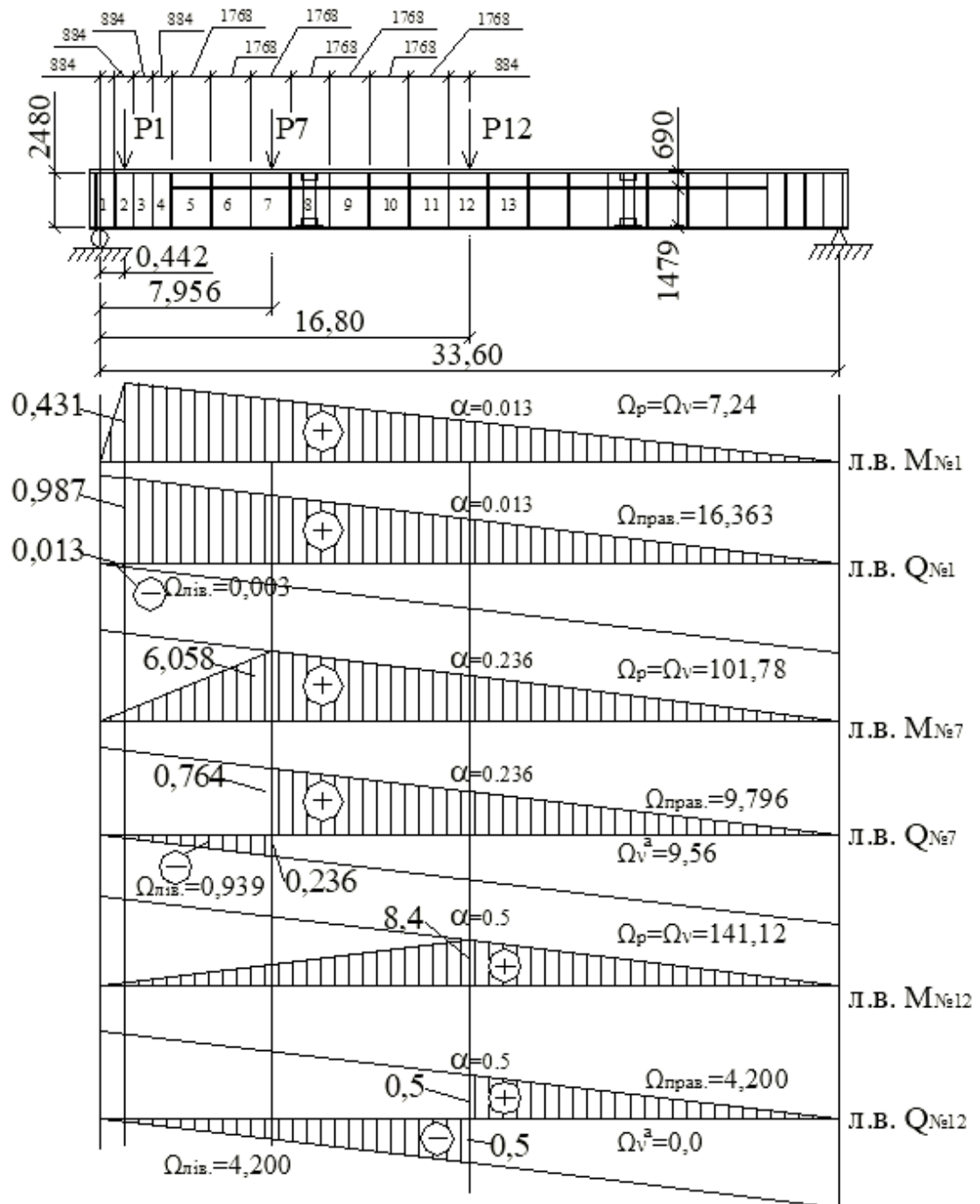


Рисунок 3.3 – Лінії впливу згинального моменту та поперечної сили для розрахункових відсіків стінки балки.

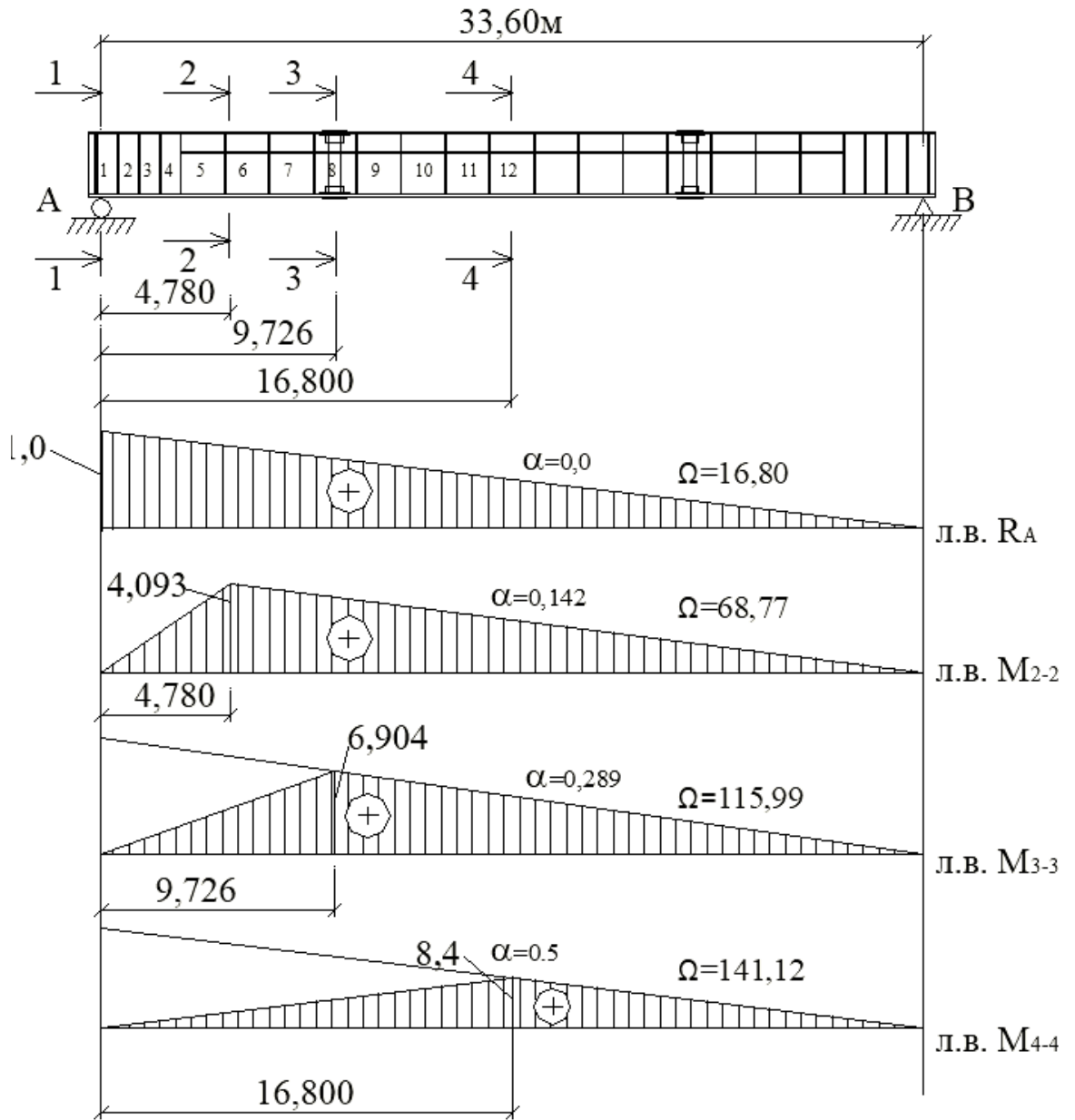


Рисунок 3.4 – Лінії впливу згинальних моментів для перерізів балки з розрахунковим прогоном 33,6м.

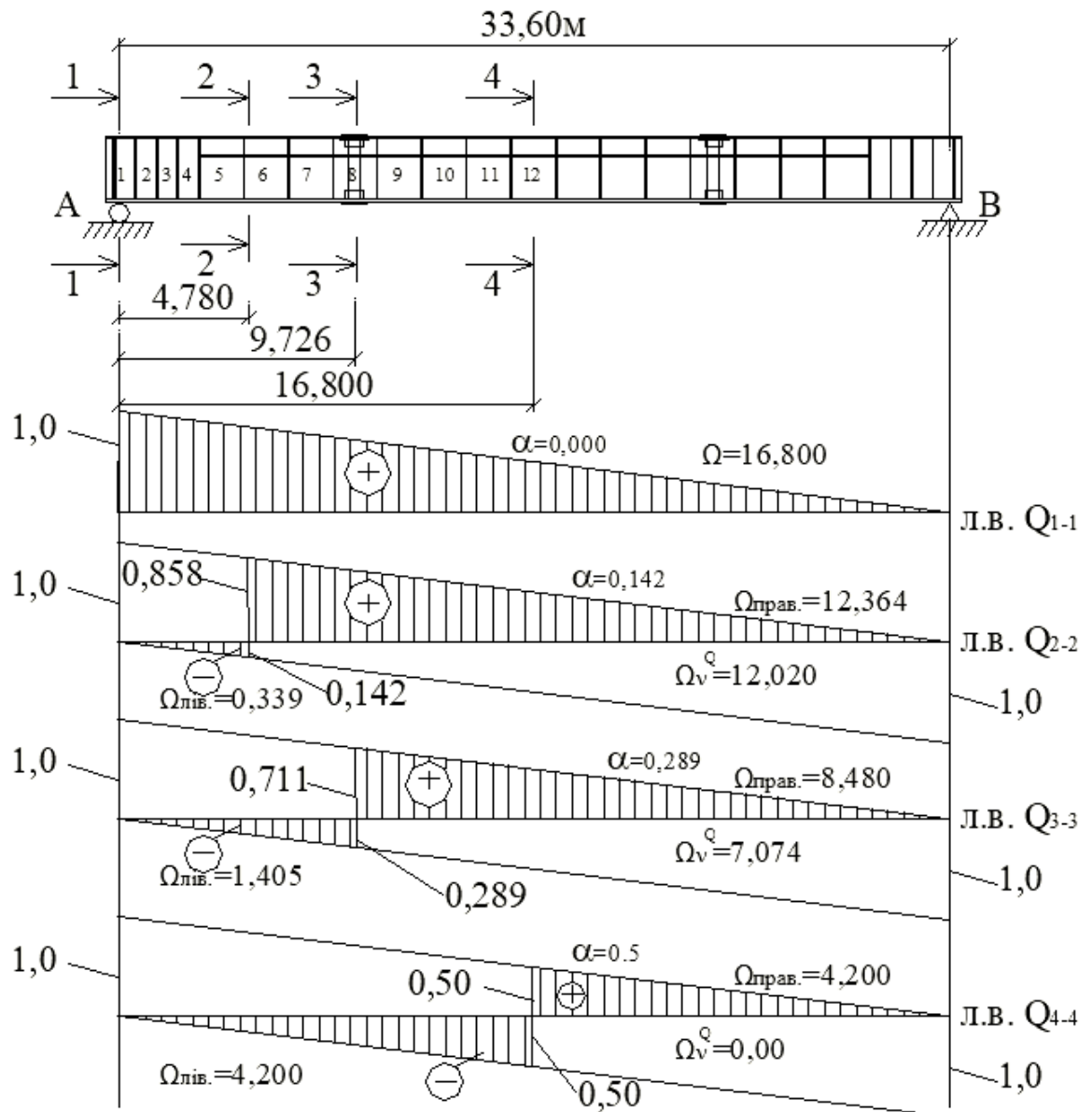


Рисунок 3.5 – Лінії впливу поперечної сили для перерізів балки з розрахунковим прогоном 33,6м.

Результати розрахунків параметрів ліній впливу та їх площі наведені в таблицях 3.2-3.4 нижче.

Площі ліній впливу для перерізів головної балки посередині відсіків в розрахунках на місцеву стійкість.

Таблиця 3.2

Номер відсіку	α_0 , м	λ , м	α	C_0 , м	Ω_v^M , м	Ω_v^Q , м
1 на опорі.	0,442	33,60	0,013	16,356	7,24	16,36
7 у чверті прогону.	7,956	33,60	0,236	8,844	101,78	9,56
12 у середині прогону.	16,800	33,60	0,500	0,0	141,12	0,0

Таблиця 3.3

Площі ліній впливу згинального моменту у перерізах балки

Номер перерізу	L, м	C_0 , м	α , м	$\Omega_v = \Omega_p$, м
2-2	4,780	33,60	0,142	68,77
3-3	9,726	33,60	0,289	115,99
4-4	16,800	33,60	0,500	141,12

Таблиця 3.4

Площі ліній впливу поперечної сили у перерізах балки.

Номер перерізу	L, м	C_0 , м	Ω_v , м	Ω_p , м
1-1	33,60	16,80	16,800	16,800
2-2	33,60	12,02	12,364	12,020
3-3	33,60	7,074	8,487	7,074
4-4	33,60	0,00	4,200	0,00

Результати розрахунків головної балки наведені у таблицях 3.5-3.11 нижче.

3.3 Розрахунок головної балки на міцність за нормальними напруженнями.


$$K_M = \frac{k_M}{k_{et}(1 + \mu)} \quad k_M = \frac{1}{\varepsilon_v \eta_v \Omega_v} (0,001 m R \chi W_0 - \varepsilon_p \rho \Omega_p);$$

$$R = 260 \text{ МПа}; \quad \chi_1 = 1,10; \quad \varepsilon_v = 0,5; \quad \varepsilon_p = 0,5; \quad p = 42,29 \text{ кН/м};$$

Таблиця 3.5

Номер перерізу	Ω_v , м	Ω_p , м	m	n_v	k_M	k_{et} , кН/м	$(1 + \mu)$	Клас K_M
1	2	3	4	5	6	7	8	9
2-2	68,77	68,77	1,0	1,116	254,43	16,47	1,425	10,84
3-3 по наклад.	115,99	115,99	1,0	1,116	228,86	15,74	1,425	10,20
3-3 по болтам	115,99	115,99	1,0	1,116	217,94	15,74	1,425	9,72
4-4	141,12	141,12	1,0	1,116	128,92	14,77	1,425	6,13

Таблиця 3.6

Номер перерізу	Схема перерізу	Склад перерізу	$S_{\text{бр}}$, см ³	$I_{\text{бр}}$, см ⁴	$\frac{I_{\text{бр}}}{S_{\text{бр}}}$, см
1	2	3	4	5	6
1-1		ВГЛ 520x25 ВЛ 2480x12 НГЛ 490x25	15415,40 8259,80	- -	- -
			23675,20	5498482,32	232,25

3.4 Розрахунок головної балки на міцність за дотичним напруженням.

$$K_M = \frac{k_M}{k_{et}(1+\mu)} \quad k_M = \frac{1}{\varepsilon_v \eta_v \Omega_v} \left(\frac{0,075 m R \chi_1 I_{\bar{\sigma}_p} \delta}{S_{\bar{\sigma}_p}} - \varepsilon_p \rho \Omega_p \right);$$

$$R = 260 \text{ МПа}; \quad \chi_1 = 1,0; \quad \varepsilon_v = 0,5; \quad \varepsilon_p = 0,5; \quad p = 42,29 \text{ кН/м};$$

Таблиця 3.7

Номер перерізу	$\Omega_v, \text{ м}$	$\Omega_p, \text{ м}$	m	$\frac{I_{\bar{\sigma}_p}}{S_{\bar{\sigma}_p}}, \text{ см}$	n_v	k_M	$K_{et}, \text{ кН/м}$	$(1+\mu)$	Клас K_M
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1-1	16,80	16,80	1,0	232,25	1,116	541,84	17,08	1,425	22,26

3.5 Розрахунок головної балки прогонової будови на загальну стійкість.

$$k_{cm} = \frac{0,001 m R \varphi W_{\bar{\sigma}_p} - \varepsilon_p \rho \Omega_p}{\varepsilon_v n_v \Omega_v}; \quad K_{cm} = \frac{k_{cm}}{k_{et}(1+\mu)}$$

$$R = 260 \text{ МПа}; \quad \varepsilon_v = 0,5; \quad \varepsilon_p = 0,5; \quad p = 42,29 \text{ кН/м};$$

Таблиця 3.7

Номер перерізу	$F_{\bar{\sigma}_p}, \text{ см}^2$	$I_{\bar{\sigma}_p}, \text{ см}^4$	$l_0, \text{ см}$	$r, \text{ см}$	λ_0	φ	m
1	2	3	4	5	6	7	8
4-4	130,00	29293,33	176,8	15,01	11,78	0,916	1,0

Закінчення таблиці 3.7

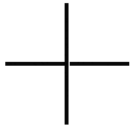
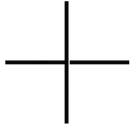
Номер перерізу	$W_{\bar{\sigma}_p}, \text{ см}^3$	$\Omega_v = \Omega_p, \text{ м}$	η_v	$k_{cm}, \text{ кН/м}$	$K_{et}, \text{ кН/м}$	$(1+\mu)$	Клас K_M
1	9	10	11	12	13	14	15
4-4	69580,52	141,12	1,116	172,55	14,77	1,425	8,20

3.6 Розрахунок головної балки по стійкості опорної стійки.

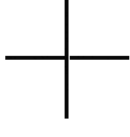
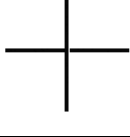
$$K_C = \frac{k_C}{k_{et}(1 + \mu)} \quad k_C = \frac{1}{\varepsilon_v \eta_v \Omega_v} (0,1 \varphi m R F_{\sigma p} - \varepsilon_p \rho \Omega_p);$$

$$R = 260 \text{ МПа}; \quad \varepsilon_v = 0,5; \quad \varepsilon_p = 0,5; \quad p = 42,29 \text{ кН/м};$$

Таблиця 3.8

Вигляд перерізу	Склад перерізу	$F_{\sigma p},$ см ²	$I_{\sigma p}^4$ см ⁴	$l_0,$ см	$r,$ см	λ_0	φ
1	2	3	4	5	6	7	8
	ВЛ 336x12	40,32	34612,68	191,6	14,10	13,59	0,739
	ГЛ 230x25	57,50					
	ГЛ 305x25	76,25					
		174,07					
	ВЛ 336x12	40,32	3862,97	248,0	4,71	52,65	0,784
	ГЛ 230x25	57,50					
	ГЛ 305x25	76,25					
		174,07					

Закінчення таблиці 3.8

Номер перерізу	m	$\Omega_v = \Omega_p,$ м	η_v	k_c кН/м	$k_{et},$ кН/м	$(1 + \mu)$	Клас K_C
1	9	10	11	12	13	14	15
	1,0	16,80	1,116	318,88	17,08	1,425	13,10
	1,0	16,80	1,116	340,61	17,08	1,425	13,99

3.7 Розрахунок головної балки прогонової будови на витривалість.

$$k_e = \frac{0,001m\gamma_w RW_0 - \varepsilon_p p' \Omega_p}{\varepsilon_v \theta \Omega_v}; \quad k_e = \frac{k_e}{k_{et}(1 + \mu)}$$

$R = 260 \text{ МПа}$; $\varepsilon_v = 0,5$; $\varepsilon_p = 0,5$; $p' = 28,33 \text{ кН/м}$; $g = 29,0 \text{ млн. т. км бр/км на рік}$,
 $m = 1,0$

Таблиця 3.9

Номер перерізу	β	ξ	β/ξ	γ_w	W_0 , см ³	$\Omega_v = \Omega_p$, м	θ	k_e , кН/м	k_{et} , кН/м	$(1 + \mu)$	Клас K_e
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
2-2	1,70	1,825	0,932	1,0	39222,22	68,77	0,918	292,21	16,47	1,425	12,45
3-3 по болтам	1,20	1,825	0,658	1,0	57894,83	115,99	0,918	251,83	15,74	1,425	11,23
3-3 наклад.	1,40	1,825	0,767	1,0	60367,45	115,99	0,918	263,91	15,74	1,425	11,77
4-4	1,60	1,825	0,877	1,0	45928,51	141,12	0,918	153,51	14,77	1,425	7,29

$$p' = 0,67 P = 28,33 \text{ кН/м}$$

Вихідні дані для перевірки місцевої стійкості стінки балки у відсіках.

Таблиця 3.10

Номер відсіку	Y_b , см	Y_n , см	α_y	ω_1	C_y	e_0 , см	h_1 см	δ_0 , см	δ_1 , см	γ_y
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	119,83	133,17	2,111	1,211	0,5	52,0	248,0	2,5	1,2	0,371
7	149,72	103,98	2,440	1,244	0,5	52,0	179,0	2,5	1,2	1,029
12	149,72	103,98	2,440	1,244	0,5	52,0	179,0	2,5	1,2	1,029

Продовження таблиці 3.10

Номер відсіку	χ_{y1}	a , см	$\frac{a}{h}$	m_y	σ'_0 , МПа	$\Delta\sigma_0$, МПа	σ_0 , МПа	χ_{y2}	Z	P'_0 , МПа
1	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
1	1,268	88,4	0,356	51,50	290,50	-	226,0	1,318	4,880	225,19
7	1,553	176,8	0,988	41,39	562,62	-	293,0	1,414	5,828	72,13
12	1,553	176,8	0,988	41,39	562,62	-	293,0	1,414	5,828	72,13

Закінчення таблиці 3.10

Номер відсіку	ΔP_0 , МПа	P_0 , МПа	χ_{y3}	$\mu_{від}$	e_1 , см	τ'_0 , МПа	σ'_τ , МПа	$\Delta\sigma_\tau$, МПа	σ_τ , МПа	τ_0 , МПа
1	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31
1	-	184,0	1,300	2,805	88,4	267,52	160,51	-	243,0	145,8
7	-	61,0	1,253	1,012	176,8	105,54	63,32	-	64,0	38,4
12	-	61,0	1,253	1,012	176,8	105,54	63,32	-	64,0	38,4

3.8 Розрахунок головної балки прогонової будови на витривалість.

$$k_c = \frac{1}{\varepsilon_v \eta_v} \left[\frac{1}{\sqrt{\left(\frac{\Omega_v^M y_0}{0,001 \omega_1 I_{\delta p} \sigma_0} + \frac{A_m}{0,1 \alpha_p \delta p_0} \right)^2 + \left(\frac{0,9 \Omega_v^0}{0,1 \alpha h b_{\delta} \tau_0} \right)^2}} - \varepsilon_p P; \right]$$

$$K_c = \frac{k_c}{k_{et} (1 + \mu)}$$

$$\varepsilon_v = 0,5; \quad \varepsilon_p = 0,5; \quad p = 42,29 \text{ кН/м};$$

Таблиця 3.11

Номер відсіку	Ω_v^M , м ²	y_0 , см	ω_1	$I_{\delta p}$, см ⁴	σ_0 , МПа	A_m	α_p	δ , см	P_0 МПа
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
1	7,24	117,33	1,211	5498482,32	226,0	0,018	1,154	1,2	184,0
7	101,78	50,83	1,244	7234982,29	293,0	0,019	1,154	1,2	61,0
12	141,12	80,72	1,244	7234982,29	293,0	0,021	1,154	1,2	61,0

Закінчення таблиці 3.11

Номер відсіку	Ω_v^0 , м	$h_{вл}$, см	τ_0 МПа	η_v	K_c , кН/м	K_{et} , кН/м	$(1 + \mu)$	Клас K_c
1	11	12	13	14	15	16	17	18
1	16,36	284,0	145,8	1,116	517,39	17,003	1,425	21,35
7	9,56	179,0	138,4	1,116	313,068	15,507	1,425	14,17
12	0	179,0	138,4	1,116	360,33	15,157	1,425	16,68

За результатами виконаних розрахунків, мінімальний клас металеві прогонової будови з суцільною стінкою ПС 1-2 дорівнює 6,13 (міцність головної балки за нормальними напруженнями), в середині прогону. Пропуск рухомого складу класу вище ніж $K=6,13$ можливий з обмеженням швидкості згідно розрахунків відповідно до „Інструкції з визначення умов пропуску рухомого складу по металевим та залізобетонним мостам” ЦП-0093.

При завантаженні лінії впливу з розташуванням її вершин у других перерізах по довжині балки, а також інших необхідних розрахунків величини класів отримані більше ніж мінімальний.

Реальне навантаження на ділянці залізниці на цьому відділку є електровози серії ВЛ80к та ВЛ80е, що мають еквівалентне навантаження 67,76 кН/м, чотирьохвісні вагони вантажного парку – 84,1 кН/м, також шести і восьмивісними цистерни з еквівалентним навантаженням 97,37 кН/м. Реальні класи навантажень становлять *від К 3,5 до К4,5*.

Для можливості пропуску рухомого складу класу С-14 треба виконати підсилення верхнього поясу металевої прогонової будови $l_p=33,6\text{м}$ по спеціально розробленому проекту.

4. Аналіз напружено-деформованого стану металевої балки для виявлення причин виникнення дефектів

4.1 Виявлення нормальних напружень та деформацій металевих балок залізничної прогонової будови

Для детального аналізу виникнення дефектів металевої балки під залізничне навантаження треба визначити напружено-деформований стан балкової конструкції при різному навантаженні. Розрахунок прогонової будови в попередній главі був допоміжною дією для визначення реальних навантажень та стану прогонової будови по вантажопідйомності з урахуванням тих дефектів, які були зафіксовані на прогоновій будові при обстеженні.

Для аналізу роботи металевої залізничної балки з суцільною стінкою треба розробити модель прогонової балкової будови з перерізами металевої балки реальної конструкції, застосуємо метод скінчених елементів та програмний розрахунковий комплекс Selena.

Розміри балки по висоті на протязі всієї довжини прогонової будови становить 253 см, а переріз складальних частин металевої балки відрізняється по довжині, що треба врахувати в моделі. Попередньо у розрахунках було використано чотири перерізу:

- Переріз 1-1 розташовано безпосередньо над опорною частиною балки.
- Переріз 2-2 – розташовано у місці зміни поперечного перерізу нижнього горизонтального листа головної балки.
- Переріз 3-3 – поперечний стик головної балки.
- Переріз 4-4 - середина розрахункового прогону головної балки.

Для моделювання використаємо спрощення, щоб облегшити навантаження по кількості кінцевих елементів у розрахунковій схемі. Переріз 3-3 поперечного стику врахуємо тільки в навантаженні власної ваги балки за рахунок коефіцієнта надійності. Тож залишається три вида перерізу балки:

опорний переріз, балки в середині розрахункового прогону та плавний перехід від опорного перерізу к центральному.

В опорному перерізі переріз балки двотаврового виду, та складається з вертикального листа 2480×12 мм, верхній горизонтальний лист 520×25 мм, що має несиметричне приєднання 220 мм з одного боку та 300 мм з іншого, нижній горизонтальний лист 490×25 мм, що приварено симетрично.

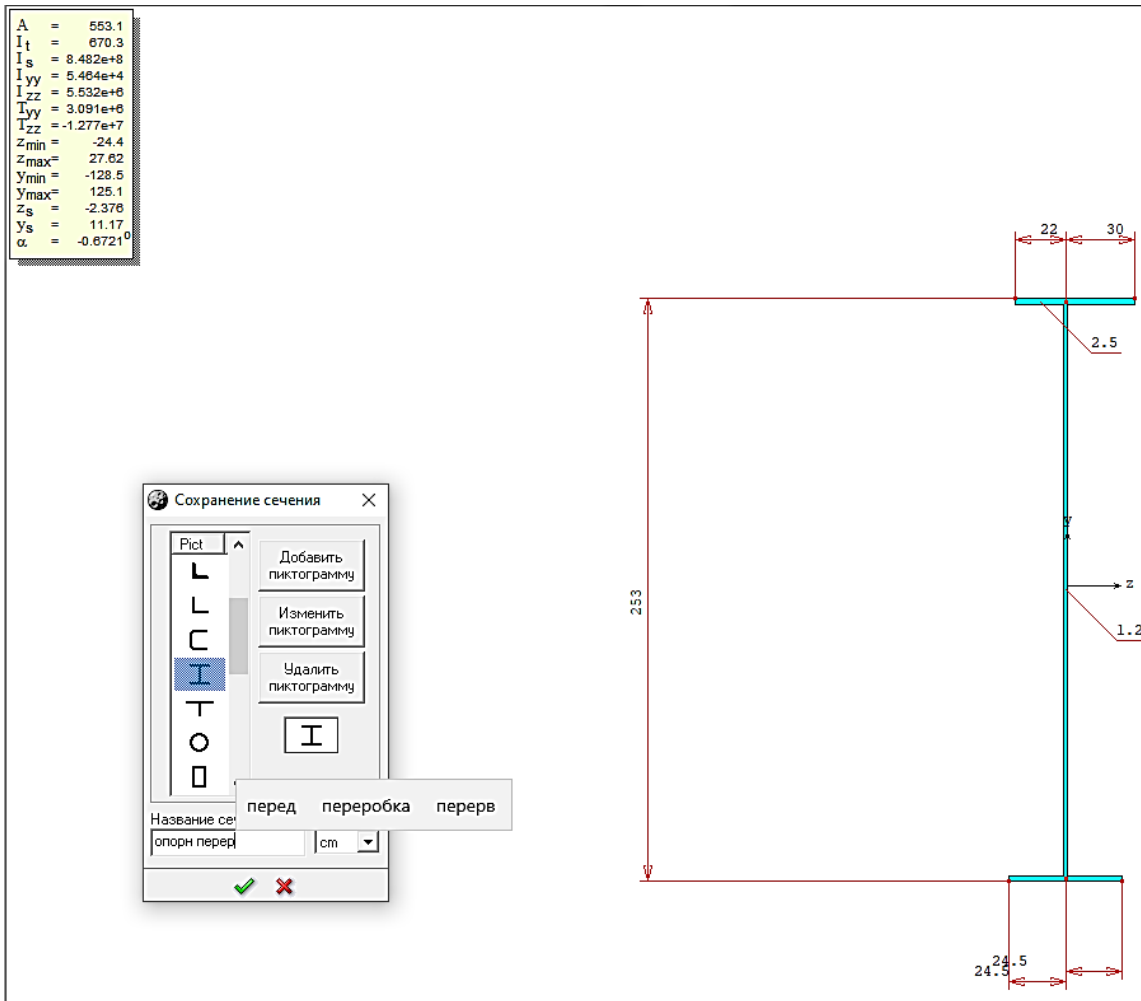


Рисунок 4.1 – опорний переріз балки

В перерізі посередині балки вертикальний лист також 2480×12 мм, верхній горизонтальний лист 520×25 мм, а нижній горизонтальний лист 800×32 мм.

A	=	688.2
I _t	=	1289
I _s	=	1.546e+9
I _{yy}	=	1.667e+5
I _{zz}	=	7.243e+6
I _{yy}	=	3.152e+6
I _{zz}	=	2.514e+8
Z _{min}	=	-39.66
Z _{max}	=	40.37
Y _{min}	=	-104.1
Y _{max}	=	149.6
Z _s	=	-2.317
Y _s	=	-56.88
α	=	-0.6234°

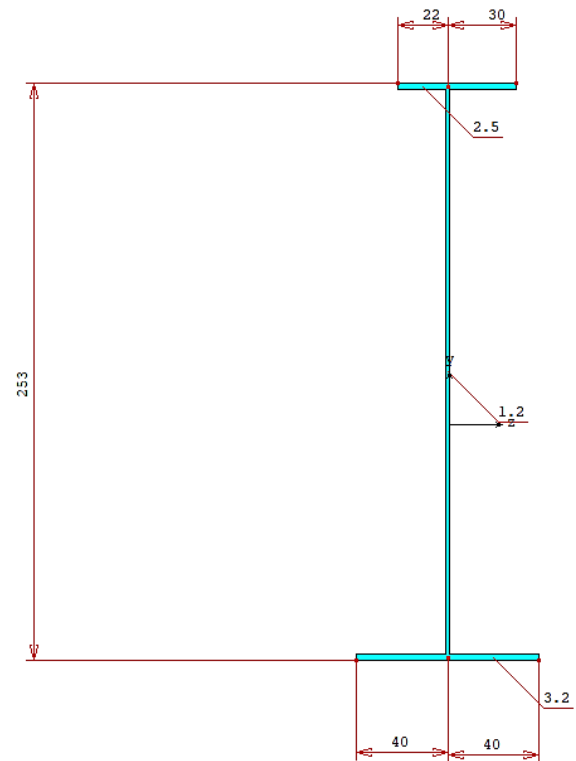
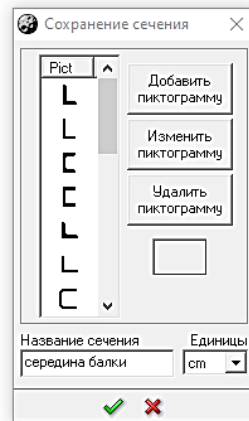


Рисунок 4.2 – переріз балки в середині прогонової будови

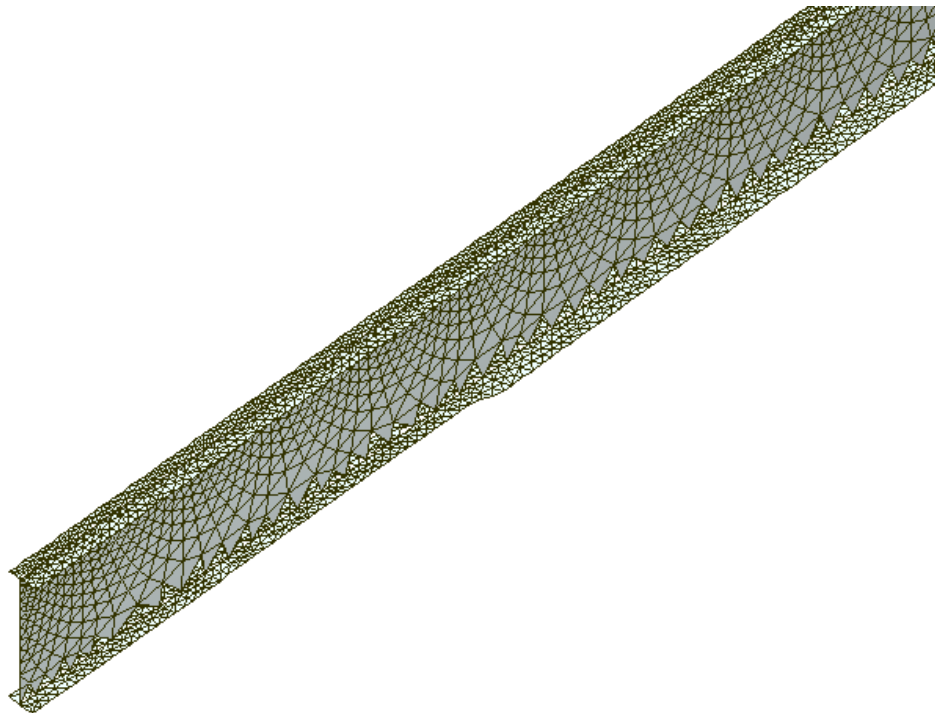


Рисунок 4.3 – 3D об'ємне зображення розрахункової моделі прогонової будови 33,6 м, що розбито на трикутні кінцеві елементи

Перерізи балки по довжині враховано з геометричними розмірами балки в чотирьох типорозмірах – опорний переріз, два перехідні розміри та безпосередньо розміри балки в середині (рис. 4.4).

Розрахунковий опір приймаю по характеристикам металу, що використано в прогоні з $R_y=260$ МПа.

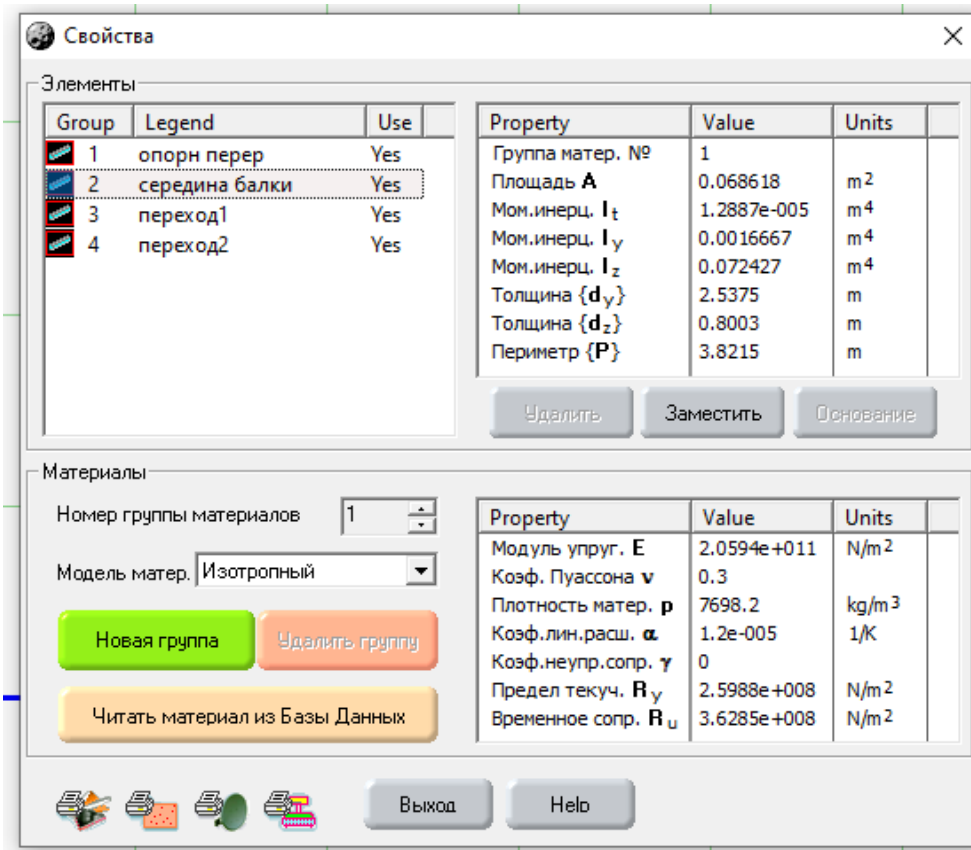


Рисунок 4.4 – Перерізи балки по довжині

Спочатку винаходимо лінії впливу (рис. 4.5÷4.8), та завантажуюмо розрахункову модель постійним навантаженням 42,29 кН/м, щоб отримати початкові напруження та деформації від ваги самої балки та з урахуванням навантаження від мостового полотна.

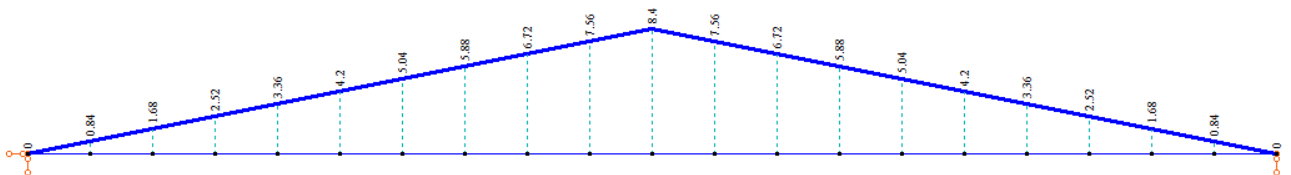


Рисунок 4.5 – Лінія впливу згинального моменту в середині балки

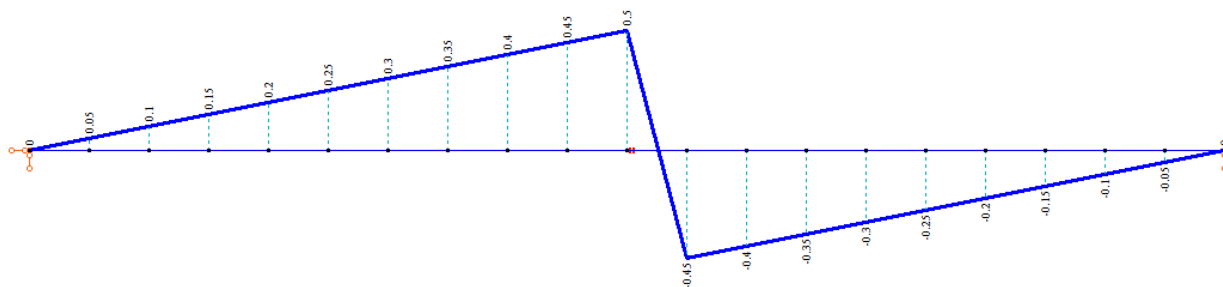


Рисунок 4.6 – Лінія впливу поперечної сили в середині балки

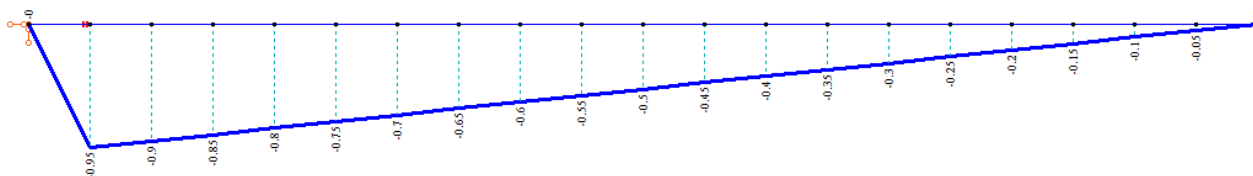


Рисунок 4.7 – Лінія впливу поперечної сили в опорному перерізі

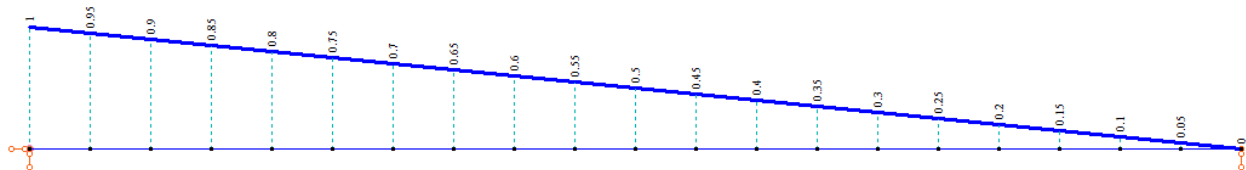


Рисунок 4.8 – Лінія впливу опорної реакції

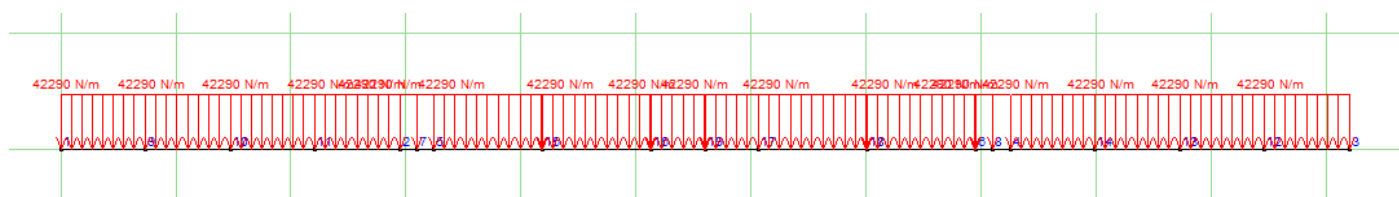


Рисунок 4.9 – Завантаження балки постійним навантаженням

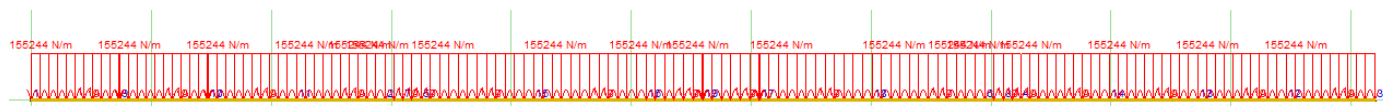


Рисунок 4.10 – Завантаження балки тимчасовим еквівалентним навантаженням та власною вагою

Прогини балки від поетапного завантаження показано на рис. 4.11-4.15 для:

1. Власна вага балки;
2. Постійне навантаження 42,29 кН/м з урахуванням ваги мостового полотна;

3. Тимчасове еквівалентне навантаження С14 при $\alpha=0,5$ та $\lambda=33,6$ м – 155,244 кН/м ;
4. Сумарне навантаження 197,534 кН/м.

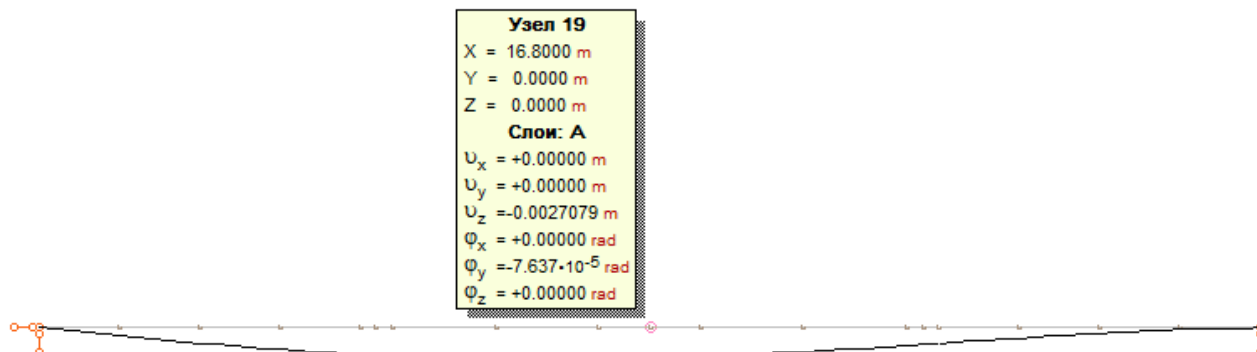


Рисунок 4.11 – Прогин від власної ваги балки

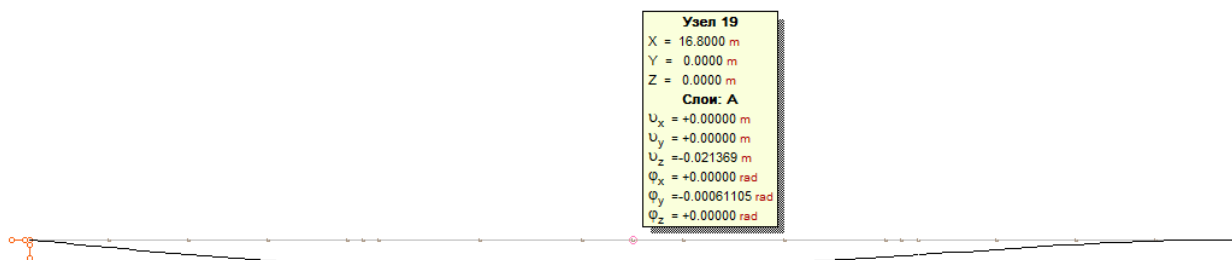


Рисунок 4.12 – Прогин від постійного навантаження 42,29 кН/м

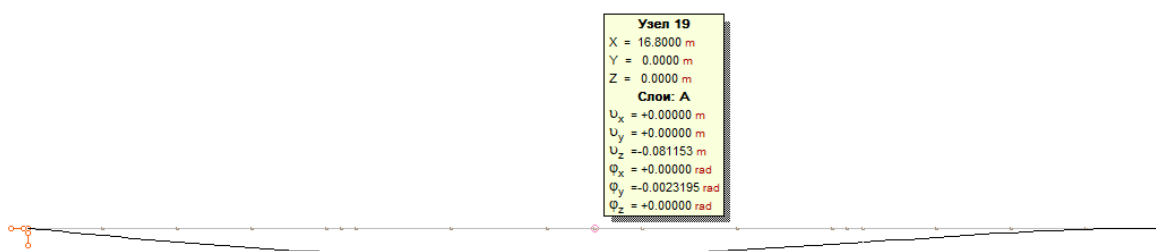


Рисунок 4.13 – Прогин від тимчасового еквівалентного навантаження С14 – 155,244 кН/м

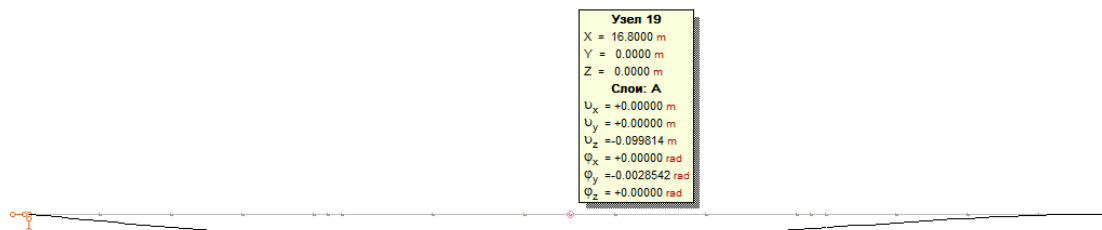


Рисунок 4.14 – Прогин від сумарного навантаження 197,534 кН/м

Результати прогинів, що отримали при розрахунках свідчать, що перше розрахункова модель створена добре та відповідає реальній конструкції. По-друге величини прогинів на всіх етапах навантаження не перевищують нормативні розрахункові деформації металевої прогонової будови з суцільною стінкою довжиною 33,6 м.

Далі визначаємо напруження в середині балки, бо там максимальний згинальний момент. Поля максимальних нормальних напружень показано на рис. 4.15÷4.18, а результати наведемо в табличній формі в табл.. 4.1.

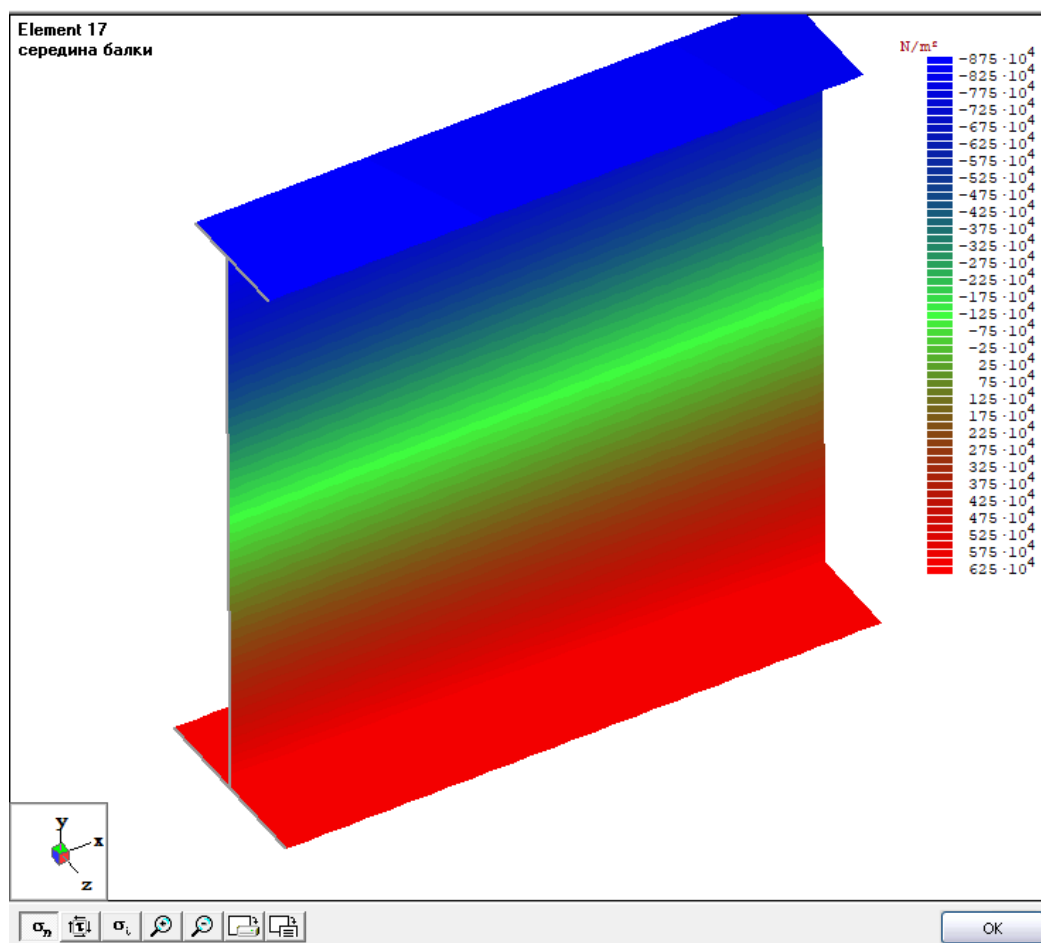


Рисунок 4.15 – Напруження від власної ваги балки

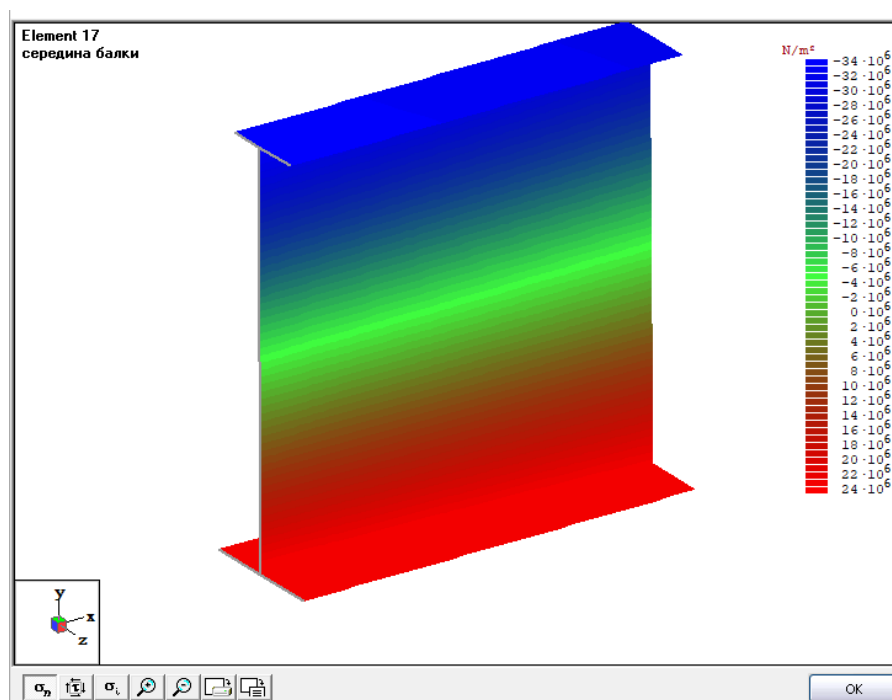


Рисунок 4.16 – Напруження від постійного навантаження 42,29 кН/м

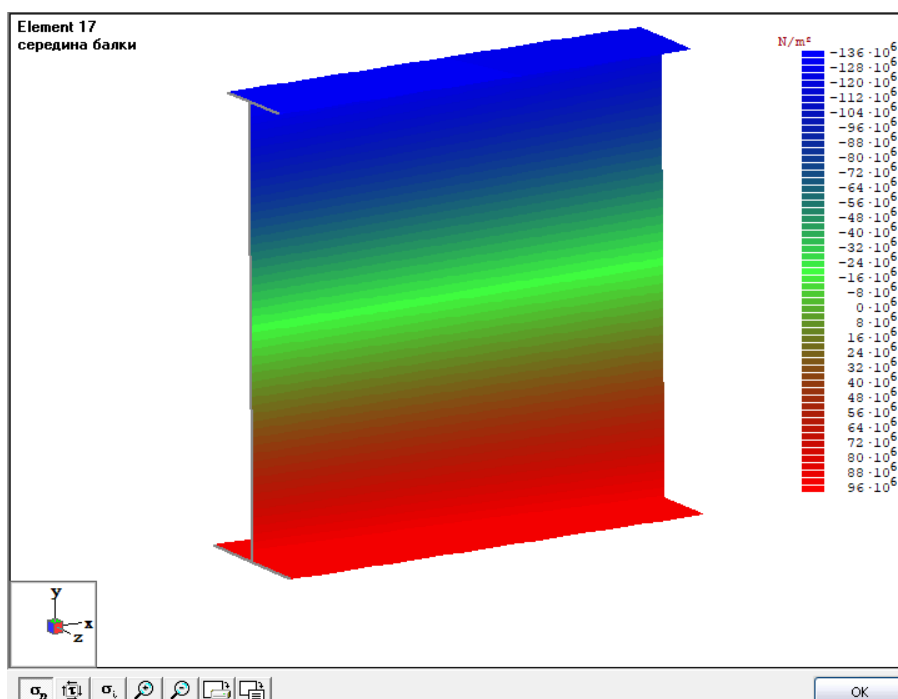


Рисунок 4.17 – Напруження від тимчасового еквівалентного навантаження С14 –
155,244 кН/м

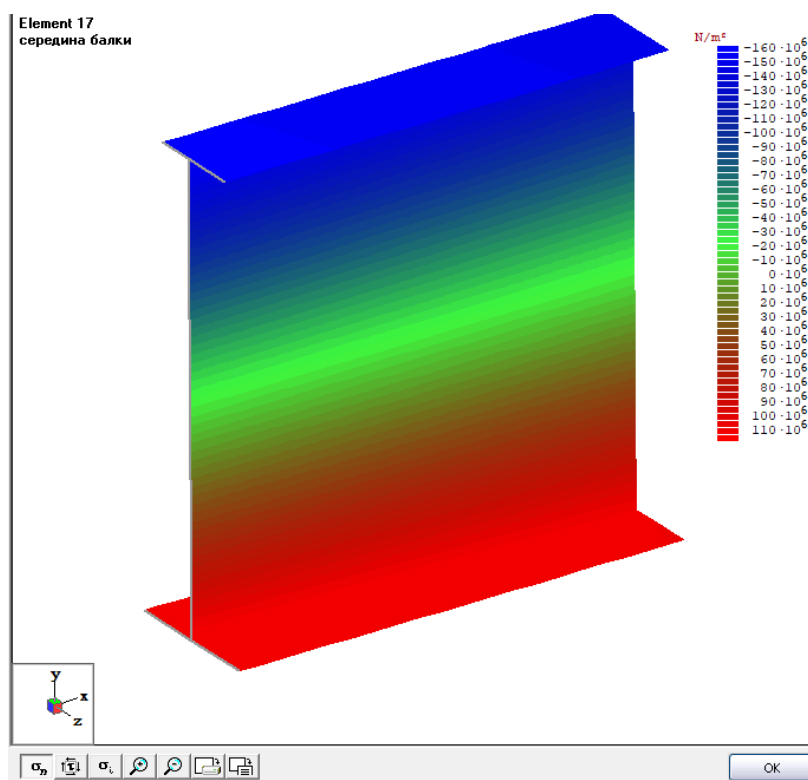


Рисунок 4.18 – Напруження від сумарного навантаження 197,534 кН/м

Таблиця 4.1

Місце визначення напруження	Вид навантаження, кН/м			
	Від власної ваги балки	Від постійного навантаження 42,29 кН/м	Від тимчасового еквівалентного навантаження С14 – 155,244 кН/м	Від сумарного навантаження 197,534 кН/м
Нижній горизонтальний лист	6,25 МПа	24,0 МПа	96,0 МПа	110,0 МПа
Верхній горизонтальний лист	-8,75 МПа	-34 МПа	-136,0 МПа	-160,0 МПа
Прогин середини балки	0,27 см	2,14 см	2,32 см	9,98 см

Усі напруження значно менші за розрахунковий опір матеріалу в 260 МПа. Навіть перспективне навантаження С14 дає напруження на розтяг в нижньому горизонтальному листі 110,0 МПа, а стиск в верхньому горизонтальному листі 160,0 МПа.

Реальне навантаження на ділянці залізниці на цьому відділку є електровози серії ВЛ80к та ВЛ80е, що мають еквівалентне навантаження 67,76 кН/м, чотирьохвісні вагони вантажного парку – 84,1 кН/м, також шести і восьмивісними цистерни з еквівалентним навантаженням 97,37 кН/м. в порівнянні з навантаженням С14 це становить від 43% до 62%.

Тому можна зробити попередній висновок, що навантаження, що використовується на залізниці в сучасний момент не перевищує допустимих напружень та не може бути причиною виникнення дефектів (тріщин).

4.2 Виявлення концентрацій напружень вузла металевої балки залізничної прогонової будови

Мости постійно вібрують від руху транспорту і це класичний приклад втомного руйнування. Навіть якщо напруження в балці менше за розрахункову міцність, мільйони циклів "навантаження-розвантаження" призводять до накопичення мікропошкоджень. Тріщини втоми зазвичай починаються біля отворів для заклепок/болтів або на краях зварних швів.

Також метал з часом має вплив від зовнішнього середовища (кородує).

Корозія не просто "їсть" метал, вона робить його поверхню шорсткою.

В наслідок виникають корозійні виразки – маленькі ямки на поверхні діють як концентратори напружень.

Також має місце корозія під напруженням: поєднання агресивного середовища (солі для доріг, вологість) і постійного розтягування балки прискорює ріст тріщин у геометричній прогресії.

Якщо нормальні напруження не підіймаються до нормативного розрахункового опору металу в 260 МПа, потрібно розглянути детально вузол (частину балки), де виникають тріщини в реальних конструкціях, а саме місце закінчення привареного ребра жорсткості до вертикальної стінки балки а також можливої появи тріщин в фасонці, що приєднана до верхнього горизонтального листа зварювальної балки та поперечних в'язей, які забезпечують суцільність балкової прогонової будови та її поперечну жорсткість.

Для цього в програмному комплексі Selena виконую модель детальної компоновки металевих листів з врахуванням їх товщини та геометричними розмірами з'єднання деталей. Для облегшення вирішення задачі розмір вузла вибираю обмежено, модель вузла показано на рис. 4.19.

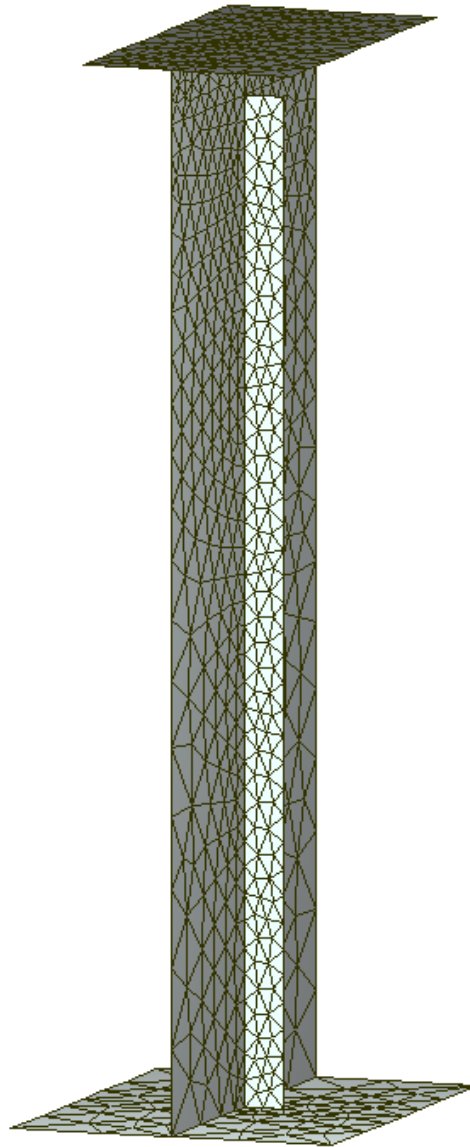


Рисунок 4.19 – Модель частини балки з ребром жорсткості

Для завантаження обмеженої довжини вузла, щоб його робота була аналогічною, як і в цілісній балці, потрібні величини реальних зусиль, що виникають в кінцевих зонах обмеженої довжини балки. Для цього визначаю епюри зусиль від максимального сумісного навантаження $197,534 \text{ кН/м}$ на прогонову будову ($197,534/2$ на одну балку).

Ці епюри наведено на рис. 4.20, 4.21, а величини кінцевих зусиль показано на рис. 4.22, 4.23.

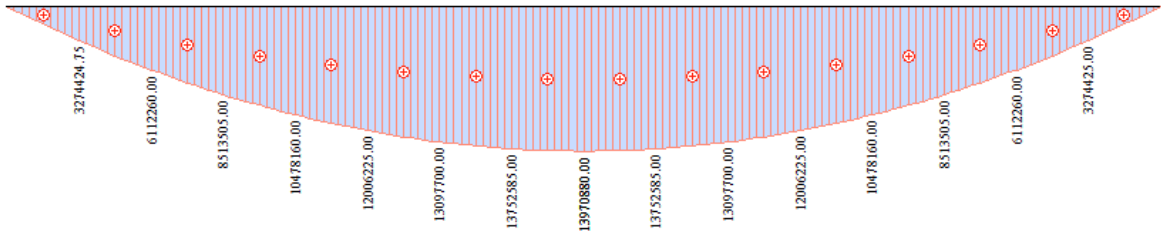


Рисунок 4.20 – Епюра згинального моменту

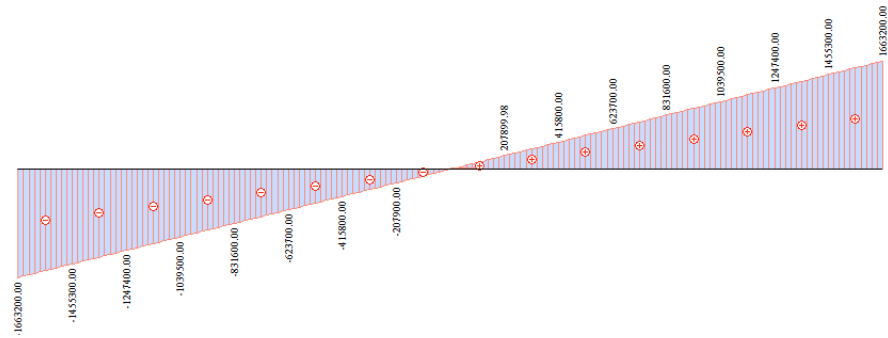


Рисунок 4.210 – Епюра поперечної сили

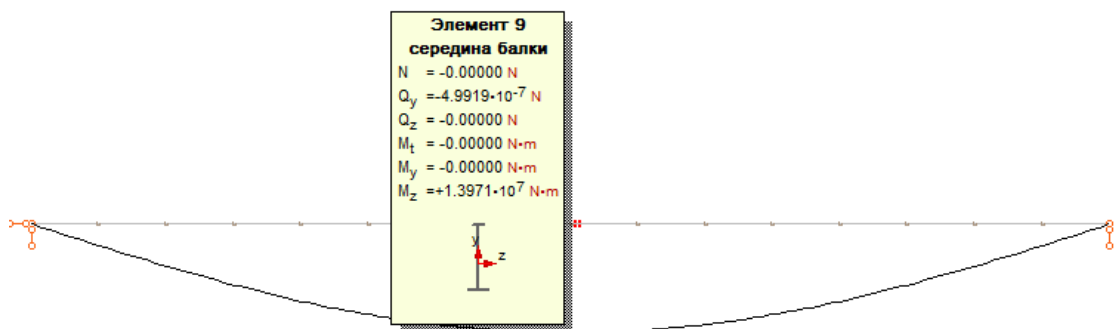


Рисунок 4.22 – Величини зусиль ліворуч вузла, що розглядається

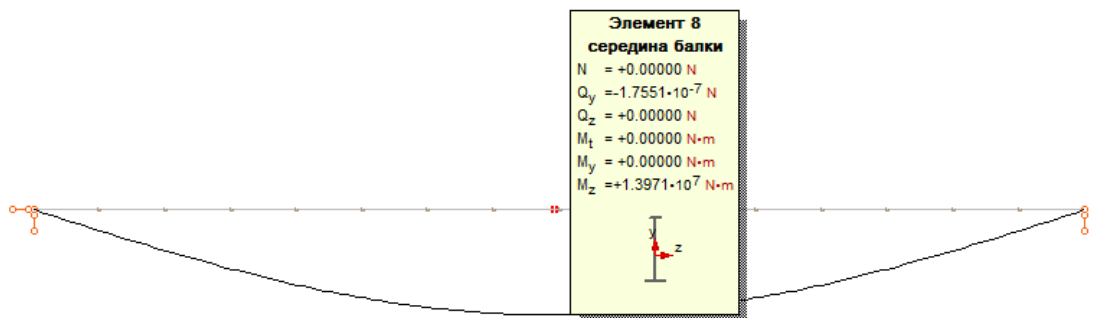


Рисунок 4.23 – Величини зусиль праворуч вузла, що розглядається

Після завантаження вузла крайовими зусиллями забезпечується робота усіх деталей вузла.

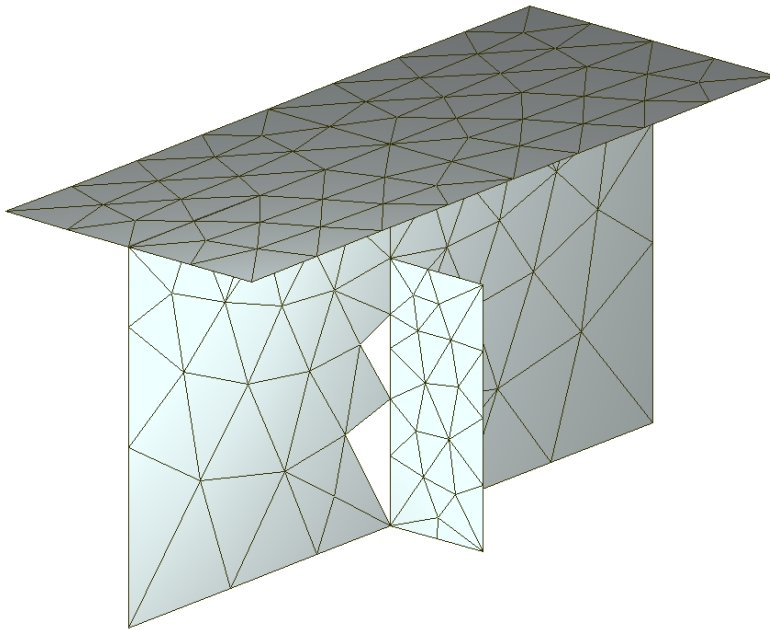


Рисунок 4.24 – Деталізація вузла

При розв'язанні завантаженої моделі виявляємо, що в місці закінчення приварювання ребра жорсткості місцева концентрація напружень перевищує розрахунковий опір матеріалу (рис. 4.25), яка становить 430 МПа, що обов'язково буде причиною виникнення тріщини типу Т-9 (рис. 2.15).

Зварні шви — найуразливіші місця металевих мостів.

Технологія зварювання має недоліком залишкові напруження: Після зварювання метал охолоджується нерівномірно, що створює внутрішнє розтягування.

Якщо при неякісному зварюванні виникають дефекти швів: непровари, шлакові включення або подрізи, то вони стають "зародками" майбутніх тріщин.

Також треба враховувати крихкість металевих виробів при низьких температурах: Якщо сталь вибрана без урахування клімату, при морозі вона втрачає пластичність і тріскається навіть при нормальному навантаженні.

Звісно, що самими масовими і розповсюдженими, що часто повторюються в металевих балкових прогонових будовах з суцільною

стілкою, є тріщини Т-1 (дивись рис. 2.11) по флангових швах прикріплення верхніх поперечних в'язів до фасонки, а також тріщини Т-2 (дивись рис. 2.11) у металі верхніх горизонтальних фасонки поперечних в'язів, але в даній моделі, для спрощення, не враховувалась об'ємна розрахункова схема. Це спрощення розрахункової схеми не має можливості виявити такі дефекти. Тріщини Т-1 та Т-2 в період експлуатації з'явилися найпершими переважно в тих місцях, де близько розташовувалися рейкові стики або погано прорубаний мостовий брус та спирався на фасонку.

Стики рейок значно додавали динамічну дію ударів, що руйнувало метал, а погано прирубаний мостовий брус ламав поперечні в'язі своїм спиранням в містах, що не пристосовані для такого навантаження. Для затримання розвитку тріщини їх насвердлюють на кінцях.

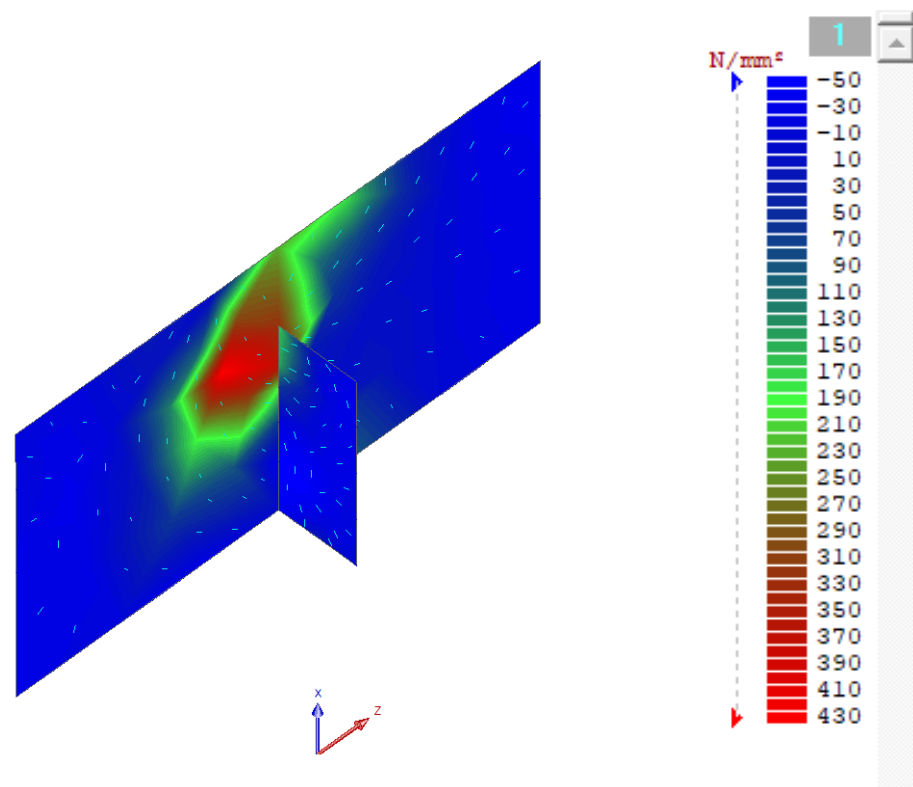


Рисунок 4.25 – Концентрація напруження в місці закінчення приварювання ребра жорсткості

Ще однією з причин виходу із ладу мостів є втома матеріалу під впливом

змінюваного в часі експлуатаційного навантаження при вантажному перевезенні, особливо коли вантажне обертання складає більше $g=29,0$ млн. т. км бр/км на рік. Розрахунками окремо визначають дієздатність прогонових будов на витривалість. Але втомні пошкодження в зонах концентрації напружень можуть накопичуватись, в результаті чого зміна циклів навантаження призводить до появи і розвитку тріщин. Коли дефекти досягають критичних розмірів, можливий вихід з ладу окремих елементів, а подекуди й катастрофічне руйнування всієї конструкції. Слід відзначити, що незважаючи на наявність і значну довжину тріщин, безпосередньої небезпеки руйнуванню балок вони не викликають, оскільки виникають вони головним чином в результаті місцевого перенапруження металу.

Тож 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.

Виникнення тріщин — це зазвичай результат поєднання кількох факторів. Наприклад, невеликий дефект зварювання під дією циклічного транспортного навантаження та зимових морозів швидко перетворюється на магістральну тріщину, що може призвести до обвалу прогону.

Також інколи проектні та конструктивні помилки призводять до глобальних наслідків виникнення дефектів з основною причиною — концентрація напружень..

Тріщини часто закладаються ще на папері.

- Невдалі вузли з'єднань: Різкі зміни перерізу балки, гострі кути в місцях примикання ребер жорсткості до поясів.
- Жорстке закріплення: Якщо конструкція не має можливості вільно деформуватися від температури, виникають додаткові внутрішні зусилля.

Висновок

Металеві балки прогонових будов мостів є відповідальними елементами, що працюють у складних умовах динамічних навантажень та агресивного впливу навколишнього середовища.

Основними причинами виникнення тріщин у таких конструкціях є комплексне поєднання конструктивних, технологічних та експлуатаційних факторів. Першочергове значення мають проєктні помилки, пов'язані з неправильним розподілом жорсткості або створенням зон надмірної концентрації напружень. Різкі зміни перерізу, невдало спроектовані вузли примикання ребер жорсткості до поясів балок стають осередками, де місцеві напруження значно перевищують розрахункові значення, що призводить до ініціації мікротріщин.

Технологічний аспект відіграє не менш важливу роль, особливо у зварних конструкціях. Процес зварювання неминуче супроводжується термічними циклами, які створюють значні залишкові напруження в металі шва та біляшовній зоні. Наявність прихованих дефектів, таких як непровари, шлакові включення або підрізи, створює готову базу для розвитку руйнування під дією зовнішніх сил. Особливу небезпеку становить крихкість сталі при низьких температурах: у зимовий період метал втрачає свою пластичність, що робить його вразливим до крихкого руйнування навіть за нормативних навантажень.

Експлуатаційний період моста характеризується втомою металу, що виникає через мільйони циклів навантаження від транспортних засобів. Цей процес є кумулятивним: мікроскопічні пошкодження структури металу з часом зливаються у видимі втомні тріщини. Розвиток таких тріщин суттєво прискорюється під впливом корозійних процесів. Атмосферна волога та антижеледні реагенти спричиняють появу корозійних виразок, які виступають у ролі додаткових концентраторів напружень.

Взаємодія циклічних навантажень та агресивного середовища призводить до явища корозійної втоми, що є найбільш поширеною причиною

передчасного виходу металевих балок з ладу. Таким чином, тріщиноутворення є результатом об'єднання внутрішніх недоліків конструкції та жорстких умов її використання, що вимагає постійного моніторингу стану металу протягом усього терміну служби моста.

Після аналізу розрахунків виявлено, що усі нормальні напруження в металевій балці з суцільною стінкою довжиною 33,6 м, значно менші за розрахунковий опір матеріалу в 260 МПа. Навіть перспективне навантаження С14 дає напруження на розтяг в нижньому горизонтальному листі 110,0 МПа, а стиск в верхньому горизонтальному листі 160,0 МПа.

Реальне навантаження на ділянці залізниці на цьому відділку є електровози серії ВЛ80к та ВЛ80е, що мають еквівалентне навантаження 67,76 кН/м, чотирьохвісні вагони вантажного парку – 84,1 кН/м, також шести і восьмивісними цистерни з еквівалентним навантаженням 97,37 кН/м. в порівнянні з навантаженням С14 це становить від 43% до 62%.

Тому можна зробити попередній висновок, що навантаження, що використовується на залізниці в сучасний момент не перевищує допустимих напружень та не може бути причиною виникнення дефектів (тріщин).

Але при детальному розгляді завантаженої моделі вузла металеві балки виявлено, що в місці закінчення приварювання ребра жорсткості місцева концентрація напружень перевищує розрахунковий опір матеріалу, та становить 430 МПа, це і є причиною виникнення тріщини типу Т-9.

Література

1. ДСТУ-Н Б EN-1993-2:2006 – Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 2. Сталеві мости.
2. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008«Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)» [Текст].
3. ДБН В.2.3-26:2010 – Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. Частина 1
4. ДБН В.1.2-15-2009 – Мости та труби. Навантаження і впливи
5. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1. Київ: Мінрегіон України. 2014.
6. ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015(2015). Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. Київ: Мінрегіонбуд України.
7. Національний стандарт України ДСТУ-НБ EN 1991-2:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003) [Текст]. – Надано чинності 2013-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2003. –217 с.
8. Н А К А З від 11.11.2005 N 162 «Про затвердження Правил експлуатації штучних споруд на вулицях і дорогах населених пунктів
9. Мости: конструкції та надійність /Й. Й. Лучко, П. М. Коваль, М. М. Корнієв [і ін.]; за ред. В. В. Панасюка і Й.Й. Лучка. – Львів : Каменярь, 2005. – 989 с.
- 10.Тарасенко В.П. Основні положення розрахунку балок проїзної частини. Методичні вказівки для курсового та дипломного проектування – 1999.
11. Барабаш, М. С., Козлов, С. В., Медведенко,Д. В. (2012). Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій: навч. посібник. Київ: НАУ.
- 12.Клименко, Ф. Є., Барабаш, В. М., & Стороженко, Л. І. (2002). Металеві конструкції: підручник. Львів: Світ.

13. Кваша В. Г. Обстеження та випробування мостів : Навчальний посібник. — Львів: Видавництво Львівської політехніки, 2002. — 110 с.
14. Корнієв М. М. Сталеві мости: Проектування та монтаж. — Київ: Видавництво "Сталь", 2007. — 340 с.
15. Корнієв, М. М. Сталеві мости. Теоретичний і практичний посібник з проектування. У двох томах [Текст] / М. М. Корнієв – Київ : Вид-во «Академпрес», 2010. – Т. 1. – 532 с.
16. Корнеев М. М. [Текст] Стальные мосты: посібник по проектуванню в трьох томах. Київ 2018
17. Соловйов Ю. С. Експлуатація та реконструкція мостів. — Київ: НТУ, 2012. — 256 с.
18. ДБН В.2.3-22:2009. Споруди транспорту. Мости та труби. Основні вимоги проектування. — К.: Мінрегіонбуд України, 2009.
19. ДСТУ-Н П Б В.2.3-39:2016. Настанова з влаштування захисту від корозії металевих будівельних конструкцій. — К.: ДП "УкрНДЦ", 2016.
20. Лантух-Лященко А. І. Моніторинг технічного стану транспортних споруд. — Київ: Видавництво "Дорожник", 2005