

Міністерство освіти і науки України  
Український державний університет науки і технологій

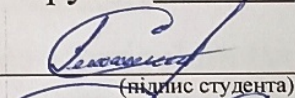
Факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура»  
(назва факультету/ІНЦ)

«Транспортна інфраструктура»  
(повна назва кафедри)

Пояснювальна записка  
до кваліфікаційної роботи  
ОС «магістр»  
(ступінь вищої освіти)

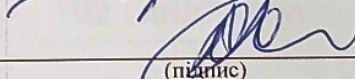
на тему: Аналіз конструктивних параметрів сталезалізобетонної залізничної  
прогонової будови довжиною 50 м  
за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»  
зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія  
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: MT2221

  
(підпис студента)

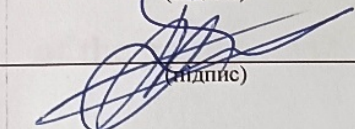
/ Ірина СТОРЧЕУС/  
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:

  
(підпис)

/ доцент Сергій КЛЮЧНИК /  
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

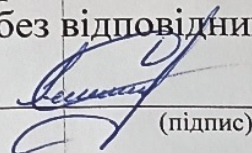
Нормоконтролер:

  
(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 structural parameters of a 50-m-long steel-reinforced-concrete railway span structure

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: MT2221 / Iryna STORCHEUS/

(name, surname)

Scientific Supervisor:

/ Associate Prof. Serhii KLYUCHNYK /

(position, name, surname)

Normative controller :

/ Head of Dept. Oleksii TIUTKIN /

(position, name, surname)

Dnipro – 2024  
**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 \_\_\_\_\_

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Аналіз конструктивних параметрів сталезалізобетонної залізничної прогонової будови довжиною 50 м»

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

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

затверджені наказом від «13» лютого 2023 р. № 156ст

2. Строк подання студентом роботи: «15» січня 2024 р.

3. Вихідні дані до роботи: Матеріал: Сталь 10 ХСНД, бетон В30. Розрахункове навантаження С14. Норми проектування – ДБН В.2.3 14:2006 «Споруди транспорту», типові сталезалізобетонні прогонові будови залізничних мостів.

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

Вступ. Розділ 1. Аналіз конструктивних особливостей відомих сталезалізобетонних прогонових будов. Розділ 2. Дослідження конструктивних параметрів сталезалізобетонної залізничної прогонової будови довжиною 50 м. Розділ 3. Обґрунтування параметрів конструкції сталезалізобетонної залізничної прогонової будови по деформаціям та напружено-деформованому стану елементів. 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. Аналіз конструктивних особливостей відомих сталезалізобетонних прогонових будов.	27.11.2023 – 03.12.2023	30%
2	Розділ 2. Дослідження конструктивних параметрів сталезалізобетонної залізничної прогонової будови довжиною 50 м.	04.12.2023– 18.12.2023	60%
3	Розділ 3. Обґрунтування параметрів конструкції сталезалізобетонної залізничної прогонової будови по деформаціям та напружено-деформованому стану елементів. Висновки. Оформлення ВКР.	08.01.2024- 14.01.2024	100%
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	15.01.2024	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	16.01.2024	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	24.01.2024	

Студент

\_\_\_\_\_ (підпис)

Ірина СТОРЧЕУС

\_\_\_\_\_ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

\_\_\_\_\_ (підпис)

Сергій КЛЮЧНИК

\_\_\_\_\_ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

## РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

66 стор., 57 рис., 6 табл., 21 літературних джерел.

Об'єкт розробки – сталезалізобетонна залізнична прогонова будова довжиною 50 м.

Мета роботи – аналіз конструктивних параметрів сталезалізобетонної залізничної прогонової будови довжиною 50 м.

Метод дослідження – аналітичний розрахунок. Розрахунок з допомогою розрахункового програмного комплексу Ліра САПР 2016 (некомерційна версія).

В магістерській роботі виконаний аналіз конструктивних параметрів сталезалізобетонної прогонової будови 50 м. Розроблені моделі прогонових будов з перерізами залізобетонних балок різної висоти і різною товщиною плит у програмному розрахунковому комплексі Ліра.

Проведений аналіз результатів розрахунку у програмі, обрані оптимальні параметри балок і плити прогонової будови.

Виконаний розрахунок аналітичним способом для порівняння результатів з розрахунком програмного комплексу Ліра САПР 2016 (некомерційна версія).

Обґрунтовано параметри конструкції сталезалізобетонної залізничної прогонової будови по деформаціям та напружено-деформованому стану елементів.

Ключові слова: СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ ПРОГОНОВІ БУДОВИ, СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННІ МОСТИ, НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМАЦІЙНИЙ СТАН, ЗАЛІЗОБЕТОННА ПЛИТА.

## ЗМІСТ

ВСТУП .....	8
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ ОСОБЛИВОСТЕЙ ВІДОМИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ.....	9
1.1 Загальна характеристика .....	9
1.2 Сталезалізобетонні мости: переваги та недоліки .....	10
1.2.1 Використання залізобетонних плит простіше ніж сталевих конструкцій .....	11
1.2.2 Покриття проїзду довговічніше.....	11
1.2.3 Виконання робіт із бетонування плити обумовлено сезонними факторами. ....	12
1.2.4 Монтаж конструкцій для прогонових споруд.....	12
1.3 Методи з'єднання сталі та залізобетонну.....	13
РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ЗАЛІЗНИЧНОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ДОВЖИНОЮ 50 М.....	22
2.1 Моделювання та аналіз напружено-деформованого стану .....	22
РОЗДІЛ 3. ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ КОНСТРУКЦІЇ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ЗАЛІЗНИЧНОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ПО ДЕФОРМАЦІЯМ ТА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОМУ СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ.....	42
3.1 Розрахунок плити баластового корита .....	42
3.1.1 Визначення зусиль.....	42
3.1.2 Розрахунок перерізу плити .....	48
3.1.3 Розрахунок на міцність по згинальному моменту.....	49
3.2 Вибір розрахункової схеми, визначення навантажень та зусиль.....	52
3.2.1 Визначення параметрів прогонової будови .....	55
3.2.2 Визначення внутрішніх напружень від усадки бетону посередині прогону головної балки.....	56
3.2.3. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість.....	57
3.2.4. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень .....	58
3.2.5. Розрахунок поясних швів балки.....	59

3.2.6. Розміщення ребер жорсткості та визначення їх розмірів .....	60
3.2.7. В'язі між балками .....	60
ВИСНОВКИ.....	64
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ.....	65

## ВСТУП

Найпоширеніший сучасний вид металевих мостових конструкцій – це сталезалізобетонні мостові конструкції. У даному дипломному проекті проводиться аналіз конструктивних параметрів сталезалізобетонної залізничної прогонової будови довжиною 50 м.

Головною задачею є порівняльний аналіз перерізів залізобетонних балок різної висоти і різною товщиною плит, визначення їх оптимального варіанту. Порівняння параметрів перерізів виконується за допомогою програмного

Теоретичні дослідження цієї роботи базуються на аналітичних розрахунках прогонової будови по деформаціям та на напружено-деформаційному стану елементів.

В першому розділі представлені різні види особливостей відомих сталезалізобетонних прогонових будов. В другому розділі виконано розрахунки сталезалізобетонної прогонової будови, а саме моделювання у розрахунковому комплексі Ліра та аналіз напружено-деформаційного стану. В третьому розділі обґрунтовано параметри конструкції сталезалізобетонної залізничної прогонової будови по деформаціям та напружено-деформованому стану елементів

## **РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНИХ ОСОБЛИВОСТЕЙ ВІДОМИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ.**

### **1.1 Загальна характеристика**

Сталезалізобетонні мостові конструкції на сьогоднішній день є найпоширенішим сучасним видом металевих мостових конструкцій, які широко застосовуються в Україні та світі.

Прогонові сталезалізобетонні мости поєднують залізобетонну дорожню плиту та металеві балки в єдину конструкцію.

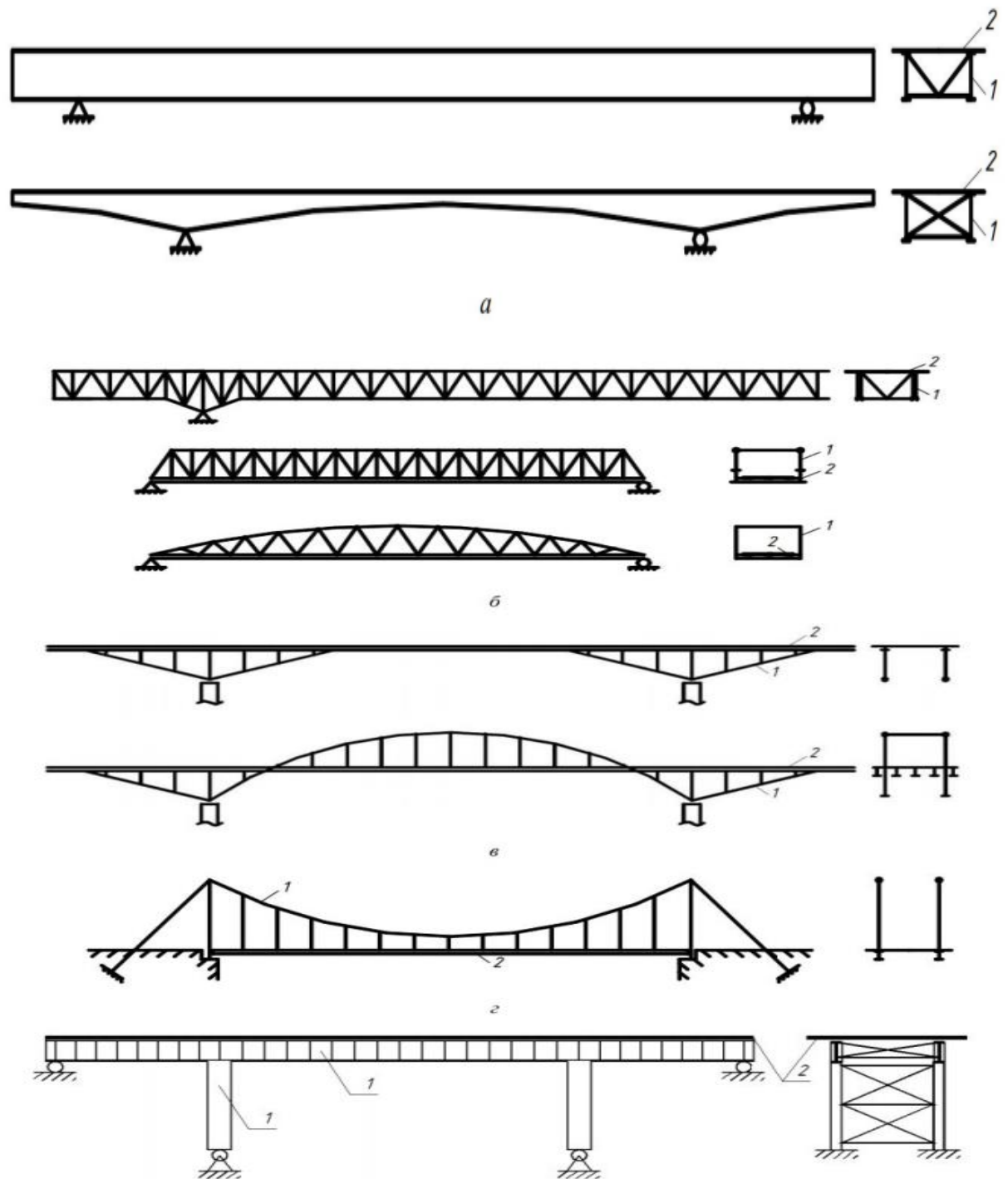
Це підвищує жорсткість розтяжної конструкції в порівнянні з металоконструкціями, зменшує витрату металу в балках, на які укладаються залізобетонні плити, а також усуває необхідність додаткового армування плит порівняно з армуванням у вигляді плит дорожнього полотна.

Поява сталезалізобетонних попередньо напружених конструкцій зумовлена необхідністю створення порівнянних умов для руху автотранспорту на мостах і на дорогах.

Сталезалізобетонні мости широко використовуються не тільки на автомобільних дорогах і містах, а й на залізницях. [1]

Розвиток сталезалізобетонних прогонових конструкцій значною мірою сприяла економія сталі, що стало важливим фактором. Введення залізобетонної плити в єдину систему з головними балками призвело до зменшення витрат сталі порівняно з аналогічними конструкціями.

Різноманіття сталезалізобетонних прогінних конструкцій включає в себе різні форми, включаючи рідковживані конструкційні варіанти. Часто застосовується використання залізобетону лише для проїжджої частини, а інші елементи реалізуються сталевими. Іноді використовуються двоплитні коробчасті прогонні структури з верхньою і нижньою дорожньою покрівлею.



а – балково-розрізні та нерозрізні з їздою поверху; б – наскрізні: гратчасті та сегментні з їздою понизу; в – підпружні та аркові з їздою поверху і посередині; г – висячі; д – рамні; 1 – сталь, 2 – залізобетон.

Рис.1.1 Сталезалізобетонні прогонові будови

## 1.2 Сталезалізобетонні мости: переваги та недоліки

Порівняння критеріїв сталезалізобетонних мостів із сталевими та залізобетонними мостами буде простіше, коли вибір конструкції мосту буде здійснюватися виходячи з техніко-економічної доцільності.

На жаль, в умовах викривленої цінової політики інженеру важко відстоювати лише технічні можливості.

Крім того, щоб мати популярний вибір сталезалізобетонної конструкції, необхідно мати технології, які також розроблені для будівництва сталевих і залізобетонних мостів, а також лаги в будівництві залізобетонних мостів зі сталі середньої та великої протяжності.

Тому неможливо комплексно порівнювати сталеві мости, залізобетонні мости із сталезалізобетонними мостами без урахування багатьох місцевих факторів.

Однак важливо відзначити, що переваги сталезалізобетонних мостів мало залежать від особливостей країни будівництва. [2]

### **1.2.1 Використання залізобетонних плит простіше ніж сталевих конструкцій**

Сталезалізобетонні конструкції із залізобетонними плитами різної ширини мають більш просту конструкцію і дешевші, ніж конструкції зі сталі.

Щоб створити ортотропну панель змінної ширини, необхідно виміряти відстань між поздовжніми ребрами і, що складніше, змінити кількість поздовжніх ребер.

Заводська собівартість виготовлення такої плити значно вище, ніж у прямокутних плит. [2]

При цьому створити залізобетонну плиту різної ширини нескладно.

У порівнянні зі сталевими криволінійні конструкції малого радіуса мають ті ж переваги, що і конструкції із сталезалізобетонними прольотами. [2]

### **1.2.2 Покриття проїзду довговічніше**

Тривалість експлуатації дорожнього покриття на залізобетонній плиті виявляється вищою порівняно з аналогічним покриттям на сталевій плиті через збільшену жорсткість структури. Зменшення акустичного тиску внаслідок використання залізобетонних плит зумовлено їхньою масивністю та ефективнішою відбудовою звукових хвиль. [2]

### **1.2.3 Виконання робіт із бетонування плити обумовлено сезонними факторами.**

Одним з недоліків сталезалізобетонних прогонових конструкцій в нашій місцевості є сезонний характер роботи з бетонними плитами.

Виконання бетонних робіт на таких об'єктах будівництва можливе лише в теплу пору року.

Застосування штучного опалення, крім високої вартості, також може призвести до підвищеного ризику термічної усадки. [2]

### **1.2.4 Монтаж конструкцій для прогонових споруд**

Сталеві прогонові споруди можуть бути повністю виготовлені, включаючи перила, водостічні системи та огороження, поза місцем їх призначення, і потім переміщені або встановлені у визначене положення на опорах. У випадку сталезалізобетонних прогінних конструкцій бетонування плит виконується після встановлення сталевої конструкції в проектне положення. Хоча в окремих ситуаціях насув готової прогінної конструкції з уже залізобетонованою плитою може бути здійснений без додаткових труднощів. [2]

У сталезалізобетонних балкових конструкціях використовуються плити, які можуть бути виготовлені у формі збірних або монолітних. Для виконання бетонного заливу під час монтажу монолітної плити на будівельному майданчику необхідно провести арматурні роботи та укласти бетонну суміш. Однак цей процес вимагає значної ручної праці, а також важко контролювати сам процес твердіння бетону. З іншого боку, габаритна плита надає більш надійне упорне з'єднання та ефективно працює в комбінованому перетині.

Використання збірних сталезалізобетонних плит може ефективно прискорити процес будівництва, особливо в умовах складнощів на будівельній ділянці. Проте для забезпечення стійкості і правильного з'єднання, необхідно вживати спеціальні заходи, зокрема, щодо з'єднання з упорами та формування поздовжнього та бічного з'єднань між плитами.



Рис. 1.2 – Різноманітність сталезалізобетонних прогонових будов

### 1.3 Методи з'єднання сталі та залізобетонну

Найбільш ефективно залізобетонні плити працюють в різних конструкціях, де вони зазнають стискаючих навантажень по всій довжині, а металева балка — переважно розтягуючих.

Однак залізобетонні плити можна використовувати в конструкціях зі з'єднанням з металевими балками, особливо в проміжних опорних зонах, в грубих несучих конструкціях і консольних балках, де плита знаходиться в зоні розтягування.

Щоб досягти цього, система повинна відрегулювати натяг або плита повинна бути попередньо напружена в цих областях.

Прольоти від 30 до 120 метрів доступні як для різних, так і для нерозрізних балкових систем, які застосовуються в сталезалізобетонних прогонових конструкціях.

Навіть якщо витрата сталі для сталезалізобетонних пролітних конструкцій перевищує витрату залізобетону в 1,5-2,0 рази, витрата бетону на одиницю довжини практично не змінюється в залежності від ситуації з прольотом, в той час як у залізобетонних він збільшується з часом.

Тому ефективність несучих сталезалізобетонних конструкцій підвищується зі збільшенням прольоту.

Зокрема, для залізничних мостів конструкції зі сталевими та залізобетонними прольотами більш ефективні, ніж залізобетонні конструкції з прольотами 30 м і більше.

Однак для прольотів більше 120 метрів сталезалізобетонні мости стають менш ефективними, ніж ортогональні металеві мости з точки зору витрати металу.

У 1832 р. англійський інженер М. Бруннель почав вивчати силу зчеплення між металом і цементним розчином. З 1885 р. були розпочаті перші дослідження, засновані на вивченні основних принципів взаємодії бетону і металів під дією навантажень і вивченні сил зчеплення між цими конструкційними матеріалами [3].

Досі відомо, що міцність та надійність сталезалізобетонних прогонових будов залежить не лише від властивостей основних матеріалів, таких як бетон, арматура та прокат, але й від інших факторів.

Результатами досліджень виявлено, що застосування відповідних з'єднувальних анкерів, гнучких та жорстких опор не тільки із підвищеною міцністю, але й з належною жорсткістю стінки сприяє поглинанню зусиль, що виникають від країв перекриттів з металевих труб та змонтованих бетонних плит. Цей процес забезпечує взаємне ковзання сталевих та залізобетонних частин перетину, що в свою чергу сприяє зменшенню несучих властивостей та збільшенню прогину конструкції.

Сталезалізобетон - це один із найпоширеніших матеріалів у сучасному будівництві. З його допомогою можна створити міцні та надійні споруди, які витримують великі навантаження. Однак, існують способи покращення якості залізобетону та збільшення його міцності. [7]

Один з цих способів - використання сталевих упорів (див. рис. 1.2 та 1.3), які співпрацюють з бетоном. Застосування жорстких виступаючих деталей, укріплених на сталевих елементах, дозволяє передавати стискаючі зусилля на бетон безпосередньо. У результаті цього бетон піддається деформації, що впливає на його міцність та зносостійкість.

Жорсткі упори мають великий вплив на процес згинання бетону, аналогічно до впливу шпонок на дерево. Якщо зменшувати жорсткість упору, він перетворюється з жорсткого на гнучкий. Це призводить до нерівномірних деформацій згинання бетону. При подальшому зменшенні жорсткості упору, з'являються і деформації зворотних знаків.

Використання сталезалізобетону з жорсткими упорами дозволяє не тільки збільшити міцність будівельних конструкцій, але й забезпечити рівномірну розподіл деформацій. Це важливо для забезпечення стабільності будівлі та підвищення її тривалості служби.

Сталезалізобетон з жорсткими упорами - це здатність поєднувати надійність сталі та міцність бетону. Використання цього матеріалу у будівництві сприяє створенню стійких та ефективних споруд. Результат будівельних робіт, здійснених з використанням сталезалізобетону, буде задовольняти високим стандартам безпеки і якості.

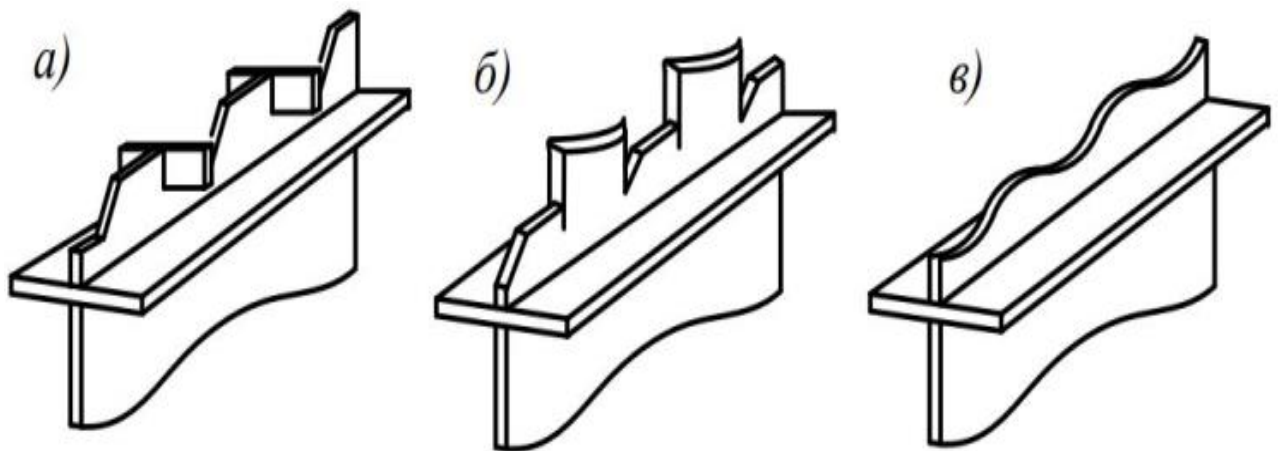


Рис. 1.3 – Жорсткі упори

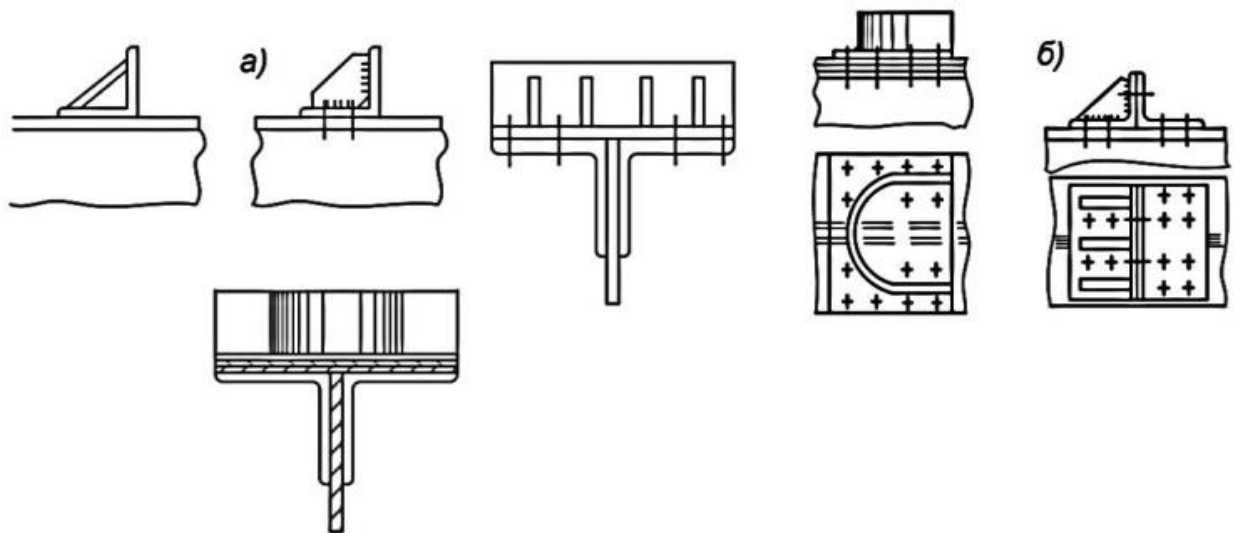


Рис. 1.4 – Жорсткі упори з об'єднувальними елементами

«Жорсткі упори з'явилися в Україні раніше, ніж в інших країнах, і отримали найбільш широке поширення. Організації, які внесли найбільшу частину в розробку таких з'єднань і які найбільш широко їх застосовували можна віднести: НДІПроектстальконструкція, Київська філія Союздорпроект, а також наукові праці М. Г. Карновського, Л. В. Салійчук, О. В. Семка, Л. І. Сердюка та інші. Відповідно до розробок цих організацій жорсткі упори можна розділити на точкові і безперервні об'єднувальні елементи. До точкових елементів відносять: кутникові, зварні дугоподібні, циліндричні, зварні, комбіновані упори та упори з металопрокату.» [21, стор.20]

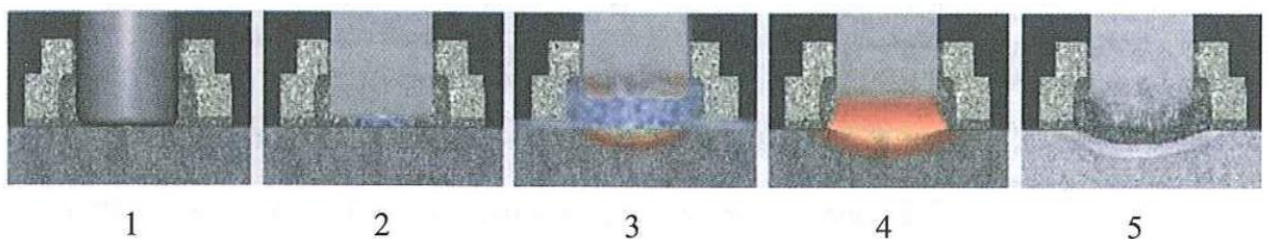


Рис. 1.5 – Етапи зварювання жорстких упорів

Упори можна розміщувати групами, згущувати, розріджувати і т.д. Мінімальна і максимальна відстань між упорами і мінімальна відстань від кромки пояса – 25-50 мм. [2]

Ще одним із способів об'єднання сталевих і залізобетонних конструкцій - нахилені анкери. За допомогою нахиленого анкера, який розташований вздовж напрямку зовнішньої сили, зусилля, що передаються з нього на зчеплення

залізобетону, збільшуються, тоді як зусилля вигину, що передаються через стискання бетону впоперек анкера, зменшуються.

Приварювання сталеві конструкції або дощатої деталі до продовжного арматурного стержня залізобетону - один із способів об'єднання. Цей спосіб можна вважати граничним випадком нахилоного анкера, коли кут його нахилу зведений до нуля і арматурний стержень працює тільки на осьові зусилля, що передаються бетону через зчеплення.

Іншим способом об'єднання є збільшення тертя і зчеплення між залізобетоном і сталлю. Збільшення тертя досягається шляхом поперечного обжимання з'єднаних ділянок шва між ними та високоміцними елементами, а збільшення зчеплення - за допомогою склеювання залізобетону зі сталлю або застосування рифленого пояса на сталевому елементі. Зазвичай, для збільшення зчеплення також застосовується обжимання шва. Таким чином, збільшення зчеплення майже завжди впливає на збільшення тертя. Зчеплення практично завжди має вплив на роботу шва при більшості інших способів об'єднання залізобетонної плити зі сталеву конструкцією.

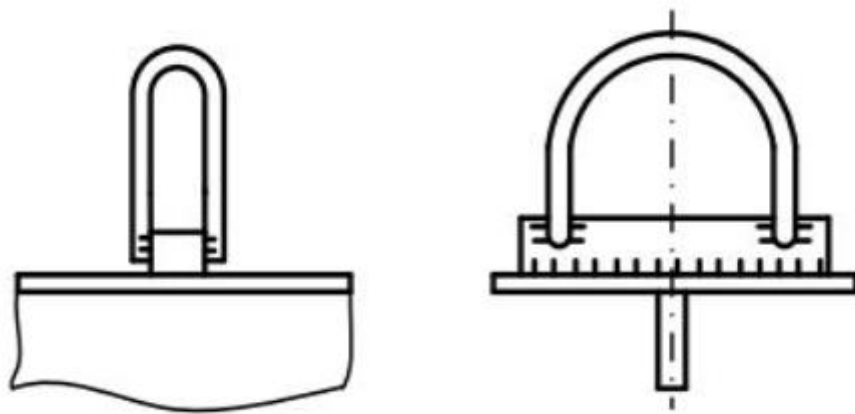


Рис. 1.6 – Вертикальні анкери на брускових упорах

Високоміцні болти або шпильки застосовуються для комбінації тертя між сталлю та залізобетоном, особливо, коли тертя використовується для передачі зсувних зусиль (див. рис. 1.7). Також їх можна використовувати в поєднанні з болтами-клеями для досягнення тієї ж мети. Застосування клейових композицій є ще однією можливістю в цьому контексті.

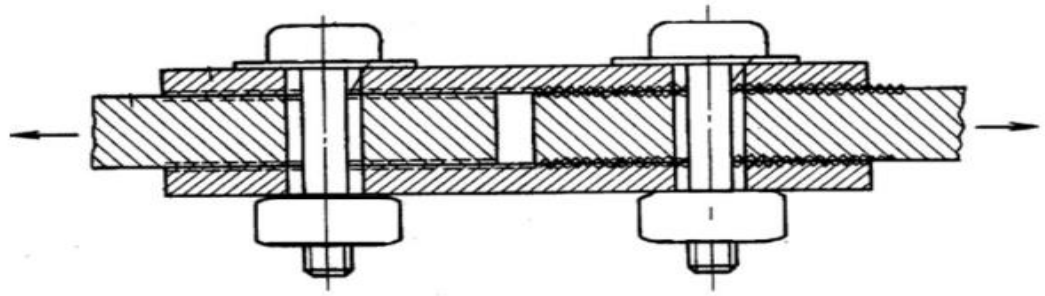


Рис. 1.7 – Болтове високоміцне з'єднання

Механізм передачі сили зсуву ефективно забезпечується шляхом використання тертя, або комбінації тертя та зчеплення, і прямо підтримується поверхнею сталевий смуги в залізобетоні. Компресійний і дисперсійний характер передачі зусиль через з'єднання в значній мірі сприяє підвищенню надійності під час повторних навантажень. Високоміцні болти, що проходять через залізобетонну плиту та сталеву стрічкову раму, забезпечують як стискання стику, так і закріплення залізобетону до сталі.

У контексті порівняння фрикційного і болто-клейового об'єднання залізобетонної плити зі сталевим поясом у чисто сталевих конструкціях можна відзначити наступні ключові відмінності:

Високоміцні болти:

- вимагають значної довжини.
- вимагають наявності достатньо жорстких і міцних сталевих підкладок для ефективного розподілу силового навантаження від натягу високоміцного болта.
- у зонах місцевого обжимання корисно використовувати спеціальне армування залізобетону.
- мінімальні відстані між високоміцними болтами в залізобетонній плиті значно більше, ніж в сталевих листах.
- розміщення високоміцних болтів в об'єднувальному шві здійснюється рідше, ніж в аналогічних сталевих конструкціях.
- повзучість та часткова усадка бетону, стиснутого високоміцними болтами, призводять до специфічних втрат сил натягу високоміцних болтів.

Болто-клейові з'єднання:

- товщина шару клейового складу в сталезалізобетонних конструкціях із збірною плитою виявляється істотно більше, ніж в аналогічних сталевих конструкціях.

- замість клею застосовується клейовий пісок.
- болти піддаються натягу не негайно після з'єднання елементів, а лише після повного затвердіння клейового складу.

Для систем, де використовуються високоміцні болти для затискання блоків збірної залізобетонної плити, характерним елементом є спеціально створені отвори діаметром 50-60 мм. Ці отвори мають збільшений діаметр щодо розміру болта, і також вони мають гладкі поверхні для забезпечення надійного зчеплення розподільних підкладок. Шов між блоком залізобетонної плити і сталевим поясом заповнюється цементно-пісчаним розчином у випадку фрикційного з'єднання або клеєпісчаним розчином у випадку болто-клейового з'єднання. Тим же розчином, як правило, заповнюють порожнини болтових отворів. З метою економії клеєпісчаного розчину та з технологічних міркувань болтові отвори можна залишати незаповненими розчином у деяких випадках, або заповнювати їх клеєпісчаним розчином в окремих ситуаціях.

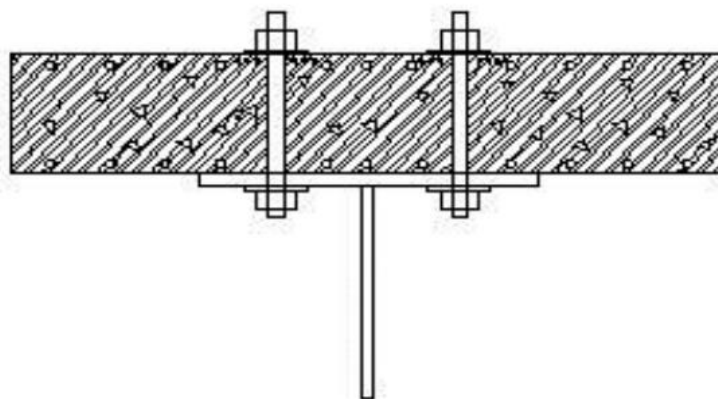


Рис. 1.9 – Поєднання металевої балки та залізобетонної плити високоміцними болтами

Під час стискання високоміцними болтами в бетоні виникає об'ємний напружений стан, при цьому напруга в основному напрямку (уздовж осі болта) розподіляється нерівномірно як уздовж болта, так і в радіальних напрямках. Максимальна напруга виникає безпосередньо під підкладкою, і в деяких зонах

вона наближається до допризматичної міцності бетону. Деформації повзучості в цих зонах проявляються різконелінійними (при ефективній мірі повзучості в 3-3,5 рази більше, ніж при лінійній повзучості). При віддаленні від підкладки напруження зменшуються, прагнучи до досягнення малих товщин бетону для рівномірного напруження за всією площею об'єднувального шва. Середнє ефективне напруження також зменшується зі збільшенням товщини бетону.

Під час тимчасових навантажень практичне зчеплення бетону або розчину зі сталлю може бути порушене лише на окремих ділянках шва, при цьому залишкове зчеплення значно збільшує результуючий коефіцієнт тертя.

У збірному залізобетоні руйнування, як правило, відбувається при контакті блоку плити з цементним розчином, при цьому коефіцієнт тертя залежить від рівності поверхні збірного залізобетону. На рівній поверхні збірного залізобетону і клепаної конструкції сталевому поясу результуючий коефіцієнт тертя завжди більший за одиницю.

При відсутності напруги обжимання шва, яка виникає в результаті натягнутих болтів, опір його визначається виключно зчепленням. Зі збільшенням напруги обжимання виникає внутрішнє тертя, і опір зрушенню збільшується спочатку швидше, ніж у фрикційному з'єднанні, за рахунок збільшення зрушувальної міцності поверхневого шару бетону при обжиманні. Однак з подальшим зростанням напруги обжимання приріст опору зрушенню поступово затухає, оскільки міцність поверхневого шару бетону при обжиманні збільшується не безмежно, а тільки до певної межі.

Високоміцні болти можна використовувати для включення залізобетонної плити в роботу під час вивіски напружених сталезалізобетонних прогонових будов. Вони дозволяють включати в роботу не тільки залізобетонні плити, які укладаються на сталеві балки зверху, але й залізобетонні плити, що підвішуються до сталевих балок знизу в двоплитних прогонових будовах.

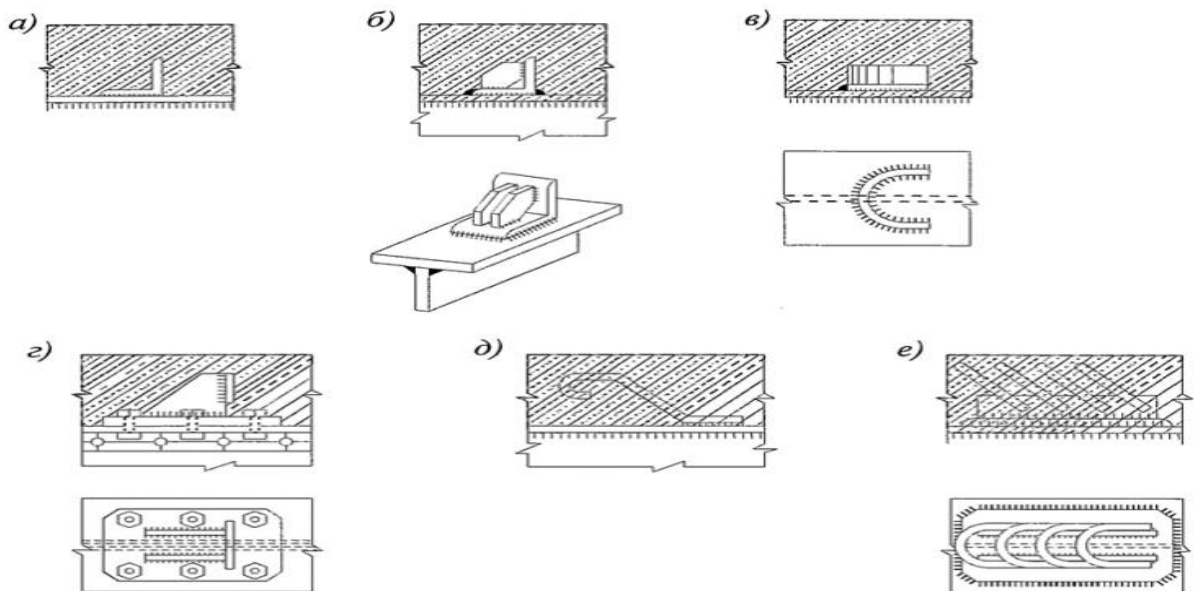


Рис. 1.10 – Приклади жорстких та гнучких металевих упорів

а - жорсткі упори виконані з відрізків кутників; б – кутники зміцнені ребрами жорсткості; в – виконані з листової сталі, привареної безпосередньо до поясу балки; г - упори приварені до спеціального листу, який потім прикріплюють високоміцними болтами до верхнього поясу балки; д – гнучкі арматурні випуски виконані з обрізків арматурних стержнів; е – дуги приварені до верхнього поясу балки.

## РОЗДІЛ 2. ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКТИВНИХ ПАРАМЕТРІВ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ЗАЛІЗНИЧНОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ДОВЖИНОЮ 50 М.

### 2.1 Моделювання та аналіз напружено-деформованого стану

З використанням програмного забезпечення Lira Sapr 2016 (некомерційна версія) було визначено загальні переміщення та напруження у розрахункових моделях прогонової будови довжиною 50 метрів. Конструкція прогону складається з двох двутаврових металевих балок та однієї залізобетонної плити. Для сталезалізобетонних мостів прийнято [7] допустиму висоту двутаврової балки від  $\frac{l}{13} \dots \frac{l}{15}$ , де  $l$  є довжиною прогонової будови. На основі цього мною були обрані такі висоти металеві частини прогонової будови: 3,8 м, 3,5 м та 3,3 м.

Розрахункова схема - розрізна балка на двох опорах довжиною 50 м, повна довжина 50,8 м. Моделі прогонової будови розрахунковою довжиною 50 м, складається з 188 елементів.

Розрахункове навантаження від рухомого складу становить С14. Прикладається рівномірним навантаженням на стержні. Товщина плити в порівняльному аналізі обиралась починаючи від 20 см до 80 см.

Розглянемо напруження та загальні переміщення в балці висотою 3,3 м.

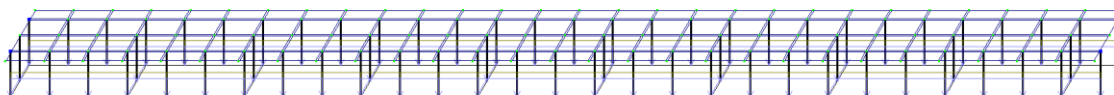


Рис. 2.1 - Розрахункова схема прогонової будови

Для подальших розрахунків балки потрібно:

- Шарнірно закріпити балку
- Задати власну вагу

- Задати постійне навантаження
- Задати тимчасове навантаження

Після цих кроків можемо приступати до розрахунку прогонової будови, змінюючи товщину плити. Для початку беремо плиту товщиною 20 см.

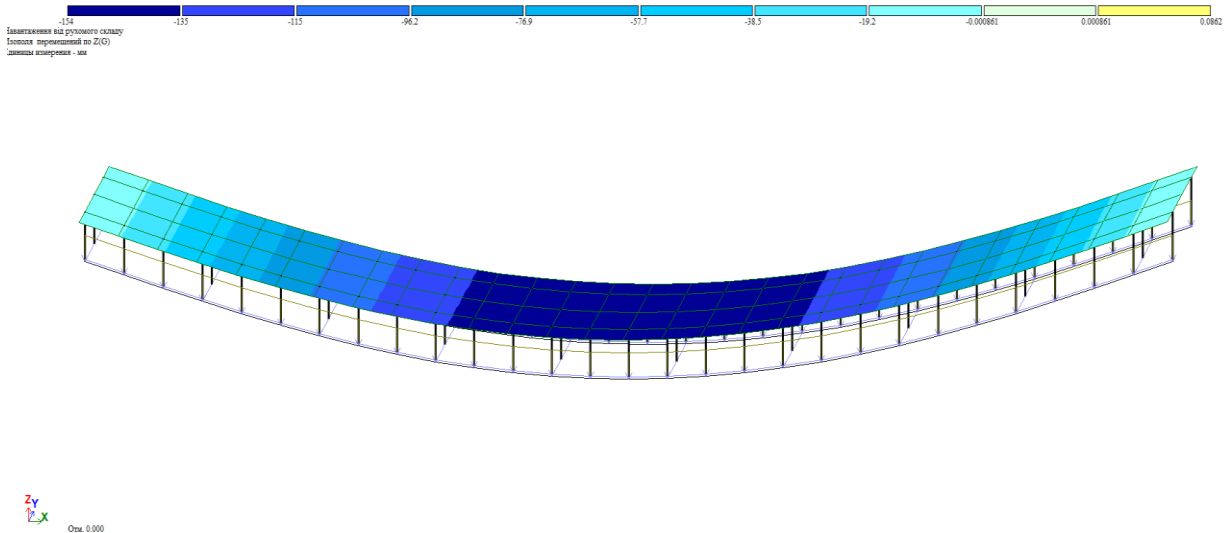


Рис. 2.2 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 20 см (мм)

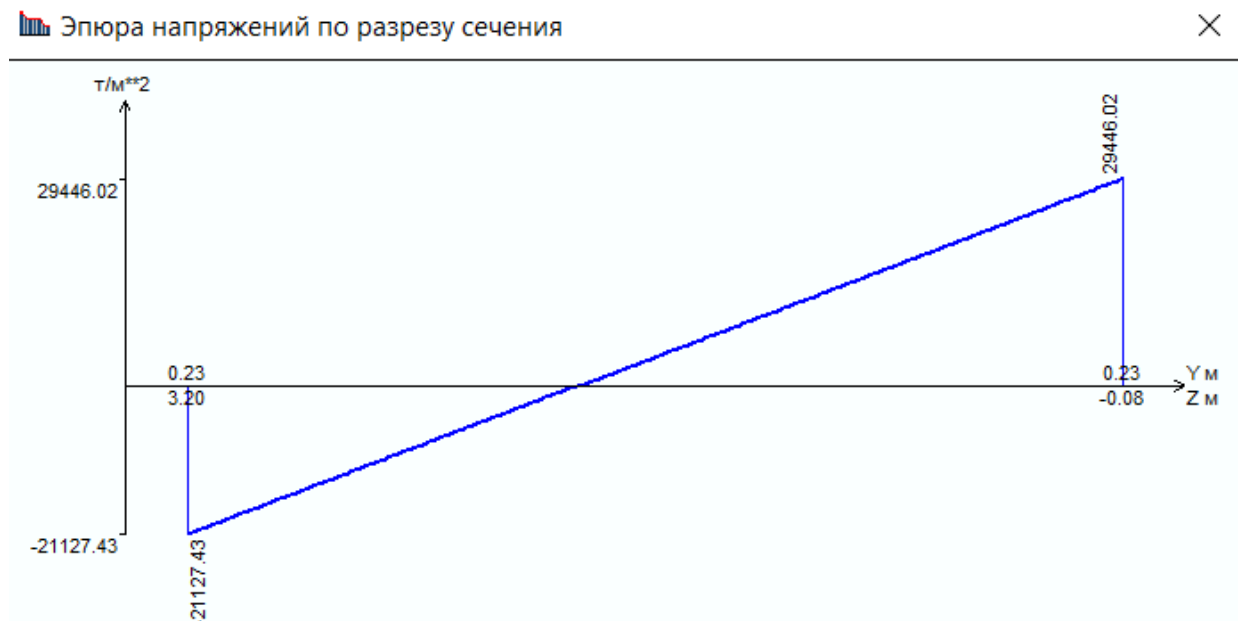


Рис. 2.3 – Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Можемо спостерігати, що при товщині плити 20 см, маємо недопустимі переміщення в балці, а саме – 15,4 см, тому збільшуємо товщину плити до 30 см.

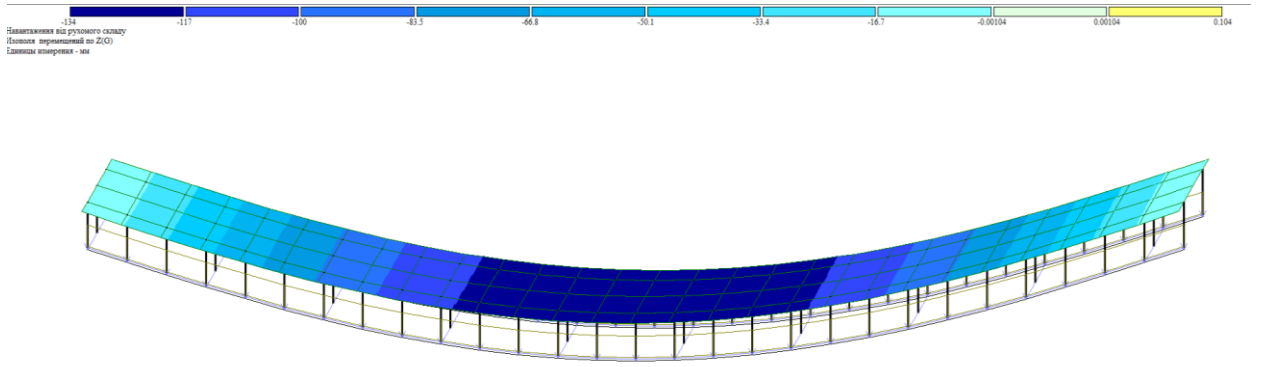


Рис. 2.4 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 30 см (мм)

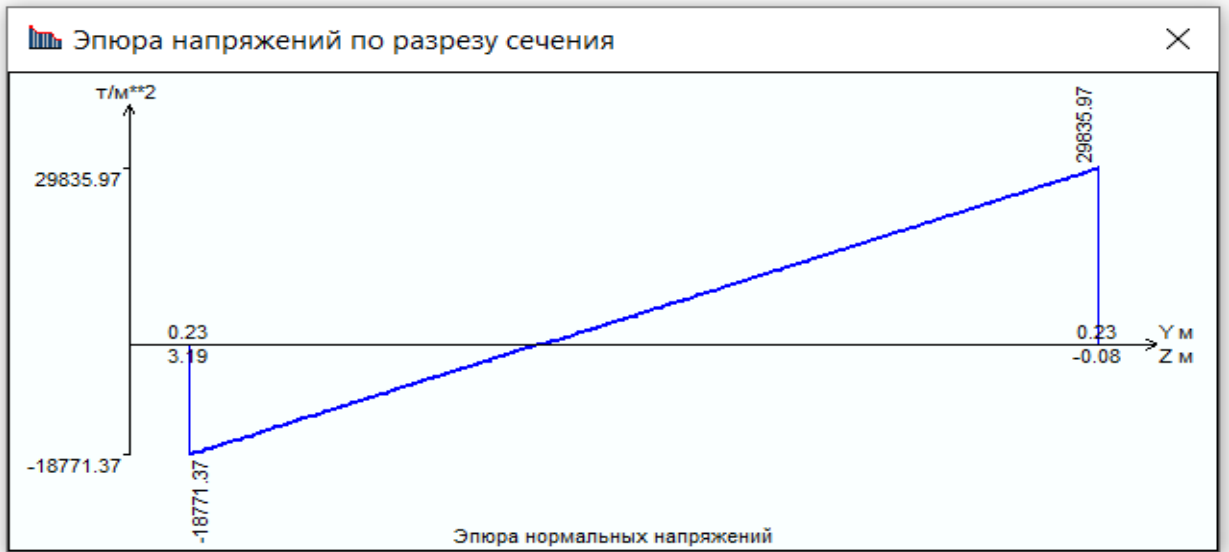


Рис. 2.5 – Епюра напружень по розрізу перерізу (т/м<sup>2</sup>)

Спостерігаємо, що при товщині плити 30 см, маємо недопустимі переміщення в балці, а саме – 13,4 см, тому збільшуємо товщину плити до 40 см.

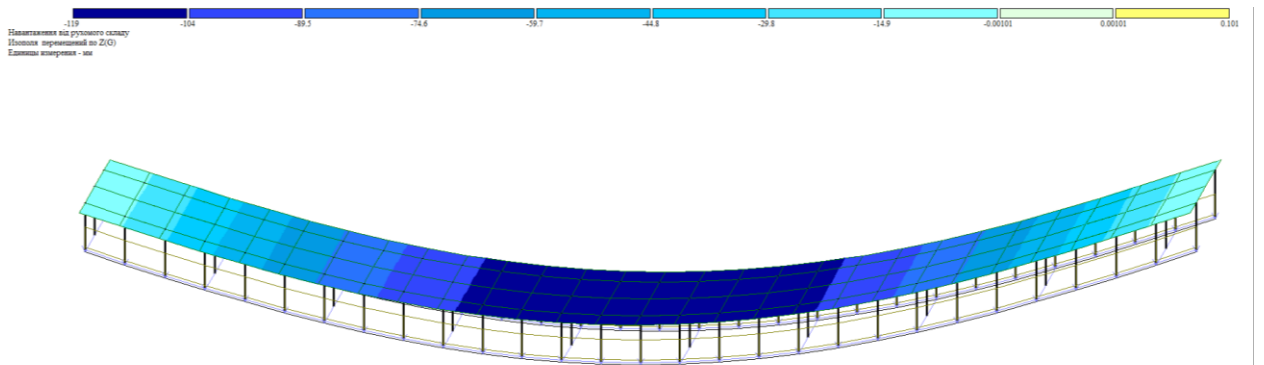


Рис. 2.6 – Загальні переміщення при товщині плити 40 см (мм)

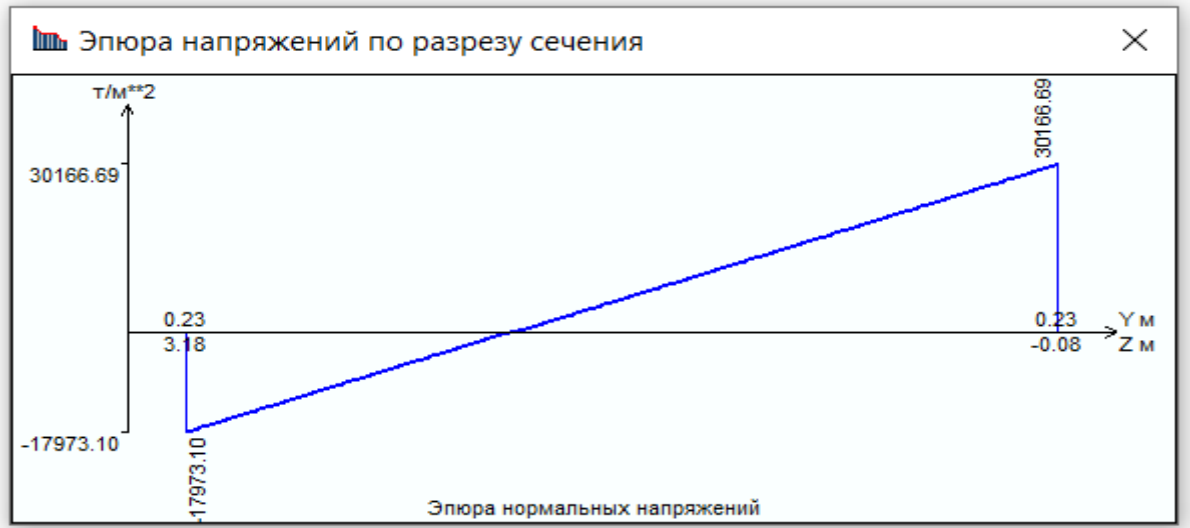


Рис. 2.7 – Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці становлять 11,9 см, максимальні напруження – 295,93 МПа, що є допустимими показниками. Збільшуємо товщину плити до 50 см, щоб визначити граничну товщину плити для балки висотою 3,3 м.

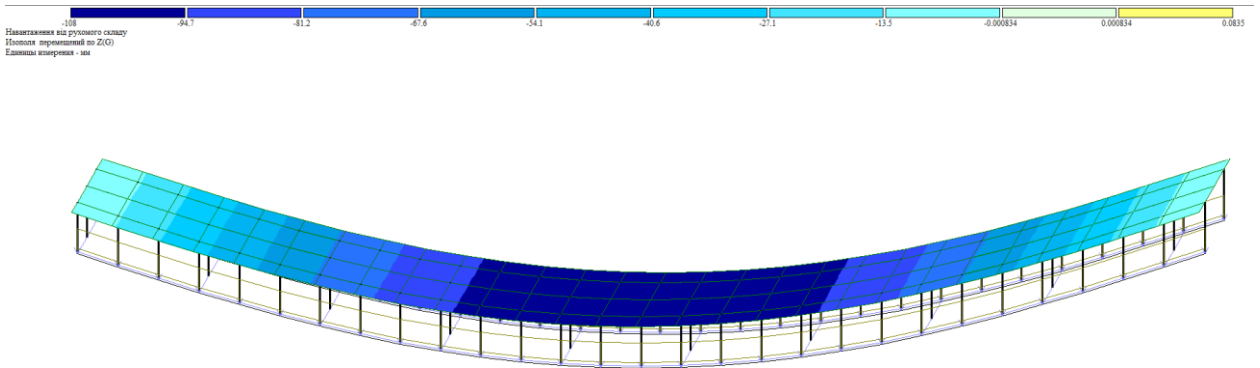


Рис. 2.8 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 50 см (мм)



Рис. 2.9 – Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці становлять – 10,8 см, максимальні напруження – 303,07 МПа. Збільшуємо товщину плити до 60 см.

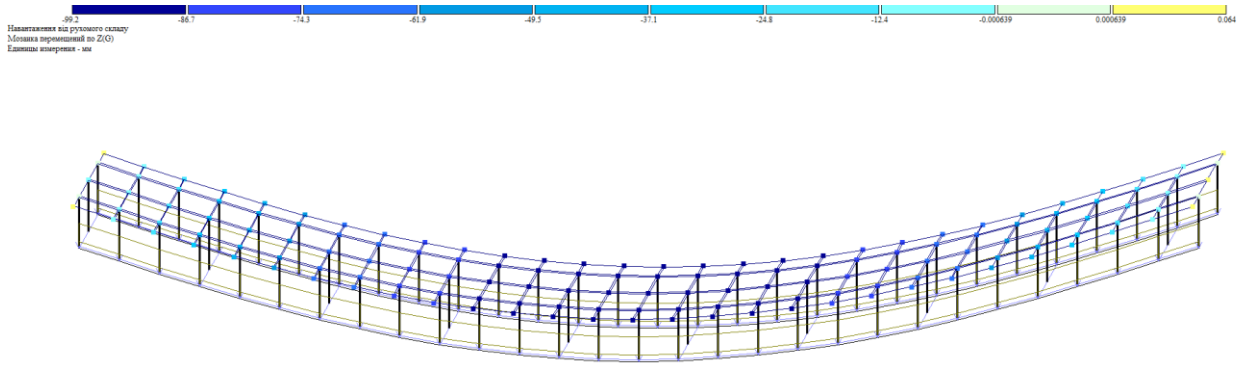


Рис. 2.10 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 60 см (мм)



Рис. 2.11 – Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці становлять – 9,92 см, максимальні нормальні напруження - 308,73 МПа. Збільшуємо товщину плити до 70 см.

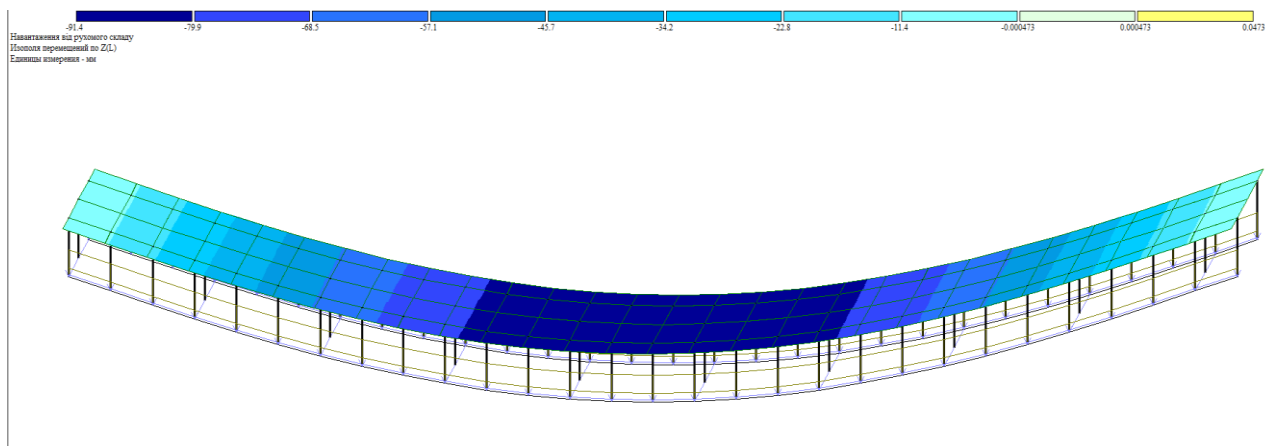


Рис. 2.12 - Загальні переміщення в балці при товщині плити 70 см (мм)



Рис. 2.13 – Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці становлять – 9,14 см, максимальні нормальні напруження – 315,53 МПа. Допустиме напруження для сталезалізобетонних прогонових будов – 313,32 МПа ( $31\,950 \text{ т/м}^2$ ). Отже, допустима максимальна товщина плити для роботи з балкою висотою 3,3 м може бути 60 см.

Дані досліджень наведено в таблиці

Таблиця 2.1 – Дослідження балки висотою 3,3 м

<b><i>Балка 3,3 м</i></b>		
Товщина плити, см	Напруження, $\text{т/м}^2$	Переміщення, см
20	29446.02	15.4
30	29835.97	13.4
40	30166.69	11.9
50	30904.78	10.8
60	31562.16	9.92
70	32175.79	9.14

На основі результатів були побудовані графіки, які візуально демонструють залежність переміщень та головних напружень в балці.

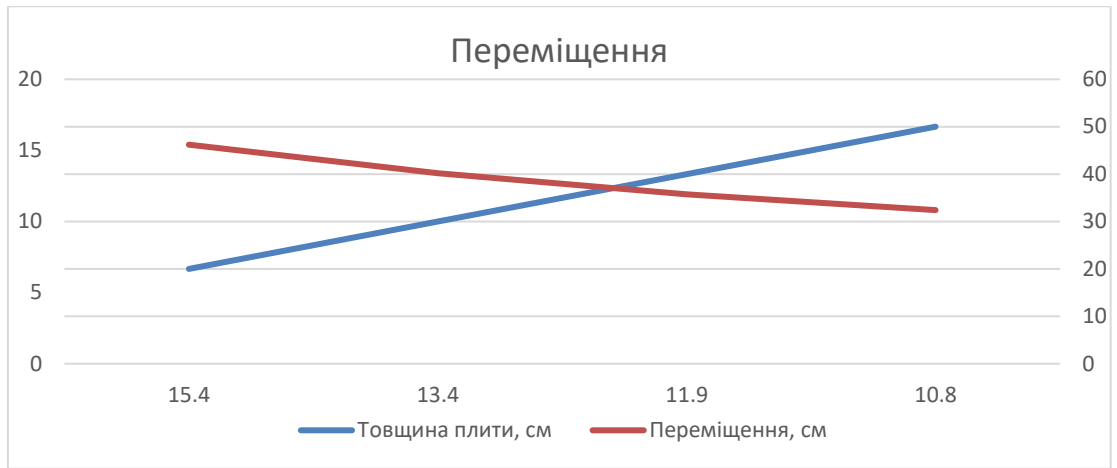


Рис. 2.14 – Залежність переміщень в балці 3,3 м від товщини плити

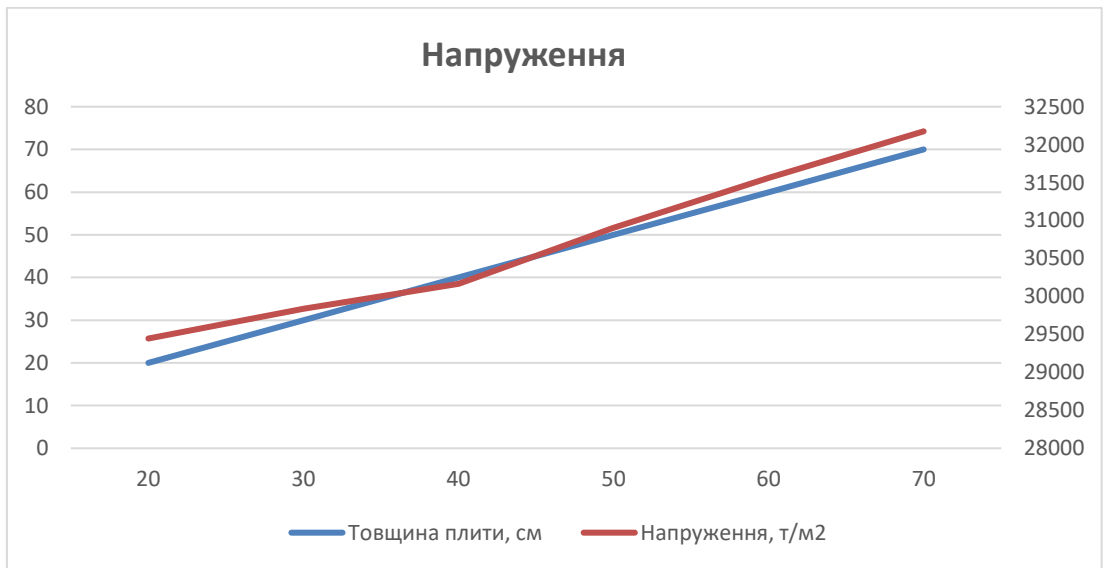


Рис. 2.15 – Залежність напружень в балці 3,3 м від товщини плити

Тепер розглянемо напруження, а також загальні переміщення, які відбуваються в балці висотою 3,5 м при товщині плити 20 см.

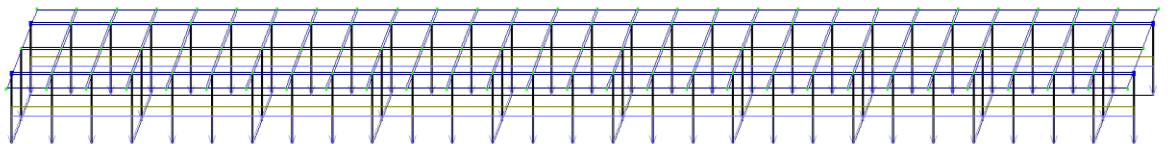


Рис. 2.16 – Розрахункова схема

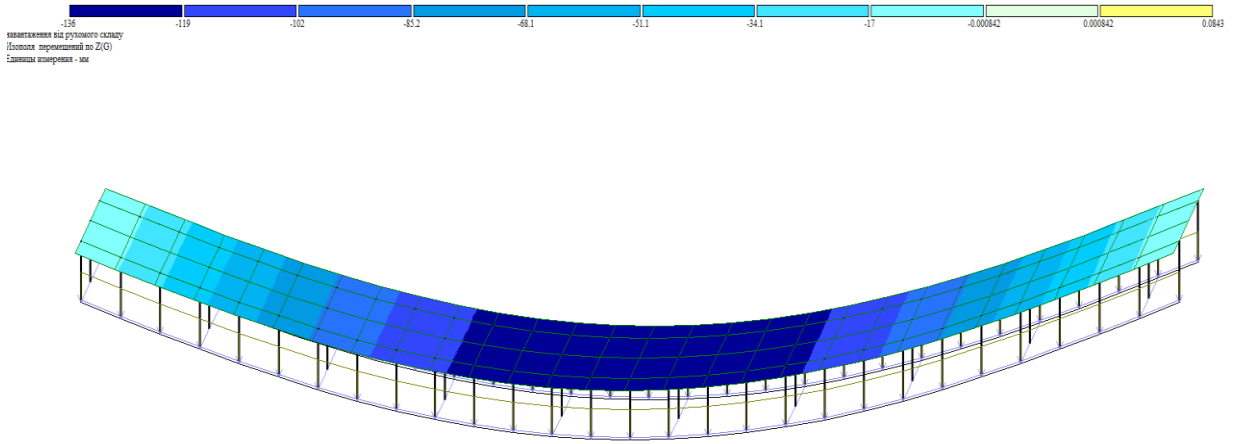


Рис. 2.17 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 20 см (мм)

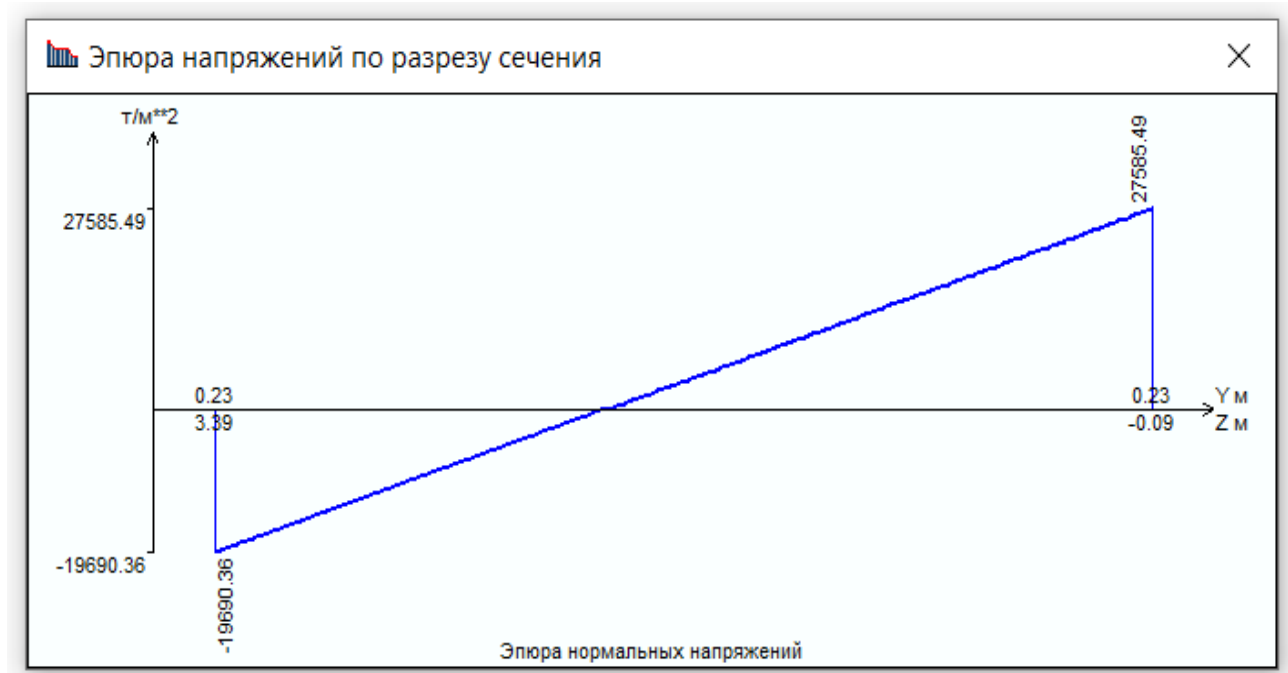


Рис. 2.18 – Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\tau/\text{м}^2$ )

Можемо спостерігати, що при товщині плити 20 см, маємо недопустимі переміщення в балці висотою 3,5 м, а саме – 13,6 см, тому збільшуємо товщину плити до 30 см.

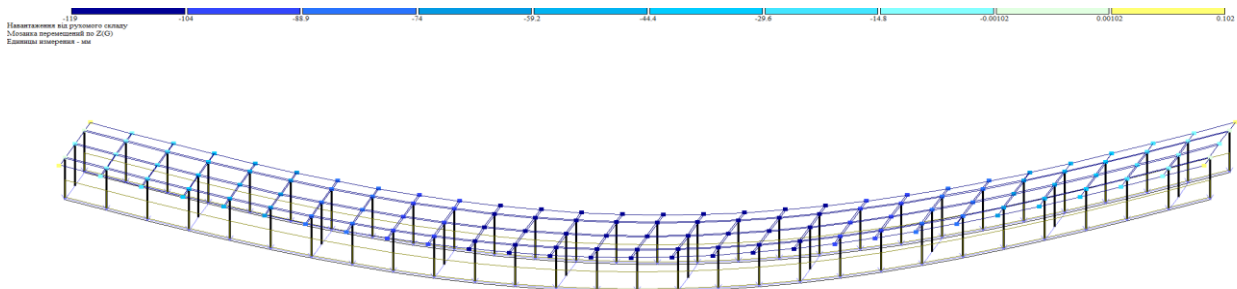


Рис. 2.19 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 30 см (мм)



Рис. 2.20 – Еюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

При товщині плити 30 см переміщення в балці становлять – 11,9 см, максимальні нормальні напруження – 271,61 МПа. Збільшуємо товщину плити до 40 см, для визначення її максимально-допустимої товщини для сумісної роботи з балкою.

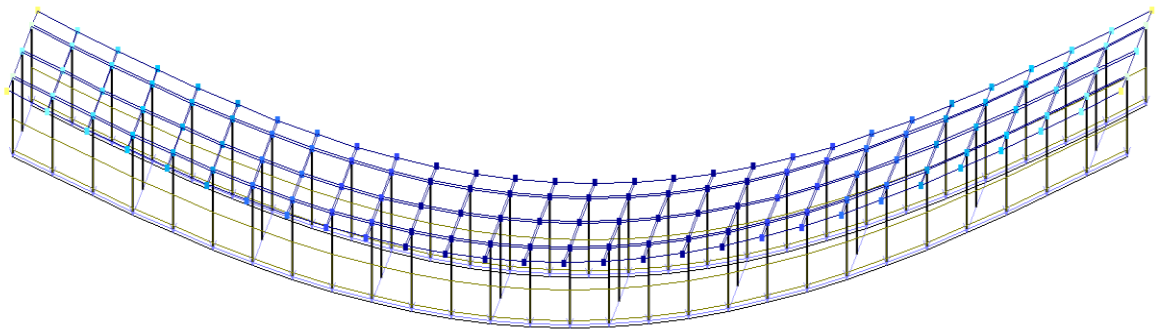
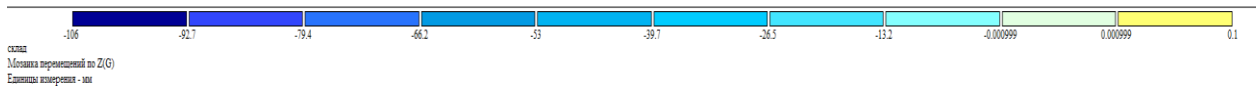


Рис. 2.21 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 40 см (мм)



Рис. 2.22 – Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці при товщині плити 40 см становлять 10,6 см, максимальні напруження – 274,02 МПа. Збільшуємо товщину плити до 50 см.

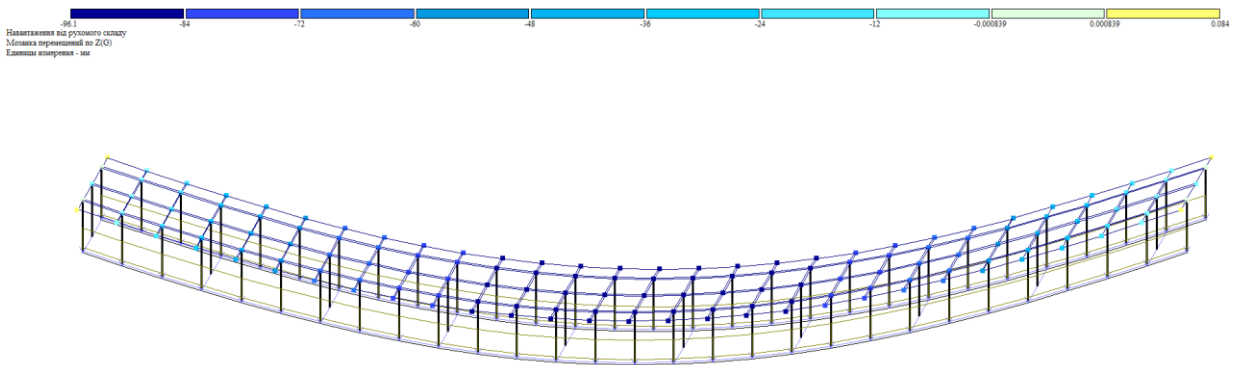


Рис. 2.23 - Загальні переміщення в балці при товщині плити 50 см (мм)



Рис. 2.24 - Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці при товщині плити 50 см становлять 9,61 см, максимальні напруження – 280,61 МПа. Збільшуємо товщину плити до 60 см.

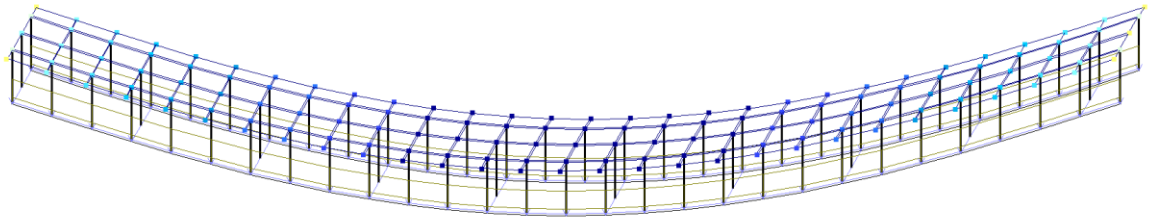


Рис. 2.25 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 60 см (мм)



Рис. 2.26 - Епюра напружень по розрізу перерізу (т/м<sup>2</sup>)

Загальні переміщення в балці при товщині плити 60 см становлять 8,8 см, максимальні напруження – 284,70 МПа. Збільшуємо товщину плити до 70 см.

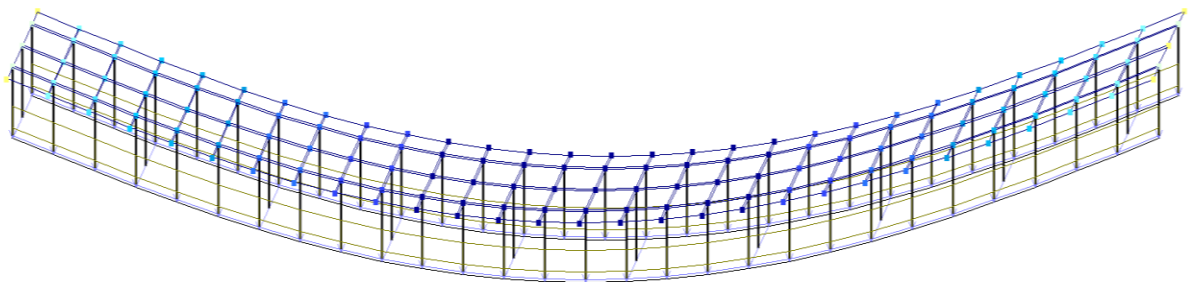
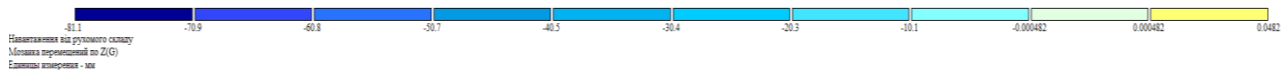


Рис. 2.27 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 70 см (мм)



Рис. 2.28 - Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці при товщині плити 70 см становлять 8,11 см, максимальні напруження – 293,36 МПа. Збільшуємо товщину плити до 80 см.

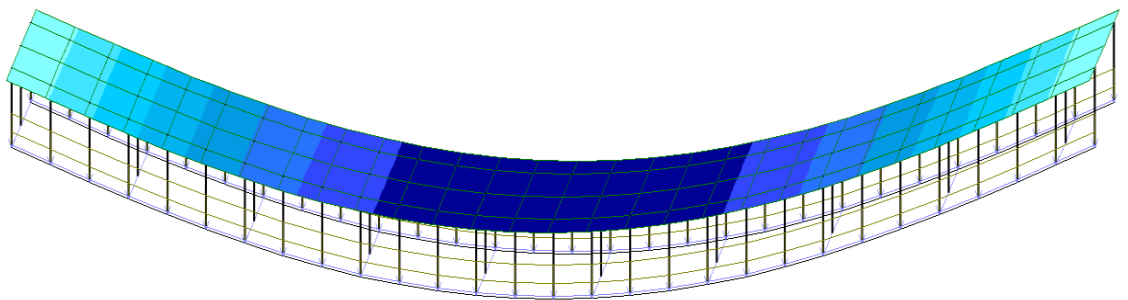
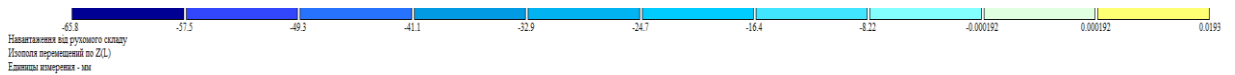


Рис. 2.29 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 80 см (мм)

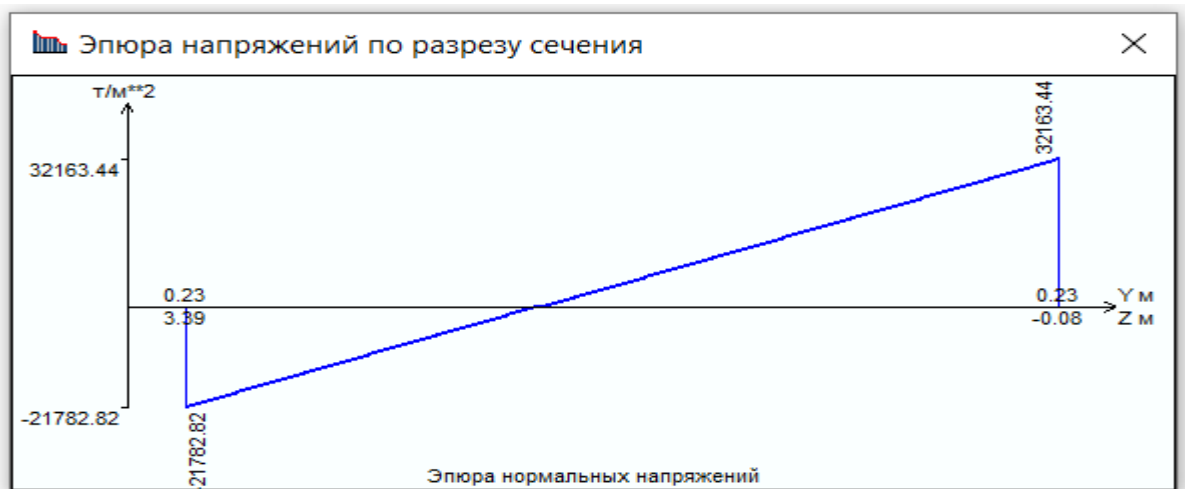


Рис. 2.28 - Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні преміщення в балці становлять – 6,58 см, максимальні нормальні напруження – 315,44 МПа. Допустиме напруження для залізничних сталезалізобетонних прогонових будов – 313,32 МПа (31 950 т/м<sup>2</sup>). Отже, допустима максимальна товщина плити для роботи з балкою висотою 3,5 м може бути 70 см.

В таблиці 2.2 представлені дані, що були отримані в результаті досліджень.

Таблиця 2.2 – Дослідження балки висотою 3,5 м

<i><b>Балка 3,5 м</b></i>		
Товщина плити, см	Напруження, т/м <sup>2</sup>	Переміщення, см
20	27477.21	13.6
30	27696.96	11.9
40	27942.94	10.6
50	28614.37	9.61
60	29031.54	8.8
70	29915.08	8.11
80	32163.44	6.58

На основі цих даних було також побудовано графіки залежності переміщень та головних напружень в балці для кращого розуміння результатів.

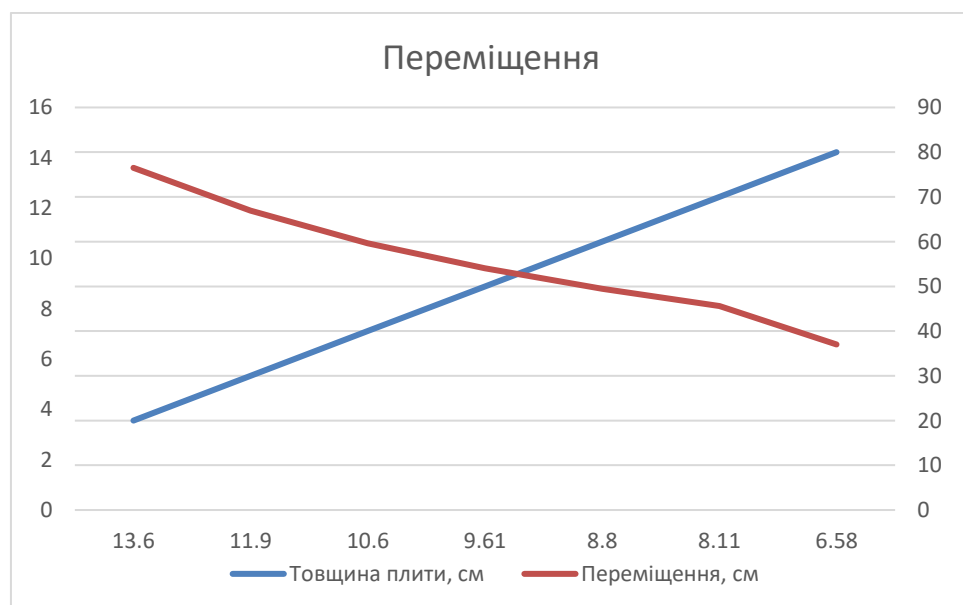


Рис. 2.29 – Залежність переміщень в балці 3,5 м від товщини плити

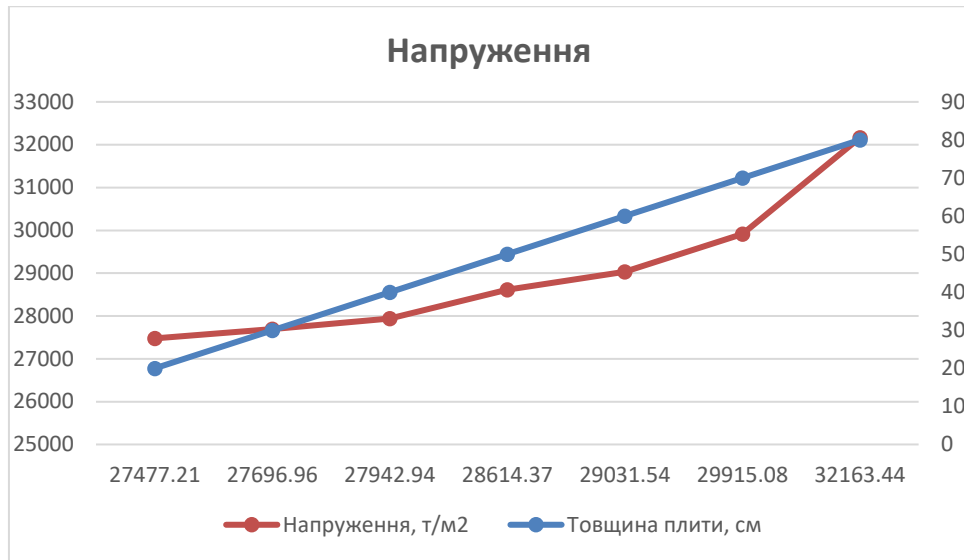


Рис. 2.30 – Залежність напружень в балці 3,5 м від товщини плити

Тепер перейдемо до огляду результатів досліджень в балці висотою 3,8 м при товщині плити 20 см.

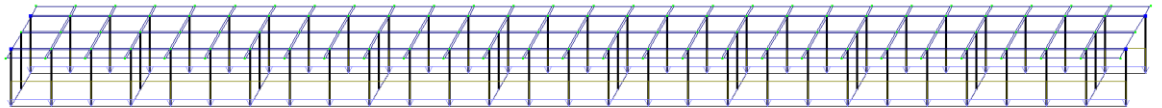


Рис. 2.31 – Розрахункова схема прогонової будови

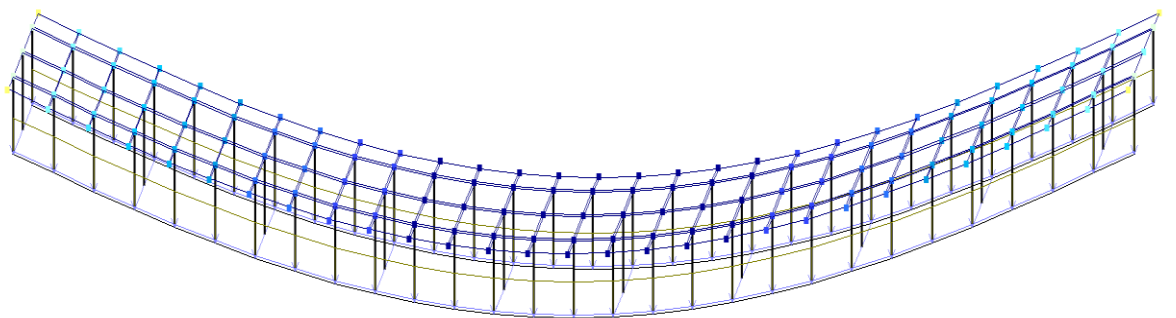
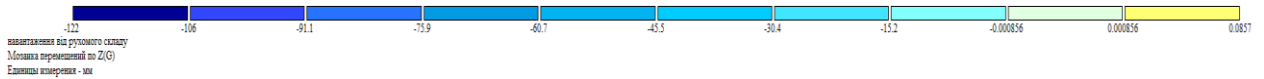


Рис. 2.32 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 20 см (мм)

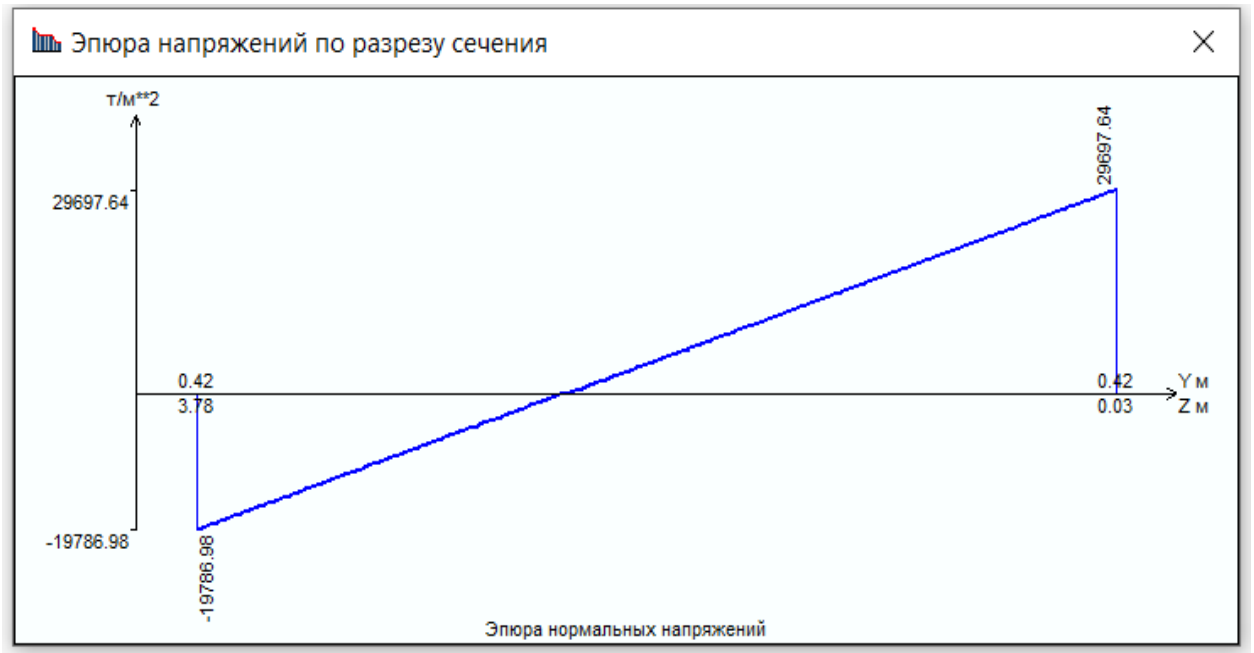


Рис. 2.33 - Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці при товщині плити 20 см становлять 12,2 см, максимальні напруження – 291, 23 МПа. Збільшуємо товщину плити до 30 см.

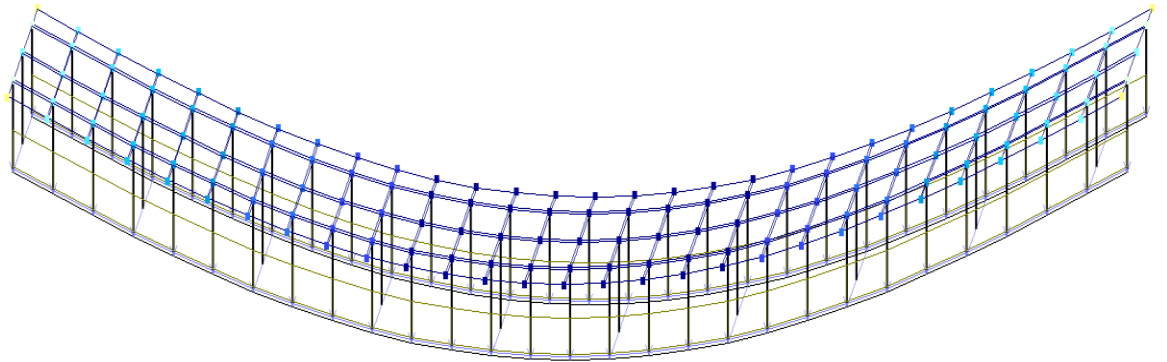
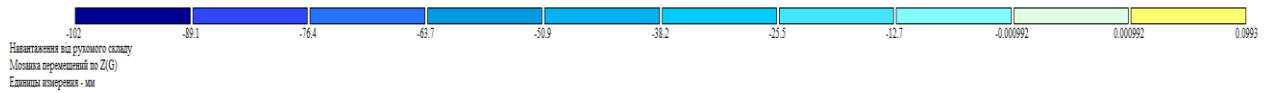
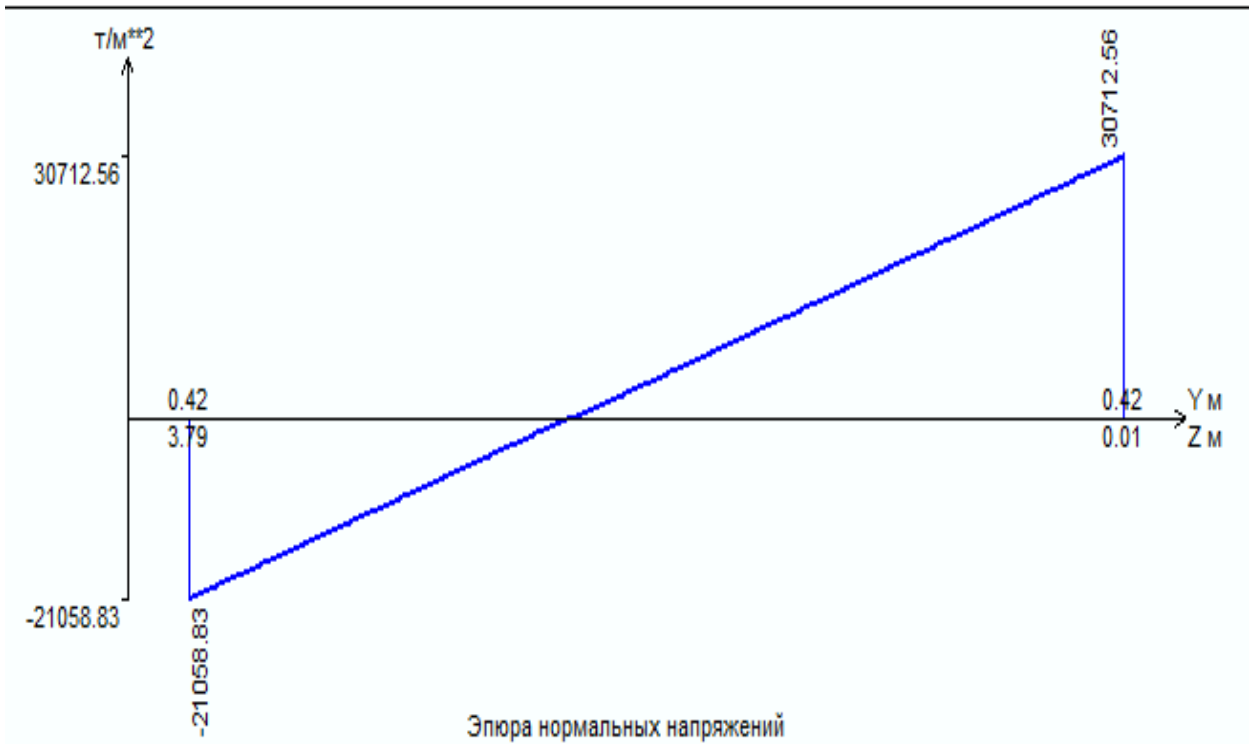


Рис. 2.34 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 30 см (мм)

Рис. 2.35 - Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці при товщині плити 30 см становлять 10,2 см, максимальні напруження – 301,18 МПа. Збільшуємо товщину плити до 40 см

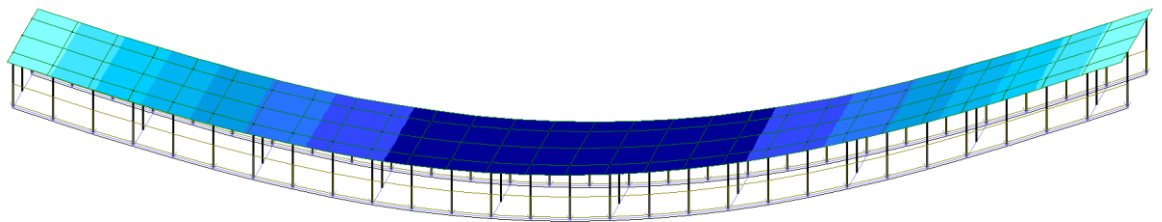


Рис. 2.36 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 40 см (мм)



Рис. 2.37 - Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці при товщині плити 40 см становлять 9,59 см, максимальні напруження – 308,73 МПа. Збільшуємо товщину плити до 50 см.

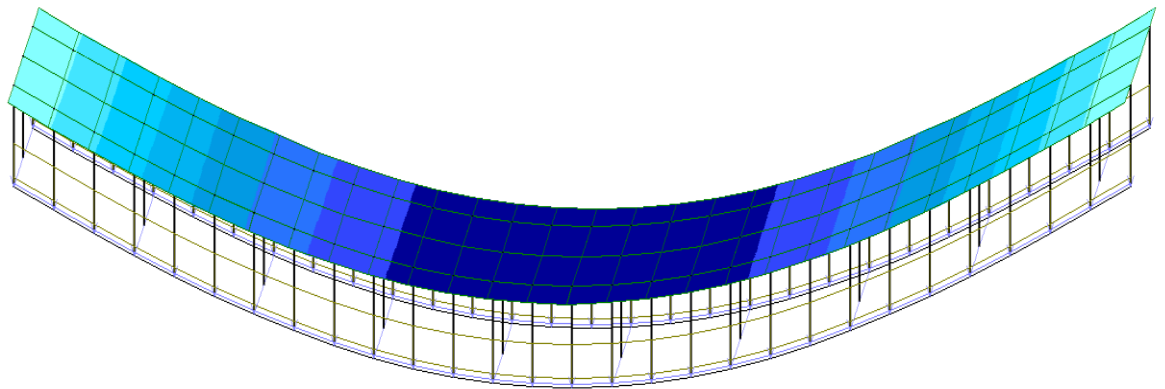


Рис. 2.38 – Загальні переміщення в балці при товщині плити 50 см (мм)

Рис. 2.39 - Епюра напружень по розрізу перерізу ( $\text{т/м}^2$ )

Загальні переміщення в балці становлять – 8,28 см, максимальні нормальні напруження [8] – 314,22 МПа (32 041,94  $\text{т/м}^2$ ). Допустиме напруження для залізничних сталезалізобетонних прогонових будов – 313,32 МПа (31 950  $\text{т/м}^2$ ). Отже, допустима максимальна товщина плити для роботи з балкою висотою 3,8 м може бути 40 см.

В таблиці представлені результати досліджень

Таблиця 2.3 - Дослідження балки висотою 3,8 м

<b><i>Балка 3,8 м</i></b>		
Товщина плити, см	Напруження, $\text{т/м}^2$	Переміщення, см
20	29697.64	12.2
30	30712.56	10.2
40	31481.06	9.59
50	32041.94	8.28

На цих результатах було побудовано графіки на яких відображено залежність переміщень та основних напружень в балці вистою 3,8 м.

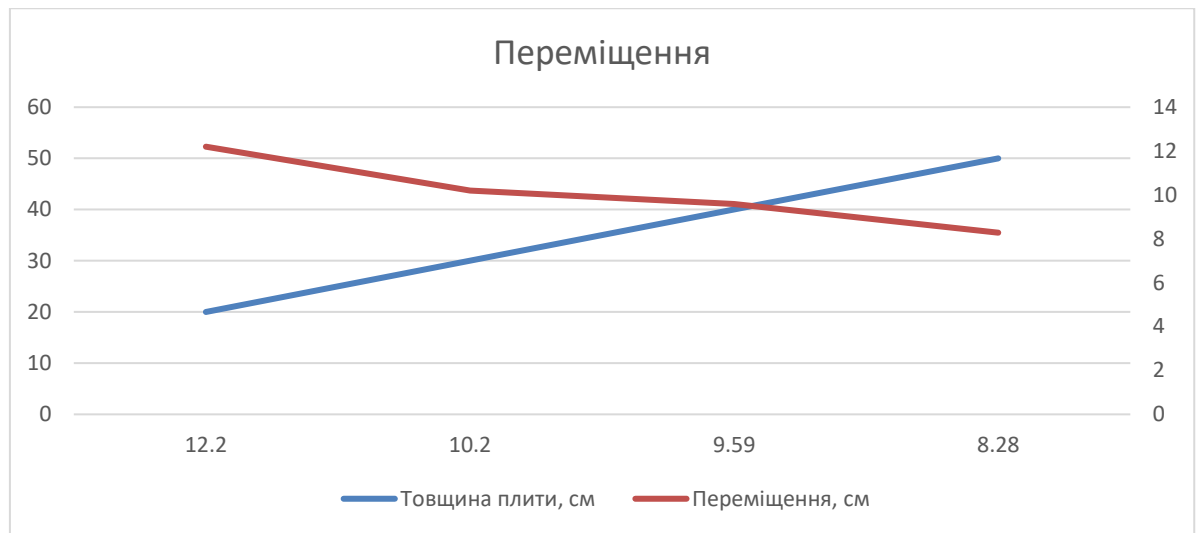


Рис. 2.40 – Залежність переміщень в балці висотою 3,8 м від товщини плити

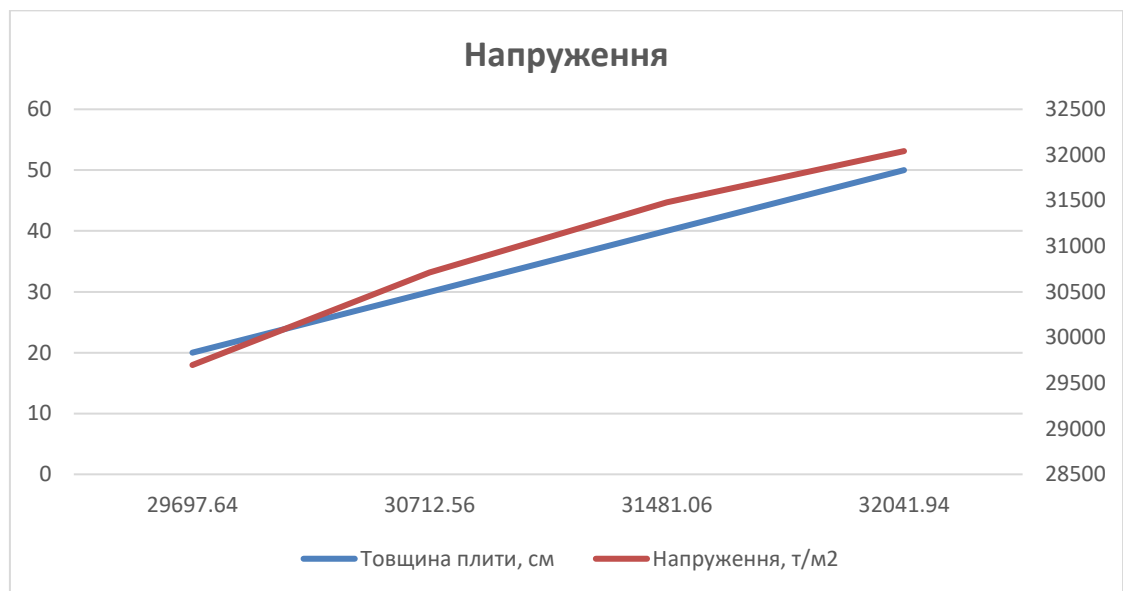


Рис. 2.41 – Залежність навантажень в балці висотою 3,8 м від товщини плити

Для того, щоб визначити оптимальний варіант прогонової будови для подальшого розрахунку, треба врахувати ряд параметрів. Один з таких параметрів - максимально допустимий прогин для залізничних мостів, який зазвичай визначається за нормативним документам [6] як  $\frac{l}{400}$ , де  $l$  - розрахунковий прогин мосту. У моєму випадку, для прогонової будови довжиною 50 м, максимальний розрахунковий прогин буде складати 12,5 см, а граничне значення нормальних напружень для залізнодорожніх мостів буде становити – 31 950 т/м<sup>2</sup> або ж 313,2 МПа.

Таблиця 2.4 – Результати досліджень

Товщина плити, см	Балка 3,3 м		Балка 3,5 м		Балка 3,8 м	
	Напруження, т/м <sup>2</sup>	Переміщення, см	Напруження, т/м <sup>2</sup>	Переміщення, см	Напруження, т/м <sup>2</sup>	Переміщення, см
20	29446.02	15.4	27477.21	13.6	29697.64	12.2
30	29835.97	13.4	27696.96	11.9	30712.56	10.2
40	30166.69	11.9	27942.94	10.6	31481.06	9.59
50	30904.78	10.8	28614.37	9.61	32041.94	8.28
60	31562.16	9.92	29031.54	8.8		
70	32175.79	9.14	29915.08	8.11		
80			32163.44	6.58		

На підставі отриманих дослідних даних можна зробити висновок, що при збільшенні товщини плити переміщення балки зменшуються, але збільшується напруження в ній.

Для подальшого аналітичного розрахунку обираю балку висотою 3,8 м та плиту товщиною 20 см. Значна висота балки сприяє розподілу навантаження та забезпечує необхідну прогинову міцність, що може бути критичним для стабільності та довговічності прогонової будови. Товщина плити додає додаткову масу та стійкість конструкції, що може бути важливим фактором при експлуатації в умовах залізничної інфраструктури. Такий підхід забезпечує не лише оптимальні технічні показники, але й враховує економічні та практичні аспекти для досягнення комплексного та ефективного рішення.

### РОЗДІЛ 3. ОБҐРУНТУВАННЯ ПАРАМЕТРІВ КОНСТРУКЦІЇ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОЇ ЗАЛІЗНИЧНОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ПО ДЕФОРМАЦІЯМ ТА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОМУ СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ.

#### 3.1 Розрахунок плити баластового корита

##### 3.1.1 Визначення зусиль.

Визначення розрахункових зусиль в плиті баластного корита виконується з урахуванням особливостей конструкції прогонувої будови. Плита баластного корита працює під місцевим навантаженням на згин в поперечному по відношенню до осі мосту напрямі. Для розрахунку плити в цьому напрямі вирізають вздовж осі мосту полосу плити шириною 1 м.

В залежності від конструкції поперечного перерізу головної балки вибираємо розрахункову схему.

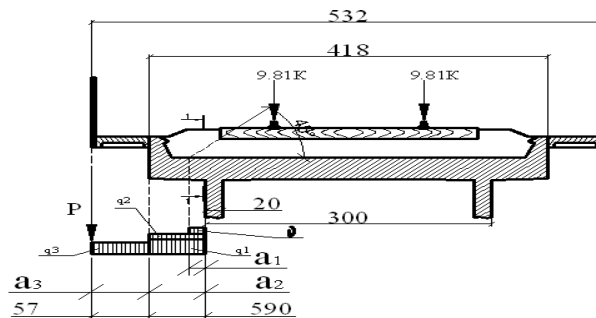


Рис. 3.1 - Навантаження в зовнішні консолі

Визначаємо навантаження на зовнішній консолі

$h_{пл} = 0.2\text{м}$ - товщина плити баластного корита;

$d_6 = 0.5\text{ м}$ - товщина баласту;

- ширина тротуару;

$a_2 = 0.59\text{м}$ - ширина консолі;

$a_1 = 0.20\text{м}$ - відстань на яку передається тимчасове навантаження;

Нормативні постійні навантаження ( на 1 погонний метр ширини плити ) від власної ваги:

а) нормативні:

навантаження від власної ваги плити

$$q_{пл}^H = b \times h_{пл} \times \gamma_{з.б.} = 1 \times 0,2 \times 24,5 = 4,9\text{кН/м} \quad (3.1)$$

$h_{пл}^H = 0,2\text{м}$  – товщина плити

$\gamma_{з.б.} = 24,5\text{кН/м}^3$  – питома вага залізобетону

навантаження від власної ваги баласту

$$q_{бал}^H = b \times d_б \times \gamma_б = 1 \times 0,5 \times 19,6 = 9,8 \text{ кН/м}; \quad (3.2)$$

$d_б = 0,5\text{м}$  – товщина баласту

$\gamma_б = 19,6\text{кН/м}^3$  – питома вага баласту

навантаження від тротуару приймається:

$$q_{тр}^H = b \times h_{тр} \times \gamma_{з.б.} = 1 \times 0,1 \times 24,5 = 2,45\text{кН/м} \quad (3.3)$$

$h_{тр} = 0,1\text{м}$  - товщина тротуару

- навантаження від ваги перил:

$$P_{п}^H = 0,687\text{кН}$$

від тимчасового вертикального навантаження:

$$q_v^H = \frac{19,62 \times K}{l_{шп} + 2 \times h_{шг}} = \frac{19,62 \times 14}{2,7 + 2 \times 0,35} = 80,8\text{кН/м} \quad (3.4)$$

$K=14$  - клас тимчасового вертикального навантаження

$l_{шп}=2,7$  м – довжина шпали

$h_{шг}=0,35$  м – товщина баласту без шпали

б) на міцність:

навантаження від власної ваги плити

$$q_{пл}^M = q_{пл}^H \times \gamma_{f1} = 4,9 \times 1,1 = 5,39 \text{ кН/м} \quad (3.5)$$

$\gamma_{f1} = 1,1$ - коефіцієнт надійності

навантаження від власної ваги баласту

$$q_{бал}^M = q_{бал}^H \times \gamma_{f2} = 9,8 \times 1,3 = 12,74\text{кН/м} \quad (3.6)$$

$\gamma_{f2} = 1,3$  – коефіцієнт надійності для баласту

навантаження від тротуару приймається:

$$q_{тр}^M = q_{тр}^H \times \gamma_{f1} = 2,45 \times 1,1 = 2,7\text{кН/м} \quad (3.7)$$

навантаження від ваги перил:

$$P_{п}^M = P_{п}^H \times \gamma_{f1} = 0,687 \times 1,1 = 0,76\text{кН} \quad (3.8)$$

від тимчасового вертикального навантаження:

$$q_v^M = q_v^H \times (1 + \mu) \times \gamma_{fv} = 80,8 \times 1,5 \times 1,3 = 157,6 \text{кН/м} \quad (3.9)$$

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{10}{20 + \lambda}, \quad (3.10)$$

де  $\lambda$  - довжина завантаження лінії впливу.  $(1 + \mu) = 1,5$

$\gamma_{fv} = 1,3$  – коефіцієнт надійності до тимчасового навантаження

в) на витривалість:

навантаження від власної ваги плити

$$q_{пл}^B = q_{пл}^H = 4,9 \text{кН/м}$$

навантаження від власної ваги баласту

$$q_{бал}^B = q_{бал}^H = 9,8 \text{кН/м};$$

навантаження від тротуару приймається:

$$q_{тр}^B = q_{тр}^H = 2,45 \text{кН/м}$$

навантаження від ваги перил:

$$P_{п}^B = P_{п}^H = 0,687 \text{кН}$$

від тимчасового вертикального навантаження:

$$q_v^B = q_v^H \times \varepsilon \times \left(1 + \frac{2}{3}\mu\right) = 80,8 \times 1 \times 1,333 = 107,7 \text{кН/м} \quad (3.11)$$

$\varepsilon = 1$  – коефіцієнт, який вживають при розрахунку на витривалість і він може бути від 0,85 до 1 в залежності від лінії впливу.

Зусилля при розрахунку на міцність.

$$M_{1-1}^m = P_m^m (l_{тр} + l_{пл1}) + q_{тр}^m \times l_{тр} \times \left(l_{пл1} + \frac{l_{тр}}{2}\right) + q_{пл}^m \times \frac{l_{пл1}^2}{2} + q_{бал}^m \times \frac{l_{бал}^2}{2} + q_v^m \times \frac{l_v^2}{2} = 0,76(0,57 + 0,59) + 2,7 \times 0,57(0,59 + 0,285) + 5,39 \times 0,17 + 12,74 \times 0,28 + 107,7 \times 0,21 = 29,33 \text{кНм} \quad (3.12)$$

Зусилля при розрахунку на витривалість .

Визначаються при  $\gamma_{f1} = \gamma_{f2} = \gamma_{fv} = 1.0$  та динамічному коефіцієнті

$$1 + \frac{2}{3}\mu = 1.33 \quad (3.13)$$

$$M_{1-1}^B = P_{п}^B \times (l_{тр} + l_{пл1}) + q_{тр}^B \times l_{тр} \times \left(l_{пл1} + \frac{l_{тр}}{2}\right) + q_{пл}^B \times \frac{l_{пл1}^2}{2} + q_{бал}^B \times \frac{l_{бал}^2}{2} + q_v^B \times \frac{l_v^2}{2} = 0,687 \times (0,57 + 0,59) + 2,45 \times 0,57 \times \left(0,59 + \frac{0,57}{2}\right) + 11,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 9,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 107,7 \times \frac{0,2^2}{2} = 5,78 \text{кНм}; \quad (3.14)$$

$$M_{1-1}^B = P_n^B \times (l_{\text{тр}} + l_{\text{пл1}}) + q_{\text{тр}}^B \times l_{\text{тр}} \times \left( l_{\text{пл1}} + \frac{l_{\text{тр}}}{2} \right) + q_{\text{пл}}^B \times \frac{l_{\text{пл1}}^2}{2} + q_{\text{бал}}^B \times \frac{l_6^2}{2} + q_v^B \times \frac{l_v^2}{2} = 0,687 \times (0,57 + 0,59) +$$

$$+ 2,45 \times 0,57 \times \left( 0,59 + \frac{0,57}{2} \right) + 11,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 9,8 \times \frac{0,59^2}{2} = 3,62 \text{кНм}; \quad (3.15)$$

Зусилля при розрахунку на тріщиностійкість для зовнішньої консолі в перерізі 1-1.

$$P_n^H \times (l_{\text{тр}} + l_{\text{пл1}}) + q_{\text{тр}}^H \times l_{\text{тр}} \times \left( l_{\text{пл1}} + \frac{l_{\text{тр}}}{2} \right) + q_{\text{пл}}^H \times \frac{l_{\text{пл1}}^2}{2} + q_{\text{бал}}^H \times \frac{l_6^2}{2} + q_v^H \times \frac{l_v^2}{2} = 0,687 \times (0,57 + 0,59) +$$

$$+ 2,45 \times 0,57 \times \left( 0,59 + \frac{0,57}{2} \right) + 11,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 9,8 \times \frac{0,59^2}{2} + 80,8 \times \frac{0,2^2}{2} = 7,4 \text{кНм} \quad (3.16)$$

$$Q_{1-1}^M = P_n^H + q_{\text{тр}}^H \times l_{\text{тр}} + q_{\text{пл}}^H \times l_{\text{пл1}} + q_{\text{бал}}^H \times l_6 + q_v^H \times l_v =$$

$$= 0,687 + 2,45 \times 0,57 + 11,8 \times 0,59 + 9,8 \times 0,59 + 80,8 \times 0,2 = 31,0 \text{кН} \quad (3.17)$$

### Друге сполучення навантажень

На зовнішню консоль діють постійні навантаження, тимчасове навантаження від рухомого складу відсутнє (розглядається випадок проведення ремонтних робіт на мосту), а тротуари навантажені ремонтним шаром баласту (інтенсивність навантаження 9.81 кПа). При цьому коефіцієнт надійності по навантаженню до навантаження від ремонтного шару баласту.

$$\gamma_{f1} = 1.1;$$

### Зусилля при розрахунку на тріщиностійкість

$$M_{1-1}^H = P_n^H \cdot (a_2 + a_3) + (q_3^H + 9.81 \cdot 1.0) \cdot a_3 \cdot \left( a_2 + \frac{a_3}{2} \right) + q_1^H \cdot \frac{a_2^2}{2} + q_2^H \cdot \frac{a_2^2}{2} =$$

$$= 0.687 \cdot (0.57 + 0.59) + (2.45 + 9.81) \cdot 0.57 \cdot (0.59 + 0.295) + 11.8 \cdot \frac{(0.59)^2}{2} + 9.8 \cdot \frac{(0.59)^2}{2} = 10,7 \text{кНм} \quad (3.18)$$

$$Q_{1-1}^H = P_n^H + (q_3^H + 9.81 \cdot 1.0) \cdot a_3 + q_1^H \cdot a_2 + q_2^H \cdot a_2 = 0.687 + (2.45 + 9.81) \cdot 0.57 + 11.8 \cdot 0.59 + 9.8 \cdot 0.59 \text{м} =$$

$$= 20,4 \text{кН} \quad (3.19)$$

### Зусилля при розрахунку на міцність

$$M_{1-1}^P = P_n^P \cdot (a_2 + a_3) + (q_3^P + 9.81 \cdot 1.0) \cdot a_3 \cdot \left( a_2 + \frac{a_3}{2} \right) + q_1^P \cdot \frac{a_2^2}{2} + q_2^P \cdot \frac{a_2^2}{2} =$$

$$= 0.76 \cdot (0.57 + 0.59) + (2.7 + 9.81) \cdot 0.57 \cdot (0.59 + 0.295) + 13 \cdot \frac{(0.59)^2}{2} + 12.74 \cdot \frac{(0.59)^2}{2} = 11,67 \text{кНм} \quad (3.20)$$

$$Q_{1-1}^H = P_n^H + (q_3^P + 9.81 \cdot 1.0) \cdot a_3 + q_1^P \cdot a_2 + q_2^P \cdot a_2 = 0.76 + (2.7 + 9.81) \cdot$$

$$0.57 + 13 \cdot 0.59 + 12,74 \cdot 0.59 \text{м} = 23,1 \text{кН} \quad (3.21)$$

### Внутрішня защемлена плита

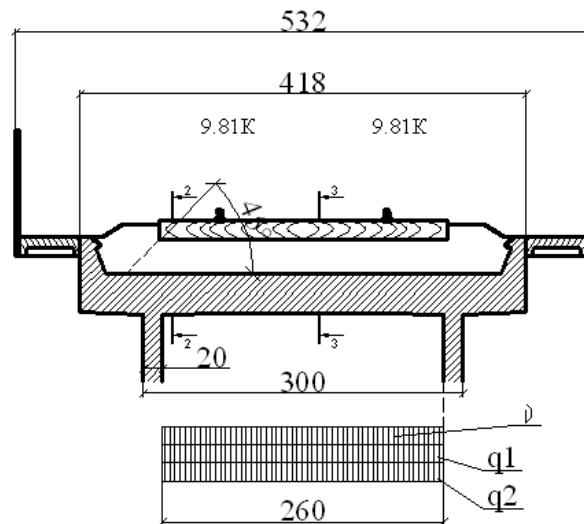


Рис. 3.2 - Навантаження в заземленій плиті

$$h_{\text{пл}} = 0.2 \text{ м};$$

$$l_{\text{пл}} = 2.6\text{м} + 0.2\text{м} = 2.8\text{м};$$

Нормативне вертикальне навантаження від рухомого складу приймається рівною  $v^H = 19.62K \frac{\text{кН}}{\text{м}_{\text{колії}}}$ , де  $K$  – клас заданого навантаження. Це навантаження розподіляється шпалами поперек осі прогонової будови на ширину  $b$ , м (яка не перевищує ширини баластного корита) й приймає значення:

$$q_v^H = \frac{19.62 \cdot K}{b} = \frac{19.62 \cdot K}{2.7+h} = \frac{19.62 \frac{\text{кН}}{\text{м}} \cdot 14}{2.7+0.35\text{м}} = 90.06 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \quad (3.22)$$

Де:

- товщина баласту під шпалою;

$b = 2.7 + h$ - ширина розподілення для заземлення.

Циліндрична жорсткість плити.

$$D = \frac{E_b \cdot h_f^3}{12 \cdot (1 - \mu^2)} = \frac{36000000 \cdot (0.2)^2}{12 \cdot (1 - 0.2^2)} = 128000 \text{кН} \cdot \text{м}; \quad (3.23)$$

Де:

$h_f = 0.2\text{м}$ - товщина плити;

$\mu = 0.2$ - коефіцієнт Пуассона для бетону;

$E_b \cdot 10^{-3} = 36.0\text{МПа} = 36000000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$  модуль пружності бетону В30 на

стиск.

$G_b = 0.4 \cdot E_b = 0.4 \cdot 36000000 = 14400000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$  модуль пружності бетону на зсув;

Ступінь затиснення плити:

$$n_1 = 0.001 \cdot \frac{D \cdot l_{\text{пл}}^3}{G_b \cdot I_k} = 0.001 \cdot \frac{720000 \cdot (2.8)^3}{14400000 \cdot 0.0098} = 1.12; \quad (3.24)$$

$$I_k = \frac{1}{3} \sum \left( \frac{h_i}{\delta_i} - 0.63 \right) \delta_i^4 = 0.0098 \quad (3.25)$$

$n_1 < 30$  тому коефіцієнти затиснення плити наступні:

$\beta = -0.80$ - опорне січення 2-2;

$\alpha = +0.50$ - в середині прогону січення 3-3.

Згинальний момент при розрахунку на тріщиностійкість.

$$M_{2-2}^H = \beta \cdot (P_{\text{пл}}^H + P_6^H + P_v^H) \cdot \frac{l_{\text{пл}}^2}{8} = -0.80 \cdot (11.8 + 9.8 + 90.06) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = -87.5 \text{кНм}; \quad (3.26)$$

Згинальний момент на витривалість.

$$\begin{aligned} \max M'_{2-2} &= \beta \cdot \left( P_{\text{пл}}^H + P_6^H + P_v^H \cdot \varepsilon \cdot \left( 1 + \frac{2}{3} \mu \right) \right) \cdot \frac{l_{\text{пл}}^2}{8} = \\ &= -0.80 \cdot (11.8 + 9.8 + 90.06 \cdot 1 \cdot 1.33) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = -110.8 \text{кН} \end{aligned} \quad (3.27)$$

$$\min M'_{2-2} = \beta \cdot (P_{\text{пл}}^H + P_6^H) \cdot \frac{l_{\text{пл}}^2}{8} = -0.80 \cdot (11.8 + 9.8) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = -16.9 \text{кН}; \quad (3.28)$$

$$\begin{aligned} \max M'_{3-3} &= \alpha \cdot \left( P_{\text{пл}}^H + P_6^H + P_v^H \cdot \varepsilon \cdot \left( 1 + \frac{2}{3} \mu \right) \right) \cdot \frac{l_{\text{пл}}^2}{8} = \\ &= 0.5 \cdot (11.8 + 9.8 + 90.06 \cdot 1 \cdot 1.33) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = 69.3 \text{кН} \end{aligned} \quad (3.29)$$

$$\min M'_{3-3} = \beta \cdot (P_{\text{пл}}^H + P_6^H) \cdot \frac{l_{\text{пл}}^2}{8} = 0.5 \cdot (11.8 + 9.8) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = 10.6 \text{кН}; \quad (3.30)$$

Згинальний момент при розрахунку на міцність.

$$\begin{aligned} M_{2-2} &= \beta \cdot \left( P_{\text{пл}}^H \cdot \gamma_{f1} + P_6^H \cdot \gamma_{f2} + P_v^H \cdot \gamma_{fv} \cdot (1 + \mu) \right) \cdot \frac{l_{\text{пл}}^2}{8} = \\ &= -0.80 \cdot (11.8 \cdot 1.1 + 9.8 \cdot 1.3 + 90.06 \cdot 1.3 \cdot 1.5) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = -158.2 \text{кН} \end{aligned} \quad (3.31)$$

$$\begin{aligned} M_{3-3} &= \alpha \cdot \left( P_{\text{пл}}^H \cdot \gamma_{f1} + P_6^H \cdot \gamma_{f2} + P_v^H \cdot \gamma_{fv} \cdot (1 + \mu) \right) \cdot \frac{l_{\text{пл}}^2}{8} = \\ &= 0.5 \cdot (11.8 \cdot 1.1 + 9.8 \cdot 1.3 + 90.06 \cdot 1.3 \cdot 1.5) \cdot \frac{(2.8)^2}{8} = 98.6 \text{кН} \end{aligned} \quad (3.32)$$

### 3.1.2 Розрахунок перерізу плити

Розрахунок плити проводиться по першій групі граничних станів – на міцність та витривалість (тільки для залізничних мостів) і по другій групі граничних станів – на тріщиностійкість. Перерізи плити розраховуються на зусилля  $M_1$  та  $Q_1$ . При цьому підбір перерізу плити і площі арматури коробчастих прогонових будов виконується двічі : перший раз по максимальному (із трьох в перерізах 1-1 і 2-2) від’ємному моменту, другий раз по максимальному додатному моменту в середині прогону плити – переріз 3-3.

Підбір перерізу плити

Для забезпечення потрібної висоти плити задаємось коефіцієнтом армування :

$$\mu = 0.008 \div 0.01,$$

До розрахунку приймаємо  $\mu = 0.01$ ;

Визначаємо параметр:

$$\alpha = \mu \cdot \frac{R_s}{R_b} = 0.01 \cdot \frac{330000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}}{25000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}} = 0.15; \quad (3.1.1)$$

Де:

$R_s = 330000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ - розрахунковий опір на розтяг поздовжньої арматури при розрахунку по граничним станам першої групи для арматури А-ІІ.

$R_b = 25000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ - розрахунковий опір бетону В30 на стиск.

При  $\alpha = 0.15$  -  $r_0 = 2.68$  .

Робоча висота плити визначається :

Де :

$M_{\max} = -158,2 \text{кН}$ - максимальний від’ємний момент в перерізі 2-2.

Згідно з конструктивних вимог ( $1/10h_0$ ) приймаємо товщину плити  $h = 0.2 \text{м}$

Уточнене значення робочої висоти:

$$h_0 = h - 0.03 - 0.5 \cdot d_s - 3 = 0.2 - 0.03 - 0.5 \cdot 0.18 = 0.11 \text{м}; \quad (3.1.2)$$

Де:

$d_s = 0.18 \text{ м}$  діаметр арматури.

Потрібна площа арматури:

$$A_s = \frac{M_{\max}}{0.88 \cdot h_0 \cdot R_s} = \frac{158,2}{0.88 \cdot 0.16 \cdot 250000} = 0.0031 \text{ м}^2; \quad (3.1.3)$$

Площа одного стержня арматури :

$$A_{s1} = \pi \cdot \frac{d_s^2}{4} = 3.14 \cdot \frac{0.014^2}{4} = 0.00025 \text{ м}^2; \quad (3.1.4)$$

Потрібна кількість стержнів арматури А-ІІ Ø18 мм:

$$n = \frac{A_s}{A_{s1}} = \frac{0.00143}{0.00015} = 12.4 \text{ шт}; \quad (3.1.5)$$

Приймаємо кількість стержнів  $n = 13$  шт, арматури А-ІІ Ø18 мм.

Уточнена площа арматури:

$$A_s = n \cdot A_{s1} = 10 \cdot 0.00015 \text{ м}^2 = 0.0035 \text{ м}^2; \quad (3.1.6)$$

### 3.1.3 Розрахунок на міцність по згинальному моменту

Розрахунок проводиться при прямокутній епюрі напружень в бетоні.

$$x = \frac{R_s \cdot A_s}{b \cdot R_b} = \frac{330000 \cdot 0.0035}{1 \cdot 25000} = 0.042 \text{ м}; \quad (3.1.7)$$

$$M \leq R_b \cdot b \cdot x \cdot (h_0 - 0.5 \cdot x)$$

$$158,2 \text{ кН} \leq 25000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \cdot 1 \text{ м} \cdot 0.042 \text{ м} (0.2 \text{ м} - 0.5 \cdot 0.042 \text{ м}) = 183,75 \text{ кН} \quad (3.1.8)$$

$$158,2 \text{ кН} \leq 183,75 \text{ кН}$$

Умова виконана.

Де:

$M = -158,2 \text{ кН}$ - згинальний момент для розрахунку на міцність;

$R_b = 25000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ - розрахунковий опір бетону на міцність;

$R_s = 330000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ - розрахунковий опір на розтяг арматури.

При цьому необхідно щоб  $\frac{x}{h_0} \leq \varepsilon_y$ .

Значення  $\varepsilon_y$  визначається за формулою:

$$\varepsilon_y = \frac{\omega}{1 + \frac{\delta_1}{\delta_2} \cdot \left(1 - \frac{\omega}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008 \cdot R_b}{1 + \frac{R_s}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \cdot R_b}{1.1}\right)} = \frac{0.85 - 0.008 \cdot 25}{1 + \frac{330}{500} \cdot \left(1 - \frac{0.85 - 0.008 \cdot 25}{1.1}\right)} = 0.51 \quad (3.1.9)$$

Де:

$$\delta_1 = R_s$$

$$\delta_2 = 500 \text{ МПа}$$

$$\frac{x}{h_0} = \frac{0.023\text{м}}{0.2\text{м}} = 0.014; \quad (3.1.10)$$

$$0.014 \leq 0.554$$

Умова виконується.

Розрахунок на витривалість по згинальному моменту.

Розрахунок на витривалість проводиться, рахуючи, що бетон працює в пружному середовищі. Бетон розтягнутої зони в розрахунок не включається.

Перевірка напружень в бетоні:

$$\frac{M'}{I_{red}} \cdot x' \leq m_{b1} \cdot R_b; \quad (3.1.11)$$

Де:

$M' = -110,8\text{кНм}$ - значення згинального моменту з розрахунку на витривалість;

$$I_{red} = \frac{b \cdot (x')^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 - \text{момент інерції приведенного перерізу}$$

відносно нейтральної осі (без врахування розтягнутої зони бетону);

$$x' = \frac{n' \cdot A_s}{b_f} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot h_0 \cdot b_f}{n' \cdot A_s}} \right) - \text{висота зжатої зони бетону, без врахування}$$

розтягнутої зони бетону;

$$x' = \frac{n' \cdot A_s}{b_f} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot h_0 \cdot b_f}{n' \cdot A_s}} \right) = \frac{10 \cdot 0.0015}{1} \cdot \left( -1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 0.38 \cdot 1}{10 \cdot 0.0015}} \right) = 0.059 \text{ м}; \quad (3.1.13)$$

Де:

$$n' = \frac{E_s}{E_b} = 10 - \text{умовне відношення модулів пружності для В30}; \quad (3.1.14)$$

$$I_{red} = \frac{b \cdot (x')^3}{3} + n' \cdot A_s \cdot (h_0 - x')^2 = \frac{1 \cdot (0.093)^3}{3} + 10 \cdot 0.0015 \cdot (0.38 - 0.093)^2 = 0.005\text{м}^4; \quad (3.1.15)$$

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \varepsilon_b \cdot R_b = 0.6 \cdot 1.26 \cdot 1,025 \cdot 25000 = 77868 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \quad (3.1.16)$$

$$\varepsilon_b = \frac{\sigma'_{\min}}{\sigma'_{\max}} = \frac{16,9}{110,8} = 0,152 \quad (3.1.17)$$

Де:

$\beta_b = 1.26$  - коефіцієнт, який враховує ріст міцності бетону (табл.25);

$\varepsilon_b = 1,025$  - коефіцієнт, який залежить від асиметрії циклу напружень, що повторюються.

$$\frac{M'}{I_{red}} \cdot x' = \frac{110,8}{0,005} \cdot 0,095 = 2105,2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \quad (3.1.18)$$

$$2105,2 \leq 77868;$$

Умова виконана.

Перевірка напружень в арматурі.

$$n' \cdot \frac{M'}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_u) \leq m_{as1} \cdot R_s; \quad (3.1.19)$$

Де :

$a_u = 0,037\text{м}$  - відстань від зовнішньої розтягнутої грані перерізу до осі найближчого ряду арматури.

$$m_{as1} \cdot R_s = \beta_{pw} \cdot \varepsilon_{ps} \cdot R_s = 0,625 \cdot 0,58 \cdot 330000 = 164855 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \quad (3.1.20)$$

$$n' \cdot \frac{M'}{I_{red}} \cdot (h - x' - a_u) = 10 \cdot \frac{110,8}{0,0015} \cdot (0,48 - 0,093 - 0,037) = 256571 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}; \quad (3.1.21)$$

$$256,6 \text{ МПа} \leq 164,9 \text{ МПа.}$$

отже умова не виконується:

Невиконання умови витривалості перерізу за арматурою можна уникнути, якщо додати необхідну кількість стержнів до розтягнутої зони елемента. При цьому обов'язково перераховуємо геометричні характеристики перерізу. Попередні перевірки повторно не проводимо.

Додамо до каркасу 8 арматурних стержнів того ж діаметру. Нова конструкція перерізу наведена

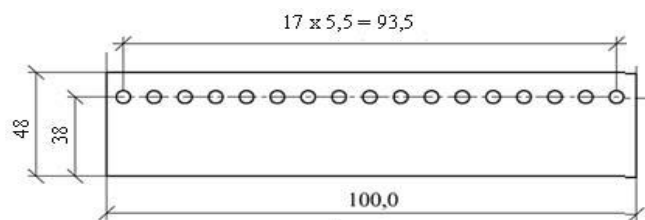


Рис. 3.5 - Конструкція перерізу плити з додатковою арматурою

Нова кількість стержнів і відповідна площа робочої арматури

Висота стиснутої зони бетону:

$$x' = \frac{10 \cdot 0,0027}{1} + (-1 + \sqrt{1 + \frac{2 \cdot 1 \cdot 0,2}{10 \cdot 0,0027}}) = 9,5 \text{ см.} \quad (3.1.22)$$

Момент інерції приведенного перерізу плити

$$I_{red} = \frac{100 \cdot 4,4^3}{3} + 10 \cdot 27(38 - 4,4)^2 = 872088,09 \text{ см}^4. \quad (3.1.23)$$

Нове значення лівої частини

$$n' \frac{M_{max}^B}{I_{red}} (h - x' - a_s) = 10 \frac{110,8}{0,0031} (0,2 - 0,095 - 0,037) = 973406 \text{ кН/м}^2. \quad (3.1.24)$$

Умова виконується:

$$87,2 \text{ МПа} < 97,3 \text{ МПа.}$$

### 3.2 Вибір розрахункової схеми, визначення навантажень та зусиль

Сучасні прогонові будови тепер виготовляють із низьколегованих сталей. Одна з важливих особливостей цих конструкцій полягає в високому рівні уніфікації елементів та деталей, а також використанні заводських зварних та монтажних з'єднань, що базуються на високоміцних болтах. Застосування таких стандартних конструкцій дозволяє зменшити витрати на сталь на 6-10% і скоротити трудові витрати на виготовлення та монтаж на 12-18%.

Головні балки мають зварний переріз. Матеріал балок – сталь 10Г2С1Д або 15 ХСНД. Ширина поясів – не менше 240 мм за умовою міцності дерев'яних мостобрусів на зминання та не більше 20 товщин поясу або 600 мм за умовою місцевої стійкості стисненого поясу. Товщина стінок – не менше 12 мм. Відстань між осями головних балок визначається за умови стійкості прогонової будови проти перекидання і вимогами горизонтальної жорсткості – від 1.80 м до 2.20 м. Такі прогонові будови перевозять залізницею цілими, встановлюють на опори консольними кранами, або методом поздовжнього насування.

Таблиця 3.1 – Визначення маси зусиль

Розрахункова довжина $l_p$ , м	Повна довжина $l_n$ , м	Відстань між головними балками $B_{ПС}$ , м	Висота головних балок, $h_B$ , м	Будівельні висоти		Маса металу, т	
				в прольоті $h_{буд}^{np}$ , м	на опорі $h_{буд}^{оп}$ , м	прогонових будов	комплекту опорних частин
50	50,8	2,3	3,8	4,89	5,4	111	75,5

Для визначення зусиль  $M$  і  $Q$  на міцність і витривалість будуються лінії впливу для небезпечних перерізів балки (рис. 3.1).

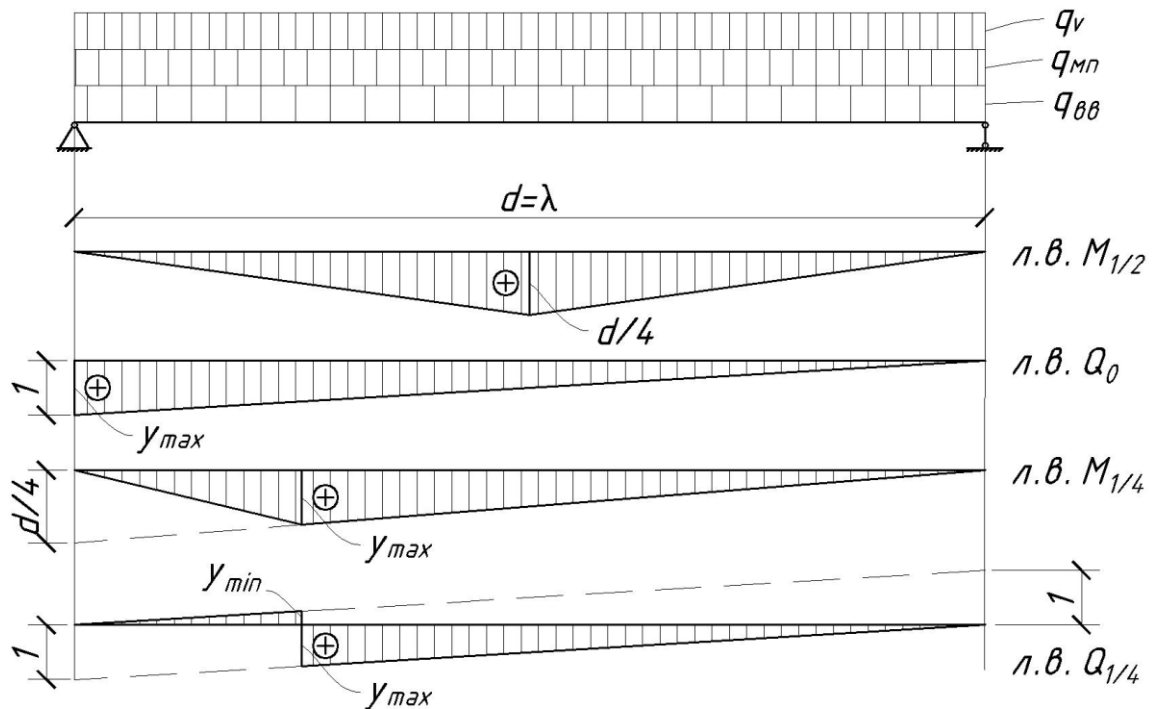


Рис. 3.3 - Розрахункова схема балки

Нормативна величина інтенсивності власної ваги балки:

$$q_{\text{ВВ}}^{\text{H}} = 0.5 \frac{G}{l} = 0.5 \frac{1110}{50} = 11,1 \text{ кН/м}, \quad (3.2.1)$$

де 1110 кН – вага прогонової будови, при  $l_{\text{прогр.}} = 50$  м.

Нормативна величина інтенсивності мостового полотна:

$$q_{\text{МП}}^{\text{H}} = \frac{22,6}{2} = 11,3 \text{ кН/м}. \quad (3.2.2)$$

Нормативна величина інтенсивності тимчасового навантаження:

- при  $\alpha = 0$ ,  $v = 11,29$  кН/м:

$$q_{v,0}^{\text{H}} = \frac{v \cdot K}{2} = \frac{11,29 \cdot 14}{2} = 79,03 \text{ кН/м}; \quad (3.2.3)$$

- при  $\alpha = 0,25$ ,  $v = 10,58$  кН/м:

$$q_{v,0,25}^{\text{H}} = \frac{v \cdot K}{2} = \frac{10,58 \cdot 14}{2} = 74,06 \text{ кН/м}; \quad (3.2.4)$$

- при  $\alpha = 0,5$ ,  $v = 9,875$  кН/м:

$$q_{v,0,5}^{\text{H}} = \frac{v \cdot K}{2} = \frac{9,875 \cdot 14}{2} = 69,13 \text{ кН/м}. \quad (3.2.5)$$

Коефіцієнт надійності для тимчасового навантаження:

$$\gamma_v = 1,3 - 0,003 \cdot \lambda = 1,3 - 0,003 \cdot 50 = 1,15. \quad (3.2.6)$$

Коефіцієнт динамічності для тимчасового навантаження:

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30+\lambda} = 1 + \frac{18}{30+50} = 1 + 0.225. \quad (3.2.7)$$

Коефіцієнт для розрахунку на витривалість, який залежить від довжини лінії впливу:

$$\varepsilon = 1.$$

Характеристики ліній впливу:

$$\omega_{1/2} = \frac{1}{2} \cdot y_{\max} \cdot \lambda = \frac{1}{2} \cdot 12,5 \cdot 50 = 312,5 \text{ м}^2 - \text{площа л. в. } M_{1/2}, \quad (3.2.8)$$

де  $y_{\max} = \frac{1}{4} \cdot \lambda = \frac{1}{4} \cdot 50 = 12,5 \text{ м}$  – максимальне значення л. в.  $M_{1/2}$ ;

$$\omega_0 = \frac{1}{2} \cdot y_{\max} \cdot \lambda = \frac{1}{2} \cdot 1 \cdot 50 = 25 \text{ м}^2 - \text{площа л. в. } Q_0, \quad (3.2.9)$$

де  $y_{\max} = 1$  – максимальне значення л. в.  $Q_0$ ;

$$\omega_{1/4} = \frac{1}{2} \cdot y_{\max} \cdot \lambda = \frac{1}{2} \cdot 9,38 \cdot 50 = 234,38 \text{ м}^2 - \text{площа л. в. } M_{1/4}, \quad (3.2.10)$$

де  $y_{\max} = \frac{3}{4} \cdot \frac{\lambda}{4} = \frac{3}{4} \cdot \frac{50}{4} = 9,38 \text{ м}$  – максимальне значення л. в.  $M_{1/4}$ ;

$$\omega_{1/4} = \omega_{1/4,\max} + \omega_{1/4,\min} = \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} \cdot \lambda \cdot y_{\max} + \left( -\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot \lambda \cdot y_{\min} \right) = \frac{1}{2} \cdot \frac{3}{4} \cdot 50 \cdot \frac{3}{4} + \left( -\frac{1}{2} \cdot \frac{1}{4} \cdot 50 \cdot \frac{1}{4} \right) = 12,5 \text{ м}^2 - \text{площа л. в. } Q_{1/4} \text{ з урахуванням знаків}; \quad (3.2.11)$$

де  $y_{\max} = \frac{3}{4}$ ,  $y_{\min} = \frac{1}{4}$ , – відповідно максимальне і мінімальне значення л. в.

$Q_{1/4}$ .

Розрахункові зусилля:

$$M_{\max}^M = \omega_{\frac{1}{2}} \cdot \left( q_{\text{ВВ}}^H \cdot \gamma_f + q_{\text{МП}}^H \cdot \gamma_f + q_{\text{V},0,5}^H \cdot \gamma_v \cdot (1 + \mu) \right) = 312,5 \cdot (11,1 \cdot 1,1 + 11,3 \cdot 1,1 + 69,125 \cdot 1,22695 \cdot 1,33) = 38\,131,2 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (3.2.12)$$

$$Q_{\max}^M = \omega_0 \cdot \left( q_{\text{ВВ}}^H \cdot \gamma_f + q_{\text{МП}}^H \cdot \gamma_f + q_{\text{V},0}^H \cdot \gamma_v \cdot (1 + \mu) \right) = 25 \cdot (11,1 \cdot 1,1 + 11,3 \cdot 1,1 + 79,03 \cdot 1,22695 \cdot 1,33) = 3\,399,34 \text{ кН}; \quad (3.2.13)$$

$$M_{\max}^B = \omega_{1/2} \cdot \left( q_{\text{ВВ}}^H + q_{\text{МП}}^H + q_{\text{V},0,5}^H \cdot \varepsilon \cdot \left( 1 + \frac{2}{3} \cdot \mu \right) \right) = 312,5 \cdot \left( 11,1 + 11,3 + 69,13 \cdot 1 \cdot \left( 1 + \frac{2}{3} \cdot 0,225 \right) \right) = 31\,841,8 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (3.2.14)$$

$$M_{\min}^B = \omega_{1/2} \cdot (q_{\text{ВВ}}^H + q_{\text{МП}}^H) = 312,5 \cdot (11,1 + 11,3) = 7000 \text{ кН} \cdot \text{м}; \quad (3.2.15)$$

$$M_{\max,1/4}^M = \omega_{1/4} \cdot \left( q_{\text{BB}}^H \cdot \gamma_f + q_{\text{МП}}^H \cdot \gamma_f + q_{\text{v},0,25}^H \cdot \gamma_v \cdot (1 + \mu) \right) = 234,375 \cdot \\ (11,1 \cdot 1,1 + 11,3 \cdot 1,1 + 74,06 \cdot 1,22695 \cdot (1 + 0,33)) = 30\,227,82 \text{ кН} \cdot \text{м}; (3.2.16)$$

$$Q_{\max,1/4}^M = \omega_{1/4} \cdot \left( q_{\text{BB}}^H + q_{\text{МП}}^H + q_{\text{v},0,25}^H \cdot \gamma_v \cdot (1 + \mu) \right) = 12,5 \cdot (11,1 + 11,3 + 74,06 \cdot 1,22695 \cdot \\ 1,33) = 1\,584,15 \text{ кН}. (3.2.17)$$

### 3.2.1 Визначення параметрів прогонової будови

Геометричні характеристики перерізу сталезалізобетонної головної балки посередині крайнього прогону (точка 3, переріз 3) для розрахунку на усадку бетону обчислюють при  $n_{b,shr} = 5.72$ . Аналогічно знаходять геометричні характеристики інших перерізів для розрахунку усадки бетону.

Приведена щодо до сталі площа поперечного перерізу сталезалізобетонної балки:

$$A_{stb,shr} = A_{st} + \frac{A_b}{n_{b,shr}} = 0.08385 + \frac{0.37}{5.72} = 0.149 \text{ м}^2. (3.2.18)$$

Зсув центру ваги, викликаний включенням у роботу залізобетонної плити:

$$Z_{st,stb}^{shr} = \frac{A_b Z_{b,stb}}{A_{stb,shr} n_{b,shr}} = \frac{0.37 \times 1.51}{0.149 \times 5.72} = 0,65 \text{ м}. (3.2.19)$$

Приведений щодо сталі момент інерції поперечного перерізу сталезалізобетонної балки щодо осі, що проходить через центр його ваги:

$$I_{stb,shr} = I_{st} + A_{st} Z_{st,stb}^{shr\ 2} + \frac{I_b}{n_{b,shr}} + \frac{A_b}{n_{b,shr}} (Z_{b,stb} - Z_{st,stb}^{shr}) = 0.18 + 0.08385 \times \\ 0.65^2 + \frac{0.0012}{5.72} + \frac{0.37}{5.72} \times (1.51 - 0.65) = 0.265 \text{ м}^4 (3.2.20)$$

Статичний момент сталевого перерізу щодо осі, що проходить через центр ваги сталезалізобетонного перерізу:

$$S_{shr} = A_{st} Z_{st,stb}^{shr} = 0.08385 \times 0.65 = 0.0545 \text{ м}^3 (3.2.21)$$

Відстань від осі, що проходить через центр ваги сталезалізобетонного перерізу при  $n_{b,shr} = 5,75$ :

До крайньої фібри верхнього поясу балки

$$Z_{s2,stb}^{shr} = Z_{s2,st} - Z_{st,stb}^{shr} = 1,56915 - 0.65 = 0.92 \text{ м}; (3.2.22)$$

До крайньої фібри нижнього поясу балки

$$Z_{s1,stb}^{shr} = Z_{s1,st} + Z_{st,stb}^{shr} = 2,21 + 0,65 = 2,86 \text{ м}; (3.2.23)$$

До центру ваги бетону

$$Z_{b,stb}^{shr} = Z_{b,st} - Z_{st,stb}^{shr} = 1,91 - 0,92 = 0,98 \text{ м}; (3.2.24)$$

До крайньої фібри бетону

$$Z_{bf, stb}^{shr} = Z_{b, st} - Z_{st, stb}^{shr} + \frac{t_{sl}}{2} = 1,91 - 0,65 + \frac{0,2}{2} = 1,16 \text{ м}; \quad (3.2.25)$$

### 3.2.2 Визначення внутрішніх напружень від усадки бетону посередині прогону головної балки

Граничну відносну деформацію усадки бетону для збірної плити згідно з [1, п. 5.9] слід приймати такою, що дорівнює  $\varepsilon_{shr} = 1 \times 10^{-4}$ . Розрахунок ведемо на нормативні зусилля.

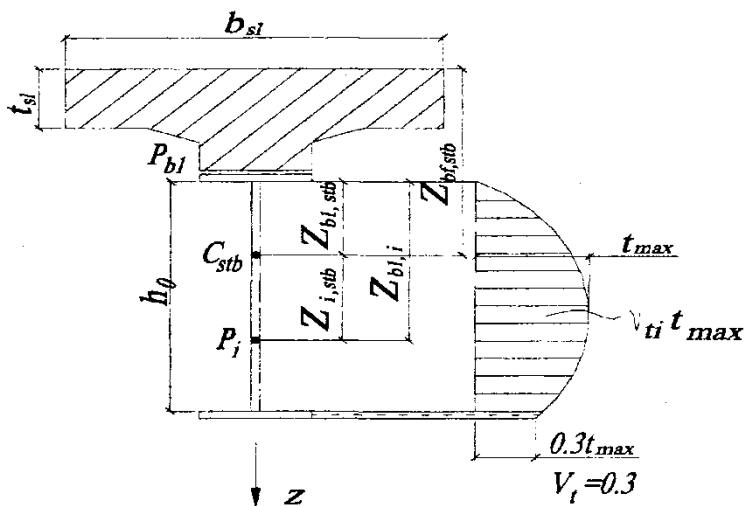


Рис. 3.4 - Поперечний переріз сталезалізобетонної конструкції і розрахункова епюра різниці температур

Повзучість бетону від усадкових напружень припускається враховувати шляхом застосування в розрахунках умовного модуля пружності бетону:

$$E_{ef, shr} = 0,5 E_b [2. n. 5.9], \quad (3.3.1)$$

$$\text{Де } E_b = 36 \times 10^3 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}.$$

$$\text{Тоді } E_{ef, shr} = 0,5 \times 36 \times 10^3 \approx 18\,000 \frac{\text{кгс}}{\text{см}^2}.$$

Коефіцієнт:

$$n_{b, shr} = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2,06 \times 10^5}{36 \times 10^3} = 5,72. \quad (3.3.2)$$

Напруження у крайній фібрі бетону

$$\sigma_{bf, shr} = \varepsilon_{shr} E_{ef, shr} \left( \frac{A_{st}}{A_{stb, shr}} - \frac{S_{shr}}{I_{stb, shr}} Z_{bf, stb}^{shr} \right) = 1 \times 10^{-4} \times 18 \times 10^3 \times \left( \frac{0,08385}{0,149} - \frac{0,0545}{0,265} \times 1,16 \right) = 58\,320 \text{ кН/м}^2 \text{ (розтяг)} \quad (3.3.3)$$

У центрі ваги перерізу бетону

$$\sigma_{b,shr} = \varepsilon_{shr} E_{ef,shr} \left( \frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} - \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} Z_{b,stb}^{shr} \right) = 1 \times 10^{-4} \times 18 \times 10^3 \times \left( \frac{0,08385}{0,149} - \frac{0,0545}{0,265} \times 0,98 \right) = 65\,478 \text{ кН/м}^2 \text{ (розтяг)} \quad (3.3.4)$$

У крайніх фібрах верхнього поясу сталеві балки

$$\sigma_{s2,shr} = \varepsilon_{shr} E_{st} \left( \frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} - \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} Z_{s2,stb}^{shr} - 1 \right) = 1 \times 10^{-4} \times 2,06 \times 10^5 \times \left( \frac{0,08385}{0,149} - \frac{0,0545}{0,265} \times 0,92 - 1 \right) = -12\,925 \text{ кН/м}^2 \text{ (стиск)}; \quad (3.3.5)$$

У крайніх фібрах нижнього поясу сталеві балки

$$\sigma_{s1,shr} = \varepsilon_{shr} E_{st} \left( \frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} - \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} Z_{s1,stb}^{shr} - 1 \right) = 1 \times 10^{-4} \times 2,06 \times 10^5 \times \left( \frac{0,08385}{0,149} - \frac{0,0545}{0,265} \times 2,86 - 1 \right) = 37\,084 \text{ кН/м}^2 \quad (3.3.6)$$

У ненапруженій арматурі на рівні центру ваги бетону:

$$\sigma_r = \varepsilon_{shr} E_r \left( \frac{A_{st}}{A_{stb,shr}} - \frac{S_{shr}}{I_{stb,shr}} Z_{b,stb}^{shr} - 1 \right) = 1 \times 10^{-4} \times 2,06 \times 10^5 \times \left( \frac{0,08385}{0,149} - \frac{0,0545}{0,265} \times 0,98 - 1 \right) = -48\,485 \text{ кН/м}^2 \text{ (стиск)}. \quad (3.3.7)$$

Момент опору нетто:

$$W_{nt} = \frac{I}{y} = \frac{0,265}{0,92} = 0,294 \quad (3.3.8)$$

Напруження становлять:

$$\sigma = \frac{M_{\max}^M}{W_{nt} \cdot \chi_1} = \frac{44\,987,85}{0,270} = 151\,353,23 \text{ кН/м}^2. \quad (3.3.9)$$

Розрахункова несуча здатність:

$$R_y \cdot m = 350\,000 \cdot 0,9 = 315\,000 \text{ кН/м}^2. \quad (3.3.10)$$

Отже,

$$151\,353,23 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \leq 315\,000 \text{ кН/м}^2 - \text{умова виконана.}$$

### 3.2.3. Перевірка перерізу балки за нормальними напруженнями на витривалість

$$\sigma_{\max,ef}^B = \frac{M_{\max}^B}{\chi_2 \cdot W_{nt}} \leq \gamma_w \cdot R_y \cdot m. \quad (3.3.11)$$

Напруження становлять:

$$\sigma_{\max,ef}^B = \frac{M_{\max}^B}{\chi_2 \cdot W_{nt}} = \frac{37\,439,0625}{1,16 \cdot 0,294} = 109\,791 \text{ кПа}. \quad (3.3.12)$$

Розрахунок коефіцієнта  $\gamma_w$  за умовою:

$$\gamma_w \leq 1.$$

$$\rho = \frac{M_{\min}^B}{M_{\max}^B} = \frac{7000}{37439,06} = 0,187 \quad (3.3.13)$$

$$\alpha = 0,72, \delta = 0,24, \zeta = 1, \theta = 1, \beta = 1,3,$$

$$\gamma_w = \frac{1}{\zeta \cdot \theta \cdot ((\alpha \cdot \beta + \delta) - (\alpha \cdot \beta + \delta) \cdot \rho)} = \frac{1}{1 \cdot 1 \cdot ((0,72 \cdot 1,3 + 0,24) - (0,72 \cdot 1,3 + 0,24) \cdot 0,24)} = 0,96 \quad (3.3.14)$$

Розрахункова несуча здатність:

$$\gamma_w \cdot R_y \cdot m = 0,9 \cdot 350\,000 \cdot 0,9 = 202\,500 \text{ кПа.} \quad (3.3.15)$$

Отже,

$$109\,791 \text{ кПа} \leq 202\,500 \text{ кПа} - \text{умова виконана.}$$

### 3.2.4. Перевірка стінки балки при сумісній дії нормальних та дотичних напружень

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_y \cdot \sigma_x + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} \leq \gamma' \cdot R_y \cdot m. \quad (3.4.1)$$

Нормальні і дотичні напруження становлять:

$$\sigma_x = \frac{M_{\max,1/4}^M}{W_{nt}} = \frac{35\,820,99}{0,1285} = 121\,840 \text{ кПа.} \quad (3.4.2)$$

$$\tau_{xy} = \frac{Q_{\max,1/4}^M \cdot S_{\text{пл}}}{I_{br} \cdot t_w} = \frac{1\,882,45 \cdot 0,0033}{0,265 \cdot 0,012} = 1953,46 \text{ кПа.} \quad (3.4.3)$$

Місцевий тиск на одну балку від коліс рухомого складу:

$$\gamma_{ft} = 1,3 - 0,003 \cdot \lambda = 1,3 - 0,003 \cdot 3 = 1,291, \quad (3.4.4)$$

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} = 1 + \frac{18}{30 + 3} = 1,545, \quad (3.4.5)$$

$$P = \frac{24,5 \cdot K}{2 \cdot 100} \cdot \gamma_{ft} \cdot (1 + \mu) = \frac{24,5 \cdot 14}{2 \cdot 100} \cdot 1,291 \cdot (1 + 0,545) = 3,42 \text{ кН.} \quad (3.4.6)$$

$$\sigma_y = \frac{P}{t_w} = \frac{3,42}{0,01} = 285,14 \text{ кПа.} \quad (3.4.7)$$

Загальні напруження становлять:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_y \cdot \sigma_x + \sigma_y^2 + 3 \cdot \tau_{xy}^2} =$$

$$\sqrt{278\,682,98^2 - 285,14 \cdot 203580,3 + 278\,682,98^2 + 3 \cdot 1953,56} =$$

$$124\,710,4 \text{ кПа.} \quad (3.4.8)$$

Розрахункова несуча здатність:

$$\gamma' \cdot R_y \cdot m = 1,1 \cdot 350\,000 \cdot 0,9 = 346\,500 \text{ кПа.}$$

Отже,

$124\,710,4 \text{ кПа} \leq 346\,500 \text{ кПа}$  – умова виконана.

### 3.2.5. Розрахунок поясних швів балки

Сила зсуву:

$$T = \frac{Q_{\max}^M \cdot S^{\Pi}}{I_{br}} = \frac{4\,042,78 \cdot 0,026}{0,265} = 396,65 \text{ кН.} \quad (3.4.9)$$

Місцевий тиск від тимчасового навантаження:

$$\gamma_{fT} = 1,3 - 0,003 \cdot \lambda = 1,3 - 0,003 \cdot 50 = 1,15, \quad (3.4.10)$$

$$1 + \mu = 1 + \frac{18}{30 + \lambda} = 1 + \frac{18}{30 + 50} = 1,225, \quad (3.4.11)$$

$$q = \frac{24,5 \cdot K}{2 \cdot 100} \cdot \gamma_{fT} \cdot (1 + \mu) = \frac{24,5 \cdot 14}{2 \cdot 100} \cdot 1,15 \cdot (1 + 0,225) = 2,42 \text{ кН/м.} \quad (3.4.12)$$

Розрахунок катету зварного шва:

$$k_f = \frac{t_{fвгл} \cdot 1,2}{2} = \frac{0,025 \cdot 1,2}{2} = 0,015 \text{ м} = 1,5 \text{ см} \approx 15 \text{ мм.} \quad (3.4.13)$$

Коефіцієнти розрахункових перерізів кутових швів для автоматичного та напівавтоматичного зварювання «в човник»:

$$\beta_z = 1, \beta_f = 0,8.$$

Перевірка по металу зони сплавлення

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_z} \cdot \sqrt{T^2 + q^2} \leq R_{wz} \cdot m. \quad (3.4.14)$$

Розрахункова висота зварного шва:

$$t_z = \beta_z \cdot k_f = 1 \cdot 0,015 = 0,015 \text{ м} = 15 \text{ мм.} \quad (3.4.15)$$

Напруження становлять:

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_z} \cdot \sqrt{T^2 + q^2} = \frac{1}{2 \cdot 0,015} \cdot \sqrt{396,65^2 + 2,42^2} = 9456,24 \text{ кПа.} \quad (3.4.16)$$

Розрахункова несуча здатність:

$$R_{wz} = 0,45 \cdot R_{un} = 0,45 \cdot 530000 = 238500 \text{ кПа,}$$

де  $R_{un}$  – нормативний опір по металу основної конструкції.

$$R_{wz} \cdot m = 238\,500 \cdot 0,9 = 214\,650 \text{ кПа.} \quad (3.4.17)$$

Отже,

$9456,24 \text{ кПа} \leq 214650 \text{ кПа}$  – умова виконана.

Перевірка по металу зварного шва

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_f} \cdot \sqrt{T^2 + q^2} \leq R_{wf} \cdot m. \quad (3.4.18)$$

Розрахункова висота зварного шва:

$$t_f = \beta_f \cdot k_f = 0,8 \cdot 0,015 = 0,012 \text{ м} = 12 \text{ мм}. \quad (3.4.19)$$

Напруження становлять:

$$\tau = \frac{1}{n \cdot t_f} \cdot \sqrt{T^2 + q^2} = \frac{1}{1 \cdot 0,012} \cdot \sqrt{396,65^2 + 2,42^2} = 28487,8 \text{ кПа}. \quad (3.4.20)$$

Розрахункова несуча здатність:

$$R_{wf} = 0,55 \cdot \frac{R_{wun}}{\gamma_{wn}} = 0,55 \cdot \frac{490000}{1,25} = 215600 \text{ кПа}. \quad (3.4.21)$$

$$R_{wf} \cdot m = 215600 \cdot 0,9 = 194040 \text{ кПа}. \quad (3.4.22)$$

Отже,

$28487,8 \text{ кПа} \leq 194040 \text{ кПа}$  – умова виконана.

### 3.2.6. Розміщення ребер жорсткості та визначення їх розмірів

Ширина ребра жорсткості:

$$b_\eta = \frac{h_w}{30} + 40 \text{ мм} = \frac{3,743}{30} + 0,04 \text{ м} = 0,29 \text{ м}. \quad (3.4.23)$$

Товщина ребра жорсткості:

$$t_\eta = 2 \cdot b_\eta \cdot \sqrt{\frac{R_y}{E}} = 2 \cdot 0,02 \cdot \sqrt{\frac{250000}{200000000}} = 0,005 \text{ м} = 5 \text{ мм}. \quad (3.4.24)$$

Із умови приймаємо парну кількість кроків ребер –  $n_{кр} = 4$  шт. Крок не має перевищувати 2 м або подвійної висоти балки –  $2 \cdot h_6 = 2 \cdot 3,8 = 7,6 \text{ м}$ . Отже, приймаємо таку схему кроків:  $l_{кр} = 2 + 2 + 2 + 2 = 8 \text{ м}$ .

### 3.2.7. В'язі між балками

Збір навантажень

Вітрове навантаження на рухомий склад

Характеристичний тиск району –  $W_0 = 0,5 \text{ кПа}$ .

Висота від РМВ до рухомого складу для знаходження коефіцієнта висоти споруди  $C_h$ :

$$h = h_B + h_\Gamma + h_6 + h_p + \frac{h_{pc}}{2} = 1,8 + 10 + 1,88 + 0,18 + \frac{4}{2} = 15,86 \text{ м}, \quad (3.4.25)$$

де  $h_B$  – висота води від РМВ до РСВ,

$h_\Gamma$  – висота габариту,

$h_6$  – висота балки,

$h_p$  – висота рейки,

$h_{pc}$  – висота рухомого складу.

Загальний коефіцієнт врахування аеродинамічних показників:

$$C = C_{aer} \cdot C_d \cdot C_h = 1,5 \cdot 1 \cdot 1,227 = 1,84. \quad (3.4.26)$$

Отже,

$$W_{n1} = W_0 \cdot C \cdot \gamma_f = 0,5 \cdot 1,84 \cdot 1,15 = 1,06 \text{ кПа}. \quad (3.4.27)$$

Вітрове навантаження на балку

Висота від РМВ до центру висоти балки для знаходження коефіцієнта висоти споруди  $C_h$ :

$$h = h_B + h_r + \frac{h_6}{2} + h_{мп} + h_p = 1,5 + 10,5 + \frac{1,15}{2} + 0,24 + 0,18 = 12,99 \text{ м}. \quad (3.4.28)$$

де  $h_{мп}$  - висота мостового полотна.

Загальний коефіцієнт врахування аеродинамічних показників:

$$C = C_{aer} \cdot C_d \cdot C_h = 1,9 \cdot 1 \cdot 1,215 = 2,308. \quad (3.4.29)$$

Отже,

$$W_{n2} = W_0 \cdot C \cdot \gamma_f = 0,5 \cdot 2,308 \cdot 1,15 = 1,33 \text{ кПа}, \quad (3.4.30)$$

Загальне значення інтенсивності вітру:

$$W = W_{n1} \cdot h_{ваг} + W_{n2} \cdot (h_6 + h_{мп} + h_p - h_{п}) = 1,06 \cdot 3 + 1,33 \cdot (1,88 + 0,24 + 0,18 - 0,5) = 4,6 \text{ кН/м}, \quad (3.4.31)$$

де  $h_{ваг}$  – висота вагону,

$h_{п}$  – умовна висота поясу балки.

Розрахункова інтенсивність навантаження від ударів коліс рухомого складу поїздів залізниць на одну площину в'язів:

$$S_{гор} = 0,5 \cdot 0,59 \cdot K \cdot \gamma_{f,гор} = 0,5 \cdot 0,59 \cdot 8 \cdot 1,184 = 4,89 \text{ кН/м}. \quad (3.4.31)$$

Для подальших розрахунків вибираємо найбільше значення інтенсивності навантаження на балку –  $S_{гор}$ .

Розрахунок максимального зусилля у в'язях

Максимальне значення ординати лінії впливу від навантаження буде на опорі, а максимальне напруження в крайній поздовжній в'язі (рис. 2.2).

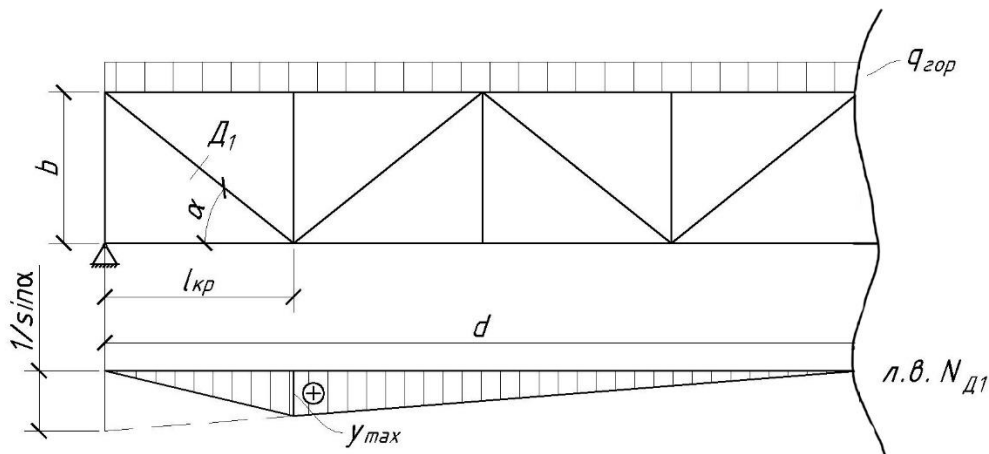


Рис. 3.5 - Розрахункова схема поздовжніх в'язів

Характеристики лінії впливу:

$$h_{\max, \text{л.в.}} = \frac{1}{\sin(\alpha)} = \frac{1}{\sin(42)} = 1,49, \quad (3.4.31)$$

$$y_{\max} = h_{\max, \text{л.в.}} \cdot \frac{d - l_{\text{кр}}}{d} = 1,49 \cdot \frac{8 - 2}{8} = 1,12. \quad (3.4.32)$$

$$\omega = \frac{1}{2} \cdot y_{\max} \cdot d = \frac{1}{2} \cdot 1,12 \cdot 8 = 4,48 \text{ м}^2. \quad (3.4.33)$$

Виникаюче зусилля:

$$N_{\text{Д1}} = \omega \cdot S_{\text{гор}} = 4,48 \cdot 4,89 = 21,93 \text{ кН}. \quad (3.4.34)$$

Підбір рівностороннього кутика поздовжніх в'язів

Приймаю рівносторонній кутик 75x5, де:

$$A = 7,39 \text{ см}^2, i = 2,31 \text{ см}.$$

Довжина поздовжньої в'язі:

$$l_{\text{п.в.}} = \sqrt{b^2 + l_{\text{кр}}^2} = \sqrt{1,8^2 + 2,07^2} = 2,74 \text{ м} = 274 \text{ см}. \quad (3.4.35)$$

Перевірка на гнучкість

$$\lambda = \frac{l_{\text{п.в.}}}{i} \leq \lambda_{\max}, \quad (3.4.36)$$

$$\lambda = \frac{l_{\text{п.в.}}}{i} = \frac{274}{2,31} = 118,61, \quad (3.4.37)$$

$$\lambda_{\max} = 130. \quad (3.4.38)$$

Отже,

$118,61 \leq 130$  – умова виконана.

Перевірка на міцність

$$\sigma = \frac{N_{Д1}}{A_{nt}} \leq R_y \cdot m \cdot m_1. \quad (3.4.39)$$

Площа нетто:

$$A_{nt} = A \cdot 0,85 = 7,39 \cdot 0,85 = 6,28 \text{ см}^2 = 0,000628 \text{ м}^2. \quad (3.4.40)$$

Напруження становлять:

$$\sigma = \frac{N_{Д1}}{A_{nt}} = \frac{21,93}{0,000628} = 34910,53 \text{ кПа.}$$

Розрахункова несуча здатність:

$$R_y \cdot m \cdot m_1 = 250000 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 168\,750 \text{ кПа.} \quad (3.4.41)$$

Отже,

$168\,750 \text{ кПа} \leq 236250 \text{ кПа}$  – умова виконана.

Перевірка кутика на стійкість

$$\sigma = \frac{N_{Д1}}{A_{br}} \leq \varphi \cdot R_y \cdot m \cdot m_1. \quad (3.4.42)$$

Напруження становлять:

$$\sigma = \frac{N_{Д1}}{A_{br}} = \frac{21,93}{0,000739} = 29673,95 \text{ кПа.} \quad (3.4.43)$$

Розрахункова несуча здатність:

$$\varphi \cdot R_y \cdot m \cdot m_1 = 0,274 \cdot 250000 \cdot 0,9 \cdot 0,75 = 44\,388 \text{ кПа.} \quad (3.4.44)$$

Отже,

$29673,95 \text{ кПа} \leq 44\,388 \text{ кПа}$  – умова виконана.

## ВИСНОВКИ

Висока висота балки сприяє розподілу навантаження та забезпечує необхідну прогинову міцність, що може бути критичним для стабільності та довговічності прогонової будови. Збільшена товщина плити додає додаткову масу (постійне навантаження), але при сумісній роботі з металевою балкою сприймає напруження на стиск і впливає на жорсткість та стійкість конструкції, що може бути важливим фактором при експлуатації в умовах залізничної інфраструктури. Такий підхід забезпечує не лише оптимальні технічні показники, але й враховує економічні та практичні аспекти для досягнення комплексного та ефективного рішення. Прогин від постійного та частки тимчасового навантаження можливо заздалегідь (ще при виготовленні конструкції) компенсувати будівельним підйомом.

1. Виконавши аналітичні та комп'ютерні розрахунки можемо порівняти результати, які наведено в таблиці 4.1.

Таблиця 4.1 – Напруження в балці

Напруження, МПа	Розрахункове	Комп'ютерний розрахунок
	151,31	291,23

Порівнюючи розрахункові та комп'ютерні напруження можна зробити висновки, що дана конструкція сталезалізобетонної прогонової будови може бути використана.

2. Аналізуючи графіки переміщень бачимо, що при збільшенні товщини плити загальні переміщення в балці зменшуються.

3. Виходячи з комп'ютерних розрахунків прогонової будови, бачимо, що при збільшенні товщини плити напруження в балці зростають.

Використання сталезалізобетонних конструкцій, зокрема монолітних перекриттів на профільованих настилах для з'єднання сталевих балок і плит, сприяє розвитку сталевих конструкцій у галузі мостобудування. Це призводить до прискорення темпів будівництва, зниження споживання ресурсів та значного покращення економічних показників усього процесу будівництва.

## ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Р. Б. Каплін [Текст] – Сучасні сталезалізобетонні прогонові будови мостів малих і середніх прогонів.
2. Корнеев М. М. [Текст] Сталезалізобетонні мости: теоретичний і практичний посібник по проектуванню.
3. ДСТУ-Н Б EN-1994-2:20XX [Текст] – Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 2. Загальні правила для мостів
4. Салійчук Л.В. Експериментальні дослідження та теоретичне обґрунтування міцності анкерування в бетон вклеєних стержневих анкерів при зсуві / Л.В. Салійчук // Зб. Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2011. – №. 74 – С.494-506
5. ДСТУ Б. В.2.3-1-95 – Габарити підмостові судноплавних прогонів мостів на внутрішніх водних шляхах. Норми і технічні вимоги.
6. ДСТУ-Н Б EN-1994-1-1:2010 [Текст] – Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій. Частина 1-1. Загальні правила і правила для споруд
7. ДСТУ-Н Б EN-1993-2:2006 – Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 2. Сталеві мости.
8. ДБН В.2.3-26:2010 – Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. Частина 1
9. ДБН В.1.2-15-2009 – Мости та труби. Навантаження і впливи
10. ДБН В.2.3-22:201X - Мости та труби. Основні вимоги проектування
11. ДСТУ-Н Б EN- 1994-2 - Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій будівель відповідно до єврокоду
12. ДБН В.2.6-160:2010 - Сталезалізобетонні конструкції.
13. Балабух Я.А. Застосування сучасних методів розрахунку для проектування сталезалізобетонних прогонових будов мостів / Я.А. Балабух // Дороги і мости. – К.: ДерждорНДІ, 2009. –№11. – С.11-18.
14. Більченко, А. В., Кіслов, О. Г., & Бадаєва, О. В. (2008). Концепція

розвитку будівництва, експлуатації і ремонту мостових споруд до 2012 р. в м. Харкові. Науковий вісник будівництва, 48, 71- 73

15. Снитко, В. П. (2005). Проектування сталезалізобетонних мостів. Київ: НТУ.

16. Стороженко, Л. І., Тимошенко, В. М., Нижник, О. В., Гасій, Г. М., & Мурза, С. О. (2008). Дослідження і проектування сталезалізобетонних структурних конструкцій.

17. Кваша В.Г. Дослідження роботи поширених прогонових будов мостів на моделях/ В.Г. Кваша, П.М. Коваль // Теорія і практика будівництва: вісн. ДУ «Львівська політехніка».

18. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції.: Навчальний посібник. / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц.– Полтава, 2005. – 189 с.

19. Гернич М. В., Ключник С. В., Співак Д. С. Сталезалізобетонні прогонові будови мостів для постконфліктного відновлення зруйнованої транспортної інфраструктури. Мости та тунелі : теорія, дослідження, практика. 2021. № 19. С. 28–37.

20. Стрілецький Н.М. Сталезалізобетонні пролітні будови мостів.

21. Іваник Юрій Іванович Міцність та деформативність комбінованих сталезалізобетонних попередньо напружених конструкцій