

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

ННЦ «Мости і тунелі»

(назва факультету/ННЦ)

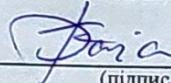
«Транспортна інфраструктура»

(повна назва кафедри)

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

на тему: Порівняльний аналіз різних видів армування бетонних балок залізничних мостів та визначення оптимального варіанту за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі» зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: студент групи: МТ2121



(підпис студента)

/ Дарина ДРОГОБЕЦЬКА /

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник:

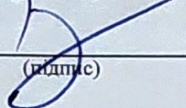


(підпис)

/ доц. Сергій КЛЮЧНИК /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер:



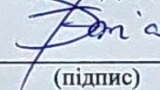
(підпис)

/ ст. викл. Павло Овчинников /

(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

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

Студент



(підпис)

Дніпро – 2022 рік

ЗАЯВА

Я, Дрогобеєвська Дарина Валерівна

(прізвище, ім'я, по батькові повністю)

студента(ки) групи МГ2121 ННЦ «Мости і тунелі»

спеціальності 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(код та назва спеціальності)

освітньої програми «Мости і транспортні тунелі»

(назва освітньої програми)

освітнього ступеня магістр

(бакалавр, магістр)

заявляю, що моя випускна кваліфікаційна робота на тему:

Торівський аналіз різних видів армивання
бетонних балок залужених мостів та виведення
оптимального варіанту

виконана самостійно і в ній не міститься елементів плагіату. Всі запозичення з друкованих та електронних джерел мають відповідні посилання. Прошу перевірити її на наявність академічного плагіату.

Я ознайомлений(а) з чинним «Порядком перевірки кваліфікаційних випускних робіт здобувачів вищої освіти на виявлення текстових та графічних запозичень засобами перевірки на плагіат», згідно з яким виявлення плагіату є підставою для відмови в допуску випускної кваліфікаційної роботи до захисту.

Студент(ка)

Дарина

(підпис)

Дрогобеєвська Д.В.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Дата 29.11.2022

Керівник ВКР

[Підпис]

(підпис)

Клюшник С.В.

(прізвище, ім'я, по батькові)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій
Кафедра «Транспортна інфраструктура»

ДОВІДКА

про відсутність плагіату у випускній кваліфікаційній роботі

За результатами перевірки випускної кваліфікаційної роботи (ВКР)
здобувача вищої освіти освітнього ступеня (ОС) «магістр»


Дрогобецької Дарини Валеріївни

(прізвище, ім'я, по батькові)

на тему: Порівняльний аналіз різних видів арми-
вання бетонних балок залізничних мостів та
визначення оптимального варіанту

в роботі не виявлено порушень академічної доброчесності.

Керівник ВКР



(підпис)

Клюшак С.В.

(прізвище, ім'я, по батькові)

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

Bridges and tunnels

(faculty/TRC)

"Transport infrastructure"

(department)

**Explanatory Note
to Master's Thesis**

Master

(higher education degree)

on the topic: Comparative analysis of various types of reinforcement of concrete
beams of railway bridges and determination of the optimal option

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: MT2121 / Daryna DROHOBETSKA /

(name, surname)

Scientific Supervisor:

/ Associate professor Sergey

KLIUCHNIK /

(position, name, surname)

Normative controller :

/ Senior lecturer Pavel

OYCHINNIKOV /

(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

ННЦ: «Мости і тунелі»

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 Дрогобецькій Дарині Валеріївні

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Порівняльний аналіз різних видів армування бетонних балок залізничних мостів та визначення оптимального варіанту»

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

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

затверджені наказом від

«27» жовтня 2022 р.

№ 717ст

2. Строк подання студентом роботи: «19» грудня 2022 р.

3. Вихідні дані до роботи: типові проекти залізобетонних балок під залізничне навантаження з армуванням простою та високоміцною арматурою

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

Вступ. Розділ 1. Опис різних видів армування залізобетонних балок під залізничне навантаження. Розділ 2. Розрахунки залізобетонних балок, що армовані різними видами армування. Розділ 3. Комп'ютерне моделювання розрахункової моделі залізобетонних балок. Розділ 4. Аналіз напружено-деформованого стану балок та порівняльний аналіз різних видів армування бетонних балок залізничних мостів з визначенням оптимального варіанту. Висновки.

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

Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, 10...12 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 різних видів армування залізобетонних балок під залізничне навантаження.	07.11.2022 – 16.11.2022	
2	Розділ 2. Розрахунки залізобетонних балок, що армовані різними видами армування.	17.11.2022 - 20.11.2022	
3	Визначення впливу дефектів на вантажопідйомність балок проїзної частини. Комп'ютерне моделювання розрахункової моделі залізобетонних балок.	21.11.2022 – 04.12.2022	
4	Аналіз напружено-деформованого стану балок та порівняльний аналіз різних видів армування бетонних балок залізничних мостів з визначенням оптимального варіанту Висновки, Оформлення ВКР.	05.12.2022 – 18.12.2022	
5	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	19.12.2022 – 25.12.2022	
6	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	19.12.2022	
	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	26.12.2022-30.12.2022	

Студент

(підпис)

Дарина ДРОГОБЕЦЬКА

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

(підпис)

Сергій КЛЮЧНИК

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Дипломний проект представлений на 74 сторінках та містить 59 рисунків, 22 таблиць, 29 літературних джерел.

Об'єкт розробки – залізобетонна балка.

Мета роботи – порівняльний аналіз різних видів армування бетонних балок залізничних мостів та визначення їх оптимального варіанту.

Метод дослідження – дослідження виконуються теоретично та за допомогою програмного забезпечення методом скінченних елементів.

В магістерській роботі виконаний аналіз літературних джерел, присвячених армуванню різними видами арматури, виконано розрахунок аналітичним методом залізобетонних балок з різним армуванням.

Розроблена модель дослідної залізобетонної балки. Виконано розрахунки дослідної балки з армуванням різного виду в програмному забезпеченні Selena.

Проведено порівняльний аналіз різних видів армування бетонних балок залізничних мостів та визначено оптимальний варіант.

Галузь застосування: Будівництво мостів.

Ключові слова: арматура, залізобетонна балка, напружено-деформований стан, метод скінченних елементів.

ЗМІСТ

ВСТУП	8
1 ОПИС РІЗНИХ ВИДІВ АРМУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІД ЗАЛІЗНИЧНЕ НАВАНТАЖЕННЯ	9
1.1 Види армування.....	9
1.1.1 Проста арматура.....	10
1.1.2 Композитна арматура	16
1.1.3 Армування вуглецевими волокнами	21
1.1.4 Попередньо напружена арматура	22
1.1.5 Жорстка арматура	23
1.1.7 Заключення	25
1.2. Характеристики прогонових будов.....	25
1.2.1 Прогонова будова з простою арматурою з типового проекту 3.501-108	25
1.2.2 Прогонова будова з попередньо напруженою арматурою з типового проекту 3.501-91	29
1.2.3 Прогонова будова з жорстким армуванням	32
2 РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК АРМОВАНІК РІЗНИХ ВИДІВ АРМУВАННЯ	34
2.1 Визначення зусиль в балці	35
2.2 Жорстке армування швелером.....	43
2.2.1 Підбір площі перерізу жорсткого армування.....	43
2.2.2 Перевірка перерізу за першою групою граничних станів	44
2.3 Жорстке армування тавром.....	49
2.3.1 Підбір площі перерізу жорсткого армування.....	49
2.3.2 Перевірка перерізу за першою групою граничних станів	50
3 КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК.....	54

3.1 Розрахункова модель	54
3.2 Розрахунок простої арматури в програмному комплексі Selena	54
3.3 Розрахунок попередньо напружених канатів в програмному комплексі Selena	57
3.4 Розрахунок жорсткого армування швелером в програмному комплексі Selena	60
3.5 Розрахунок жорсткого армування тавром в програмному комплексі Selena	62
4 АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛОК ТА ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РІЗНИХ ВИДІВ АРМУВАННЯ БЕТОННИХ БАЛОК ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ З ВИЗНАЧЕННЯМ ОПТИМАЛЬНОГО ВАРІАНТУ	65
4.1 Напружено деформований стан залізобетонної балки з простим армуванням	65
4.2 Напружено деформований стан залізобетонної балки з армуванням попередньо напруженими канатами	66
4.3 Напружено деформований стан залізобетонної балки з жорстким армуванням швелером	67
4.4 Напружено деформований стан залізобетонної балки з жорстким армуванням тавром	68
ВИСНОВКИ.....	71
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ	72

ВСТУП

Актуальність теми. Балкові прогонові будови мають широкий вибір армування. Аналізуючи кількісні характеристики та напружено деформований стан залізобетонних балок залізничних мостів виявлено найбільш вигідний та економічний спосіб армування.

Мета роботи і задачі дослідження. Метою роботи є порівняльний аналіз різних видів армування бетонних балок залізничних мостів та визначення їх оптимального варіанту. Порівняння армування балочної прогонової будови в програмному комплексі Seleno.

Методи дослідження. Теоретичні дослідження цієї роботи базуються на аналітичних розрахунках простого, попередньо напруженого та жорсткого армування та розрахунках методом скінченних-елементів напружено-деформованого стану залізобетонної балки прогонової будови залізничного мосту.

В першому розділі представлені різні види армування та характеристики типових залізобетонних балок типових проектів. В другому розділі виконано розрахунки залізобетонної балки з простою арматурою, попередньо напруженою арматурою та жорсткою арматурою зовнішнього та внутрішнього розташування. В третьому розділі змодельована дослідна конструкція залізобетонної балки з різними видами армування та виявлено їх напружено-деформований стан. В четвертому розділі проведений аналіз напружено-деформованого стану балок та порівняльний аналіз різних видів армування бетонних балок залізничних мостів з зазначенням оптимального варіанту.

1 ОПИС РІЗНИХ ВИДІВ АРМУВАННЯ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПІД ЗАЛІЗНИЧНЕ НАВАНТАЖЕННЯ

1.1 Види армування

Арматура для зміцнення бетону поділяється на такі класи: стержнева арматура – класу А, арматура в виді дроту – класу Вр, арматура в виді канату – класу К.

А – стрижнева арматура, призначена для формування основного каркаса.

Гарячекатана стрижнева арматура є найбільш затребуваною в монолітному будівництві. Її поділяють на класи, що маркуються А400, А600 і далі. При зведенні фундаментів, що зазнають максимальні навантаження, стрижні не піддають електрозварюванню, а пов'язують між собою дротом. В цьому випадку за рахунок деякої рухливості вдається уникнути підвищених локальних напружень;

Вр – дротяна арматура, яка використовується для з'єднання між собою головних елементів.

При виготовленні більшості залізобетонних виробів може застосовуватися холоднотягнутий дріт звичайної якості. У випадку з попередньо напруженою арматурою потрібен високоміцний дріт особливих сортів;

К- канатна арматура, що є найважливішою частиною виготовлених у заводських умовах попередньо напружених залізобетонних деталей і конструкцій. Її рідко застосовують в індивідуальному будівництві.

Канатна арматура найкращим чином підходить для найбільш навантажених залізобетонних конструкцій. Її заливають бетоном в попередньо напруженому стані. Така арматура краще за інших здатна компенсувати зрушення ґрунту, приймаючи на себе основний згинальний момент, що діє на фундамент. Для збільшення тривалості служби канатів їх просочують мастильними складами або можуть поміщати в захисну оболонку полімерної природи.

Класи арматури з зазначенням їх основних характеристик, наведено у таблиці 1.1. [5]

Таблиця 1.1 – Нормативні показники будівельної арматури

Клас арматури	Номінальний діаметр арматури, мм	Нормальне значення опору розтягуванню R_{sn} і розрахункове значення опору розтягуванню для граничних станів другої групи		Розрахункові значення опору арматури для граничних станів першої групи			
		МПа	Кгс/см ²	Розтяг, R_s		Стиск, R_{sc}	
				МПа	Кгс/см ²	МПа	Кгс/см ²
1	2	3	4	5	6	7	8
B500	3-12	500	5100	415	4230	360	3670
Bp1200	8	1200	12240	1000	10200	400	4080
Bp1300	7	1300	13260	1070	10910	-	-
Bp1400	4;5;6	1400	14280	1170	11930	-	-
Bp1500	3	1500	15300	1250	12750	-	-
K1400 (K-7)	15	1400	14280	1170	11930	-	-
K1500 (K-7)	6;9;12;14	1500	15300	1250	12750	-	-

1.1.1 Проста арматура

Ненапружена арматура в стислій зоні перетину відчуває стискаючі напруження, обумовлені спільною деформацією з бетоном. [9]

Така арматура розташовується по висоті в один або два ряди, щоб уникнути великої різниці між напругами в окремих стрижнях. [9]

Ненапружена арматура може укладатися як в розтягнутій, так і в стислій зонах. В стислій зоні така арматура ставиться переважно як монтажна. Ненапружену поздовжню арматуру доцільно розташовувати ближче до поверхні елемента, при цьому поперечна арматура повинна охоплювати всю поздовжню арматуру. [9]

В виді ненапруженої арматури застосовують стрижневу арматуру з порівняно високими показниками міцності класу А-III, арматурний дріт класу Bp-I. Можливе застосування арматури класу А-I, якщо міцність арматури класу

A-III не повністю використовується в конструкції через надмірні деформації або через розкриття тріщин. [9]

Арматура A240 (A-I) – арматура з абсолютно гладкою поверхнею, котра не здатна дати максимально надійне зчеплення з бетонною сумішшю. Гладкі стрижні характеризуються високою пластичністю і морозостійкістю одержуваних монолітів. Їх можна зварювати між собою або пов'язувати дротом. Проте таку арматуру також застосовують для посилення елементів, що не піддаються екстремально високим навантаженням.

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8
A240	6-10	240	2450	215	2190	215	2190



Рисунок 1.1 – Арматура A240 (A-I)

Арматура A300 (A-II) – рифлені прутки. Їх застосовують у складі виробів з попередньо напруженого залізобетону. Деталі з ними в якості каркаса рідко дають тріщини навіть в результаті тривалої експлуатації. Кільцеве рифлення такої арматури має хороше зчеплення з бетоном, але при експлуатації в умовах підвищених навантажень може спостерігатися розрив прутка в зоні найменшого поперечного перерізу.

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8
A300	10-40	300	3060	270	2750	270	2750



Рисунок 1.2 – Армура А300 (А-II)

Армура А400 (А-III) – найбільш поширений вид армури для висотного та індивідуального будівництва. Має вигляд гладких або рифлених стрижнів. Стрижні серповидного профілю не мають яскраво виражених слабких зон, але володіють гіршим зчепленням з бетоном. Її застосовують в зварювальних і залізобетонних конструкціях, в будівництві дорожніх плит і покриттів, а також при армуванні бетонних стін будівель. [8]

Вироби з буквою «С» в маркуванні придатні під зварювання.

Армура А400С виробляється за технологією гарячого прокату. Товщина виробів може досягати 40 мм. Характерною конструктивною особливістю є наявність пари поздовжніх ребер. Така армура знайшла застосування в малоповерховому будівництві. [5]

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8
A400	6-40	400	4080	355	3620	355	3620



Рисунок 1.3 – Армура А400 (А-III)

Арматура А500С – поширений вид арматури, посиленою термічною обробкою. Її застосовують при виробництві серійних залізобетонних виробів, не призначених для експлуатації під динамічними навантаженнями. [5]

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8
A500	6-40	500	5100	435	4440	400	4080

Арматура А600(А-IV) – використовується для каркаса конструкцій з попередньо напруженого бетону. Арматура класу А600 діаметром від 10 до 32 мм використовується в армуванні фундаментів будівель і виробництві залізобетонних конструкцій, їх часто пов'язують в каркаси. [8]

Вироби з буквою «С» в маркуванні придатні під зварювання.

Арматура А600С – корозійно-стійкий варіант стрижнів, отриманих з вуглецевого сталевих сплаву з невеликою добавкою ванадію і молібдену. Матеріал знайшов широке застосування на територіях, схильних до землетрусів. [5]

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8
A600	10-40	600	6120	520	5300	400	4080



Рисунок 1.4 – Арматура А600 (А-IV)

Арматура А800(А-V) – клас рифлених стрижнів з високовуглецевої сталі, що застосовуються при виготовленні залізобетонних виробів великої довжини. Така арматура має високу міцність та вартість. Застосовується лише в промисловому будівництві великих фабрик, заводів і споруд. [5],[8]

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8
A800	10-10	800	8160	695	7090	-	-



Рисунок 1.5 – Арматура A800 (A-V)

Арматура A1000(A-VI) – стрижні з низьколегованої сталі, використовувані при зведенні напружених монолітних споруд. Арматура має високу міцність та вартість. Застосовується в промисловому будівництві. [8]

Продовження таблиці 1.1

1	2	3	4	5	6	7	8
A1000	10-40	1000	10200	830	8470	-	-



Рисунок 1.6 – Арматура A1000 (A-VI)

За призначенням арматура поділяється на монтажну, робочу, розподільчу та хомути.

Монтажна арматура зі сталі найбільш поширена та відома. Для її виготовлення використовується високовуглецеву і низьколеговану сталь.

Монтажна арматура служить для забезпечення незмінності форми армуючого каркаса під час його транспортування, використання в роботі і утримання всієї вставленої арматури в робочому положенні. [12]



Рисунок 1.7 – Монтажна арматура

Робоча арматура - арматура призначена для сприйняття в основному розтягуючих зусиль, що виникають в залізобетонних конструкціях від власної ваги конструкцій і зовнішніх навантажень, а в окремих випадках, також і стискаючих зусиль. [12]

Розподільна арматура призначена для рівномірного розподілу навантажень між стрижнями робочої арматури і для забезпечення спільної роботи всіх стрижнів арматури. З'єднання розподільної арматури з робочою за допомогою зварювання або в'язки за допомогою в'язального дроту - забезпечує їх спільну роботу, в результаті якої утворюється сітка або каркас. Поперечні робочі стрижні в зварних арматурних каркасах балок оберігають бетон від появи косих тріщин близько опор і полегшують складання каркасів. У колонах Хомути перешкоджають випинання вертикальних стрижнів арматури. Розподільна арматура пов'язує робочі стрижні між собою, перешкоджаючи зсуву робочої арматури при бетонуванні. [12]

Хомути застосовують для з'єднання окремих робочих і монтажних стрижнів в готовий просторовий каркас, при цьому вони, на відміну від монтажних стрижнів, сприймають частину зусиль при роботі конструкції, що враховується

при проектуванні. Також хомути служать для запобігання від появи косих тріщин в балці близько опор і для зв'язування арматури в каркас. [8], [12]

1.1.2 Композитна арматура

Композитна арматура – альтернатива сталевим видам арматури, котра здавна застосовується в монолітному будівництві. Навіть при невеликій товщині композитна арматура здатна сприймати на себе великі навантаження.

Арматура складається з таких матеріалів, як: вуглець, скло та волокна на основі природних матеріалах. Формується міцний стрижень, котрому надається ребриста форма. Надалі, в результаті високотемпературної обробки деталі набувають свою міцність та твердість.

Види композитної арматури з зазначенням їх основних характеристик, наведено у таблиці 1.2.

Таблиця 1.2 – Основні властивості композитної арматури [7]

Показник	АСК	АБК	АКК	АУК	ААК
Межа міцності на розтяг, МПа	800	800	1000	1400	1400
Модуль пружності при розтягуванні, ГПа	50	50	100	130	70
Межа міцності на стиск, МПа	300	300	300	300	300
Межа міцності при поперечному зрізі, МПа	150	150	190	350	190

Види композитної арматури, застосовані в будівництві:

Склокомпозитна арматура (АСК) - продукт поєднання скловолокна (склоровінгу) зі спеціальними смолами. Волокна отримують витягуванням алюмоборсилікатної розплавленої суміші до товщини близько 10-20 мікрон. З них формують стрижні більшого діаметру з використанням адгезійних просочень і смол. [5]

Склокомпозитну арматуру використовують в малоповерховому будівництві в якості армування фундаменту, в дорожньому будівництві в якості армування покриттів та дорожнього полотна, а також, оскільки АСК не схильна до впливу води, її використовують в зведені будівель, близько розташованих до водойм. [13]

Склокомпозитна арматура має як переваги, так і недоліки:

Переваги: Після затвердіння волокно набуває міцності, порівняну з міцністю сталі, стає неохочим до корозії і дії хімічних сполук. Волокно має незначну вагу, високий опір при розтягу (в 2-3 рази більше, ніж у сталі), гарну гнучкість матеріалу, що дозволяє легко його перевозити, а також воно не проводить електрику і тепло, отже не вимагає зварювальних робіт при установці.

Недоліки: Склокомпозитна арматура не витримує впливу високих температур, має високу вартість. Погана гнучкість обмежує використання арматури при створенні зміцнювальних каркасів для бетонних конструкцій. Також, арматура, виготовлена зі склопластику, погано витримує навантаження на злам, що дуже критично для бетонних конструкцій. Через меншу жорсткість, відносно металевого каркасу, вона погано витримує вібраційні навантаження. [13]



Рисунок 1.8 – Склокомпозитна арматура (АСК)

Базальтокомпозитна арматура (АБК) виходить з розплавленого гірського мінералу – базальту. Його доводять до розплавленого стану, витягаючи до стану найтонших волокон. Їх сплітають в присутності органічних смол в досить товсті прутки, котрі здатні при наборі твердості витримувати екстремальні навантаження. [5]

Використовують для підземної частини фундаменту, при будівництві приватних будинків та у конструктивних елементах, де можлива хімічна корозія через ходіння блукаючих струмів.

Бальзатокompозитна арматура має як переваги, так і недоліки:

Перевагою Бальзатокompозитної арматура є висока міцність, краща, ніж в металевій арматурі. Матеріал витримує великі навантаження на розрив та має незначну вагу.

Також ця арматура має несхильність до корозії, впливу магнітного поля та має стійкість до різних агресивних середовищ. Гарна адгезія з бетоном надає низький ризик появи тріщин в конструкції завдяки однаковому коефіцієнту теплового розширення. [4]

Головним недоліком бальзатокompозитної арматури є невисока пластичність. Через це, для вигнутого використання та подальшого розташування, матеріал потрібно попередньо прогрівати. І як результат, процес будівництва ускладнюється та стає більш тривалим. [4]



Рисунок 1.9 – Базальтокомпозитна арматура (АБК)

Арматура комбінована композитна (АКК) складається з стеловолокнистих стрижнів, покритих зовні базальтопластиковим намотуванням. Вона дещо поступається за своїми характеристиками міцності базальтовим пруткам, хоча нерідко видається за них недобросовісними постачальниками. Відрізняється поліпшеною гнучкістю. [5]

Використовується при будівництві будівель, облаштування поперечних зв'язків в стінових і фасадних конструкціях та в конструкціях, котрі піддаються впливам агресивних середовищ.



Рисунок 1.10 – Комбінована композитна арматура (АКК)

Вуглекомполитна арматура (АУК) виготовляється з вуглецевих ниток товщиною 3-15 мікрон, покладених паралельно один одному. Такий матеріал має дуже високу міцність на розрив, але дорожче інших композитних аналогів. [5]

Використовується для ремонту або виготовлення конструкцій, в яких неможливе улаштування достатнього захисного шару бетону.

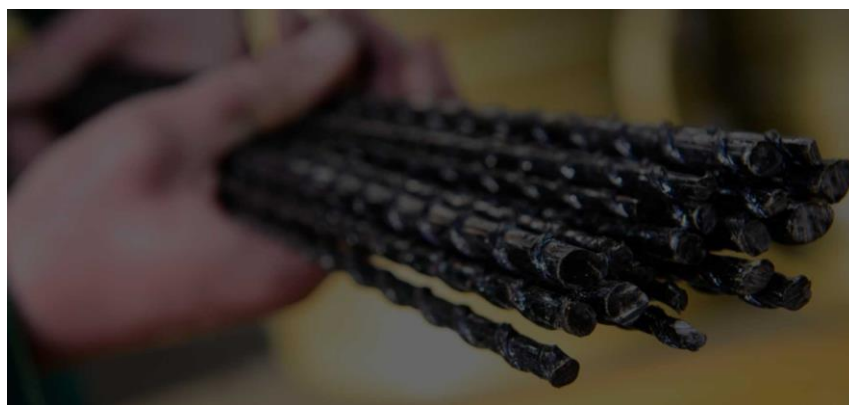


Рисунок 1.11 – Вуглекомполитна арматура (АУК)

Арамідокполитні стрижні (ААК) являють собою міцні і хімічно стійкі деталі, отримані на основі поліамідних молекулярних ланцюжків. Водневі зв'язки, що виникають між ними в процесі формування, надають виробам особливу надійність і довговічність. [5]

Використовуються задля посилення стяжок підлоги, зміцнення ґрунтів в шахтах та улаштування опалубки для великогабаритних резервуарів.

Аби такі види композитної арматури мали краще зчеплення з бетонною сумішшю, їй надають умовно гладкий або періодичний рельєфний профіль.

Умовно гладкий. Основний склопластиковий стрижень постійного перетину покривають міцно пов'язаним з основою посипанням з дрібнозернистого кварцового піску. [5]



Рисунок 1.12 – Умовно гладкий профіль

Періодичний. На центральний прут щільно намотують джгут зі скловолокна, який надає поверхні регулярну гвинтоподібну структуру. [5]



Рисунок 1.13 – Періодичний профіль

1.1.3 Армування вуглецевими волокнами

Зовнішнє армування – це універсальний сучасний вид армування, котрий можна використовувати як на етапі будівництва конструкції, так і при ремонті, реставраційних роботах задля підсилення конструкції.

Посилення споруди вуглецевим волокном-це прогресивний, економічний спосіб зміцнення споруди та її елементів. Композити, які застосовуються при посиленні конструкції, набагато легше і набагато тонше більшості матеріалів. Таким чином, вуглецеве волокно підсилює елементи архітектурних споруд, транспортних і гідротехнічних об'єктів. [11]

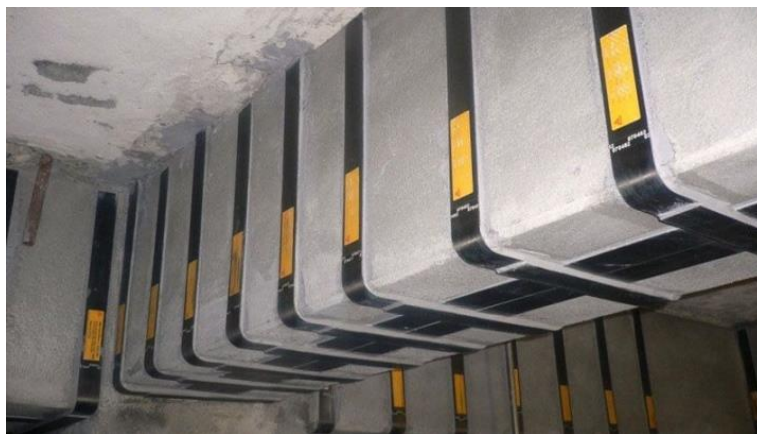


Рисунок 1.14 – Армування вуглецевим волокном

Вуглецеве волокно складається з тонких ниток діаметром від 5 до 15 мкм, які утворені атомами вуглецю. Волокно має гарну міцність на розтяг.

Таке волокно є дуже жорстким і використовується для армування ділянок конструкцій, де необхідна підвищена міцність і жорсткість. Разом з цим волокно має дуже низьку стійкість до ударних навантажень.

Вуглецеве волокно відрізняється високою механічною міцністю та пружністю, стійкістю до дії високих температур, хімічних реагентів та ультрафіолетового випромінювання.

Використовується волокно в будівельних конструкціях та в мостових спорудах під залізничне та автомобільне навантаження. Як зазначає автор [26]

1.1.4 Попередньо напружена арматура

Завдяки особливій технології виробництва, попередньо напружена арматура в бетоні краще захищає матеріал від деформацій, довше служить і може застосовуватися для конструкцій великого розміру.

Попереднє напруження полягає в тому, що робоча арматура перед бетонуванням натягується електротермічним способом або спеціальними домкратами. Після затвердіння бетону натяг арматури знімається. При цьому вона прагне зайняти свій первісний стан і передає навколишньому бетону частину стискаючих зусиль. [9]

Попередньо напруженим залізобетонним балкам властиво добре працювати на стиск і прогин, маючи однакову міцність по довжині, що дозволяє збільшувати ширину перекриваються прольотів. Напружена арматура, обжимають бетон складальних одиниць, забезпечує практичну їх стикування шляхом значного скорочення витрачання металу на стиках. Конструкція в попередньо напруженому вигляді забезпечує більшу безпеку, так як її руйнування передує позамежний прогин, що сигналізує про вичерпання конструкцією міцності. [9]

Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій використовують стрижні та канати класів А600, А600С, А600К, А800, А800К, А800СК, А1000, К-7 та проволоку класів В, Вр. [10]

Види попередньо напруженої арматури з зазначенням їх основних характеристик, наведено у таблиці 1.3.

Таблиця 1.3 – Характеристичні значення арматури на розтяг [10]

Клас арматури	Характеристики арматури
	Опір арматури на розтяг, МПа
A600,A600C,A600K	630
A800,A800K,A800CK	840
A1000	1050
Bp1200	1260
Bp1300	1365
Bp1400	1470
Bp1500	1575
K1400 (K-7)	1470
K1500(K-7)	1575
K1500(K-19)	1575

1.1.5 Жорстка арматура

Жорстка арматура представляє з себе прокатні профілі (рейки, двотаври, швелери, кутова сталь) або стрижні діаметром більше 40 мм. [6]

Арматура складається із сталевих прокатних профілів, що володіють значною жорсткістю на вигин, стиснення і розтягнення.

Жорстка арматура у вигляді прокатних двотаврів, швелерів, куточків до затвердіння бетону працює як металева конструкція на навантаження від власної ваги, ваги підвішеної до неї опалубки і свіжоукладеної бетонної суміші. Таку арматуру застосовують тільки в зварних каркасах. [6]

Для сталеві жорсткої арматури дія незначних згинальних зусиль і моментів допустима.

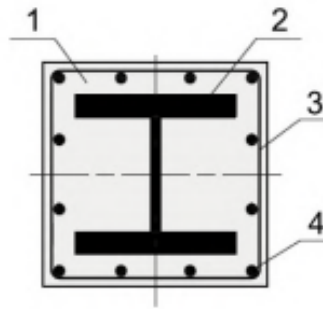


Рисунок 1.15 – Жорстка арматура в виді двутавра

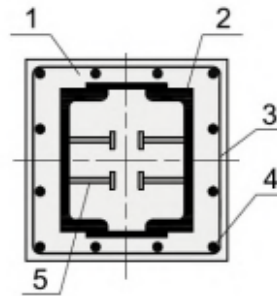


Рисунок 1.16 – Жорстка арматура коробчатого перетину, утвореного швелерами, об'єднаними планками.

Як зазначає автор [20]

Швелер – різновид профілю, одержуваного при виробництві металопрокату. Сталевий швелер має П-подібну форму і складається з двох стінок з полками, які розташовані строго перпендикулярно по відношенню до самої стінці. Конструкція швелера забезпечує його витривалість до вертикальних навантажень. Сталевий швелер застосовується у виготовленні несучих металоконструкцій, в машинобудуванні, вагонобудуванні, будівництві та інших сферах промисловості. [19]

Таврова балка – це виріб із сталевого металопрокату особливого виду. Таврова балка має в розрізі букву "Т". [14]

Використання таврової балки робить будівельні конструкції більш міцними та стійкими до різних сейсмічних умов, вітрів та іншим явищам природи, які можуть надати навантаження на будівлю. [15]

1.1.7 Заключення

За ДБН В.1.2-3:2006 в мостобудуванні дозволяється використовувати лише просту та попередньо напружену арматуру. Ці види, а ще й жорстку, арматури будемо розглядати та порівнювати в даній роботі.

1.2. Характеристики прогонових будов

1.2.1 Прогонова будова з простою арматурою з типового проекту 3.501-108

Типові конструкції розроблено за вимогами:

- СНиП II -Д.7-62. Мости та труби. Норми проектування з змінами (постанова Госстроя СРСР від 20 липня 1971р. №112);

- СНиП III -43-75 Мости та труби. Правила організації і виробництва робіт.

- СНиП II -А.12-69. Будівництво в сейсмічних районах. Норми проектування.

- СН 365-67;

- Рекомендацій по використанню углеволокнистої стержневої напівспокійної арматурної сталі класу А-I та А-II в залізобетонних конструкціях залізничних мостів – ЦНИИС, 1974р.

Прогонові будови повинні виготовляти у відповідності до ТУ 35-697-77.

Розрахункове тимчасове навантаження С14.

В дипломній роботі представлена плитна ребриста-довга прогонова будова – 16,5 м під залізничний міст з їздою на баласті (див. рис. 1.17, рис 1.18).

Ребриста прогонова будова довжиною 16,5 м призначена для мостів та шляхопроводів з обмеженою будівельною висотою.

Матеріал:

Бетон ребристої прогонової будови довжиною 16,5 м – марки 300. Марка по морозостійкості має бути не нижче:

- при середній місячній температурі повітря найбільш холодного місяця в районі будівництва мосту нижче -15°C і вище – Мрз 300.

- при середній місячній температурі повітря найбільш холодного місяця нижче -15°C – Мрз 300.

Арматура:

Робочі стержні періодичного профілю з вуглецевої, гарячекатаної сталі класу А-II по ГОСТ 5781-75 марки В Ст5 сп 2 по ГОСТ 380-71.

Конструктивні круглі гладкі стержні з вуглецевої гарячекатаної сталі класу А-I по ГОСТ 5781-75 марки В Ст3 сп 2 по ГОСТ 380-71.

У відповідності з «Рекомендаціями» допускається використання арматурної сталі марок В Ст3 пс 2 і В Ст5 пс 2 при умовах, показаних в таблиці 1.4.

Таблиця 1.4 – Умови використання арматурної сталі [16]

Діаметр арматури	Умови використання при розрахунковій температурі експлуатації	
	Вище -30°C	Від -30°C до -40°C
До 16 мм	зварні і в'язані каркаси і сітки	в'язані каркаси і сітки
18-40 мм	в'язані каркаси і сітки	не допускається

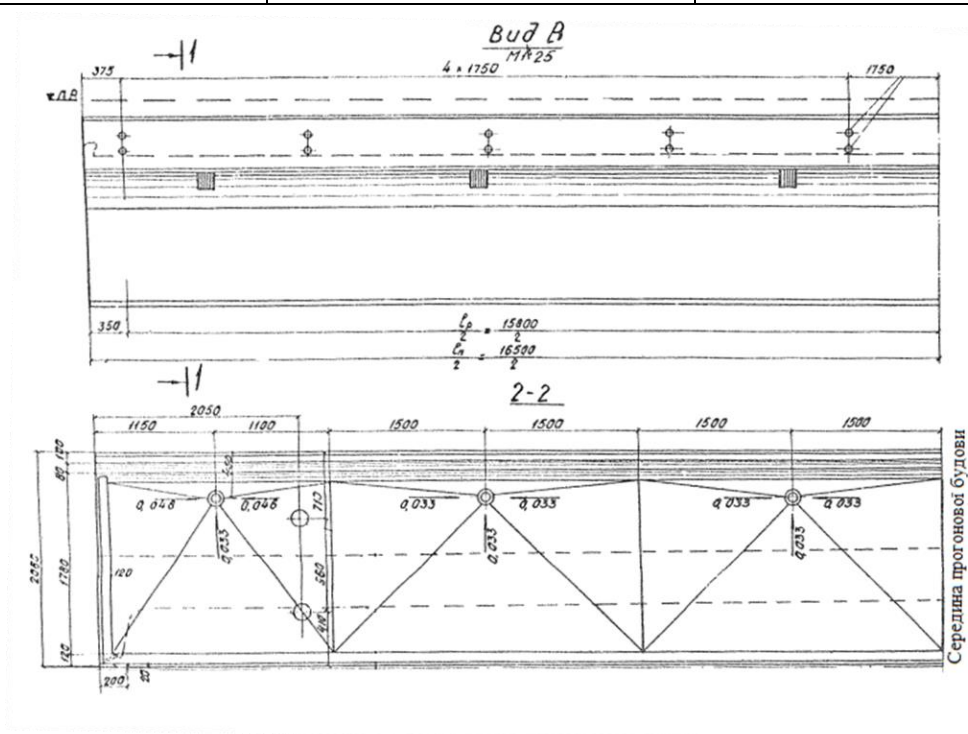


Рисунок 1.17 – Балкова прогінна будова, частина 1

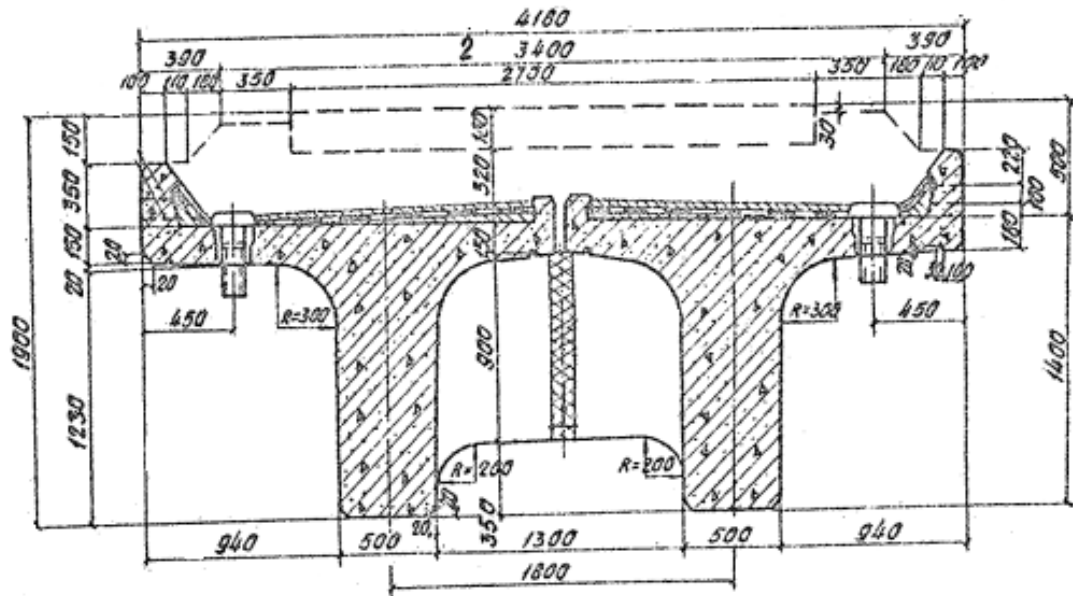


Рисунок 1.18 – Балкова прогінна будова, частина 2

Балкова прогінна будова армована 38 стержнями $\varnothing 32$ мм класу А-II зображена на рисунку 1.19.

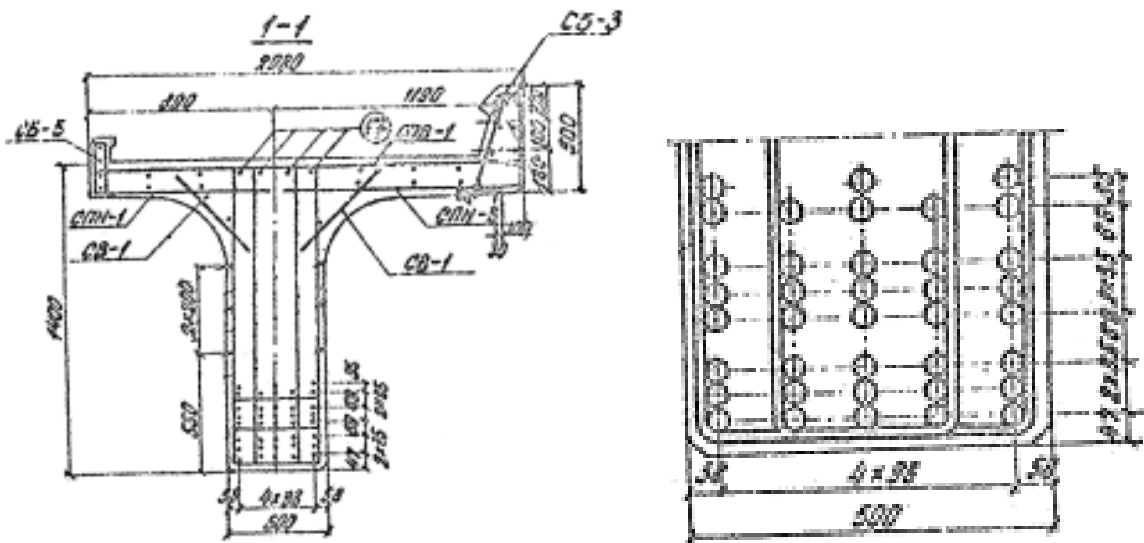
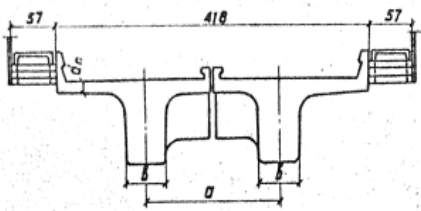


Рисунок 1.19 – Просте армування

Всі основні данні прогонової будови з типового проекту, наведено у таблиці 1.5.

Таблиця 1.5 – Основні дані

Перетин	Повна довжина, l_n , м	Розрахунковий прогін l_p , м	Будівельна висота від підлоги рейки до низу балки, м	Висота балки (плити) h , м	Ширина ребра (плити) b , см
	16,50	15,80	1,90	1,40	50

Продовження таблиці 1.5

Товщина консолі d_m , см	Відстань між осями ребер a , см	Марка бетону балок	Маса однієї балки з ізоляцією, т	Кількість балок на прогонову будову
15	180	M300	49,2	2

Обсяги матеріалів основних робіт прогонової будови наведено у таблиці 1.6

Таблиця 1.6 – Обсяги матеріалів основних робіт

Прогонові будови	Об'єм бетону, m^3			Маса арматури, кг					
	Балок	Тротуарних плит	Разом	Балок		Тротуарних плит		Разом	
				Класу А-ІІ	Класу А-І	Класу А-ІІ	Класу А-І	Класу А-ІІ	Класу А-І
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Рибисті прогонові будови									
16,5	35,3	1,09	36,39	8908,2	889,4	56,8	159,0	8965,0	1048,4

Продовження таблиці 1.6

Маса закладних деталей, кг				Маса метала, кг	
Для кріплення тротуарних консолей	В тротуарних плитах	Оздоблювальні коробки	У діафрагмах	Тротуарних консолей	Кріплення тротуарних консолей
11	12	13	14	15	16
41,0	50,4	248,8	168,0	674,0	256,9

Продовження таблиці 1.6

Маса метала, кг					
Водовід- відних трубок	Металевих перил і кріплень перил	Стропован их трубок	Листів перекрыття швів (один повздовжній і один поперечний)	Опорних частин	Маса металу стика діафрагми, т
17	18	19	20	21	22
226,8	697,2	179,2	209,5	1220	30,9

1.2.2 Прогонова будова з попередньо напруженою арматурою з типового проекту 3.501-91

Проект розроблений з урахуванням вимог:

- будівельних норм і правил, частина II, розділу Д, глава 7. Мости та труби.

Норми проектування (СНиП II-Д Т-Б2 з змінами і доповненнями 1971р);

-вказаний по проектуванню залізобетонних і бетонних конструкцій залізничних, автодорожніх, автодорожніх і міських мостів та труб (СН365-67);

- технічних умов проектування залізничних, автодорожніх і міських мостів та труб (СН200-62);

- рекомендацій по використанню вуглецевої стержневої напівспокійної арматурної сталі класу А-I та А-II в залізобетонних конструкціях залізничних мостів – ЦНИИС 1974р;

- технічних умов на попередньо напружені залізобетонні прогонові будови довжиною 16,5 ; 18,7 і 23,6 м (ТУ 35-698-72);

Область використання:

Прогонові будови за цим проектом призначені для використання в районах з розрахунковою температурою мінус 40°С і вище з сейсмічністю до 6 балів.

Прогонові будови з їздою поверху на баласті можуть використовуватись для мостів і шляхопроводів, розміщених на прямих ділянках дороги і кривих з мінімальним радіусом 300м (прогонові будови довжиною 16,5 і 18,7м і мінімальним радіусом 600м).

Матеріали:

Бетон прогонових будов – марки 400.

Значення розрахункового опору бетону прийняті по групі «А», як для бетонів, виготовлених на заводах та бетонних вузлах.

Проектна марка бетону по морозостійкості повинна бути не нижче:

- При середній місячній температурі повітря найбільш холодного місяця в районі будівництва мосту мінус 15°С і вище – Мрз 200;

- При середній місячній температурі найбільш холодного місяця нижче 15°С - Мрз 300.

Арматура:

Напружена арматура-пучки з сталюї високоміцної холоднотянутої гладкої проволочи класу В-II діаметром 5 мм з нормативним опором $17000 \frac{\text{кг}}{\text{см}^2}$ по ГОСТ 7348-63.

У відповідності до «Рекомендаціям» допускається використання арматурної сталі марок В Ст 3 пс2 і В Ст5 пс2 при умовах, показаних в таблиці 1.7.

Таблиця 1.7 - Умови використання арматурної сталі [17]

Діаметр арматури	Умови використання при розрахунковій арматурі експлуатації	
	Вище –30°С	Від –30°С до – 40°С
До 16 мм	Зварні і в'язані каркаси та сітки	в'язані каркаси та сітки
18 – 40 мм	в'язані каркаси та сітки	не допускається

Балкова прогінна будова армована 14 попередньо напруженими канатами Ø5 з 24 металевими пучками в кожному канаті класу В-II, матеріалу сталі В Ст 5сп2 ГОСТ380-71 (див. рис. 1.20).

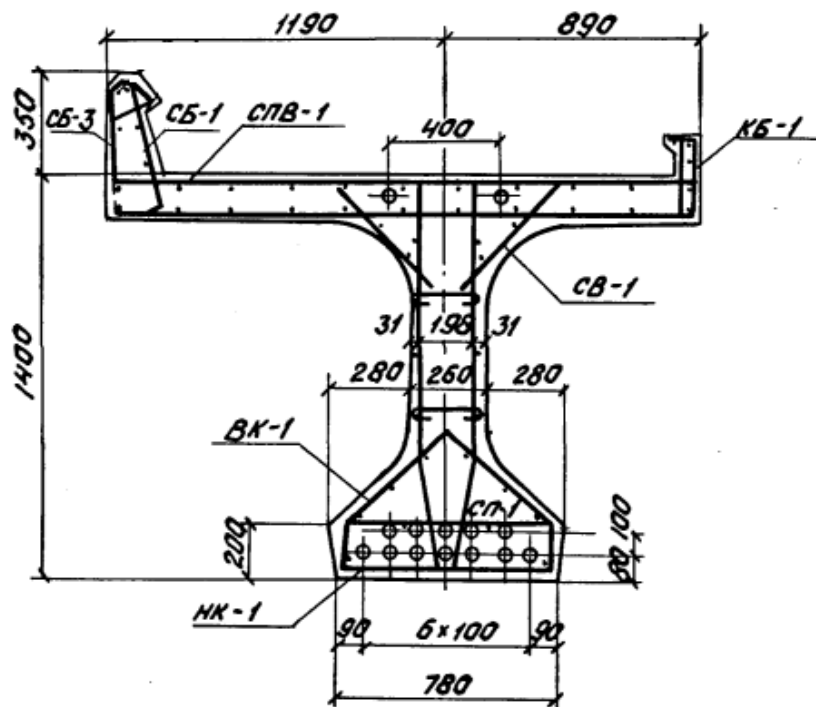


Рисунок 1.20 – Армування попередньо напруженими канатами

Всі основні об'єми робіт балкової прогонової будови з типового проекту, наведено у таблиці 1.8.

Таблиця 1.8 – Основні об'єми робіт

Прогонова будова, м	Об'єм бетону, м ³				
	Балок	Пристаєвих консолей	Тротуарних плит	Омонолічування	Всього
1	2	3	4	5	6
16,5	33,5	0,54	1,09	0,04	35,17

Продовження таблиці 1.8

Вага арматури, кг						
Балки		Пристаєвих консолей		Тротуарних плит		
В-ІІ	А – І спіраль	А-ІІ	А-І	А-ІІ	А-І	А-ІІ
7	8	9	10	11	12	13
1834	959,2 43,6	3076	84,0	50,0	159,0	56,8

Продовження таблиці 1.8

Полудіафрагми		Всього		
А-І	А-ІІ	В-ІІ	А-І	А-ІІ
14	15	16	17	18
1,2	33,4	1834	1203,4	3216,2

Продовження таблиці 1.8

Закладні деталі, кг					
Відтяжка	Анкера	Стик діафрагми	Для кріплення тротуарних консолей к борту	В залізобетонних консолях	В тротуарних плитах
19	20	21	22	23	24
-	48,2	171,6	50,0	56,0	50,4

Продовження таблиці 1.8

Закладні деталі		Вага метала стропувальних петель	Вага металу водовідвідних трубок	Вага металу стропувальних трубок	Металеві перила з кріпленням перил
Опорні листи	Всього				
25	26	27	28	29	30
380,4	756,6	209,6	224,4	179,2	705,9

Продовження таблиці 1.8

Металеві листи перекриття повздожніх швів і поперечного шва	Металеві кріплення тротуарних консолей	Настил комунікацій	Опорні частини	Метал стику діафрагм
31	32	33	34	35
210,1	76,9	427,8	1220	27,0

1.2.3 Прогонова будова з жорстким армуванням

Область використання:

Прогонові будови армовані жорсткою арматурою можуть використовуватись для мостів і шляхопроводів, а також для будівництва багатопверхових будівель, у яких навантаження на колони нижніх поверхів є дуже великим.

Матеріал: При проектуванні залізобетонних конструкцій з жорсткою арматурою з профільної або листової сталі, захищеної бетоном, рекомендується передбачати важкий бетон проектних марок по міцності на стиск М 200, М 250, М 300, М 350, М 400, М 450, М 500. Як зазначає автор [3].

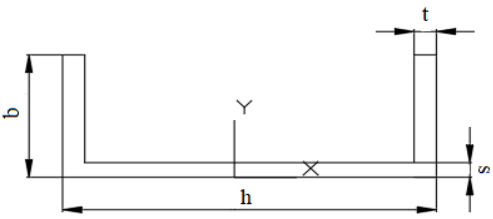
Армування:

Жорстке армування в виді швелера та тавра.

В дипломній роботі використовуємо армування сталлю 10ХНСД ГОСТ 6713.

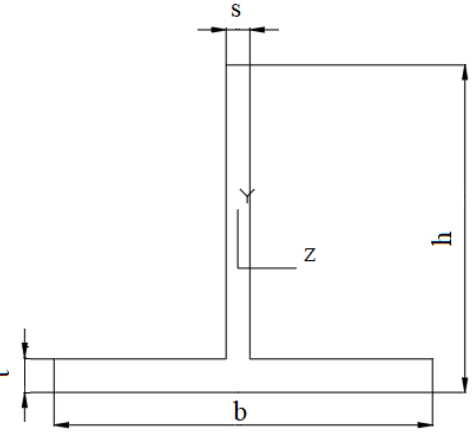
Всі основні данні швелера, використаного в роботі, наведено в таблиці 1.9.

Таблиця 1.9 – Основні данні швелера

Швелер	Розміри, мм				A, площа перерізу, см ²
	h	b	s	t	
	500	200	20	20	172

Всі основні данні тавра, використаного в роботі, наведено в таблиці 1.10.

Таблиця 1.10 – Основні данні тавра

Тавр	Розміри, мм				A, площа перерізу, см ²
	h	b	s	t	
	300	400	20	28	186,4

2 РОЗРАХУНОК ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК АРМОВАНИК РІЗНИХ ВИДІВ АРМУВАННЯ

Основні дані:

- Розрахунковий прогін – 16,5 м.
- Клас тимчасового вертикального навантаження К14.
- Клас бетону за міцністю В30.
- Марка сталі попередньо напруженої арматури – В Ст 5 сп2 ГОСТ380-7.
- Марка сталі простої арматури – марки В Ст 5 сп2 ГОСТ 380-71.
- Марка сталі жорсткої арматури – 10ХНСД ГОСТ 6713.

$\gamma_{з.б.}$ 24,5кН/м³ - питома вага залізобетону.

Навантаження від ваги баласту з частинами колії:

$$q_{бал}^H = d_b \times \gamma_b, \quad (2.1)$$

де $d_b = 0,5$ м - товщина баласту;

$\gamma_b = 19,6$ кН/м³ - питома вага баласту з частинами колії.

Розраховуємо за формулою 2.1:

$$q_{бал}^H = 0,5 \cdot 19,6 = 9,8 \frac{кН}{м}$$

Нормативне тимчасове вертикальне навантаження:

$$q_{v1}^H = \frac{19,62K}{l_{ш} + 2 \times h_{щб}} \quad (2.2)$$

$$q_{v2}^H = \frac{19,62K}{l_{ш} + h_{щб}} \quad (2.3)$$

де К – клас тимчасового вертикального навантаження;

$l_{ш} = 2,7$ м – довжина шпал;

$h_{щб} = 0,35$ м – товщина баласту під шпалою.

Розраховуємо за формулою 2.2:

$$q_{v1}^H = \frac{19,62 \cdot 14}{2,7 + 2 \cdot 0,35} = 72,13 \frac{кН}{м}$$

Розраховуємо за формулою 2.3:

$$q_{v2}^H = \frac{19,62K}{l_{ш} + h_{щб}} = \frac{19,62 \cdot 14}{2,7 + 0,35} = 80,41 \frac{кН}{м}$$

Площа армування:

$$A = \pi R^2 \quad (2.4)$$

де R – радіус арматури.

Розраховуємо по формулі 2.4:

$$A = 3.14 \cdot 1,6^2 = 8,038 \text{ см}^2$$

2.1 Визначення зусиль в балці

Головна балка є основним несучим елементом прогонової будови і підлягає розрахункам за обома граничними станами.

Розрахункова схема головної балки розрізної прогонової будови приймається у вигляді балки на двох опорах, завантаженої відповідно постійним та тимчасовим навантаженнями.

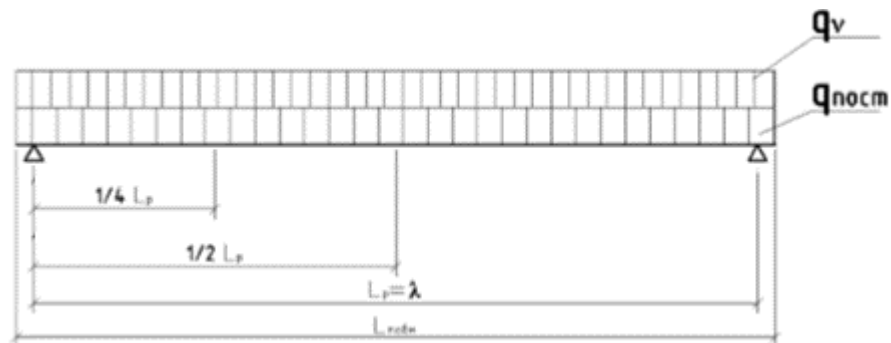


Рисунок 2.1– Розрахункова схема балки

Лінії впливу згинальних моментів будують для декількох перерізів: середини, 1/2, 1/8 прогону.

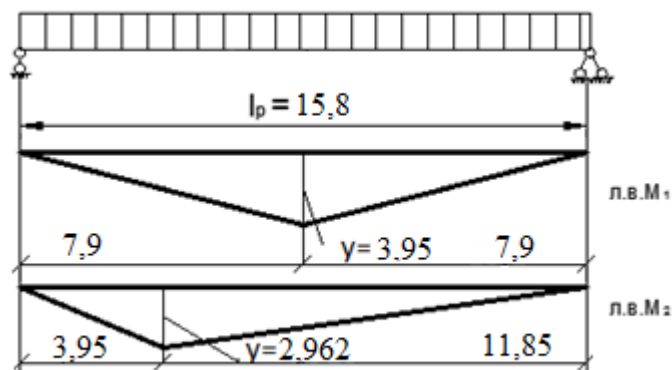


Рисунок 2.2 – Лінії впливу зусиль в балці

Розрахунок параметрів лінії впливу моментів у балці, наведено в таблиці 2.1.

Таблиця 2.1– Параметри лінії впливу зусиль у балці

Лінія впливу	a	b	α	λ	y	ω
M ₁	7,9	7,9	0,5	15,8	3,95	31,205
M ₂	3,95	11,85	0,25		2,962	23,403

Ординати лінії впливу:

$$y = \frac{a \cdot b}{\lambda} \quad (2.5)$$

де a, b – сторона;

λ - довжина балки.

Розраховуємо за формулою 2.5 :

$$y_1 = \frac{7,9 \cdot 7,9}{15,8} = 3,95 \text{ м}$$

$$y_2 = \frac{3,95 \cdot 11,85}{15,8} = 2,962 \text{ м}$$

Площа лінії впливу:

$$\omega_1 = \frac{\lambda \cdot y}{2} \quad (2.6)$$

Де λ - довжина балки;

y – ордината лінії впливу.

Розраховуємо за формулою 2.6:

$$\omega_1 = \frac{15,8 \cdot 3,95}{2} = 31,205 \text{ м}^2$$

$$\omega_2 = \frac{15,8 \cdot 2,962}{2} = 23,403 \text{ м}^2$$

Лінії впливу поперечних сил достатньо побудувати для опори та середини прогону. Розрахунок параметрів лінії впливу поперечних сил, наведено в таблиці 2.2

Таблиця 2.2 – Параметри поперечних сил у балці

Лінія впливу	a	b	λ	y_1	y_2	ω_1	ω_2
Q ₀	15,8	0	15,8	1	-1	0	-7,9
Q _{0,5}	7,9	7,9		0,5	-0,5	1,945	-1,945

Ординати лінії впливу:

$$y_1 = \frac{e}{\lambda} = \frac{a}{\lambda} \quad (2.7)$$

де a, b – сторона;

λ - довжина балки.

Площа лінії впливу:

$$\omega_1 = 0,5 \cdot \lambda \cdot y_1 \quad (2.8)$$

де λ - довжина балки;

y – ордината лінії впливу.

Для опори:

Розраховуємо за формулою 2.7:

$$y_1 = \frac{e}{\lambda} = \frac{0}{15,8} = 0 \text{ м} \quad y_2 = \frac{a}{\lambda} = \frac{15,8}{15,8} = -1 \text{ м}$$

Розраховуємо за формулою 2.8:

$$\omega_1 = 0,5 \cdot \lambda \cdot y_1 = 0 \text{ м}^2$$

$$\omega_2 = 0,5 \cdot \lambda \cdot y_2 = 0,5 \cdot 15,8 \cdot (-1) = -7,9 \text{ м}^2$$

Для середини прогону:

Розраховуємо за формулою 2.7:

$$y_1 = \frac{e}{l_p} = \frac{7,9}{15,8} = 0,5 \text{ м} \quad y_2 = \frac{a}{l_p} = \frac{7,9}{15,8} = -0,5 \text{ м}$$

Розраховуємо за формулою 2.8:

$$\omega_1 = 0,5 \cdot l_p \cdot y_1 = 0,5 \cdot 7,9 \cdot 0,5 = 1,975 \text{ м}^2$$

$$\omega_2 = 0,5 \cdot l_p \cdot y_2 = 0,5 \cdot 7,9 \cdot (-0,5) = -1,975 \text{ м}^2$$

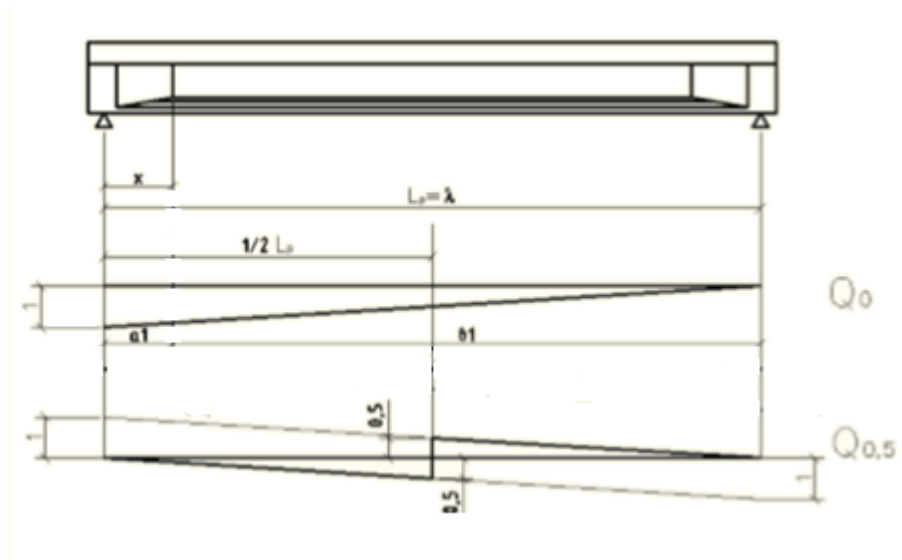


Рисунок 2.3 – Лінії впливу поперечної сили в головній балці

Всі основні дані беремо з типового проекту 3.501-108.

Ширина одного блоку типової прогонової будови поперек мосту:

$$B_1 = 208 \text{ см}$$

Нормативне значення інтенсивності навантаження від ваги баласту з частинами колії:

$$q_{\bar{o}}^H = B_1 d_{\bar{o}} \gamma_{\bar{o}} \quad (2.9)$$

де B_1 – ширина баластного корита;

$d_{\bar{o}}$ – товщина баластного шару;

$\gamma_{\bar{o}}$ – питома вага баласту.

Розраховуємо за формулою 2.9:

$$q_{\bar{o}}^H = 2,08 \cdot 0,5 \cdot 19,6 = 20,4 \frac{\text{кН}}{\text{м}}$$

Нормативне значення інтенсивності навантаження від ваги плити баластового корита:

$$q_{nl}^H = B_1 h_{nl} \gamma_{\bar{o}}^2 \quad (2.10)$$

де $\gamma_{\bar{o}}^2$ – питома вага залізобетону;

B_1 – ширина баластного корита;

h_{nl} – товщина плити прогонової будови.

Розраховуємо за формулою 2.10:

$$q_{nl}^H = B_1 h_{nl} \gamma_{\bar{o}}^3 = 2,08 \cdot 0,15 \cdot 24,5 = 7,644 \frac{\kappa H}{\text{м}}$$

Нормативне значення інтенсивності навантаження від ваги плити тротуару та перил

$$q_{mp}^H = 15,9 \frac{H}{\text{м}} \quad q_n^H = 0,7 \kappa H / \text{м}$$

Загальну висоту балки (разом з плитою) призначаємо з типового проекту 3.501-108:

$$h_{\bar{o}} = 1,40 \text{ м}$$

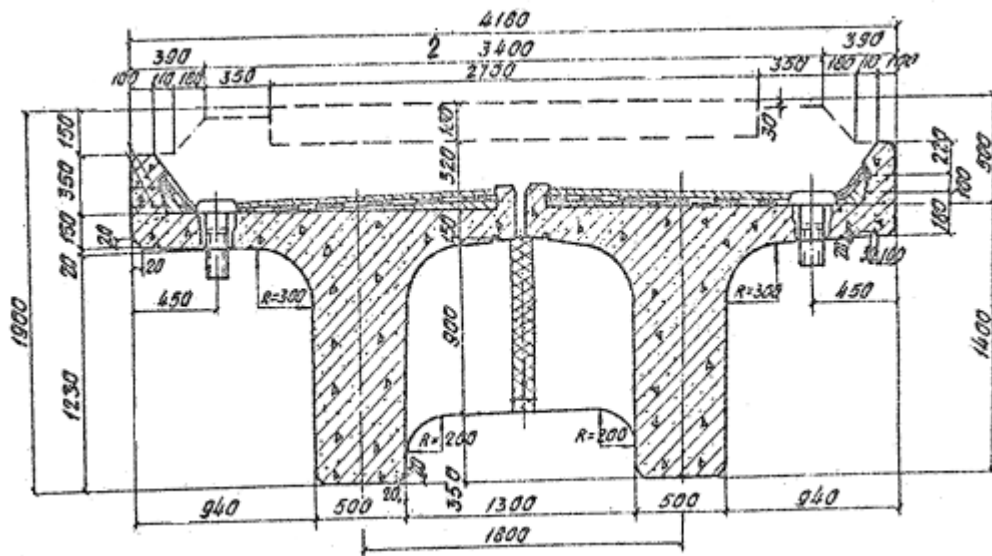


Рисунок 2.4 – Розміри перерізу блоку

Вага балки:

$$q_p^H = \frac{M}{l} \tag{2.11}$$

де M – маса балки;

l – повна довжина балки.

Розраховуємо за формулою 2.11:

$$q_p^H = \frac{M}{l} = \frac{401,09}{16,5} = 24,30 \frac{\kappa H}{\text{м}}$$

Розрахункові значення постійного навантаження, наведені у таблиці 2.3.

Таблиця 2.3 – Розрахункові значення постійного навантаження

Компоненти навантаження	Значення для розрахунку на тріщиностійкість та витривалість, кН/м	Коефіцієнт надійності	Значення для розрахунку на міцність, кН/м
Вага баласту з частинами колії	20,4	1,3	26,52
Вага балки	24,30	1,1	26,74
Всього	$q^m = 44,7$		$q^m = 53,16$

Розрахункові значення інтенсивності постійного навантаження, наведені у таблиці 2.4.

Таблиця 2.4 – Визначення зусиль від постійного навантаження

Найменування зусиль	Обчислення						
	Навантаження, кН/м		Площа ліній впливу		Зусилля		
	Нормати вне	Розрахункове	Розмірність	Величина	Розмірність	Нормати вне	Розрахункове
M_1	44,7	53,16	m^2	31,205	$кН \cdot м$	1394,863	1658,857
M_2	44,7	53,16	m^2	23,403	$кН \cdot м$	1046,11	1244,103
$Q_{0.5}$	44,7	53,16	m^2	-1,945	$кН \cdot м$	-86,941	-103,396
Q_0	44,7	53,16	m^2	-7,9	$кН \cdot м$	-353,13	-419,964

Нормативні значення тимчасового навантаження:

$$v'' = \frac{v^m \cdot K}{2} \quad (2.12)$$

v^m – табличне еквівалентне навантаження.

$K=14$ – клас заданого тимчасового навантаження.

Таблиця 2.5 – Визначення нормативних значень тимчасового навантаження за формулою 2.12

Лінія впливу	Параметри лінії впливу		Табличне значення навантаження v^m , кН/м	Нормативне значення навантаження v'' , кН/м
	λ , м	a		
M_1	15,8	0,5	192,45	96,225
M_2		0,25	206,24	103,87
$Q_{0.5}$		0	220,03	110,015
Q_0		0	220,03	110,015

Розрахункові значення тимчасового навантаження на міцність:

$$v^m = \frac{v_T \cdot K}{2} \cdot (1 + \mu) \cdot \gamma \quad (2.13)$$

$$\gamma_{fv} = 1.3 - (0.003 \cdot \lambda) = 1.2526$$

$1 + \mu$ – динамічний коефіцієнт визначається по формулі:

$$1 + \mu = 1 + \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{10}{20 + 15.8} = 1.279 \geq 1.15$$

Таблиця 2.6 – Визначення значень навантаження з розрахунку на міцність за формулою 2.13

Лінія впливу	Нормативне значення навантаження v^H , кН/м	Коефіцієнт надійності γ_{fv}	Динамічний коефіцієнт $1 + \mu$	Значення навантаження для розрахунку на міцність, кН/м
M ₁	96,225	1,2526	1.279	154,2
M ₂	103,87			166,5
Q _{0.5}	110,015			176,3
Q ₀	110,015			176,3

Розрахункові значення тимчасового навантаження на витривалість:

$$v^s = \frac{K_T \cdot K}{2} \cdot (1 + \frac{2}{3} \mu) \cdot \varepsilon \quad (2.14)$$

Динамічний коефіцієнт:

$$1 + \frac{2}{3} \mu = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{10}{20 + \lambda} = 1 + \frac{2}{3} \cdot \frac{10}{20 + 15.8} = 1.19$$

Таблиця 2.7 – Визначення розрахункових значень навантаження на витривалість за формулою 2.14

Лінія впливу	Нормативне значення навантаження v^H , кН/м	Коефіцієнт надійності ε	Динамічний коефіцієнт $1 + \frac{2}{3} \mu$	Значення навантаження для розрахунку на витривалість, кН/м
M ₁	96,225	0.85	1,19	97,0
M ₂	103,87			104,7

Таблиця 2.8 – Визначення зусиль від тимчасового навантаження

Зусилля	Площа л.в.	Еквівалентне навантаження			Зусилля		
		Нормати вне	Міцність	Витривалість	Нормати вне	Міцність	Витривалість
M1	31,205	96,225	154,2	97,0	3 002,701	4811,8	3026,88
M2	23,403	103,87	166,5	104,7	2 430,87	3895,6	2450,3
$Q_{0.5}$	-1,945	110,015	176,3	-	-213,979	-342,9	-
Q_0	-7,9	110,015	176,3	-	-869,11	-1392,7	-

Сумарні зусилля визначаються для розрахунків на міцність, витривалість та тріщиностійкість.

Таблиця 2.9 – Визначення сумарних зусиль

Зусилля	Розмірність	Складові частини					Сумарні		
		Постійне навантаження		Тимчасове навантаження			Міцність	Витривалість	Нормативні
		Міцність	Нормативні	Міцність	Витривалість	Нормативні			
M_1	<i>кНм</i>	1658,857	1394,863	4811,8	3026,88	3 002,701	6470,7	4686,4	4397,6
M_2	<i>кНм</i>	1244,103	1046,11	3895,6	2450,3	2 430,8	5139,7	3695,2	3477,1
$Q_{0.5}$	<i>кН</i>	-103,396	-86,941	-342,9	-	-213,9	-446,23	-	-300,84
Q_0	<i>кН</i>	-419,964	-353,13	-1392,7	-	-869,1	-1812,7	-	-1222,2

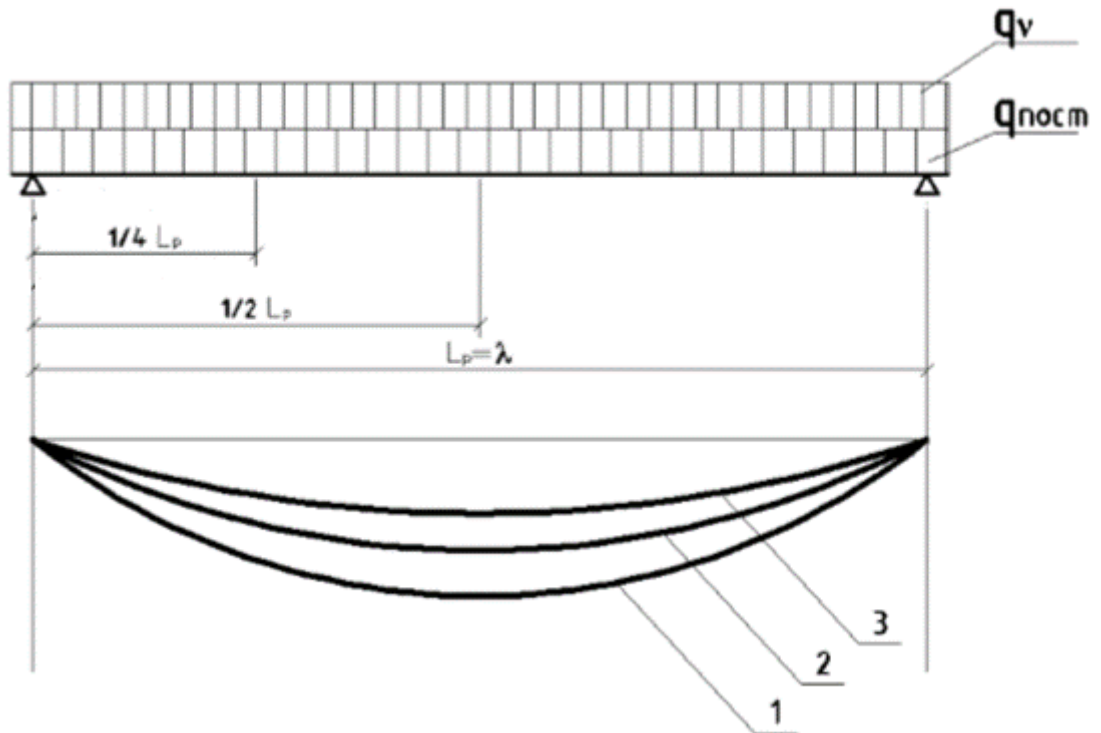


Рисунок 2.5 – Обвідні епюри: 1 – міцність; 2 – витривалість; 3 – тріщиностійкість

2.2 Жорстке армування швелером

2.2.1 Підбір площі перерізу жорсткого армування

Площа сталі:

$$A_y = \frac{M_{max}^M}{R_y (h_0 - 0,5 \times h_{nl})} \quad (2.15)$$

де $M_{max}^M = 6470,7 \text{ кНм} = 647070 \text{ кНсм}$ – максимальний згинальний момент з розрахунку на міцність;

Товщина плити дорівнює $h_{nl} = 15 \text{ см}$;

$R_y = 350 \text{ МПа} = 35,0 \text{ кН/см}^2$ - розрахунковий опір сталі 10ХНСД ГОСТ 6713;

h_0 – робоча висота, відстань від центру мас до кінця балки.

$E = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$;

Розрахунок за формулою 2.15:

$$A_y = \frac{6470700}{35((140 - 5.18) - 0,5 \cdot 15)} = 145,2 \text{ см}^2$$

Приймаємо жорстке армування в виді швелера, який розташований в низу балки.

Зведена висота стиснутого поясу:

$$h'_f = \frac{A'_f}{b'_f - b_p} = \frac{4516}{180 - 50} = 34,7 = 35 \text{ см}$$

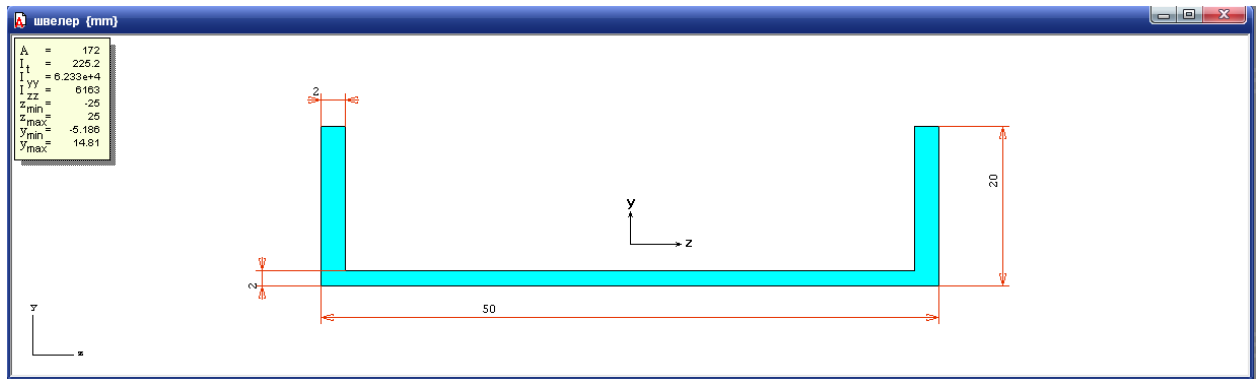


Рисунок 2.6 – Швелер

$a_p = 5.18$ – центр ваги.

Приймаємо швелер $A = 172 \text{ см}^2$

2.2.2 Перевірка перерізу за першою групою граничних станів

Розрахунок балки на міцність за згинальним моментом:

Розрахунок перерізів виконують після визначення положення нейтральної осі елемента. Перевіряємо умову.

Висота зжатої зони:

$$x = \frac{R_y \times A_y - R_{sc} \times A'_s}{R_b \times b'_f}, \quad (2.16)$$

де $R_{sc} = 200 \text{ МПа} = 20 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір;

$A_y = 172 \text{ см}^2$ – площа швелера;

$A'_s = 0.503 \cdot 15 = 7.545$ – площа армування;

$R_b = 15.5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір залізобетону;

b'_f – ширина приведенного перерізу.

Розраховуємо за формулою 2.16:

$$x = \frac{R_y \times A_y - R_{sc} \times A'_s}{R_b \times b'_f} = \frac{35 \cdot 172 - 7.545 \cdot 20}{1.55 \cdot 180} = 21.01 \text{ см}$$

Умова міцності перерізу за максимальним згинальним моментом:

$$M_{max}^m \leq b_f' \times x \times (h_0 - 0,5 \times x) R_b + A_s' \times (h_{01} - a_s') R_{sc} \quad (2.17)$$

де b_f' – ширина приведенного перерізу;

h_0 – робоча висота, відстань від центру мас до кінця балки.

Розраховуємо за формулою 2.17:

$$M_{max}^m = 180 \cdot 21.01 \left((140 - 5.18) - 0,5 \cdot 21.01 \right) 1,55 + 7,545 \left((140 - 5.18) - 2.4 \right) 20 = 748690.6 \text{ кНсм}$$

$$M_{max}^m = 647070 \text{ кНсм} \leq 748690.6 \text{ кНсм}$$

Умова виконана

Армування прогонової будови поперечною арматурою виконуємо згідно п. 3.118, 3.147 методичних вказівок. Вертикальну арматуру (хомути) в стінках розрізних балок установлюють з кроком не більше:

- 10 см на кінцевих ділянках балки (від кінця балки в сторону прогону на величину висоти балки);
- 15 см на приопорних ділянках (від границі кінцевої ділянки до чверті прогону);
- 20 см на середній ділянці балки, рівній 1/2 прогону.

Крок хомутів в стиснутих поясах повинен бути не більше кроку хомутів (вертикальної арматури) стінок балок. Діаметр вертикальної арматури (хомутів) може бути 8...12 мм, яка уточнюється потім розрахунком. Для виготовлення хомутів використовуємо гладку арматуру класу А 240 (А-I).

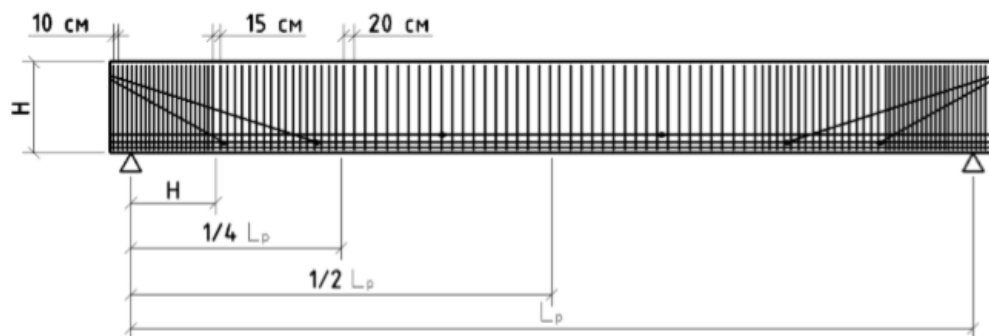


Рисунок 2.7 – Схема поперечного армування балки

Розрахунок перерізів на витривалість за згинальним моментом:

Для проведення подальших розрахунків необхідно визначити основні геометричні характеристики поперечного перерізу прогонової будови.

Положення центру ваги:

$$x' = \frac{n'_s(A_y + A'_s)}{b'_f} + \sqrt{\left[\frac{n'_s(A_y + A'_s)}{b'_f}\right]^2 - \frac{2n'_s(A_y h_0 + A'_s a'_s)}{b'_f}} \leq h'_f, \quad (2.18)$$

де $A_y = 172 \text{ см}^2$ – площа швелера;

b'_f – ширина приведенного перерізу;

a'_s – захисний шар;

A'_s – площа армування плити баластного корита;

n'_s – умовні відношення модулів пружності.

Розраховуємо за формулою 2.18:

$$x' = \frac{6,33(172+7,545)}{180} + \sqrt{\left[\frac{6,33(172+7,545)}{180}\right]^2 - \frac{2 \cdot 6,33(172 \cdot (140-5,18) + 7,545 \cdot 2,4)}{180}} = 6,31 \text{ см}$$

Де умовні відношення модулів пружності:

$$n'_s = \frac{E_y}{E_b}, \quad (2.19)$$

де $E_y = 2,06 \cdot 10^5 \text{ МПа}$ – модуль пружності арматури;

$E_b = 32,5 \text{ МПа}$ – клас бетону за міцністю.

Розраховуємо за формулою 2.19:

$$n'_s = \frac{E_y}{E_b} = \frac{206000}{32500} = 6,33$$

Момент інерції площі приведенного перерізу відносно нейтральної осі в межах полиці:

$$I_{red} = \frac{b'_f \cdot (x')^3}{3} + n'_s A'_s (x' - a'_s)^2 + n'_s A_y (h_0 - x')^2 \quad (2.20)$$

де h_0 – робоча висота, відстань від центру мас до кінця балки;

x' – положення центру ваги.

Розраховуємо за формулою 2.20:

$$I_{red} = \frac{180 \cdot (6,31)^3}{3} + 6,33 \cdot 7,545(6,31 - 2,4)^2 + 6,33 \cdot 172((140 - 5,18) - 6,31)^2 = 15074 + 17981405 = 17996479,69 \text{ см}^4$$

Напруження в арматурі та бетоні визначаються за формулами:

$$\sigma_y = n'_s \frac{M'}{I_{red}} (h - x' - a_u) \leq m_{ay1} R_y, \quad (2.21)$$

де $M' = 4686,4 \text{ кНм} = 468640 \text{ кНсм}$ – максимальний згинальний момент з розрахунку на витривалість;

$R_y = 350 \text{ МПа} = 35,0 \text{ кН/см}^2$ – розрахунковий опір сталі 10ХНСД ГОСТ 6713.

$$\sigma_b = \frac{M'}{I_{red}} x' \leq m_{b1} R'_b \quad (2.22)$$

де $R_b = 15,5 \text{ МПа}$ – розрахунковий опір залізобетону.

Напруження в арматурі розраховуємо за формулою 2.21:

$$\sigma_y = 6,33 \frac{468640}{17996479,69} (140 - 6,31 - 1) \leq 0,727 \cdot 35$$

$$m_{ay} = \epsilon_{py} \beta_{pw} = 0,97 \cdot 0,75 = 0,727$$

$$\sigma_y = 21,8 \text{ МПа} \leq m_{ay1} R_y = 25,445 \text{ МПа}$$

Умова виконана

Напруження в бетоні розраховуємо по формулі 2.22:

$$\sigma_b = \frac{468640}{17996479,69} \cdot 6,31 \leq 0,86 \cdot 15,5$$

$$m_{b1} = 0,6 \cdot 1,31 \cdot 1,1 = 0,8646$$

$$\sigma_b = 0,16 \text{ МПа} \leq m_{b1} R'_b = 13,33 \text{ МПа}$$

Умова виконана

Розрахунок на тріщиностійкість:

За згинальним моментом:

$$a_{cr} \leq \Delta_{cr}, \quad (2.23)$$

де a_{cr} – розрахункова ширина тріщин під навантаженням,

Δ_{cr} – гранична ширина тріщин, рівна 0,02 см;

Розраховуємо за формулою 2.23:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_y}{E_y} \Psi \leq \Delta_{cr},$$

$$a_{cr} = \frac{21,8}{206000} \cdot 8,904 = 0,0009 \text{ см} \leq 0,02 \text{ см}$$

Ψ – коефіцієнт розкриття тріщин, який визначається в залежності від радіусу армування.

σ_y – напруження в найбільш розтягнутих стержнях повздовжньої арматури;

E_y – модуль пружності арматурної сталі;

$$\sigma_y = \frac{M^{TP}}{zA_y} \cdot \frac{h - x - a_u}{h - x - a_s},$$

де M^{TP} – момент з розрахунку на тріщиностійкість, $M^{TP} = 439760$ кНсм;

z – плече внутрішньої пари, прийняти з розрахунку на міцність.

$$\sigma_y = \frac{468640}{((140 - 5.18) - 0,5 \cdot 21.01) \cdot 172} \cdot \frac{140 - 21.01 - 1}{140 - 21.01 - 2,4} = 20,81 \text{ МПа}$$

В залежності від радіусу армування коефіцієнт розкриття тріщини приймаємо: $\Psi = 0.35 \cdot R_z = 0,35 \cdot 25,44 = 8,904$

R_r – радіус армування, котрий визначається при розрахунку ширини розкриття тріщини,

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta n d},$$

де A_r – площа зони взаємодії арматури з бетоном;

β – коефіцієнт, котрий враховує ступінь зчеплення арматури з бетоном;

n – число арматурних елементів з однаковим діаметром d ;

d – діаметр стержня робочої арматури.

$$R_r = \frac{1000}{0.8+36+2.5} = 25,44 \text{ см}$$

Розрахунок на недопущення тріщин, збіжних з направленням дії нормальних стискаючих напружень:

Для згинаючих елементів:

$$\sigma_{bx} = \frac{M^{TP}}{I_{red}} x' \leq R_{b,mc2}, \quad (2.24)$$

де M^{TP} - згинаючий момент при розрахунку на тріщиностійкість;

I_{red} – момент інерції приведенного перерізу;

x' – висота стиснутої зони із розрахунку на витривалість;

$R_{b,mc2}$ – розрахунковий опір бетону осьовому стисненню для розрахунків по запобіганню появи тріщин на стадії експлуатації, 14,6МПа.

Розрахунок проводимо за формулою 2.24:

$$\sigma_{bx} = \frac{M^{TP}}{I_{red}} x' = \frac{439760}{17996479,69} \cdot 6,31 = 0,151 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{bx} = 0.151 \text{ МПа} \leq R_{b,mc2} = 14.6 \text{ МПа}$$

Умова виконана

2.3 Жорстке армування тавром

2.3.1 Підбір площі перерізу жорсткого армування

Площу сталі розраховуємо за формулою 2.15 :

$$A_y = \frac{M_{max}^M}{R_y (h_0 - 0,5 \times h_{nl})} = \frac{647070}{35((140 - 9.383) - 0,5 \cdot 15)} = 142,35 \text{ см}^2$$

Приймаємо жорстке армування в виді тавра, який розташований в низу балки.

Зведена висота стиснутого поясу:

$$h'_f = \frac{A'_f}{b'_f - b_p} = \frac{4516}{180 - 50} = 34,7 = 35 \text{ см}$$

A	=	186.4
I _t	=	382.1
I _{yy}	=	1.496e+4
I _{zz}	=	2.653e+4
z _{min}	=	-20
z _{max}	=	20
y _{min}	=	-9.383
y _{max}	=	30.62

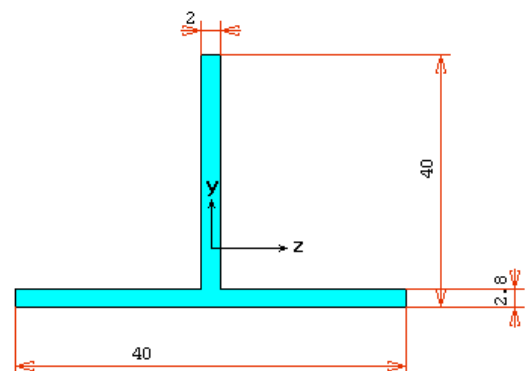


Рисунок 2.8 – Тавр

$$a_p = 9.383$$

Приймаємо тавр $A = 186,4 \text{ см}^2$

2.3.2 Перевірка перерізу за першою групою граничних станів

Розрахунок балки на міцність за згинальним моментом:

Розрахунок таврових перерізів виконують після визначення положення нейтральної осі елемента. Перевіряємо умову.

Розрахунок за формулою 3.16:

$$x = \frac{R_y \times A_y - R_{sc} \times A'_s}{R_b \times b'_f} = \frac{35 \cdot 186,4 - 7,545 \cdot 20}{1,55 \cdot 180} = 22,84 \text{ см}$$

де $A_y = 186,4 \text{ см}^2$.

Умова міцності перерізу за максимальним згинальним моментом:

$$M_{max}^M \leq b'_f \times x \times (h_0 - 0,5 \times x) R_b + A'_s \times (h_{01} - a'_s) R_{sc} = 180 \cdot 22,84 \left((140 - 9,383) - 0,5 \cdot 22,84 \right) 1,55 + 7,545 \left((140 - 9,383) - 2,4 \right) 20 = 778914,14 \text{ кНсм}$$

$$M_{max}^M = 647070 \text{ кНсм} \leq 778914,14 \text{ кНсм}$$

Умова виконана

Армування прогонової будови поперечною арматурою виконуємо згідно п. 3.118, 3.147 методичних даних. Вертикальну арматуру (хомути) в стінках розрізних балок установлюють з кроком не більше:

- 10 см на кінцевих ділянках балки (від кінця балки в сторону прогону на величину висоти балки);
- 15 см на приопорних ділянках (від границі кінцевої ділянки до чверті прогону);
- 20 см на середній ділянці балки, рівній 1/2 прогону.

Крок хомутів в стиснутих поясах повинен бути не більше кроку хомутів (вертикальної арматури) стінок балок. Діаметр вертикальної арматури (хомутів) може бути 8...12 мм, яка уточнюється потім розрахунком. Для виготовлення хомутів використовуємо гладку арматуру класу А 240 (А-I).

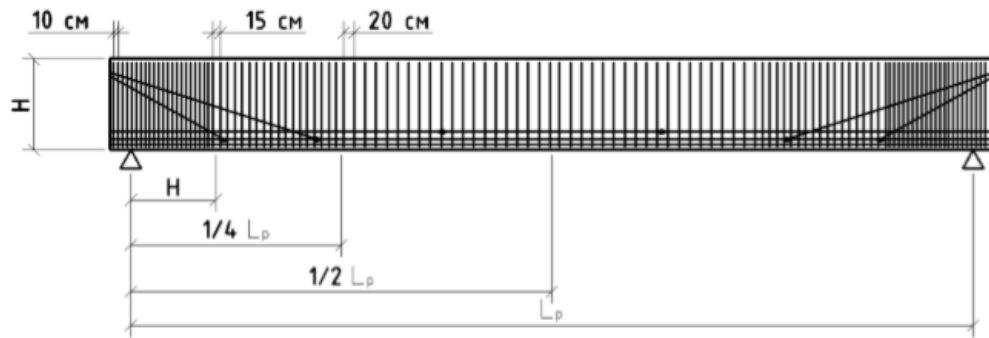


Рисунок 2.9 – Схема поперечного армування балки

Розрахунок перерізів на витривалість за згинальним моментом:

Для проведення подальших розрахунків необхідно визначити основні геометричні характеристики поперечного перерізу прогонової будови.

Положення центру ваги розраховуємо за формулою 2.18:

$$x' = \frac{6,33(186,4+7,545)}{180} + \sqrt{\left[\frac{6,33(186,4+7,545)}{180}\right]^2 - \frac{2 \cdot 6,33(186,4 \cdot (140-9,383) + 7,545 \cdot 2,4)}{180}} = 6,82 + 40,8 = 47,62 \text{ см}$$

Де умовні відношення модулів пружності:

$$n'_s = \frac{E_y}{E_b} = \frac{206000}{32500} = 6,33;$$

Момент інерції площі приведенного перерізу відносно нейтральної осі в межах полиці:

Розраховуємо за формулою 3.20:

$$I_{red} = \frac{180 \cdot (47,62)^3}{3} + 6,33 \cdot 7,545 (47,62 - 2,4)^2 + 6,33 \cdot 186,4 \left((140 - 9,383) - 47,62 \right)^2 = 14704658,55 \text{ см}^4$$

Напруження в арматурі та бетоні:

Напруження в арматурі визначаються за формулою 2.21:

$$\sigma_y = n'_s \frac{M'}{I_{red}} (h - x' - a_u) \leq m_{ay1} R_y ,$$

$$\sigma_y = 6,33 \frac{468640}{14704658,55} (140 - 47,62 - 1) \leq 0,727 \cdot 35$$

$$m_{ay} = \epsilon_{py} \beta_{pw} = 0,97 \cdot 0,75 = 0,727$$

$$\sigma_y = 18,43 \text{ МПа} \leq m_{ay1} R_y = 25,445 \text{ МПа}$$

Умова виконана

Напруження в бетоні визначаються за формулою 2.22:

$$\sigma_b = \frac{M'}{I_{red}} x' \leq m_{b1} R'_b$$

$$\sigma_b = \frac{468640}{14704658,55} \cdot 47,62 \leq 0,86 \cdot 15,5$$

$$m_{b1} = 0,6 \cdot 1,31 \cdot 1,1 = 0,8646$$

$$\sigma_b = 1,51 \text{ МПа} \leq m_{b1} R'_b = 13,33 \text{ МПа}$$

Умова виконана

Розрахунок на тріщиностійкість:

За згинальним моментом розраховуємо по формулі 2.23:

$$a_{cr} \leq \Delta_{cr} ,$$

де a_{cr} – розрахункова ширина тріщин під навантаженням,

Δ_{cr} – гранична ширина тріщин, рівна 0,02 см;

$$a_{cr} = \frac{\sigma_y}{E_y} \Psi \leq \Delta_{cr} ,$$

$$a_{cr} = \frac{19,87}{206000} \cdot 20,95 = 0,002 \text{ см} \leq 0,02 \text{ см}$$

Ψ – коефіцієнт розкриття тріщин, який визначається в залежності від радіусу армування.

σ_y – напруження в найбільш розтягнутих стержнях повздовжньої арматури;

E_y – модуль пружності арматурної сталі;

$$\sigma_y = \frac{M^{TP}}{zA_y} \cdot \frac{h - x - a_u}{h - x - a_s} ,$$

де M^{TP} – момент з розрахунку на тріщиностійкість, $M^{TP} = 439760$ кНсм;

z – плече внутрішньої пари, прийняти з розрахунку на міцність.

$$\sigma_y = \frac{439760}{((140 - 9,383) - 0,5 \cdot 21,01) \cdot 186,4} \cdot \frac{140 - 21,01 - 1}{140 - 21,01 - 2,4} = 19,87 \text{ МПа}$$

В залежності від радіусу армування коефіцієнт розкриття тріщини приймаємо: $\Psi = 0.35 \cdot R_r = 0,35 \cdot 59,88 = 20,95$

R_r – радіус армування, котрий визначається при розрахунку ширини розкриття тріщини,

$$R_r = \frac{A_r}{\sum \beta n d},$$

де A_r – площа зони взаємодії арматури з бетоном;

β – коефіцієнт, котрий враховує ступінь зчеплення арматури з бетоном;

n – число арматурних елементів з однаковим діаметром d ;

d – діаметр стержня робочої арматури.

$$R_r = \frac{1000}{5.1 + 9 + 2.5} = 59,88 \text{ см}$$

Розрахунок на недопущення тріщин, збіжних з направленням дії нормальних стискаючих напружень:

Для згинаючих елементів розрахунок проводимо по формулі 2.24:

$$\sigma_{bx} = \frac{M^{TP}}{I_{red}} x' = \frac{439760}{14704658,55} \cdot 10,6 = 0,31 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{bx} = 0.31 \text{ МПа} \leq R_{b,mc2} = 14.6 \text{ Мпа}$$

Умова виконана

3 КОМП'ЮТЕРНЕ МОДЕЛЮВАННЯ РОЗРАХУНКОВОЇ МОДЕЛІ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

3.1 Розрахункова модель

Комп'ютерна модель дослідної прогонової будови виконана в програмному комплексі Selena. В основу програмного комплексу Selena покладено метод кінцевих елементів.

Розглянемо просторову постановку балкової прогінної будови: три лінії переміщень вздовж осей X , Y , Z та три повороти навколо цих осей U_x , U_y , U_z .

Основний вигляд балкової прогінної будови зображений на рисунку 3.1.

Для порівняльного розрахунку та виявлення напружено-деформованого стану простого, попередньо напруженого та жорсткого армування, виконано чотири розрахункові схеми, котрі будуть розглядатися в наступних підрозділах.

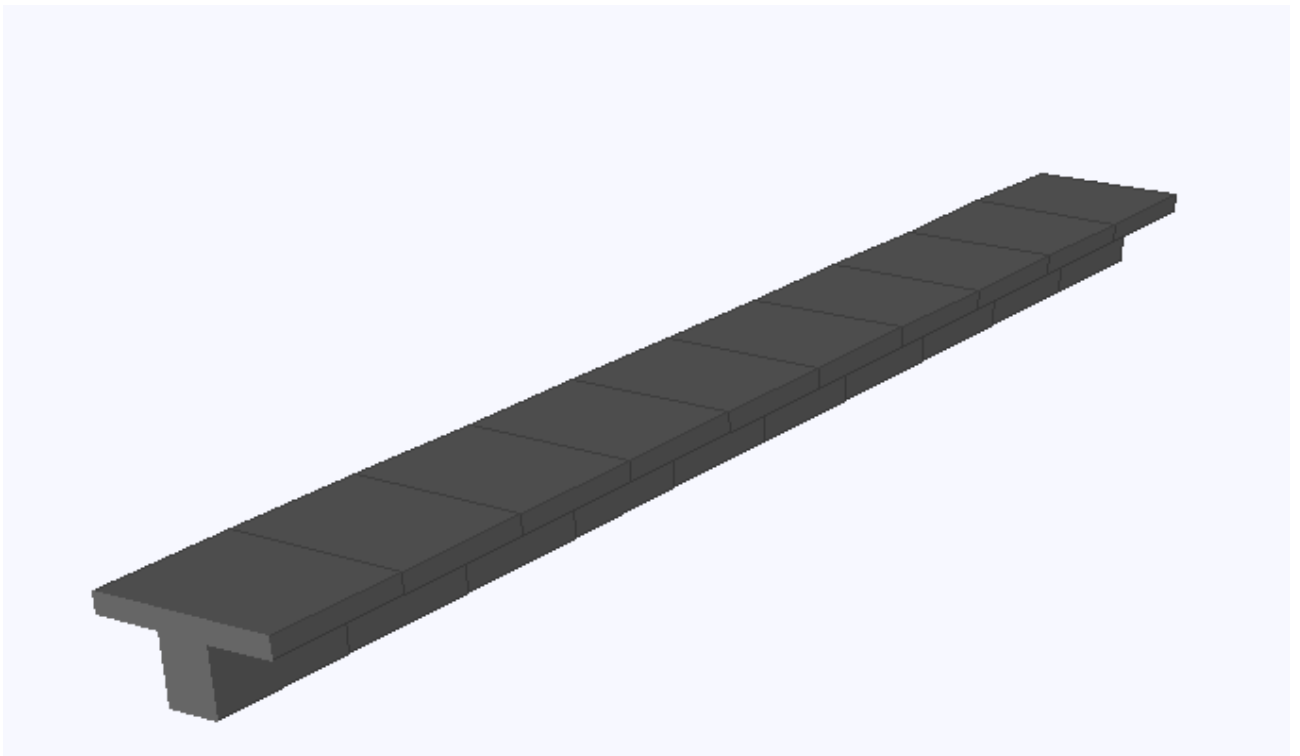


Рисунок 3.1 – Балкова прогінна будова

3.2 Розрахунок простої арматури в програмному комплексі Selena

Розрахункова довжина прогону – 15,8 м, висота балки – 140 см та повна довжина – 16,5 м представлена на рисунку 3.2.

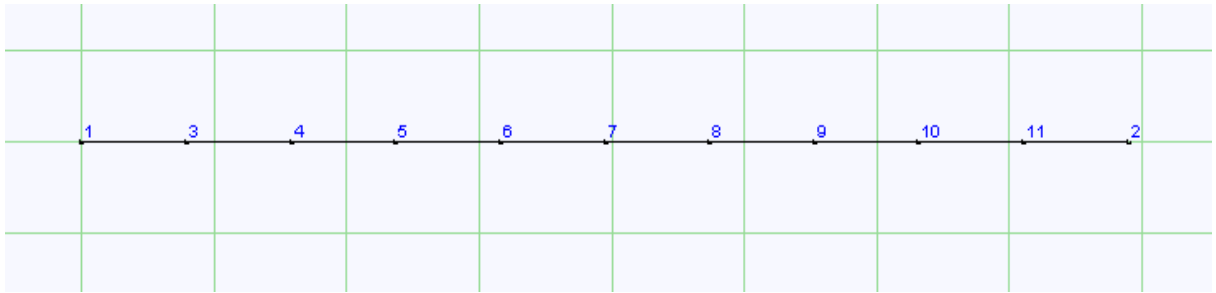


Рисунок 3.2 – Балкова прогінна будова

Армування простою арматурою $\varnothing 32$ мм у кількості 38 шт. Розташування арматури зображено на рисунку 3.3.

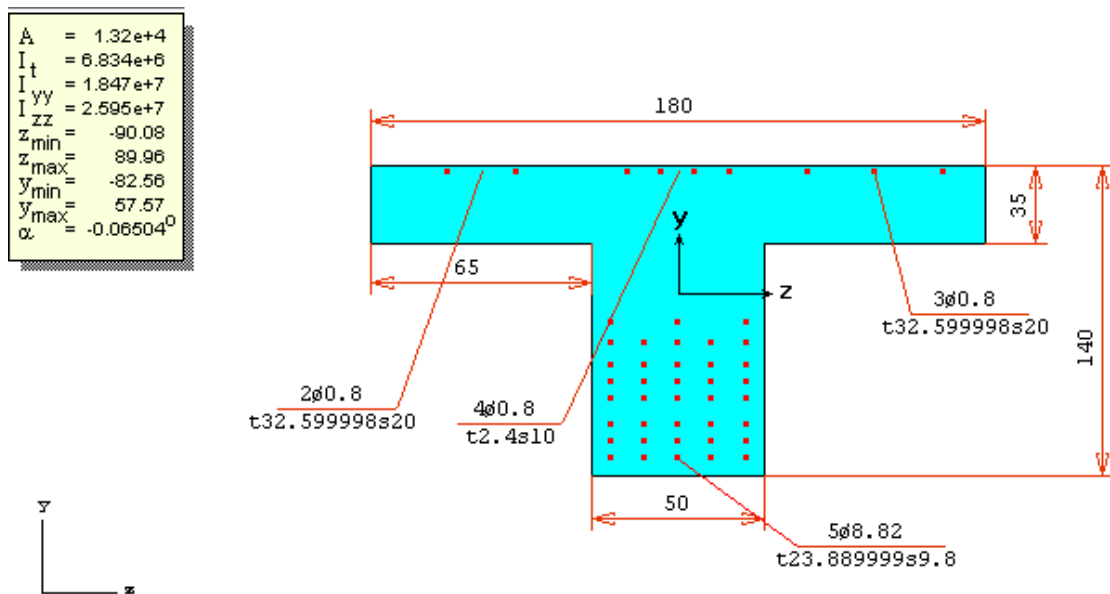


Рисунок 3.3 – Армуння балки простою арматурою

Центр тяжіння арматури:

$$a = \frac{\sum A_{pi} \cdot n_i \cdot y_i}{\sum A_{pi}} \quad (3.1)$$

де A_{pi} – площа арматури одного елемента, см^2 ;

n_i – кількість стержнів в ряді;

y_i – відстань від нижньої грані балки до центру ваги відповідного ряду арматури.

Розраховуємо за формулою 3.1 :

$$a = (8,04 \cdot 5 \cdot 4,7 + 5 \cdot 8,04 \cdot (4,7 + 2,5) + 8,04 \cdot 5 \cdot (7,3 + 2,5) + 8,04 \cdot 5 \cdot (9,7 + 6,8) + 8,04 \cdot 5 \cdot (16,4 + 9,5) + 8,04 \cdot 5 \cdot (26 + 9,5) + 8,04 \cdot 5 \cdot (35,5 + 6,8) + 8,04 \cdot 3 \cdot (42,3 + 3,5)) = 188,94 + 28$$

$$9,44+393,96+663,8+1041,18+1427,1+1700,46+1104,696)/((8,04 \cdot 5+8,04 \cdot 5+8,04 \cdot 5+8,04 \cdot 5+8,04 \cdot 5+8,04 \cdot 5+8,04 \cdot 5+8,04 \cdot 5)= 23,89$$

Площа одного стержня арматури:

$$A_1 = \frac{\pi d^2}{4} \quad (3.2)$$

Розраховуємо за формулою 3.2:

$$A = \frac{3,14 \cdot 3,2^2}{4} = 8,04 \text{ см}^2$$

Загальна площа арматури в перерізі:

$$A_s = 8,04 \cdot 38 = 305,52 \text{ см}^2$$

Коефіцієнт армування:

$$\mu_s = \frac{M_a}{M_b} \quad (3.3)$$

$M_a = 8908 \text{ кг} = 87,357 \text{ кН}$ – маса арматури А-ІІ за типовим проектом;

$M_b = 87,191 \text{ т} = 855,05 \text{ кН}$ – вага бетону.

Розраховуємо за формулою 3.3:

$$\mu_s = \frac{M_a}{M_b} = \frac{87,357}{855,05} = 0,1$$

Власна вага балки, постійне та тимчасове навантаження зображені на рисунку 3.4.

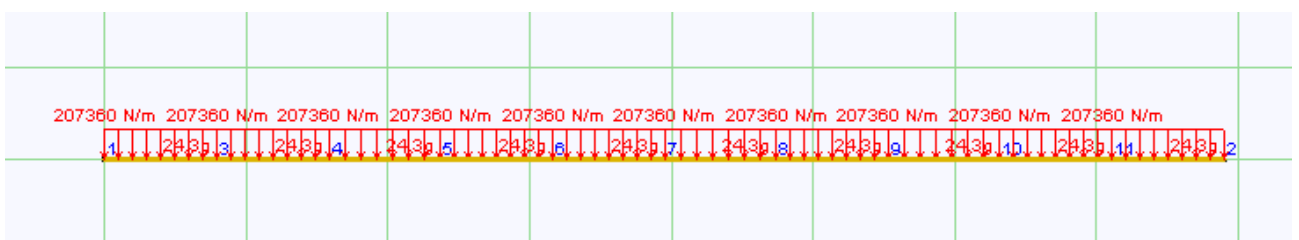


Рисунок 3.4 – Навантаження на балку

Отримані результати розрахунку епюри згинальних моментів та поперечної сили зображені на рисунку 3.5 і 3.6:

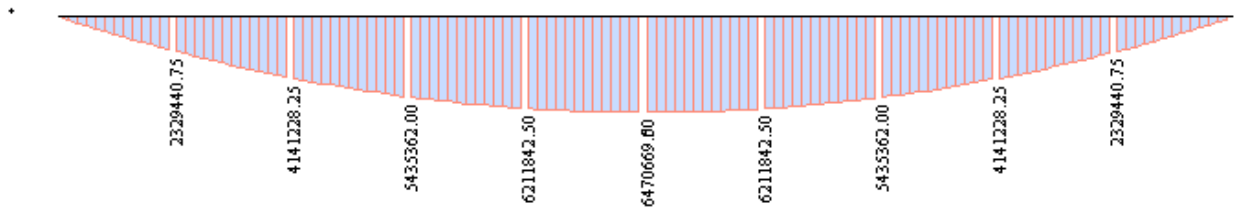


Рисунок 3.5 – Епюра згинальних моментів M_z

$$M_z = 6470669,6\text{Н}$$

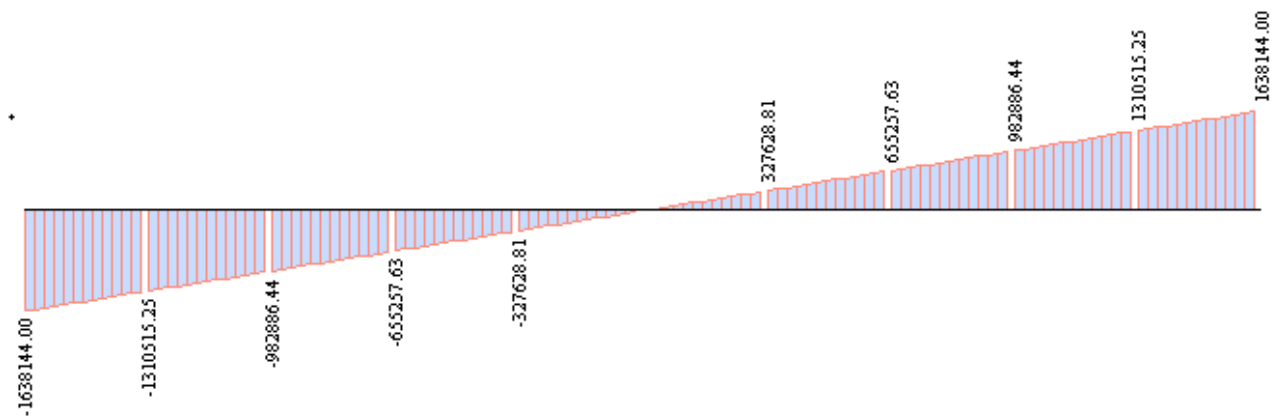


Рисунок 3.6 – Епюра поперечних сил Q_y

$$Q_y = 1638144,0\text{Н}$$

3.3 Розрахунок попередньо напружених канатів в програмному комплексі Selena

Розрахункова довжина 15,8 м, висота балки 140 см, повна довжина 16,5 м представлена на рисунку 3.7.

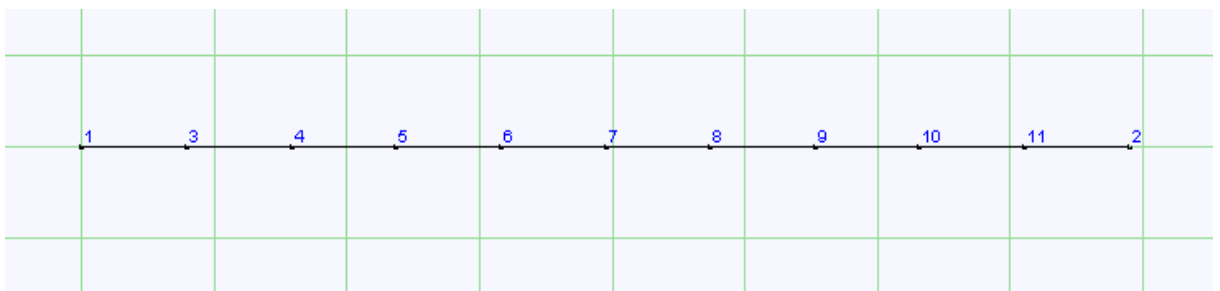


Рисунок 3.7 – Балкова прогінна будова

Армування попередньо напруженими канатами у кількості 14шт Ø5 мм, в одному канаті 24 пучка. Розташування арматури зображено на рисунку 3.8.

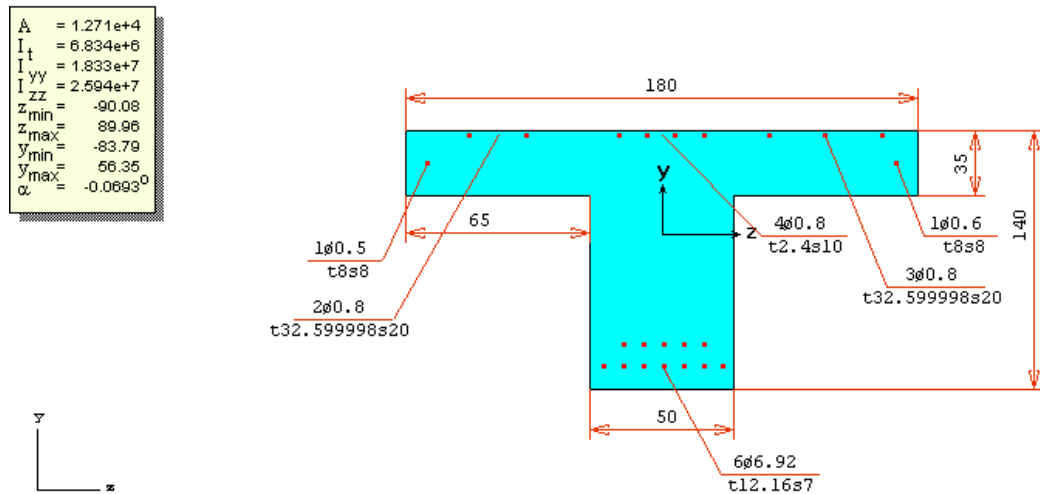


Рисунок 3.8 – Армування балки попередньо напруженими канатами

Площу одного канату розраховуємо за формулою 3.2:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} \cdot 24 = \frac{3,14 \cdot 0,5^2}{4} \cdot 24 = 4,71 \text{ см}^2$$

Центр тяжіння розраховуємо за формулою 3.1:

$$a = \frac{4,71 \cdot 7,8 + 4,71 \cdot 5 \cdot 18}{4,71 \cdot 7 + 4,71 \cdot 5} = 12,16$$

У відношення модулів пружності визначаємо за формулою 3.19:

$$n'_s = \frac{E_y}{E_b} = \frac{196000}{32500} = 6,03;$$

Коефіцієнт армування визначаємо за формулою 3.3:

$$\mu_s = \frac{M_a}{M_b} = \frac{17,98}{859,9} = 0,02$$

де $M_a = 1834 \text{ кг} = 17,98 \text{ кН}$ – маса канатів В-II за типовим проектом;

$M_b = 87,685 \text{ т} = 859,9 \text{ кН}$ – вага бетону.

Власна вага балки, постійне та тимчасове навантаження зображені на рисунку 3.9.

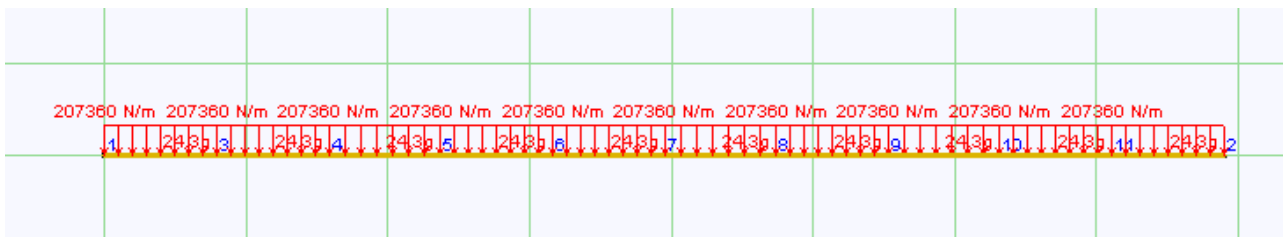
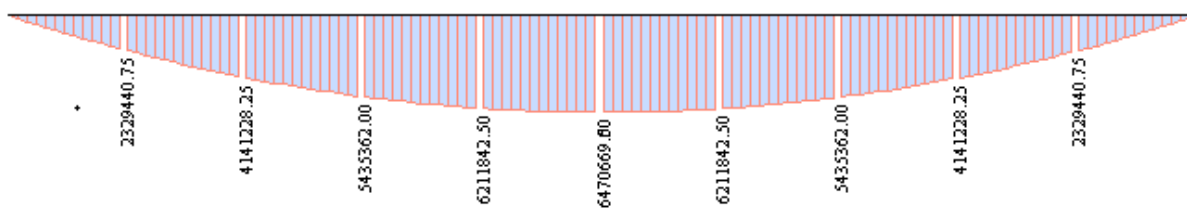
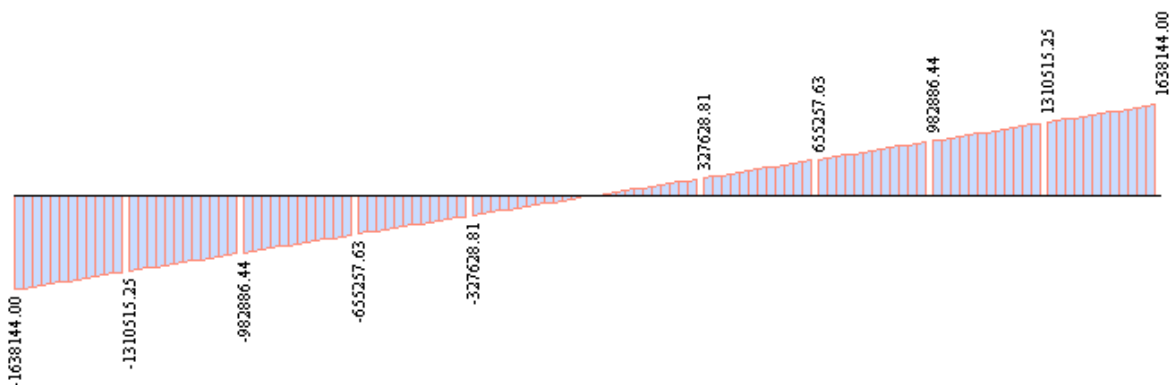


Рисунок 3.9 – Навантаження на балку

Отримані результати розрахунку епюри згинальних моментів та поперечної сили зображені на рисунку 3.10 і 3.11:

Рисунок 3.10 – Епюра згинальних моментів M_z

$$M_z = 6470669,6\text{Н}$$

Рисунок 3.11 – Епюра поперечних сил Q_y

$$Q_y = 1638144,0\text{Н}$$

3.4 Розрахунок жорсткого армування швелером в програмному комплексі Selena

Розрахункова довжина 15,8 м, висота балки 140 см, повна довжина 16,5 м представлена на рисунку 3.12.

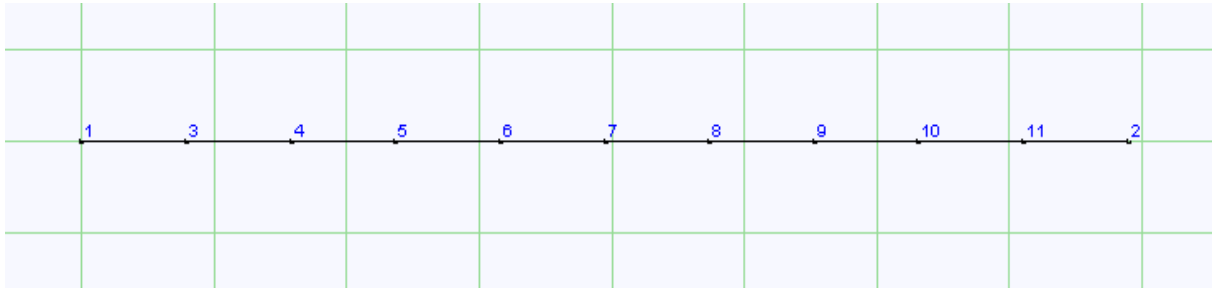


Рисунок 3.12 – Балкова прогінна будова

Армування швелером. Розташування арматури зображено на рисунку 3.13.

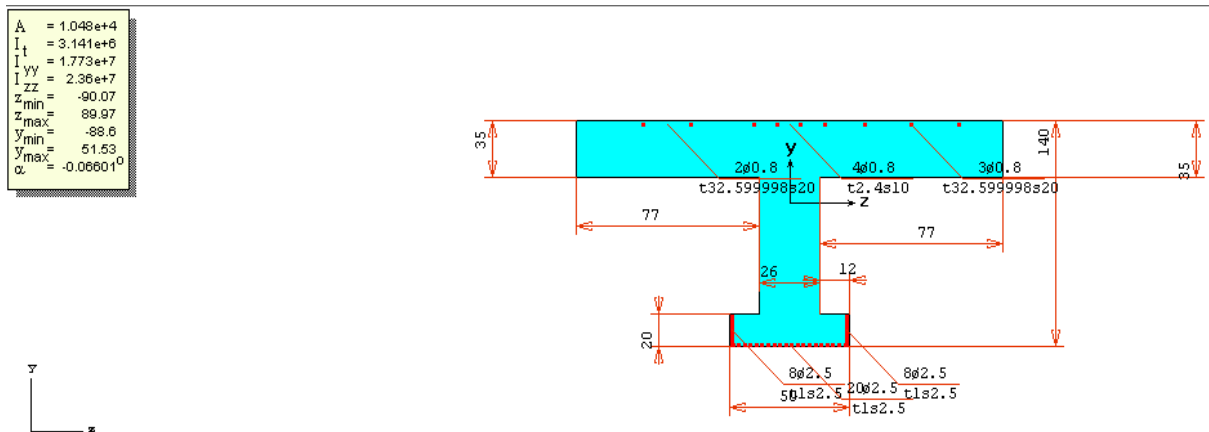


Рисунок 3.13 – Армування балки швелером

Маса арматури:

$$M_a = A_{ш} \cdot l_p \cdot \vartheta \cdot n \quad (3.4)$$

де $A_{ш}$ – площа армування;

l_p – повна довжина прогонної будови;

$\vartheta = 7,8 \text{ т} = 78 \text{ кН}$ – кубометр металу;

n – кількість арматурних елементів.

Розраховуємо по формулі 3.4:

$$M_a = A_{ш} \cdot l_p \cdot \vartheta \cdot n = 0,0172 \cdot 16,5 \cdot 78 \cdot 1 = 22,13 \text{ кН}$$

Коефіцієнт армування розраховуємо за формулою 3.3:

$$\mu_s = \frac{M_a}{M_b} = \frac{22,13}{859,9} = 0,02$$

де $M_b = 87,685\text{т} = 859,9\text{кН}$ – вага бетону.

Власна вага балки, постійне та тимчасове навантаження зображені на рисунку 3.14.

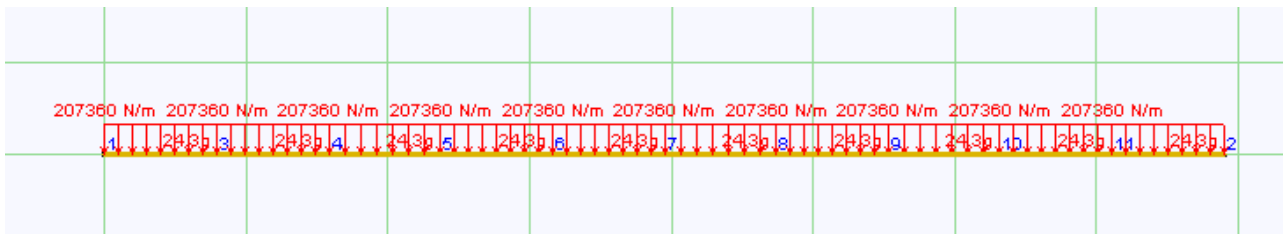


Рисунок 3.14 – Навантаження на балку

Отримані результати розрахунку епюри згинальних моментів та поперечної сили зображені на рисунку 3.15 і 3.16:

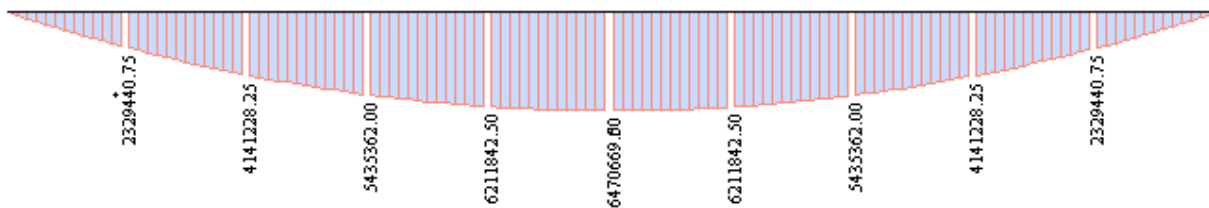


Рисунок 3.15 – Епюра згинальних моментів M_z

$$M_z = 6470669,6\text{Н}$$

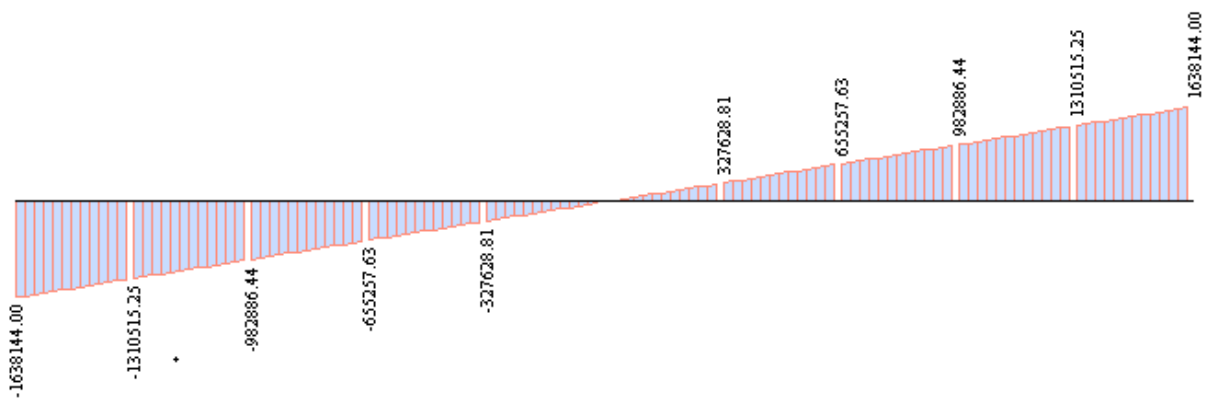


Рисунок 3.16 – Епюра поперечних сил Q_y

$$Q_y = 1638144,0\text{H}$$

3.5 Розрахунок жорсткого армування тавром в програмному комплексі Selena

Розрахункова довжина 15,8 м, висота балки 140 см, повна довжина 16,5 м представлена на рисунку 3.17.

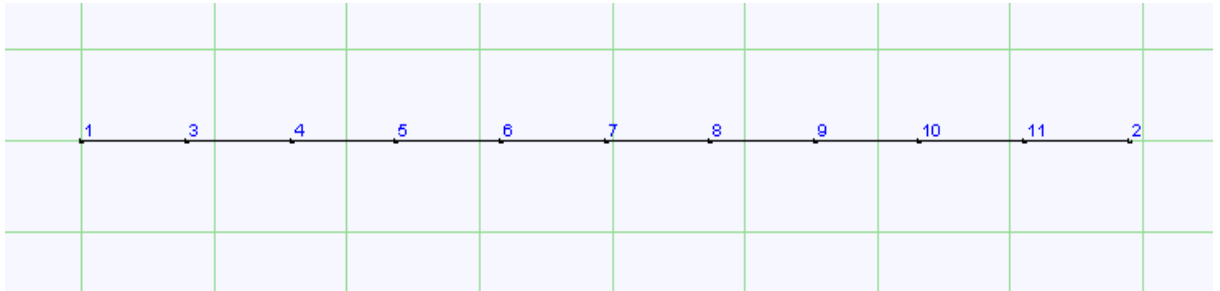


Рисунок 3.17 – Балкова прогінна будова

Армування тавром. Розташування арматури зображено на рисунку 3.18.

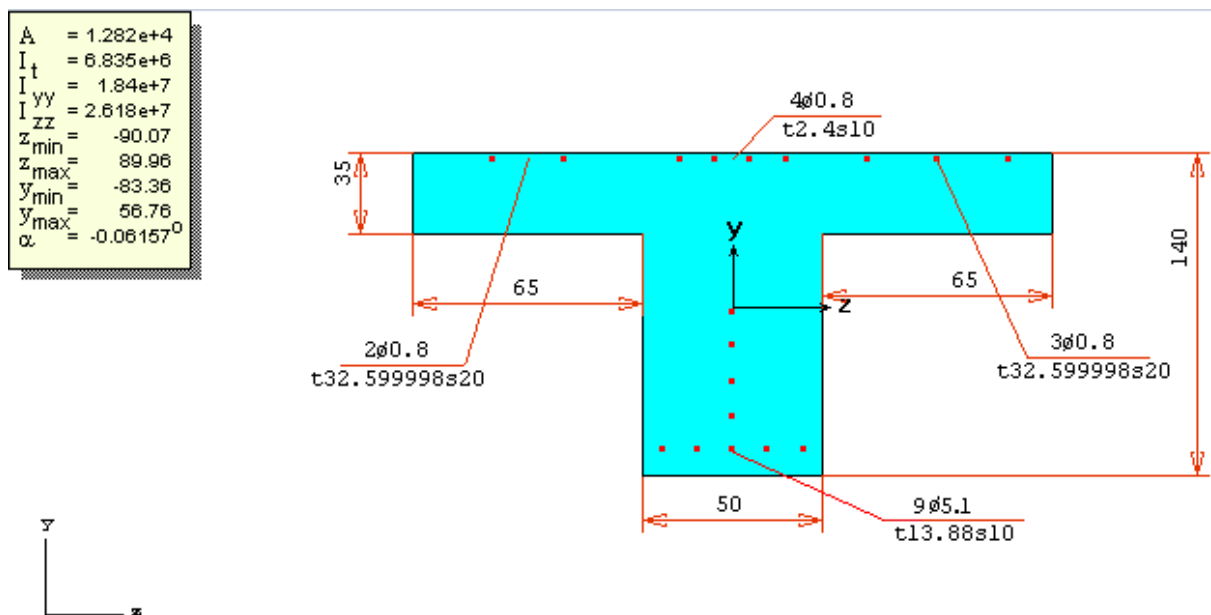


Рисунок 3.18 – Балка армована тавром

Центр тяжіння розраховуємо за формулою 3.1:

$$a = \frac{20,7 \cdot 5 \cdot 5 + 20,7 \cdot 1 \cdot 13 + 20,7 \cdot 1 \cdot 21 + 20,7 \cdot 1 \cdot 29 + 20,7 \cdot 1 \cdot 37}{20,7 \cdot 5 + 20,7 \cdot 1 + 20,7 \cdot 1 + 20,7 \cdot 1 + 20,7 \cdot 1} = 13,88 \text{ см}$$

Площа арматури одного елемента розраховуємо за формулою 4.2:

$$A = \frac{\pi d^2}{4} = \frac{3,14 \cdot 5,1^2}{4} = 20,7 \text{ см}^2$$

Так як площа тавра $A=186,4\text{см}^2$, приймаємо 9 арматурних елементів задля армування.

Масу арматури визначаємо за формулою 3.4:

$$M_a = A_{ш} \cdot l_p \cdot \vartheta \cdot n = 0,0186 \cdot 16,5 \cdot 78 \cdot 1 = 23,93 \text{ кН}$$

Коефіцієнт армування розраховуємо за формулою 3.3:

$$\mu_s = \frac{M_a}{M_b} = \frac{23,93}{859,9} = 0,027$$

де $M_b = 87,685\text{т} = 859,9 \text{ кН}$ – вага бетону.

Власна вага балки, постійне та тимчасове навантаження зображені на рисунку 3.19.

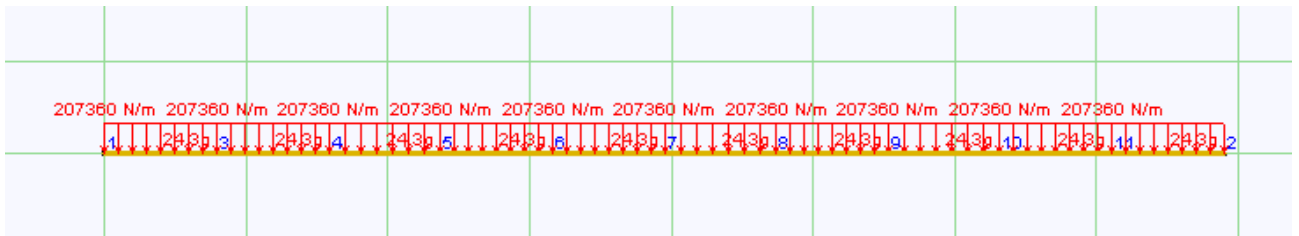


Рисунок 3.19 – Навантаження на балку

Отримані результати розрахунку епюри згинальних моментів та поперечної сили зображені на рисунку 3.20 і 3.21:

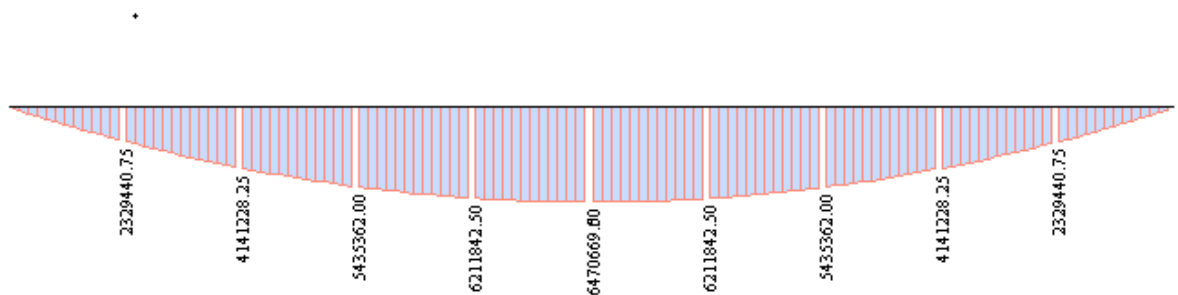


Рисунок 3.20 – Епюра згинальних моментів M_z

$$M_z = 6470669,6\text{Н}$$

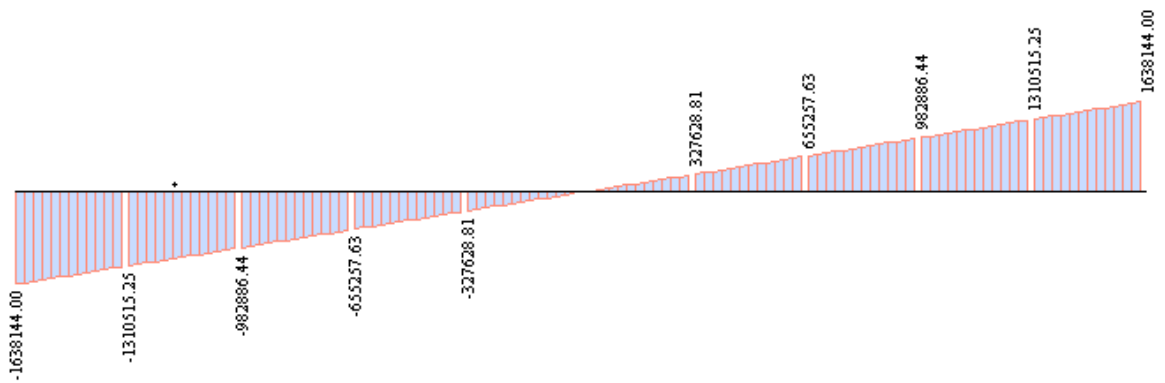


Рисунок 3.21 – Епюра поперечних сил Q_y

$$Q_y = 1638144,0\text{Н}$$

Порівняння результатів армування змодельованої балки зведено до таблиці 3.1.

Таблиця 3.1 – Порівняння результатів

Вид армування	Площа арматури, см ²	Маса арматури, кН	Вага бетону, кН	Коефіцієнт армування	Вартість арматури загальна, грн
Просте	13200	87,357	855,05	0,1	189570
Попередньо напружені канати	12710	17,98	859,9	0,02	103500
швелер	10480	22,13	859,9	0,02	73800
тавр	12820	23,93	859,9	0,027	78300

4 АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ БАЛОК ТА ПОРІВНЯЛЬНИЙ АНАЛІЗ РІЗНИХ ВИДІВ АРМУВАННЯ БЕТОННИХ БАЛОК ЗАЛІЗНИЧНИХ МОСТІВ З ВИЗНАЧЕННЯМ ОПТИМАЛЬНОГО ВАРІАНТУ

4.1 Напружено деформований стан залізобетонної балки з простим армуванням

Зробивши розрахунки методом скінченних елементів залізобетонної балки при навантаженні 207,360 кН/м отримано прогин в балці, котрий дорівнює 1,9 см і зображений на рисунку 4.1:

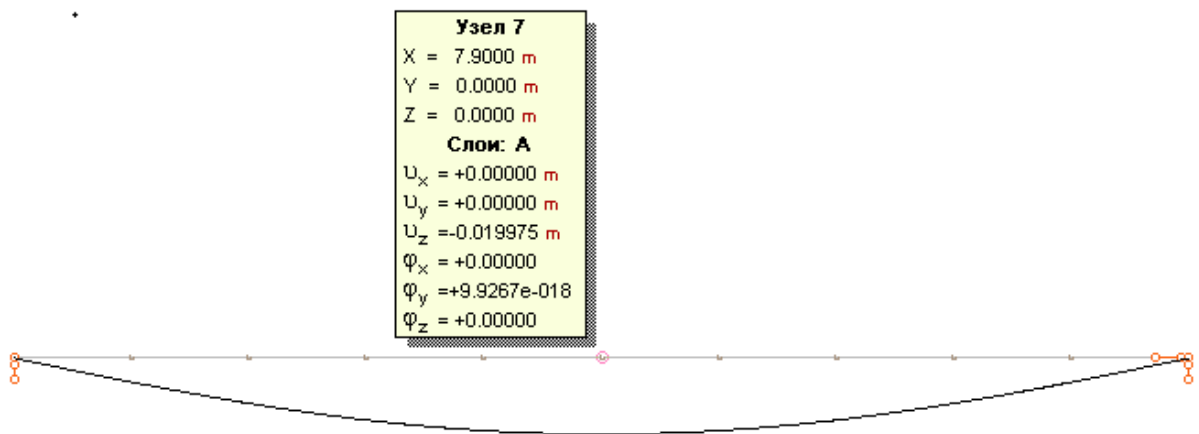


Рисунок 4.1 – Прогин U_z

Напруження в балці зображені на рисунку 4.2.

Напруження верхньої фібри, котра працює на стиск, рівне -15 МПа.

Напруження нижньої фібри, котра працює на розтяг, рівне 0,20 МПа.

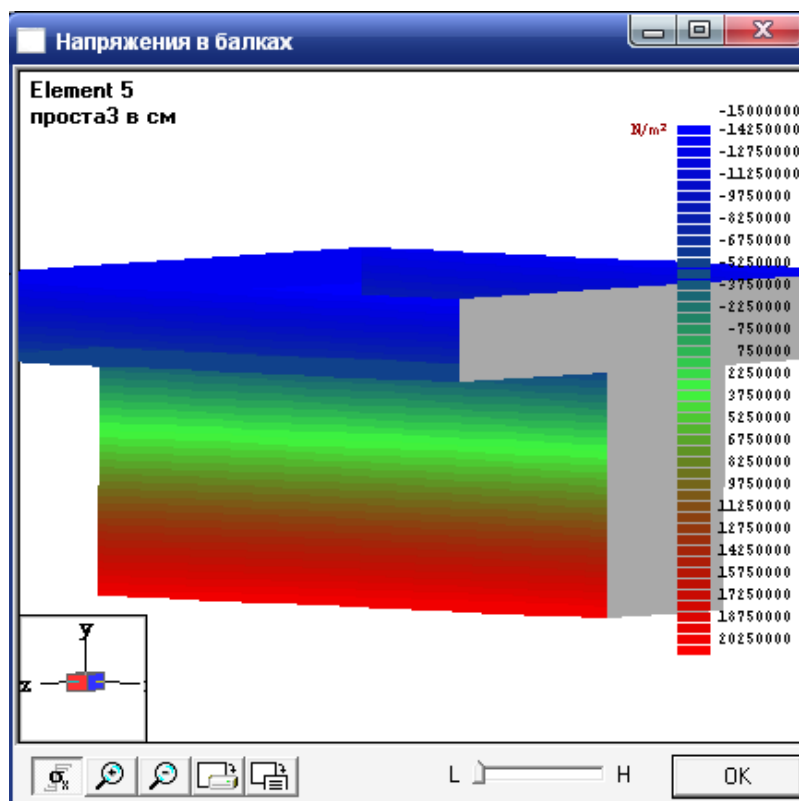


Рисунок 4.2 – Напруження в балці

4.2 Напружено деформований стан залізобетонної балки з армуванням попередньо напруженими канатами

Зробивши розрахунки методом скінченних елементів залізобетонної балки при навантаженні 207,360 кН/м отримано прогин в балці дорівнює 1,9 см і зображений на рисунку 4.3:

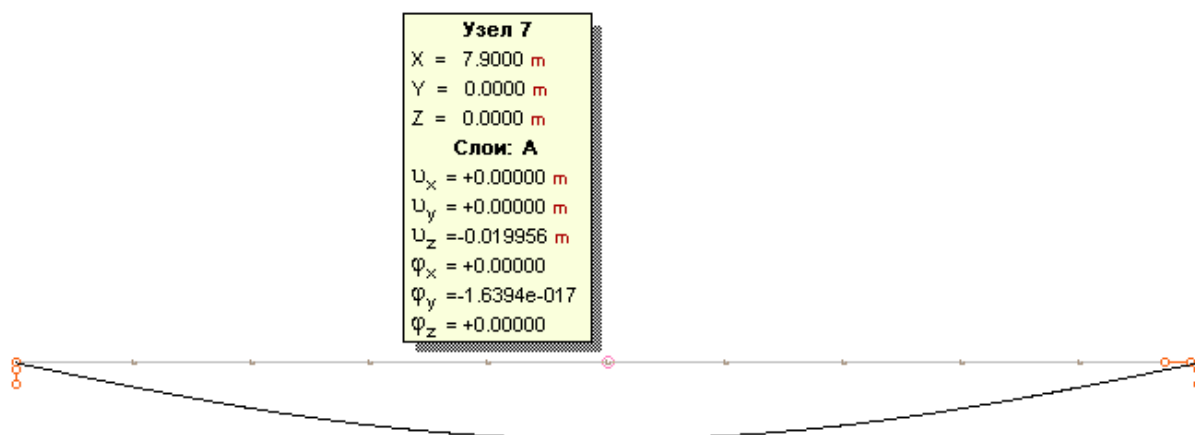


Рисунок 4.3 – Прогин U_z

Напруження в балці зображені на рисунку 4.4.

Напруження верхньої фібри, котра працює на стиск, рівне -14,2 МПа.

Напруження нижньої фібри, котра працює на розтяг, рівне 0,21 МПа.

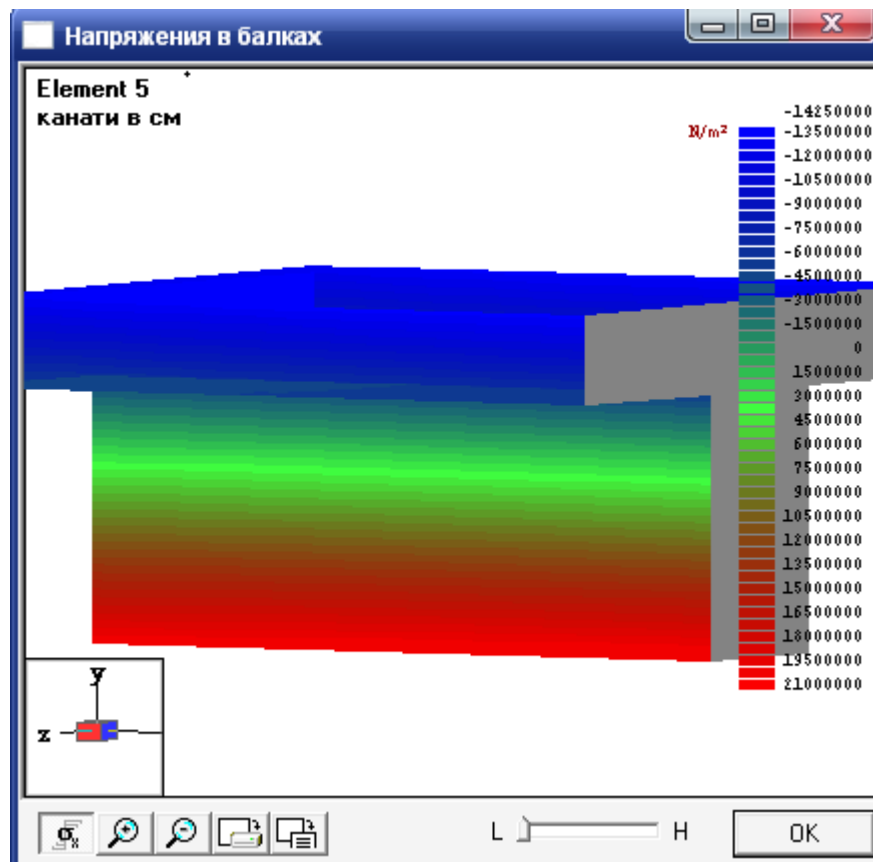
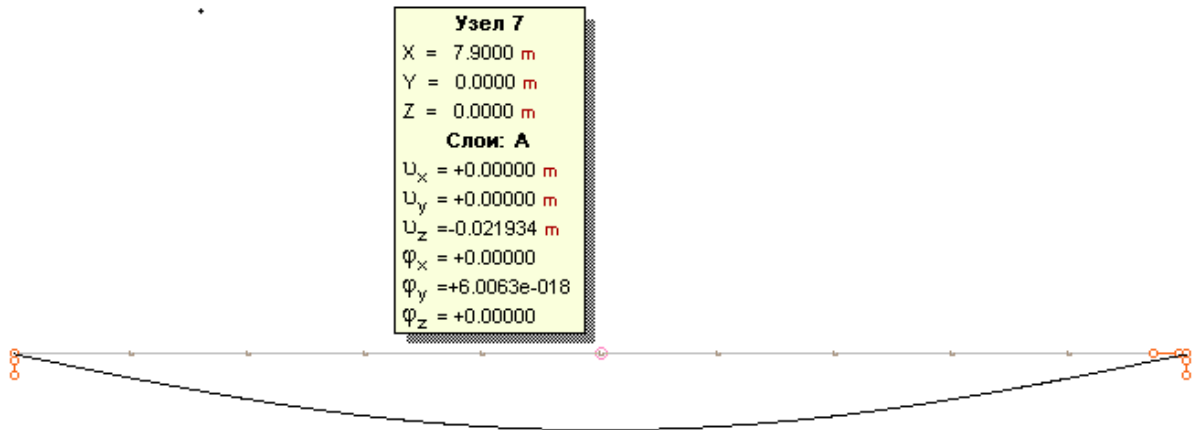


Рисунок 4.4 – Напруження в балці

4.3 Напружено деформований стан залізобетонної балки з жорстким армуванням швеллером

Зробивши розрахунки методом скінченних елементів залізобетонної балки при навантаженні 207,360 кН/м отримано прогин в балці дорівнює 2,1 см і зображений на рисунку 4.5:

Рисунок 4.5 – Прогин U_z

Напруження в балці зображені на рисунку 4.6.

Напруження верхньої фібри, котра працює на стиск, рівне -14,2 МПа.

Напруження нижньої фібри, котра працює на розтяг, рівне 0,24 МПа.

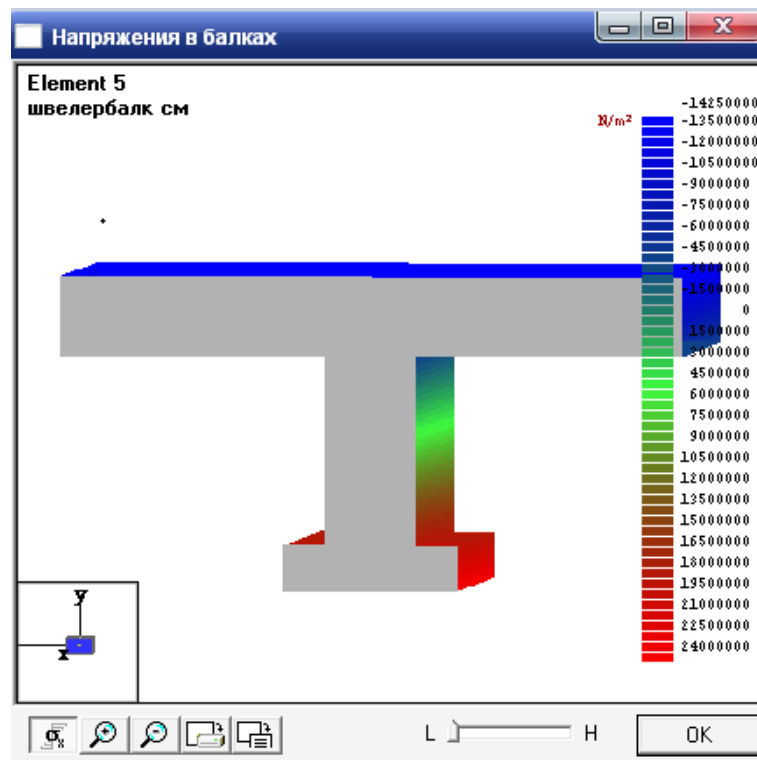


Рисунок 4.6 – Напруження в балці

4.4 Напружено деформований стан залізобетонної балки з жорстким армуванням тавром

Зробивши розрахунки методом скінченних елементів залізобетонної балки

при навантаженні 207,360 кН/м отримано прогин в балці дорівнює 1,9 см і зображений на рисунку 4.7:

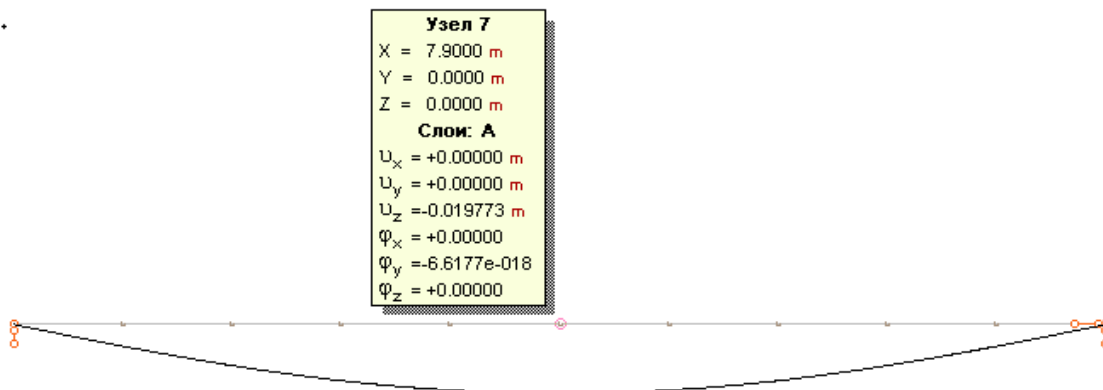


Рисунок 4.8 – Прогин U_z

Напруження в балці зображені на рисунку 4.9.

Напруження верхньої фібри, котра працює на стиск, рівне -14,2 МПа.

Напруження нижньої фібри, котра працює на розтяг, рівне 0,21 МПа.

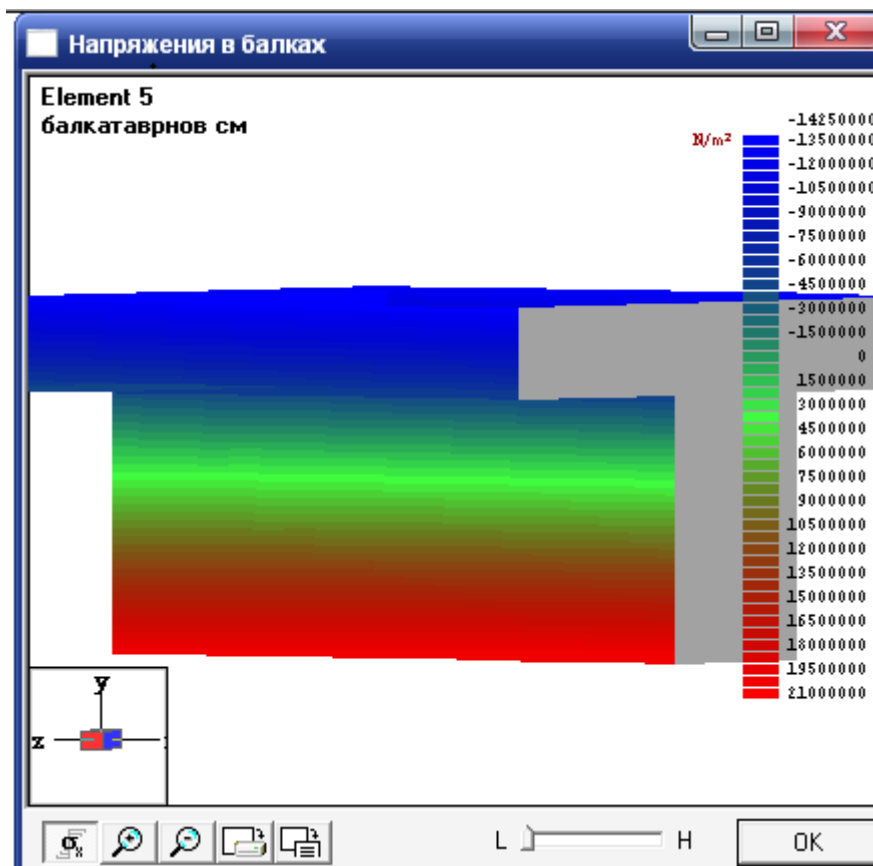


Рисунок 4.9 – Напруження в балці

Результати напружено-деформованого стану армування балки зведено до таблиці 4.1:

Таблиця 4.1 – Напружено-деформований стан

Вид армування	Величина прогину, см	Напруження верхньої фібри	Напруження нижньої фібри
Просте	1,9	-15	0,20
Попередньо напружені канати	2	-14,2	0,21
швелер	2,1	-14,2	0,24
тавр	1,9	-14,2	0,21

ВИСНОВКИ

У дипломній роботі був досліджений напружено–деформований стан залізобетонної балки залізничної прогонової будови довжиною 15,8 м.

Аналіз результатів показав, що розглянуті види армування можливо безперешкодно використовувати в будівництві мостів та транспортних споруд.

Просте армування робочою арматурою А300 (А-II) є найбільш затратним у плані вартості використаної арматури. З серед інших розглянутих варіантів, даний вид армування має найбільший коефіцієнт армування та доволі високу вагу арматури.

Армування попередньо напруженими канатами з металевими пучками класу В-II, виявилось більш кращим варіантом армування, а ніж армування залізобетонної балки робочою арматурою класу А-II, як коефіцієнтом армування, так і ціною.

Жорстка арматура в виді швелера та тавра потребує меншу трудомісткість, ніж при армуванні іншими видами арматури. За коефіцієнтом армування, напруженню та вартістю, жорстка арматура вигідніша в використанні та армуванні залізобетонних балкових прогонових будов.

Жорстке армування досить перспективне, проте за ДБН В.1.2-3:2006 в мостобудуванні ще не передбачене використання жорсткого армування балкових прогінних будівель.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. Борщов, В.І. Мости і Труби. Том 2. Залізобетонні мости. Частина 1 [Текст] / В.І. Борщов, О.Л. Загора. Міністерство освіти і науки, молоді та спорту України – 2012 рік.
2. Борщов, В.І. Мости і Труби. Том 2. Залізобетонні мости. Частина 2 [Текст] / В.І. Борщов, О.Л. Загора. Міністерство освіти і науки, молоді та спорту України – 2012 рік.
3. Васильєв, А. П. Керівництво по проектуванню залізобетонних конструкцій з жорсткою арматурою. [Текст] / А. П. Васильєв, Н.І. Катін, Н. А. Єгоров. – Москва 1978 рік.
4. Електронний ресурс «Базальтопластикова арматура». Режим доступу: <https://kraska.guru/dom/istorii/bazaltoplastikovaya-armatura.html>
5. Електронний ресурс «Види арматури, їх марки та типи». Режим доступу: <https://srbu.ru/stroitelnye-materialy/1887-vidy-armatury.html>
6. Електронний ресурс «Жорстка арматура». Режим доступу: <https://stal-kom.ru/zhestkaya-armatura-hto-eto-takoye/>
7. Електронний ресурс «Композитна будівельна арматура». Режим доступу: <https://betonopedia.ru/armatura/kompozitnaya.html>
8. Електронний ресурс «Монтажна арматура». Режим доступу: <https://stal-kom.ru/montazhnaya-armatura-hto-eto-takoye/>
9. Електронний ресурс «Ненапружена арматура». Режим доступу: <https://stal-kom.ru/dlya-chego-nuzhna-nenapryagayemaya-armatura/>
10. Електронний ресурс «Попередньо напружена арматура». Режим доступу: <https://www.mqn.com.ua/article.php?id=16>
11. Електронний ресурс «Посилення вуглеволокном». Режим доступу: https://stroy-podskazka.ru/uglevolokno/usilenie/#h2_731549
12. Електронний ресурс «Призначення сталеві будівельної арматури». Режим доступу: <https://vega-stk.ru/spravka/difference-of-rebar>
13. Електронний ресурс «Склокомпозитна арматура». Режим доступу: <https://stal-kom.ru/armatura-stekloplastikovaya-kompozitnaya-ask-hto-eto/>

14. Електронний ресурс «Тавр» [режим доступу: <https://b-steel.ru/balka-tavrovaja>]
15. Електронний ресурс «Таврова балка» [режим доступу: https://merkabi.ru/directory/article/article.php?ELEMENT_ID=1242]
16. Електронний ресурс «Типові конструкції серія 3.501-108. Випуск 1». Режим доступу:
http://kras.tdajbi.ru/index.php?route=product/series/&series_id=2819
17. Електронний ресурс «Типові конструкції серія 3.501-91. Випуск 1». Режим доступу: <http://gostrf.com/normadata/1/4293844/4293844386.htm>
18. Електронний ресурс «Типові конструкції серія 3.501-91. Випуск 2». Режим доступу: <http://gostrf.com/normadata/1/4293844/4293844386.htm>
19. Електронний ресурс «Швелер» [режим доступу: <https://metalloprokat.com.ua/news/7-shveler-opys-sfera-zastosuvannia.html>]
20. Електронний ресурс «Методичні вказівки по розрахунку і проектуванню сталезалізобетонних конструкцій з жорсткою арматурою». Режим доступу: https://www.faufcc.ru/upload/methodical_materials/mp05_2019.pdf
21. Загора, А. Л. Розрахунок залізобетонних прогонових будівель з нерозрізними консольними балками. Частина 2. Методичні вказівки до курсового проекту залізничного мосту [Текст] / А. Л. Загора, М. М. Попович. – Дніпро 1991 рік.
22. Ключник, С. В. Розрахунок розрізної прогонової будови з попередньо напруженого залізобетону. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування мостів. Частина 1 / С. В. Ключник, М. М. Попович. – Дніпро 2021 рік.
23. Ключник, С. В. Розрахунок розрізної прогонової будови з попередньо напруженого залізобетону. Методичні вказівки до курсового та дипломного проектування мостів. Частина 2 / С. В. Ключник, М. М. Попович. – Дніпро 2021 рік.
24. Ключник, С. В. Розрахунок розрізної прогонової будови з попередньо напруженого залізобетону. Методичні вказівки до курсового та

дипломного проектування мостів. Приклад розрахунку / С. В Ключник, М. М. Попович. – Дніпро 2021 рік.

25. Попович, М.М. Особливості напружено-деформованого стану сталезалізобетонної прогонової будови з попереднім вигином сталевої балки. [Текст] / М. М. Попович, С. В. Ключник. Наука та прогрес транспорту, 2022, №1 (97).

26. Соломка, В. І. «Застосування вуглеволокна в якості зовнішнього армування для підвищення вантажопідйомності залізобетонних прогонових будов залізничних мостів». Режим доступу: <https://cyberleninka.ru/article/n/zastosuvannya-vuglevolokna-v-yakosti-zovnishnogo-armuvannya-dlya-pidvischennya-vantazhopidyomnosti-zalizobetonnih-progonovih-budo>

27. Типові конструкції серія 3.501-108. Прогонові будови збірні залізобетонні довжиною від 2,95 до 16,5 м для залізничних мостів. Випуск 1. Прогонові будови для застосування в районах з розрахунково температурою мінус 40 і вище [Тест]: типовий проект / Ленгипротрансмост. Ленінград 1976 рік.

28. Типові конструкції серія 3.501-91. Збірні прогонові будови з попередньо напруженого залізобетону довжиною 16,5 – 27,6 м для залізничних мостів. Випуск 1. Загальна частина [Текст]: типовий проект / Міністерство транспортного будівництва Главтранспроект. Ленінград 1974 рік.

29. Типові конструкції серія 3.501-91. Збірні прогонові будови з попередньо напруженого залізобетону довжиною 16,5 – 27,6 м для залізничних мостів. Випуск 2. Прогонова будова довжиною 16,5 м. / Міністерство транспортного будівництва Главтранспроект. Ленінград 1974 рік.