

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

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

«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

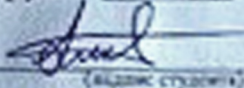
Пояснювальна записка

до кваліфікаційної роботи

ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

на тему: Обґрунтування технології спорудження нерозрізної прогонової будови
продовження Кайдацького моста в м. Дніпро
за освітньою програмою «Мости і транспортні тунелі»
зі спеціальності: 192 Будівництво та цивільна інженерія
(цифра в назві спеціальності)

Виконав: студент групи: MT2321


(підпис студента)

/ Андрій МІСЮРА /
(ім'я ПІРІВІЩЕ)

Керівник:


(підпис)

/ доц. Сергій КЛЮЧНИК /
(посада, ім'я ПІРІВІЩЕ)

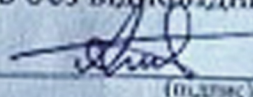
Нормоконтролер:


(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТІОТ'КІН /
(посада, ім'я ПІРІВІЩЕ)

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

Студент


(підпис)

Дніпро – 2025 рік

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: Rationale of the construction technology of the continuous girder
structure of the continuation of the Kaidatsky Bridge in Dnipro

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: MT2321 / Andrii MISIURA /
(name, surname)

Scientific Supervisor: / Associate professor Sergey KLIUCHNIK /
(position, name, surname)

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

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»

Кафедра: «Транспортна інфраструктура»

Рівень вищої освіти: «Магістр»

Освітня програма: «Мости і транспортні тунелі»

Спеціальність: 192 «Будівництво та цивільна інженерія»

(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри

«Транспортна інфраструктура»

_____ **Олексій ТЮТЬКІН**

(підпис)

(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Дата _____

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»

(ступінь вищої освіти)

студенту _____

(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: «Обґрунтування технології спорудження нерозрізної прогонової будови продовження Кайдацького моста в м. Дніпро»

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

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

затверджені наказом від _____ «16» лютого 2024 р. № 157ст

2. Строк подання студентом роботи: «15» січня 2025 р.

3. Вихідні дані до роботи: Матеріал: Сталь 10 ХСНД. Розрахункове навантаження А11. Норми проектування – Сніп 2.05.03-84* Мости і труби. ДБН В.2.3 14:2006 «Споруди транспорту»,

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

Вступ. Розділ 1. Опис проекту траси автодороги від Кайдацького мосту через річку. Дніпро і до вул. Західний Шлях. Розділ 2. Розрахунок нерозрізної прогонової будови продовження Кайдацького моста в м. Дніпро. Розділ 3. Розрахунок ортотропної плити прогонової будови. Розділ 4. Обґрунтування технології спорудження нерозрізної прогонової будови. Висновки.

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

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

6. Консультанти розділів роботи:

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

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Вступ. Розділ 1. Опис проекту траси автодороги від Кайдацького мосту через річку. Дніпро і до вул. Західний Шлях.	02.09.2024 – 29.09.2024	
2	Розділ 2, 3. Розрахунок нерозрізної прогонової будови продовження Кайдацького моста в м. Дніпро. Розрахунок ортотропної плити прогонової будови.	30.09.2024– 03.11.2024	
3	Розділ 4. Обґрунтування технології спорудження нерозрізної прогонової будови. Висновки. Оформлення ВКР.	04.11.2024– 05.12.2024	
4	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.	09.12.2024– 12.01.2025	
5	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри	15.01.2025	
6	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	22.01.2025	

Студент

_____ (підпис)

Андрій МІСЮРА

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Сергій КЛЮЧНИК

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до кваліфікаційної роботи магістра:

103 стор., 100 рис., 30 табл., 15 літературних джерел.

Об'єкт розробки – нерозрізна прогонова будова продовження Кайдацького моста в м. Дніпро по схемі 4×110 м.

Мета роботи – Обґрунтувати технологію спорудження нерозрізної прогонової будови продовження Кайдацького моста в м. Дніпро з урахуванням місцевої забудови та підібрати переріз нерозрізної балки.

Метод дослідження – аналітичний розрахунок. Розрахунок методом скінчених елементів за допомогою розрахункового програмного комплексу Selena.

Галузь застосування: Мостобудування.

В магістерській роботі виконаний розрахунок нерозрізної прогонової будови та обґрунтування технології спорудження продовження Кайдацького моста в м. Дніпро.

Розроблені моделі прогонової нерозрізної будови з перерізами металевих балок у програмному розрахунковому комплексі Selena. Проведений аналіз результатів розрахунку, обрано оптимальні параметри балки прогонової будови.

Виконаний розрахунок аналітичним способом для порівняння результатів з розрахунком програмного комплексу Selena.

Обґрунтовано параметри конструкції балки та технологію спорудження нерозрізної прогонової будови продовження Кайдацького моста в м. Дніпро з урахуванням місцевої забудови.

Ключові слова: нерозрізна металева прогонова будова, проїзна частина, металева коробчаста балка, монтаж.

Зміст

1. ВИХІДНІ ДАНІ БУДІВНИЦТВА ПРОДОВЖЕННЯ КАЙДАЦЬКОГО МОСТА В М. ДНІПРО.....	8
2. РОЗРАХУНОК НЕРОЗРІЗНОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ПРОДОВЖЕННЯ КАЙДАЦЬКОГО МОСТА В М. ДНІПРО.....	18
2.1 Визначення зусиль	18
2.2 Постійні навантаження	18
2.3.Тимчасове навантаження.....	19
2.4.Вітрове навантаження.....	21
2.5. Гальмівні навантаження	23
2.6 Зусилля від тертя в опорних частинах	23
2.7 Побудова ліній впливу.....	25
2.7.1 Розрахункова схема	25
2.7.2 Лінії впливу згинальних моментів	28
2.7.3 Лінії впливу крутних моментів	32
2.7.4 Лінії впливу поперечних сил	36
2.7.5 Лінії впливу опорних реакцій.....	39
2.8. Визначення опорних реакцій, максимальних моментів, що вигинають, моментів, що крутять, і поперечних сил в перетинах прогонової будови ...	40
2.9 Розрахунок додаткового моменту, що крутить, від внецентрового завантаження прогонової будови.	46
2.10 Розрахунок опорних реакцій на одну опорну частину від постійного навантаження	46
2.11 Розрахунок максимальних деформацій прогонової будови.	47
2.12 Перерізи балки, що отримано після розрахунків	49
3. РОЗРАХУНОК ОРТОТРОПНОЇ ПЛИТИ.....	55
3.1 Загальні дані.....	55
3.2. Розрахунок зусиль	55
3.2.1. Характеристики ліній впливу.....	55

3.2.2 Розрахунок навантажень	56
3.2.3. Визначення максимальних згинальних моментів і поперечних сил в перерізах прогонової будови	58
3.2.4 Визначення геометричних характеристик перерізу прогонової будови з урахуванням коефіцієнтів редукції ортотропних плит	59
3.2.5 Розрахунок верхньої ортотропної плити.....	60
3.2.6 Розрахунок подовжнього ребра.....	61
3.2.7 Перевірка міцності розтягнутого крайнього нижнього волокна подовжнього ребра.....	67
3.2.8 Перевірка міцності стислого крайнього нижнього волокна подовжнього ребра.....	69
3.2.9 Перевірки міцності поперечної балки	70
4. ОБҐРУНТУВАННЯ ТЕХНОЛОГІЇ СПОРУДЖЕННЯ НЕРОЗРІЗНОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ПРОДОВЖЕННЯ КАЙДАЦЬКОГО МОСТА В М. ДНІПРО.....	77
4.1 Розрахунок будівельного підйому.....	77
4.2 Розрахунок на максимальний прогин.	79
4.3 Розрахунок на монтажні навантаження.....	80
4.3.1 Загальні відомості.	80
4.3.2. Визначення зусиль.	80
4.3.3 Визначення опорних реакцій і подовжніх зусиль при монтажу.....	87
4.3.4 Розрахунок перетинів.	89
Висновки	100
ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ.....	101

1. Вихідні дані будівництва продовження Кайдацького моста в м. Дніпро

Траса проектованої автодороги продовження Кайдацького моста перетинає пр. Свободи з трамвайними коліями, під'їзні колії Дніпровського металургійного заводу (завод ім. Петровського), промислову територію заводу Дніпропетровський трубний завод (ДТП) з діючими внутрішньозаводськими залізничними коліями та внутрішніми автошляхами до діючих цехів, вулицю вул. Західний Шлях (Маяковського) з трамвайним рухом, охоронну та небезпечні зони метрополітену та заводські під'їзні залізничні колії заводу «Дніпроококс».

Перехрестя пр. Свободи, під'їзних залізничних колій заводу ім. Петровського, промислової території заводу ДТП, вул. вул. Західний Шлях (Маяковського) та охоронної зони метрополітену передбачається автодорожньою естакадою довжиною 1069,74м.

Крім того, на території заводу ДТЗ передбачається спорудження комунікаційного мосту для перекладання на неї існуючих заводських наземних та підземних комунікацій, що потрапляють на вісь естакади. Довжина комутаційного мосту – 45 м.

Під'їзні залізничні колії заводу «Дніпроококс» перекриваються автодорожнім шляхопроводом завдовжки 155,6м.

Як норми проектування були прийняті наступні нормативні документи:

- СНІП 2.05.03-84* Мости і труби. М., 1993.
- ДБН В.1.2-15:2009. Мости та сурми. Навантаження та впливи. К., 2009.

Передбачувані стали, використовувані в конструкціях – сталь 10 ХСНД.

Передбачається, що проїжджаючи частина моста буде облаштована наступними шарами:

- Оклеювана гідроізоляція "Техноеластмост" марки С – 5 мм;
- Асфальтобетон 10,5 см.

Додаткові елементи (оглядові містки, бар'єрна огорожа, перильне огороження і шумозахисні екрани) передбачені проектом, передбачається врахувати при зборі постійних навантажень.

Автодорожня естакада

Над територією заводу ДТП для збереження основних діючих цехів та під'їздів до них внутрішніми залізничними коліями та автомобільними дорогами та велика кількість наземних (комунікаційні естакади) та підземних діючих комунікацій, що забезпечують роботу заводу, траса в плані розміщується на горизонтальній кривій радіусом 2000 м.

Прийнята схема естакади: $21+24+4\times 33+80+33+2\times 24+7\times 33+4\times 110+33+21$.

Більшість застосованих прогонових будов залізобетонні розрізні, також використано розрізну металеву прогонову будову довжиною 80 м та безпосередньо над заводом ДТЗ нерозрізну металеву прогонову будову довжиною 440м (4×110) індивідуального проектування, розташованого на кривій з радіусом 2000 м.

Проектована траса автодороги від Кайдацького мосту через річку. Дніпро і до вул. Західний Шлях проходить по першій надзаплавній терасі правого берега річки. За вулицею Західний Шлях траса проходить іншою надзаплавною терасою та схилом, засипаним доменними та паровозними шлаками (техногенними ґрунтами) та відходами будівництва. Потужність таких ґрунтів від 25 до 40 м. Нижче залягають каоліни і піски незначної товщі і далі з глибини 25 і 40 м тріщинуватий граніт середньої міцності і міцний.

Тому при розробці проекту як основа під фундаменти опор прийняті буронабивні стовпи діаметром 1.5 м і з глибиною закладання залежно від глибини залягання граніту.

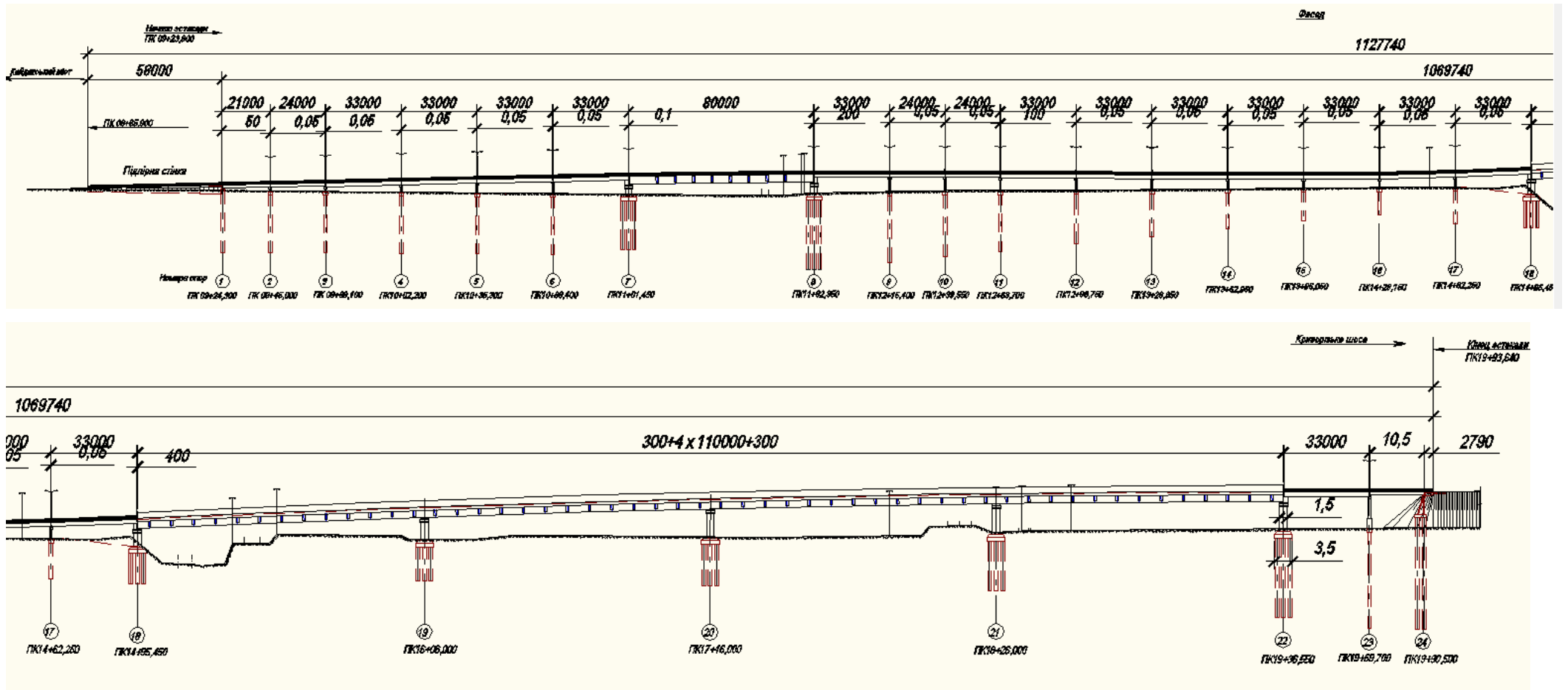


Рисунок 1.1 – Фасад автодорожной эстакады

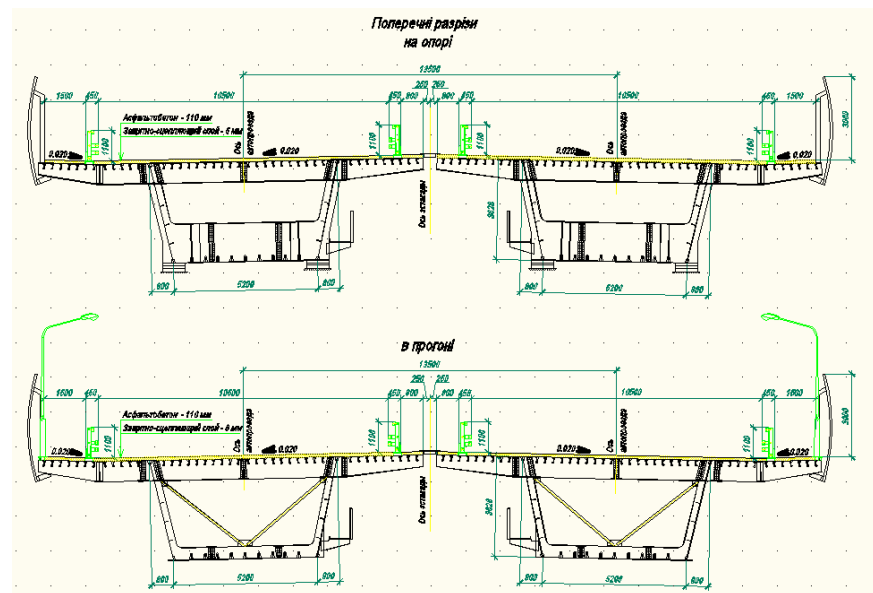


Рисунок 1.2 – Нерозрізна прогонова будова 4×110 м

Таким чином, естакада з нерозрізною металевою прогоною будовою з криволінійним контуром у плані (кожна з чотирьох балок зі своїм радіусом у плані), і з опорами на фундаментах глибокого закладання (буронабивні стовпи діаметром 1.5 м і глибиною від 28 до 43 м) є особливо складною спорудою.

Після детального аналізу ситуаційного стану майданчику будівництва прийнято метод монтажу нерозрізної прогонової будови довжиною 440 м (з чотирма прогонами по 110 м) способом поздовжнього насування по криволінійному напрямку із застосуванням аванбеку, ар'єрбеку та шпренгельних пристроїв. Такий спосіб вимагає розробки спеціальної індивідуальної технології, що дозволяє з точністю встановити прогонову нерозрізну будову на опори. Крім того, спорудження буронабивних стовпів на стисненому будівельному майданчику на території заводу ДТЗ та за умови забезпечення безперервного технологічного процесу роботи заводу також потребує розробки спеціальної (не типової) технології.

При спорудженні естакади потрібно також забезпечення трамвайного руху та автомобільного транспорту під час з'їзду з Кайдацького мосту через річку. Дніпро на пр. Свободи, а також по пр. Свободи та по вул. Західний Шлях . Тобто має бути забезпечений постійний транспортний зв'язок лівого берега з правим берегом річки Дніпро.

У цьому випадку також потрібна розробка технології зі спорудження підпірної стінки на Кайдакському шосе, спорудженні опор (на буронабивних стовпах), монтажу залізобетонних прогонових будов і складання на риштуванні в обмежених умовах металевої прогонової будови довжиною 80 м.

Монтаж прогонових будов планується здійснювати за допомогою конвеєрно-тилової збірки з подальшим насуванням в проліт всієї нерозрізної балки.

Передбачається пристрій аванбеку довжиною 13.75 м і шпренгеля.

Насування має здійснюється на приймальні опори з подальшою передачею прольоту на капітальні опори відповідно до розробленого проекту організації будівництва.

Комунікаційний міст

Схема комунікаційного мосту 3×15. Прогонові будови – залізобетонні. Опори безростверкові на буронабивних стовпах.

У зв'язку з тим, що проміжна опора естакади (№20) розміщується за умовами проходження траси в безпосередній близькості від очисних споруд у тому місці, де розташовані існуючі наземні та підземні комунікації проектом передбачається їхня перекладка на комунікаційний міст.

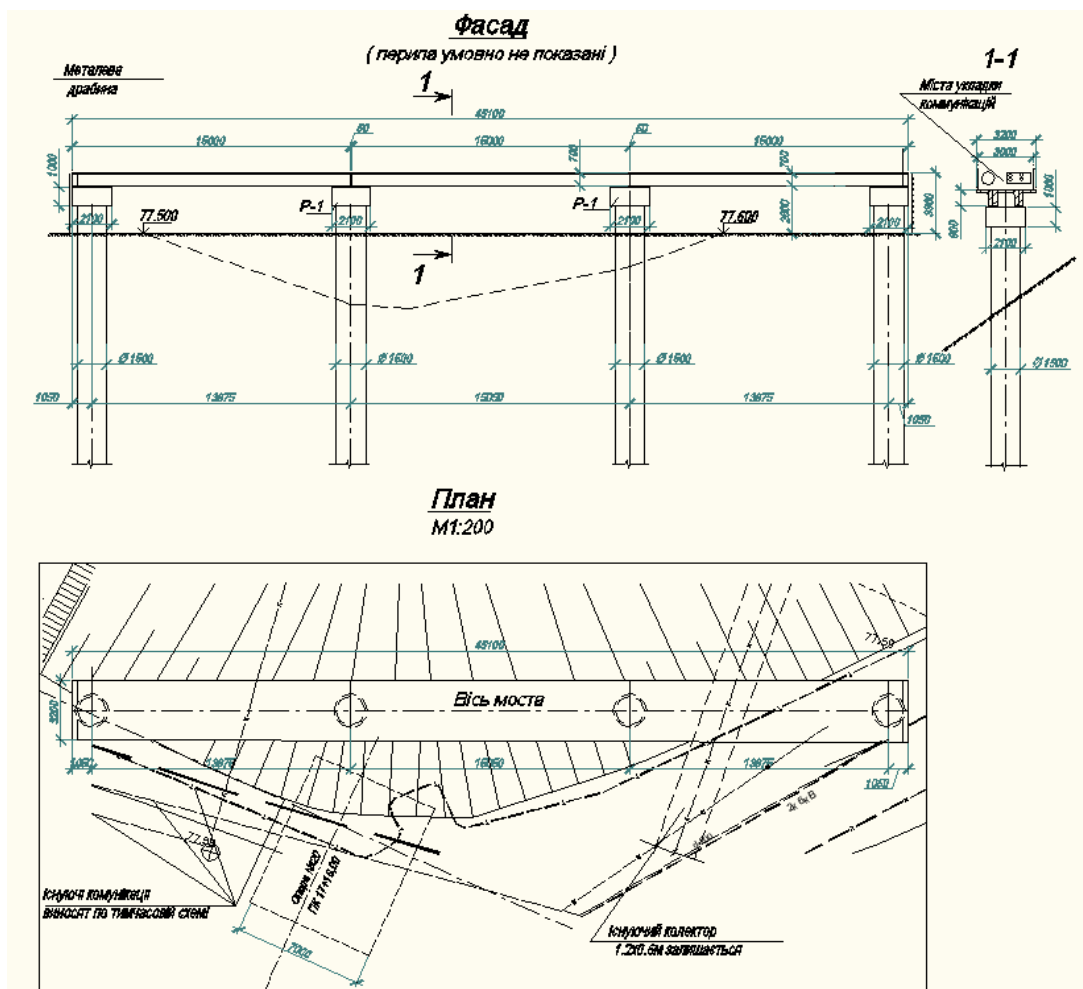


Рисунок 1.3 – Комунікаційний міст

Вісь комунікаційного мосту перетинає ділянку очисних споруд під кутом, тому дві крайні опори моста розташовуються на краю укосу, а решта безпосередньо на самому укосі очисної споруди на відстані 4-5 м від краю.

Усі будівельні роботи виконуються механізмами, які встановлюються від краю укосу на безпечній відстані, визначеним залежно від потужності та типу механізмів.

Для можливості спорудження буронабивних стовпів на відстані 4-5 м від краю укосу із закладенням 0,8 необхідно розробити спеціальну технологію на роботі бурової установки, очищення вибою від шламу, установки арматурних каркасів, доставки та подачі бетону в конструкцію та встановлення балок прогонових будов.

Автодорожній шляхопровід через заводські залізничні колії

Схема шляхопроводу 12+33+66+24+12. Прогонова будова довжиною 66 м - металева, інші прогонові будови - залізобетонні. Опори з фундаментами глибокого закладання на буронабивних стовпах діаметром 1.5 м та глибиною занурення з урахуванням загортання в скельний ґрунт до 47 м.

Автодорожній шляхопровід перетинає шість заводських під'їзних залізничних колій зі з'їздами, важкі наземні та підземні комунікації (газопровід високого тиску та ін.) з будівлями та спорудами, що їх обслуговують.

Для забезпечення нормальної роботи заводу «Дніпрококс» було обрано схему шляхопроводу з прогоновими будовами різних довжин. Тому опори споруджуються у обмежених умовах – обмежених залізничними коліями та комунікаціями. Заїзд на точку буріння вимагає влаштування тимчасових переїздів через залізничні колії та при необхідності захисту ділянки з підземними комунікаціями. При чому подібні рішення слід розробляти для будівництва кожної опори як при спорудженні стовпів, так і при встановленні стійок і монтажі ригелів.

Монтаж металевої прогонової будови довжиною 66 м передбачається на суцільних риштуваннях з тимчасовими опорами, розташування яких має бути ув'язане з фактичним розташуванням підземних комунікацій. Для подачі елементів прогонової будови на підмостки в таких стиснених умовах знадобиться влаштування тимчасових під'їздів та проїздів через шляхи та підземні комунікації з улаштуванням переїздів та захистом комунікацій.

Враховуючи, що всі споруди є складними як за самою конструкцією (нерозрізна прогонова будова 4x110) та особливо складні за способом виробництва будівельних та монтажних робіт, а також враховуючи, що в період будівництва мають бути забезпечені транспортні зв'язки та нормальна робота заводів ДТП та «Дніпрококс» необхідно розробити на будівництво кожної споруди проект виконання робіт (ППР).

При цьому при розробці ППР необхідно застосовувати машини та механізми необхідної потужності та наявні у підрядника. Отже, і технологія будівельних робіт має бути пов'язана із потужностями будівельних організацій.

Такі роботи з розробки ППР виконуються спеціалізованими організаціями, які мають досвід з аналогічних робіт

Враховуючи вищевикладене та керуючись ДБН А.3.1-5-96 «Організація будівельного виробництва» та листом Міністерства будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України від 20.04.2007р №7/11-338 інститут вважає за необхідне розробку ППР виконати спеціалізованими організаціями з включенням робіт з розробки ППР у проектні та розвідувальні роботи зведеного кошторисного розрахунку вартості будівництва.

2. РОЗРАХУНОК НЕРОЗРІЗНОЇ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ПРОДОВЖЕННЯ КАЙДАЦЬКОГО МОСТА В М. ДНІПРО

2.1 Визначення зусиль

Конструкції мостів, що несуть основне навантаження, необхідно розраховувати на дію постійних навантажень і несприятливих поєднань тимчасових навантажень. Розрахунки виконувалися по граничних станах відповідно до вимог [1].

При розрахунку металеві нерозрізної прогонової будови 4×110 м враховувалися наступні навантаження:

А. Постійні

- Власна вага конструкцій

Б. Тимчасові. Від рухомого складу і пішоходів

- Вертикальні навантаження
- Горизонтальне поперечне навантаження від відцентрової сили
- Горизонтальне подовжнє навантаження від гальмування або сили тяги

В. Інші

- Вітрове навантаження
- Температурні кліматичні дії
- Будівельні навантаження

2.2 Постійні навантаження

Найменування	Вага на 1м/п. (кН/м)
Головні балки з урахуванням ваги ортотропної плити і ребер жорсткості	45,39
Бар'єрне огороження їздового полотна	0,35
Перильне огороження	0,25
Оглядові ходи з перехідними містками	0,65
Кріплення шумозахисних екранів	0,36
Всього:	47,0

Покриття

Найменування	Об'ємна вага т/м ³ (кН/м ³)	Вага на 1м/п. (кН/м)
Оклеєчна гідроізоляція "Техноеластмост" марки С – 5 мм	1,6 (16,0)	0,005·13,7·16,0=1,1
Асфальтобетон 10,5см	2,15 (21,5)	0,105·13,7·21,5=31
Всього:		32,1

Нормативне навантаження від власної ваги

$$q_n^u = q_n^{мет} + q_n^{асф}$$

$$q_n^u = 47 + 32,1 = 79,1 \text{ кН/м}$$

Розрахункові постійні навантаження приймаємо з коефіцієнтом надійності для всіх навантажень 1,1 (0,9) окрім покриття їздового полотна, який приймається 2,0 (0,9).

$$q_n = q_n^{мет} \cdot \gamma_f + q_n^{асф} \cdot \gamma_f$$

$$q_n = 47 \cdot 1,1 + 32,1 \cdot 2 = 115,9 \text{ кН/м}$$

2.3.Тимчасове навантаження

Нормативне тимчасове вертикальне навантаження від рухомого складу на автомобільних дорогах Кайдацького моста через р. Дніпро визначалось по Сніп 2.05.03-84* (загального користування, внутрішньогосподарчих в колгоспах, радгоспах і інших сільськогосподарських підприємствах і організаціях), на вулицях і дорогах міст, селищ і сільських населених пунктів приймається з урахуванням перспективи:

а) від автотранспортних засобів — у вигляді смуг АК (рис. 1), кожна з яких включає один двовісний візок з осьовим навантаженням Р, рівним 9,81 К кН, і рівномірно розподілене навантаження інтенсивністю v (на обидві колії) — 0.98К кН/м (0.10К тс/м).

Клас навантаження К приймається рівним 11 для мостів і труб на дорогах I-III категорій і в містах, а також для великих мостів (окрім дерев'яних) на дорогах IV і V категорій. Основою класу навантаження К11 є проектне навантаження Кайдацького моста через р. Дніпро, що вже побудовано і його продовження має бути того ж класу.

б) від важких одиночних колісних і гусеничних навантажень (Рисунок 2):

для мостів і труб, що проектується під навантаження А11, — у вигляді колісного навантаження (однієї чотиривісної машини) НК-80 загальною вагою 785 кН (80 тс);

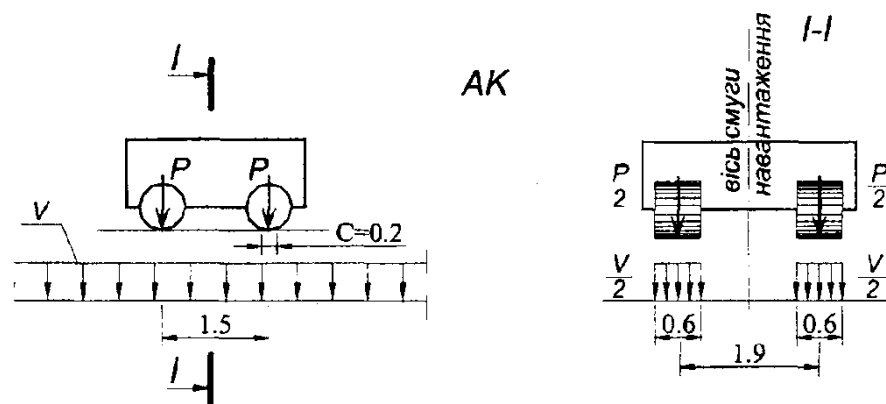


Рисунок 2.1 – Розподілене тимчасове навантаження

НК-80

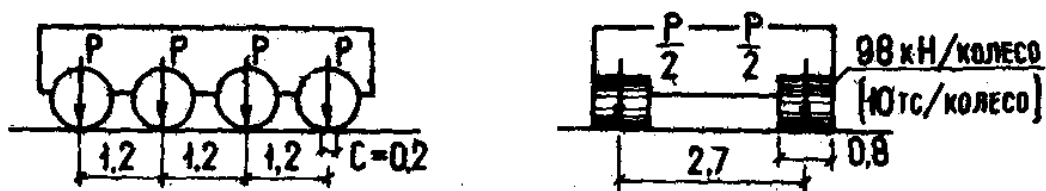


Рисунок 2.2 – Колісне навантаження

$$v = 0,98 \cdot 11 = 10,78 \text{ кН/м}$$

$$P_{ак} = 9,81 \cdot 11 = 107,91 \text{ кН}$$

Тимчасові навантаження від рухомого складу (транспортних засобів) автомобільних доріг у випадках, передбачених нормами [3], вводилися в розрахунок з відповідними динамічними коефіцієнтами (п.2.22).

$$1 + \mu = 1 + \frac{15}{37,5 + \lambda} = 1 + \frac{15}{37,5 + 110} = 1,1$$

Приймаємо динамічний коефіцієнт 1,15.

Коефіцієнт надійності для візка в розрахунках головних балок приймається 1,2 при $\lambda=110\text{м}$, для розподіленого навантаження $\gamma_f=1,2$.

Число смуг рухомого навантаження приймаємо, згідно завданню – 2 смуги.

Пішохідне навантаження:

$$q_n = A_m \cdot q_{neu} \cdot \gamma_f = 1,5 \cdot 1,96 \cdot 1,2 = 3,528 \text{ кН / м}$$

2.4. Вітрове навантаження.

Вітрові впливи на мостові споруди визначаємо по ДБН В.1.2.-15:2009. Вітрові впливи слід враховувати як короточасні змінні навантаження, для яких встановлені граничні і експлуатаційні розрахункові значення:

- граничне значення використовується для розрахунків стійкості положення, міцності і стійкості форми;

- експлуатаційне значення використовується для розрахунків витривалості і розрахунків по другій групі граничних станів.

Розрахункові значення вітрового навантаження визначаються по формулі:

$$W_m = \gamma_f W_0 C$$

де W_0 - характеристичне значення вітрового тиску згідно 19.3;

γ_f - коефіцієнт надійності згідно 19.4;

C - коефіцієнт, який враховує вплив форми елемента, його рівень над землею і інерційні сили, при коливанні у вітровому потоці і визначається згідно 19.5.

Характеристичне значення вітрового тиску дорівнює середньому (статистичному) тиску вітру на висоті 10 м над поверхнею землі з перевищенням один раз за 50 років залежно від вітрового району. Приймається згідно таблиці 19.1, а вітровий район визначається згідно ДБН В.1.2-2.

Характеристичний тиск для III вітрового району $W_0 = 500 \text{ Па}$ (51 кг/м²)

Коефіцієнт надійності γ_f приймається:

- для граничного значення вітрового навантаження - 1,15;

- для експлуатаційного значення вітрового навантаження - 0,50.

Коефіцієнт C визначається по формулі:

$$C = C_{aer} C_h C_d$$

де C_{aer} - аеродинамічний коефіцієнт, який визначається відповідно до додатки Л.

C_h - коефіцієнт висоти споруди враховує зростання вітрового навантаження залежно від висоти над рівнем землі для І типу місцевості (згідно класифікації ДБН Ст. 1.2-2) і визначається по таблиці 19.2: $C_h = 1,2$.

C_d - коефіцієнт динамічною враховує інерційні сили при коливанні, а також вплив пульсаційної складової вітрового навантаження і просторову кореляцію вітрового тиску на споруду. Коефіцієнт слід знаходити на основі динамічних розрахунків. Коефіцієнт допускається приймати таким, яке дорівнює:

$$C_d = 1,0 - \text{при періоді власних коливань} < 0,25\text{с};$$

У розрахунках враховуються три компоненти вітрового навантаження на міст (малюнок 19.1):

- уздовж осі X - у напрямі вітрового потоку, який орієнтується упоперек моста;
- уздовж осі Z - вертикально, в перпендикулярному напрямі вітру;
- уздовж осі Y - у напрямі вітрового потоку, який орієнтується по осі моста.

$$C_{fx} = 1,9$$

Аеродинамічний коефіцієнт C_{aer} враховує опір елементу у вітровому потоці залежно від його форми і положення. Аеродинамічні коефіцієнти C_{aer} обчислюються для трьох напрямів:

C_{fx} - в напрямі уздовж осі X;

C_{fy} в напрямі уздовж осі Y ;

C_{fz} - в напрямі уздовж осі Z.

Л.1.2 Коефіцієнт C_{FX} (коефіцієнт лобового опору) для балок жорсткості з суцільною стінкою визначають відповідно до графіка на малюнку Л.1. $b/d=2$;

$$C_{FX} = 1,9;$$

$$C_{FY} = 25\% C_{FX} = 1,9/4 = 0,475;$$

$$C_{FZ} = 0,9.$$

Вітрові навантаження в напрямках X і Y не враховуються одночасно, а навантаження у напрямі Z може бути викликана горизонтальним вітровим

перебігом будь-якого напрямку і повинна враховуватися одночасно з навантаженнями у напрямі X або Y.

Вітрова площа з урахуванням площі шумоізолюючих екранів складає:

$$A_{\text{red}}=l_{\text{прол}}(h_{\text{б}}+h_{\text{эк}})=110(3,63+3)=729,3 \text{ м}^2$$

$$\text{По X: } C = C_{\text{aer}}C_hC_d=1,9 \cdot 1,2 \cdot 1=2,28;$$

$$\text{По Y: } C = 0,475 \cdot 1,2 \cdot 1=0,57;$$

$$\text{По Z: } C = 0,9 \cdot 1,2 \cdot 1=1,08.$$

Розрахункові значення вітрового навантаження:

$$\text{По X: } W_m=1,15 \cdot 500 \cdot 2,28=1311 \text{ Па};$$

$$\text{По Y: } W_m=1,15 \cdot 500 \cdot 0,57=327,75 \text{ Па};$$

$$\text{По Z: } W_m=1,15 \cdot 500 \cdot 1,08=621 \text{ Па}.$$

2.5. Гальмівні навантаження

Нормативне горизонтальне подовжнє навантаження від гальмування рухомого складу приймається 50% від ваги нормативного тимчасового рухомого вертикального навантаження (вага візків в навантаження не враховується), але не менше 7,8К і не більш 24,5К.

$$T_{\text{min}}=7,8 \cdot 11 \cdot 2=171,6 \text{ кН}$$

$$T_{\text{max}}=24,5 \cdot 11 \cdot 2=539 \text{ кН} - \text{приймається як гальмівне навантаження.}$$

2.6 Зусилля від тертя в опорних частинах

Реактивне характеристичне значення горизонтального зусилля від переміщення в рухомій опорній частині знаходиться по формулі:

$$S_H=F_V \cdot \mu$$

де μ - коефіцієнт тертя відповідно до 24.2;

F_V - вертикальна реакція в опорній частині.

$$\mu_{\text{max}}=0,04$$

$$\mu_{\text{min}}=0,01$$

При визначенні горизонтальних реакцій на опори де встановлені опорні частини, які ковзають, слід знаходити несприятливий і сприятливий коефіцієнти тертя по формулах:

$$\mu_a = 0,5\mu_{max}(1 + \alpha);$$

$$\mu_r = 0,5\mu_{max}(1 - \alpha),$$

де μ_B - несприятливе значення коефіцієнта тертя;

μ_r - сприятливе значення коефіцієнта тертя;

μ_{max} - максимальне значення коефіцієнта тертя;

α - коефіцієнт, який залежить від кількості і типу опорних частин в групі.

У разі відсутності інших даних значення коефіцієнта α слід приймати по таблиці 24.1. $\alpha = 1$

$$\mu_B = 0,5 \cdot 0,04 \cdot (1+1) = 0,04$$

$$\mu_r = 0,5 \cdot 0,04 \cdot (1-1) = 0$$

На дві опорні частини:

$$S_H = F_V \cdot \mu = 16714,1 \cdot 0,04 = 668,6 \text{ кН}$$

Величина навантаження з урахуванням коефіцієнтів поєднання

Власна вага	№7 (тимчасове вертикальне навантаження)	№11 (гальмування або сила тяги)	№12 (розрахункове вігрове навантаження)	№17 (сейсмічні навантаження)	№18 (тертя або опір зрушення в опорних частинах)
115,9 кН/м	17,57 кН/м +75,5 кН	-	По X: 4,4 кН/м По Y: 0,9 кН/м По Z: 4,3 кН/м	-	-
	17,57 кН/м +75,5 кН	377,3 кН	По X: 4,4 кН/м По Y: 0,9 кН/м По Z: 4,3 кН/м	-	-
	17,57 кН/м +75,5 кН	-	По X: 4,4 кН/м По Y: 0,9 кН/м По Z: 4,3 кН/м	-	467,99кН
	-	-	По X: 7,04 кН/м По Y: 1,6 кН/м По Z: 6,8 кН/м	-	467,99кН
	-	-	По X: 7,04 кН/м По Y: 1,6 кН/м По Z: 6,8 кН/м	-	467,99кН

Розглянувши всі вищевикладені поєднання навантажень, **був зроблений висновок: проводити всі подальші розрахунки по основному поєднанню** (власна вага і тимчасове навантаження). Решту всіх навантажень (вітрові, тертя в опорних частинах) передбачається використовувати окремо, без поєднань для тих елементів, які безпосередньо сприймають це навантаження.

2.7 Побудова ліній впливу.

2.7.1 Розрахункова схема

Зусилля в елементах конструкцій мостів і труб, для яких в нормах [3] не вказані методи їх розрахунку з урахуванням виникаючих непружних деформацій, допускається визначати в припущенні пружної роботи прийнятої розрахункової схеми.

Вибір розрахункових схем, а також методів розрахунку конструкцій мостів і труб необхідно проводити з урахуванням ефективного використання ЕОМ.

У послідовності формування розрахункової схеми конструкції було розглянуто 3 варіанти: а) по прямій; б) по кривій з радіусом 2000м; у) ламана лінія (із заломленням на опорах).

Для даної конструкції мостового переходу розрахункова схема приймається з урахуванням радіусу кривої 2000 м нерозрізної конструкції по схемі 4×110 м (рис. 2.3)

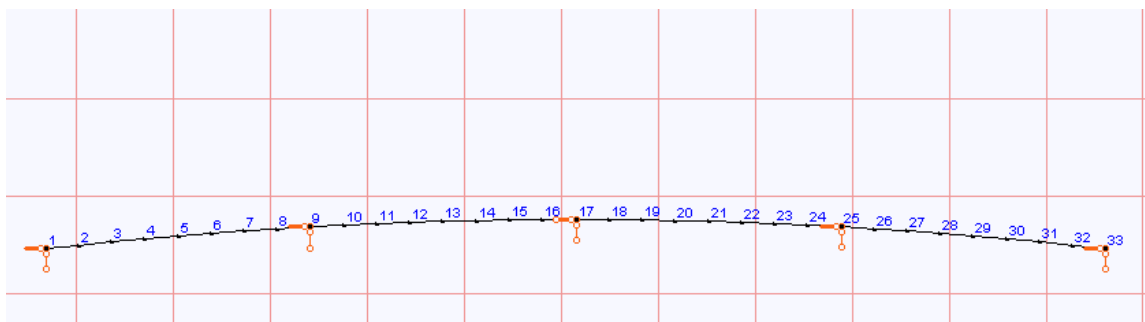


Рисунок 2.3 – Розрахункова схема

Для аналізу напружено-деформованого стану конструкцій мостового переходу проводився за допомогою програмного комплексу SELENA.

Комплекс дозволяє:

- визначати напружено-деформований стан конструкцій від статичних дій і їх комбінацій (зосереджені сили, зосереджені моменти, зсуви опор, навантаження, розподілені по заданому закону, об'ємні навантаження, розподілені моменти, температурне розширення, перепад температур, параметричні навантаження);
- виконувати геометрично нелінійні розрахунки конструкцій з урахуванням подовжнього вигину (P-Delta стан);
- накладати на конструкцію нелінійні і односторонні зв'язки;
- визначати критичні параметри втрати стійкості конструкцій з обчисленням розрахункових довжин і гнучкості стрижньових елементів (лінійний розрахунок);
- визначати критичні параметри втрати стійкості оболонок (нелінійний розрахунок);
- програма містить унікальний блок перевірки стійкості стрижньових конструкцій, заснований на методиці малої зігнутості балочних елементів;
- визначати власні частоти і форми коливань систем із зосередженими масами (з урахуванням подовжнього напруженого стану і автоматичним приведенням систем з розподіленими масами до зосереджених мас);
- визначати власні частоти і форми коливань систем з розподіленими масами (з урахуванням подовжнього напруженого стану);
- визначати локальні маси по відомих власних частотах (підгонка мас системи);
- визначати напружено-деформований стан від гармонійних дій (зосереджені сили, зосереджені моменти, зсуви опор, динамічні гасителі коливань) з урахуванням подовжнього вигину і індивідуальним поглинанням енергії в елементах конструкції (розрахунок виконується в комплексних числах, що дозволяє моделювати "сухе тертя");
- розраховувати конструкції на довільні і задані стаціонарні випадкові дії;
- виконувати розрахунки на довільні (змінні в часі) динамічні дії (прямокутні і пилкоподібні імпульси, пакети імпульсів, дії задані виразом

алгебри, моделювання стаціонарних випадкових дій і тому подібне (всього до 20 типів обурень));

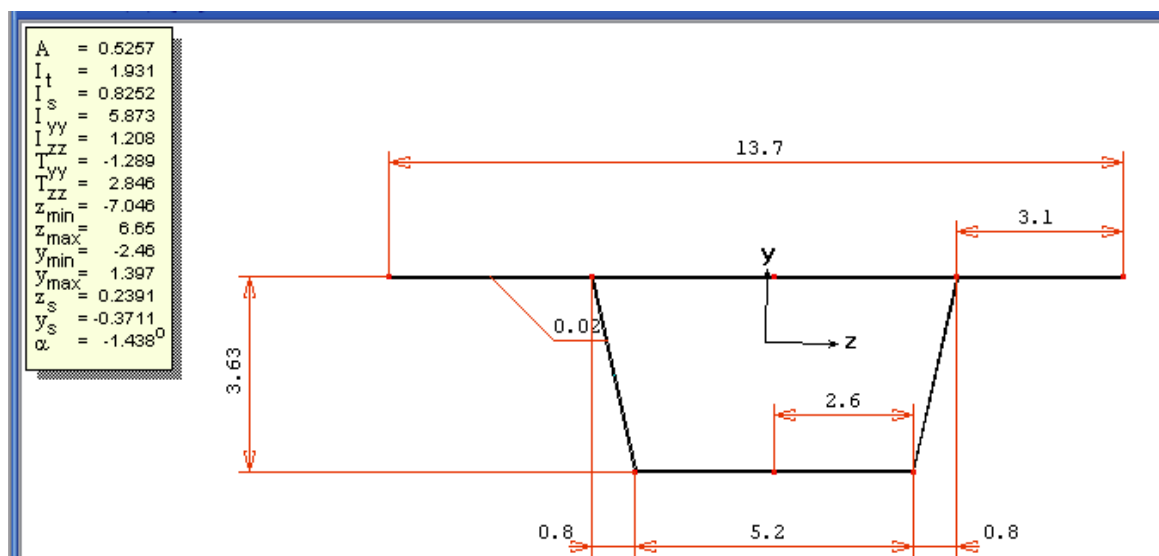
- виконувати розрахунки на пульсації вітру в приземному шарі атмосфери;
- виконувати розрахунки на сейсмічні дії;
- виконувати побудову і накатку ліній впливу;
- знаходити найбільш не вигідні комбінації завантажень;
- формувати довільні стрижньові перетини з обчисленням всіх

геометричних характеристик (у тому числі і моменту інерції кручення, що обчислюється прямим рішенням задачі Пуассона для області обмеженою контуром (контурами для багатозв'язкових областей) перетину;

- формувати довільні тонкостінні перетини з обчисленням положення Shear-центра і секториального моменту інерції;
- підтримувати базу даних стрижньових перетинів.

У основу розрахунку покладений метод кінцевих елементів. Обробка матриць жорсткості здійснюється методом виключення по Гаусу. Для оптимізації нумерації вузлів розрахункової сітки реалізований алгоритм Катхилла-Макки.

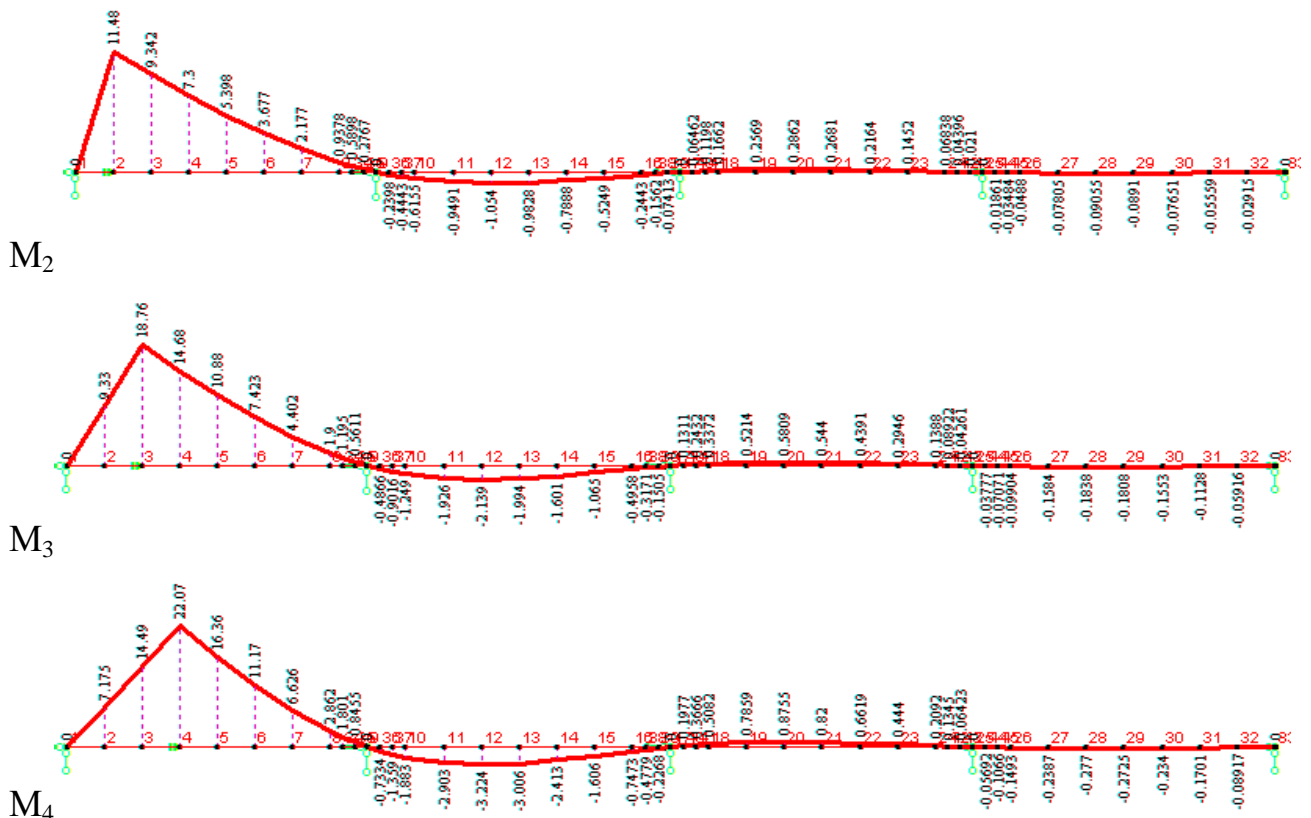
В результаті розрахунку формуються такі характеристики перерізу:



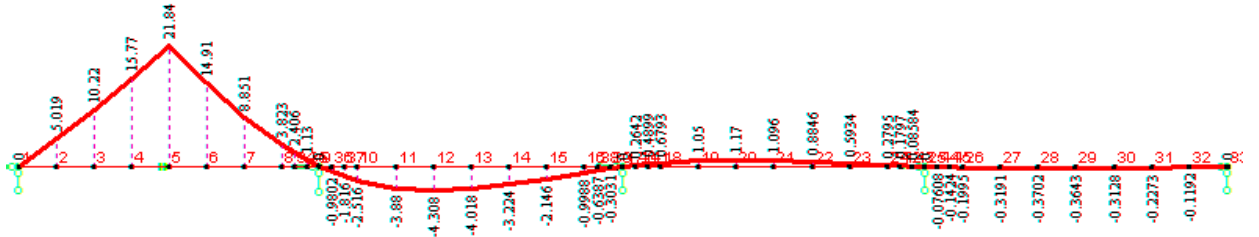
- A - площа перетину
- I_t - момент інерції вільного кручення
- I_s - секторіальний момент інерції
- I_{yy} - момент інерції і щодо головної осі Y
- I_{zz} - момент інерції щодо головної осі Z
- T_{yy} - інтеграл за площею від $z(y^2+z^2)$
- T_{zz} - інтеграл за площею від $y(y^2+z^2)$
- z_{min} - ліва фіброва відстань уздовж головної осі Z
- z_{max} - права фіброва відстань уздовж головної осі Z
- y_{min} - нижня фіброва відстань уздовж головної осі Y
- y_{max} - верхня фіброва відстань уздовж головної осі Y
- z_s - z-координата центру вигину щодо центру тяжіння перетину
- y_s - y-координата центру вигину щодо центру тяжіння перетину
- α - кут повороту головних осей перетину щодо місцевих осей

Після розрахунку отримані лінії впливу згинальних моментів, моментів, що крутять, і поперечних сил:

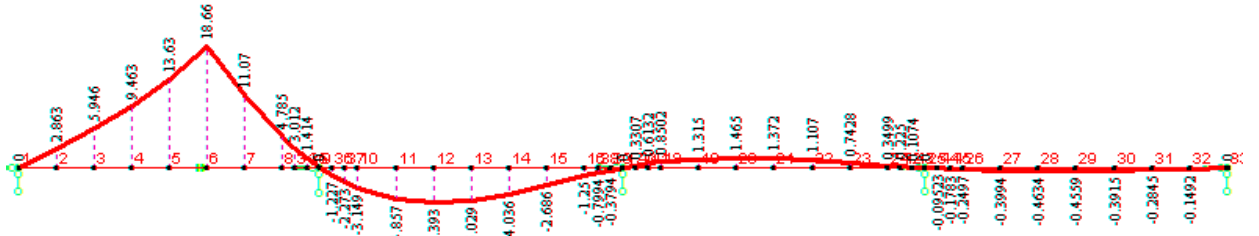
2.7.2 Лінії впливу згинальних моментів



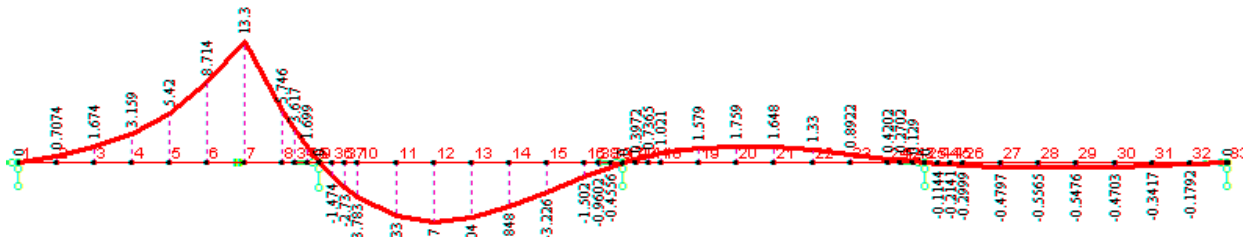
M₅



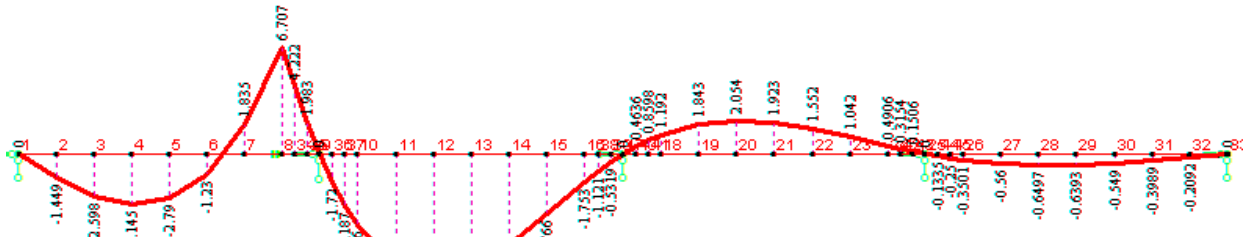
M₆



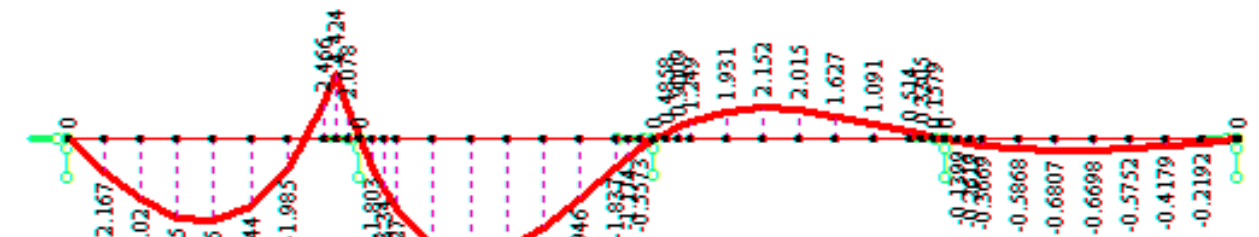
M₇



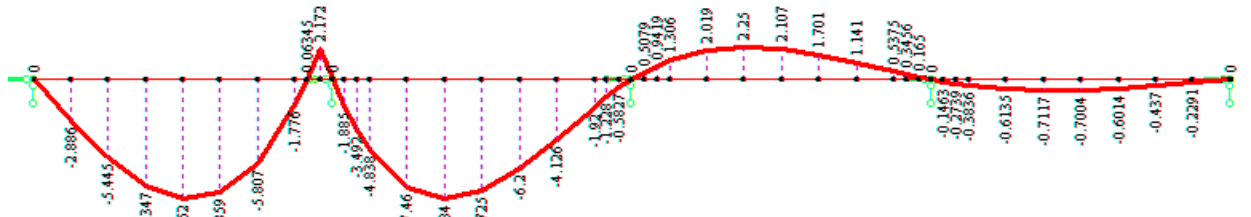
M₈



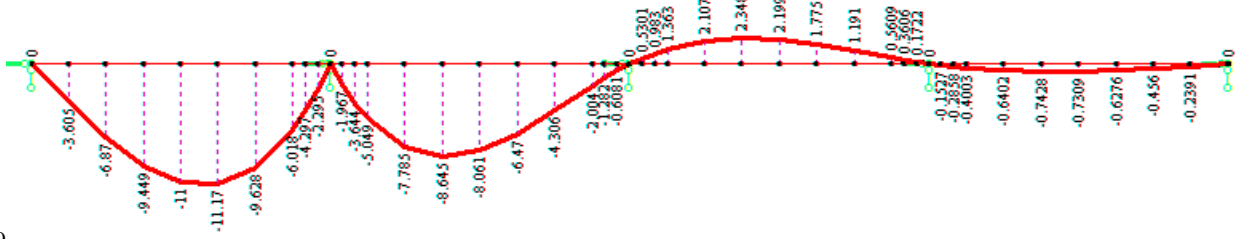
M_{8/1}



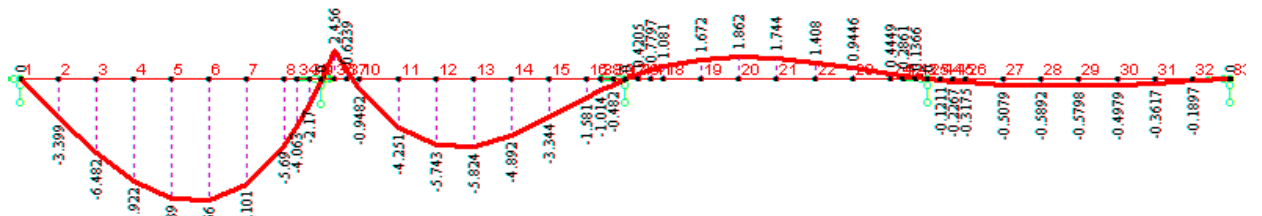
$M_{8/2}$



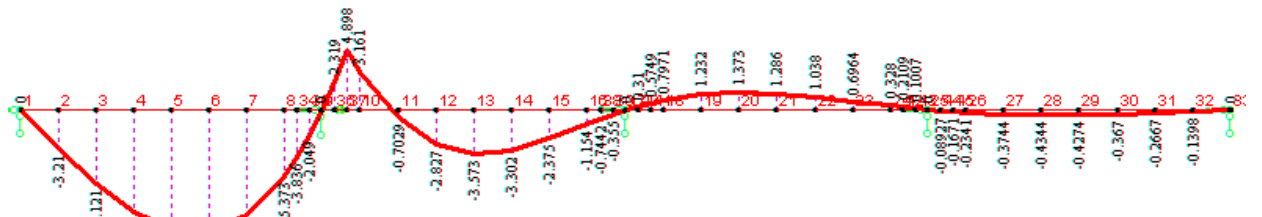
M_9



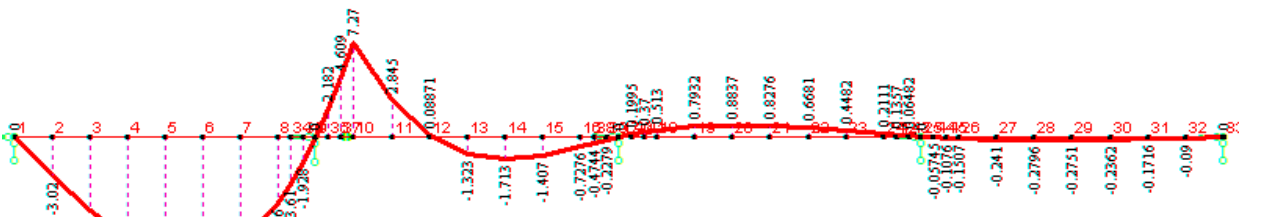
$M_{9/1}$



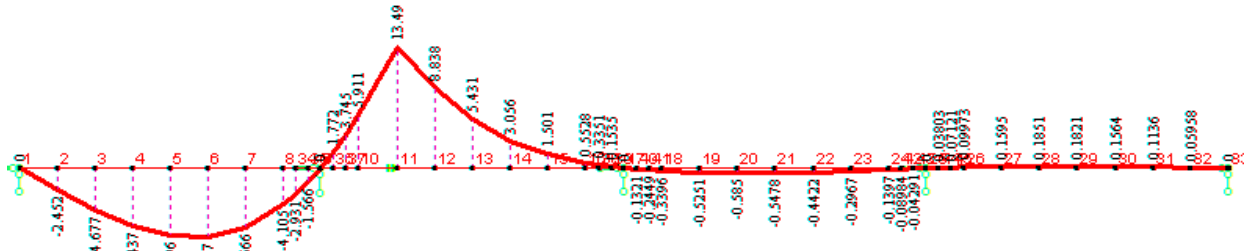
$M_{9/2}$



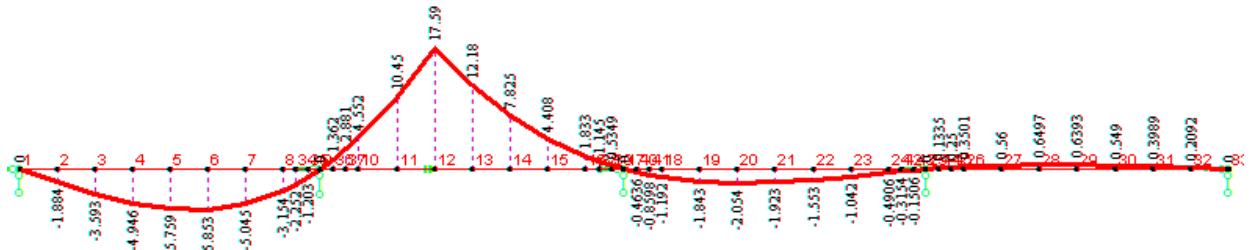
M_{10}



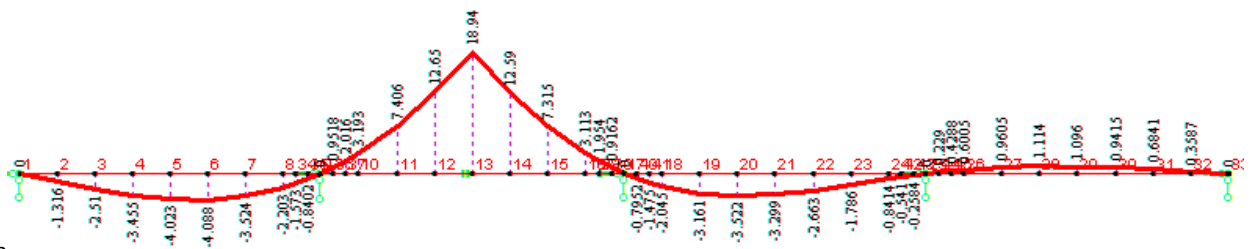
M_{11}



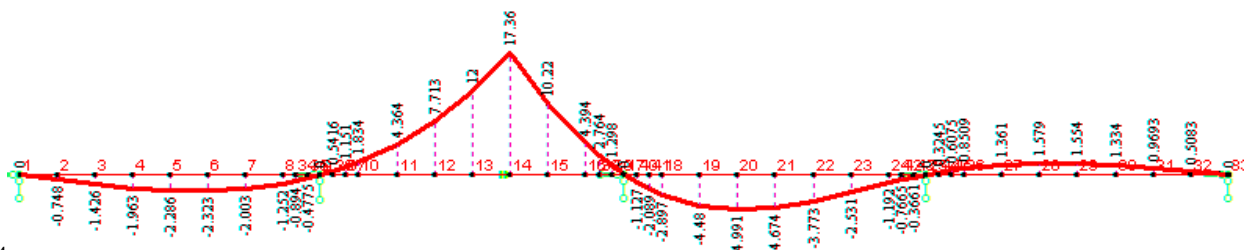
M_{12}



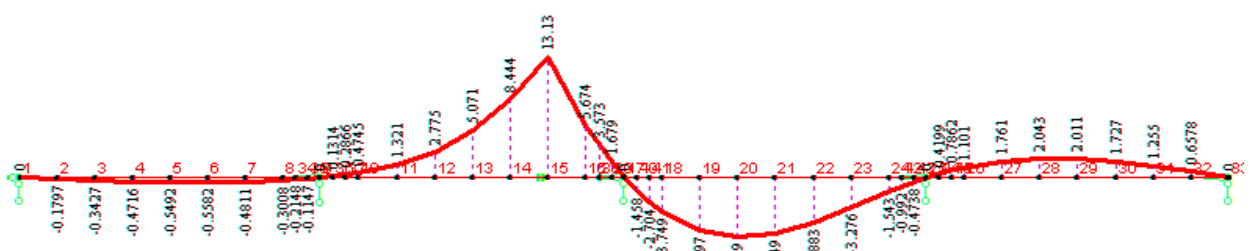
M_{13}



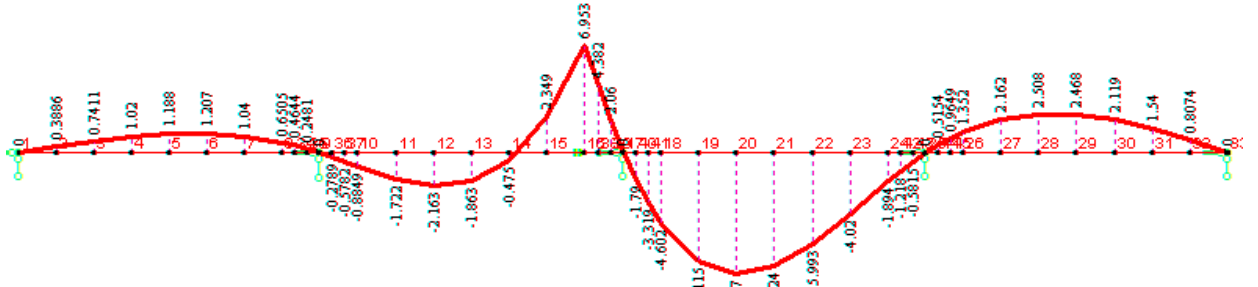
M_{14}



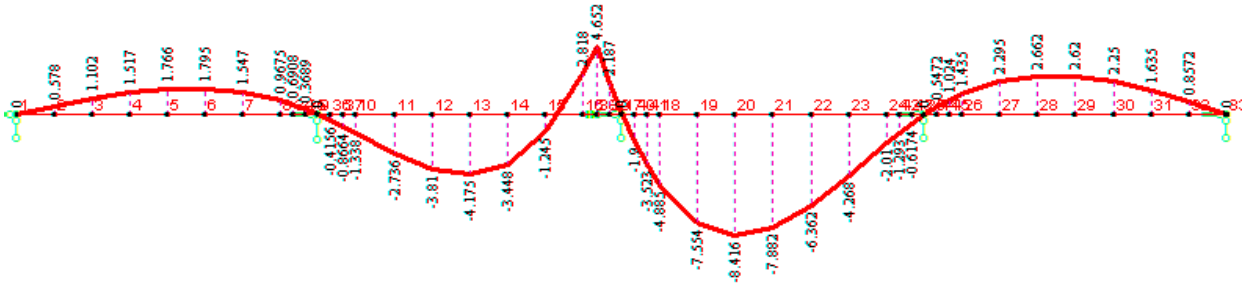
M_{15}



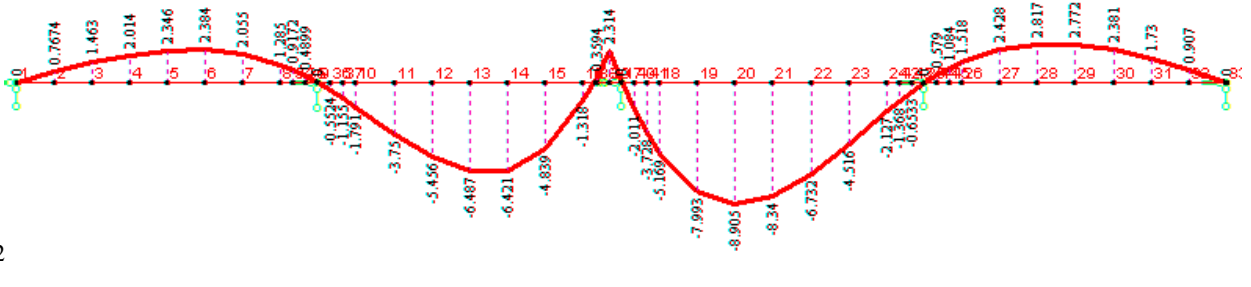
M_{16}



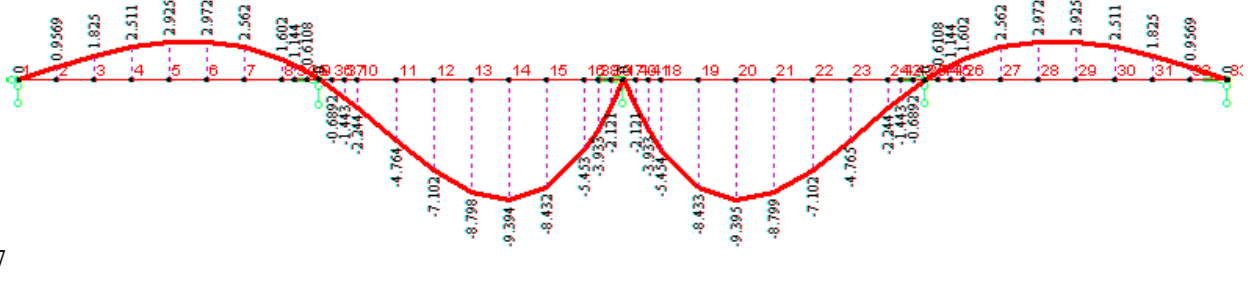
$M_{16/1}$



$M_{16/2}$



M_{17}

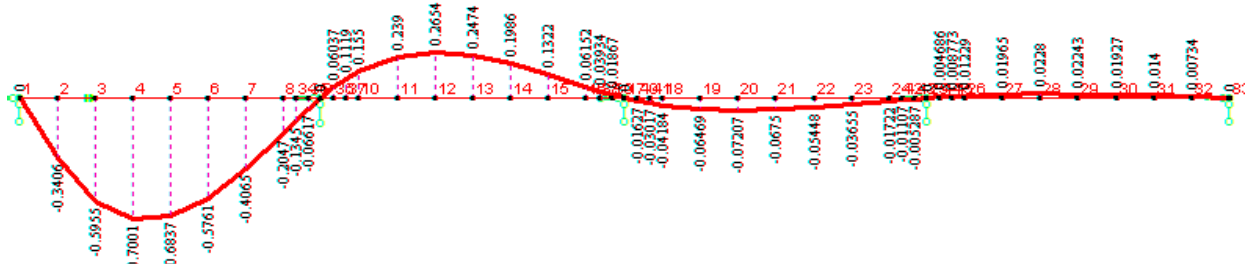


2.7.3 Лінії впливу крутних моментів

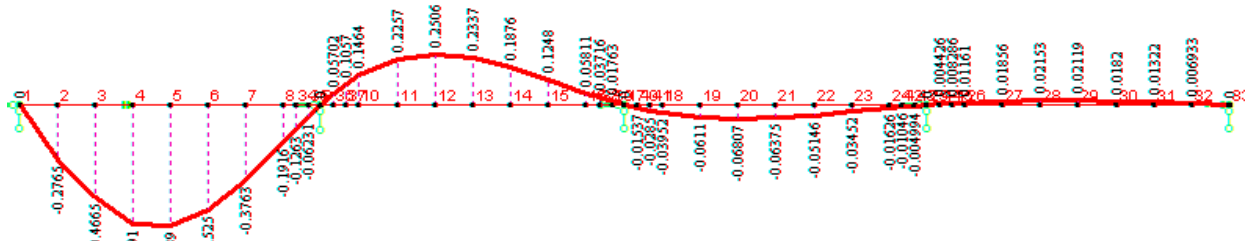
M_{K2}



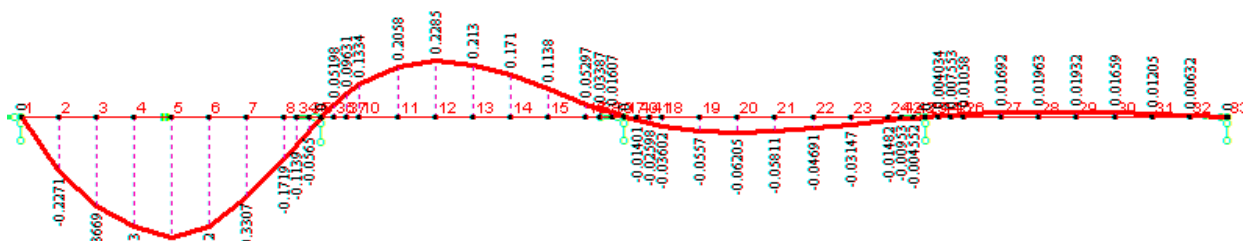
M_{K_3}



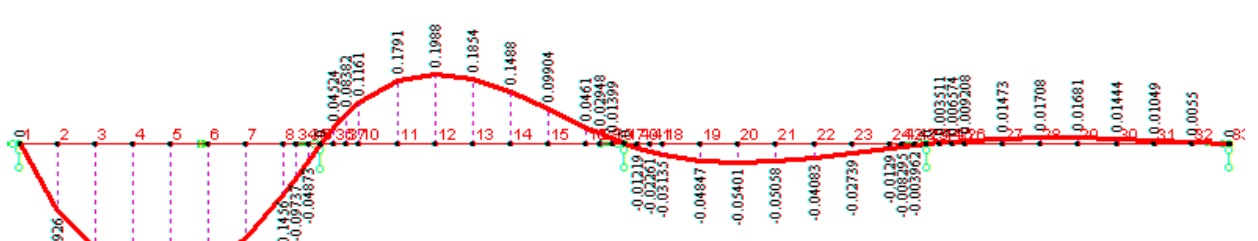
M_{K_4}



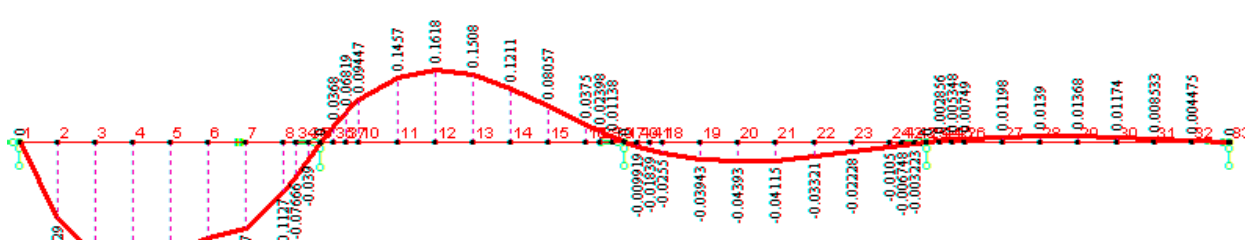
M_{K_5}



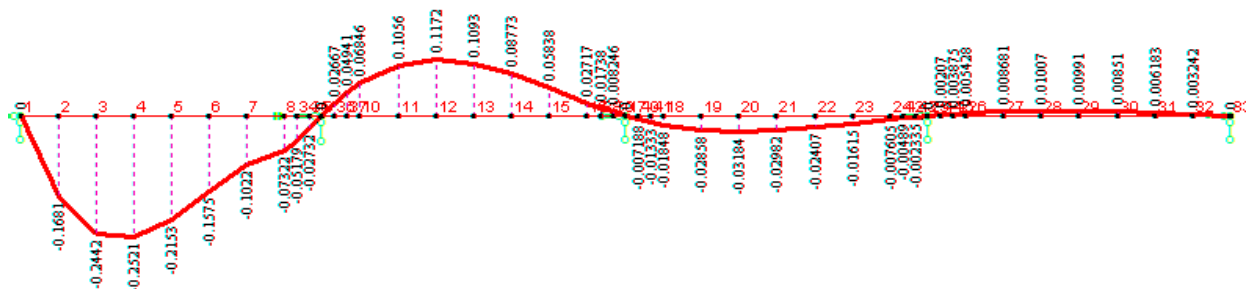
M_{K_6}



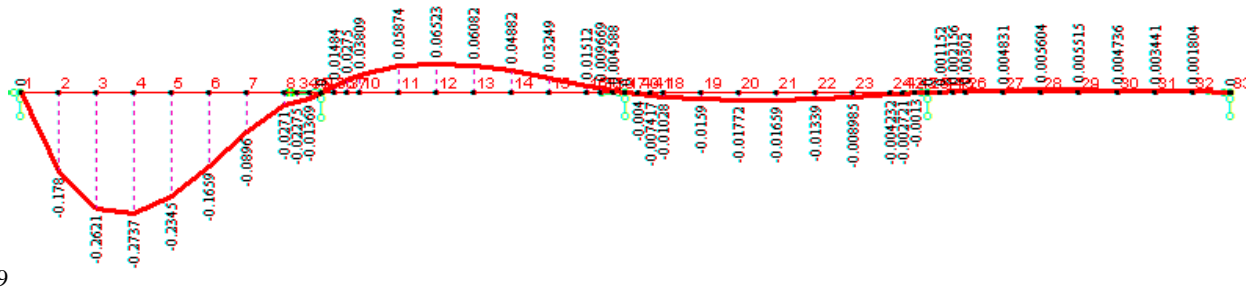
M_{K_7}



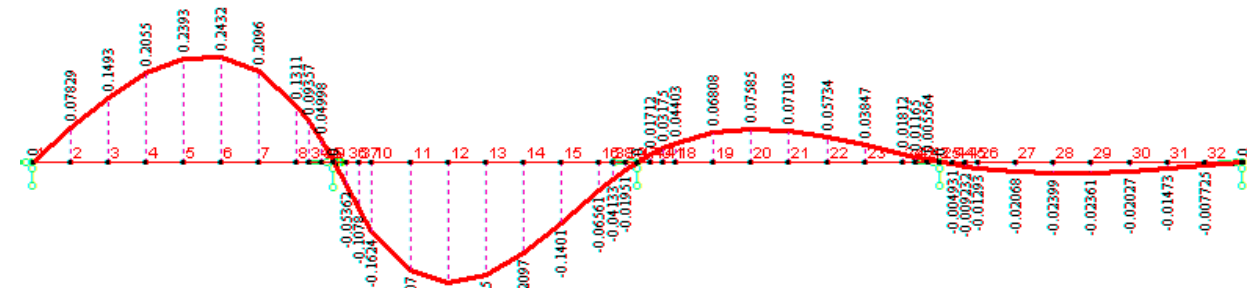
M_{K_8}



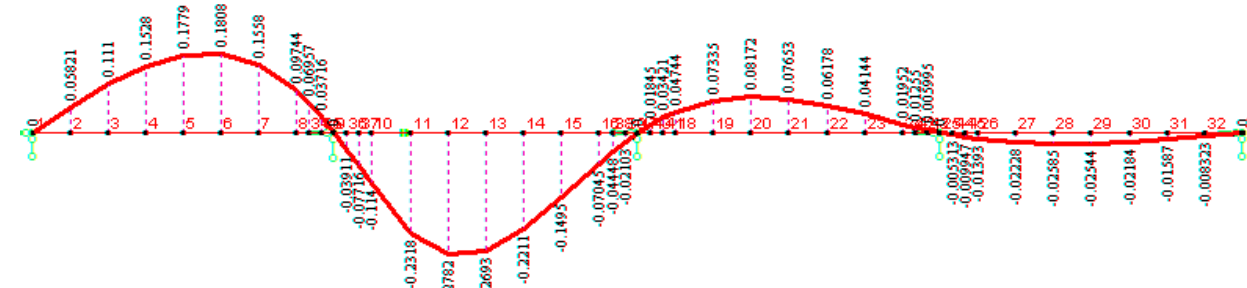
M_{K_9}



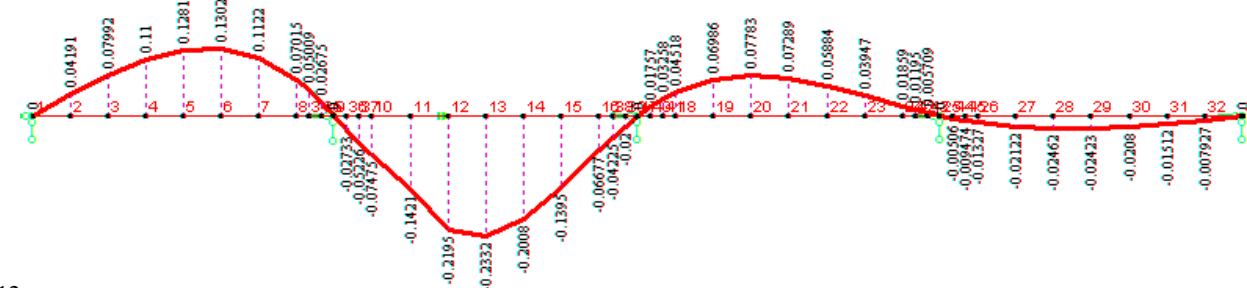
$M_{K_{10}}$



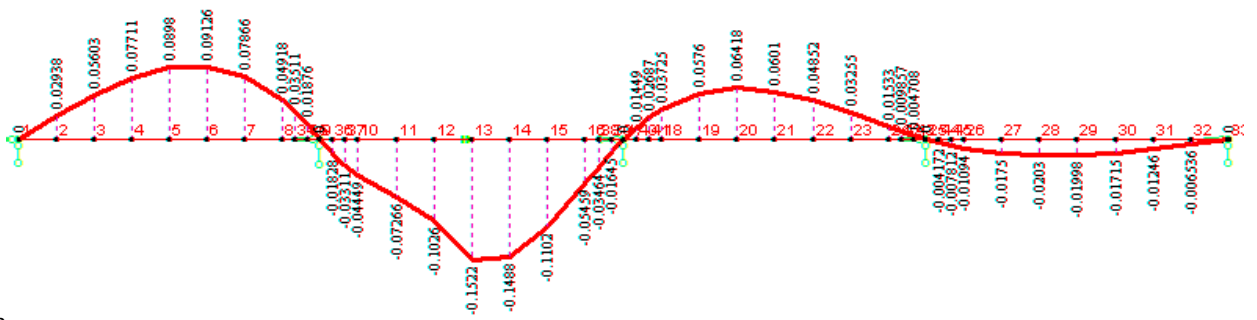
$M_{K_{11}}$



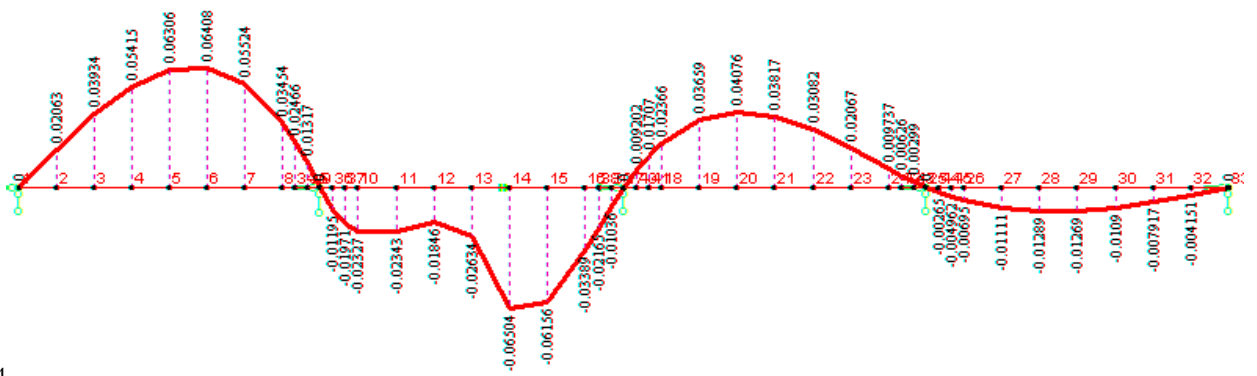
$M_{K_{12}}$



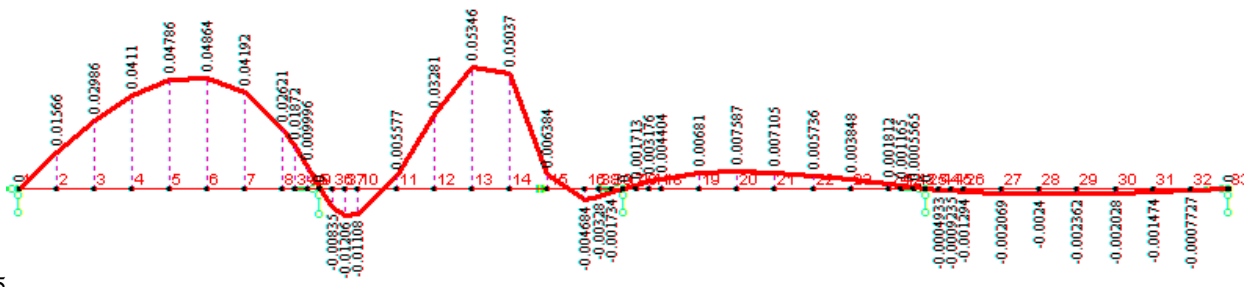
$M_{K_{13}}$



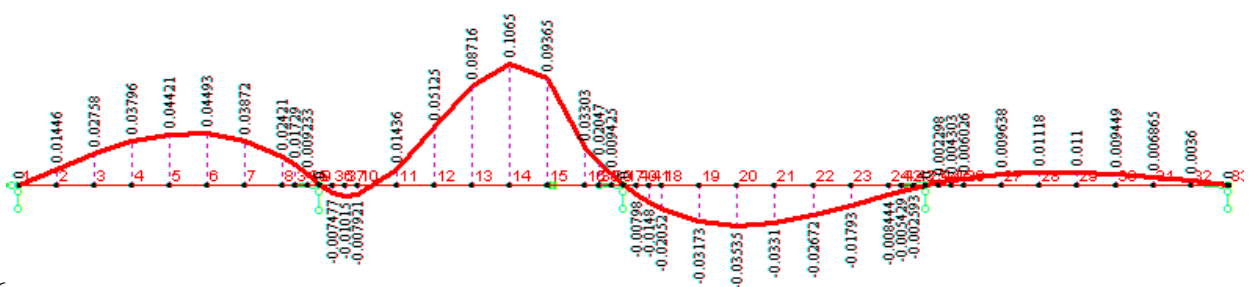
$M_{K_{14}}$



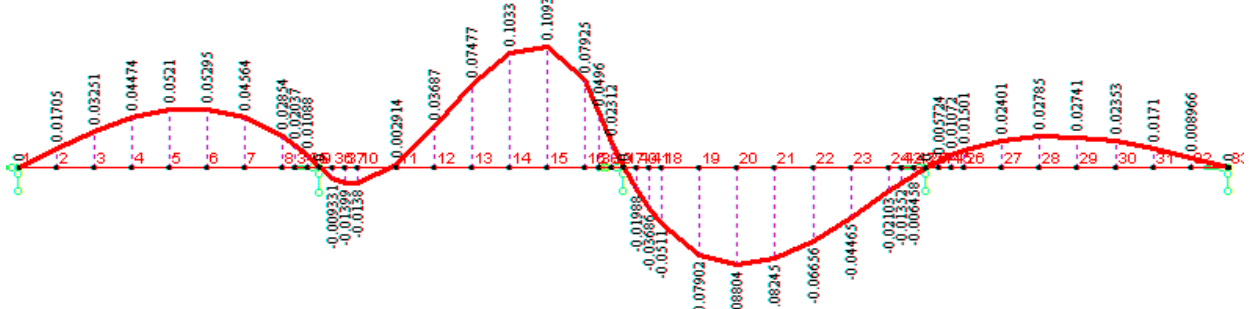
$M_{K_{15}}$



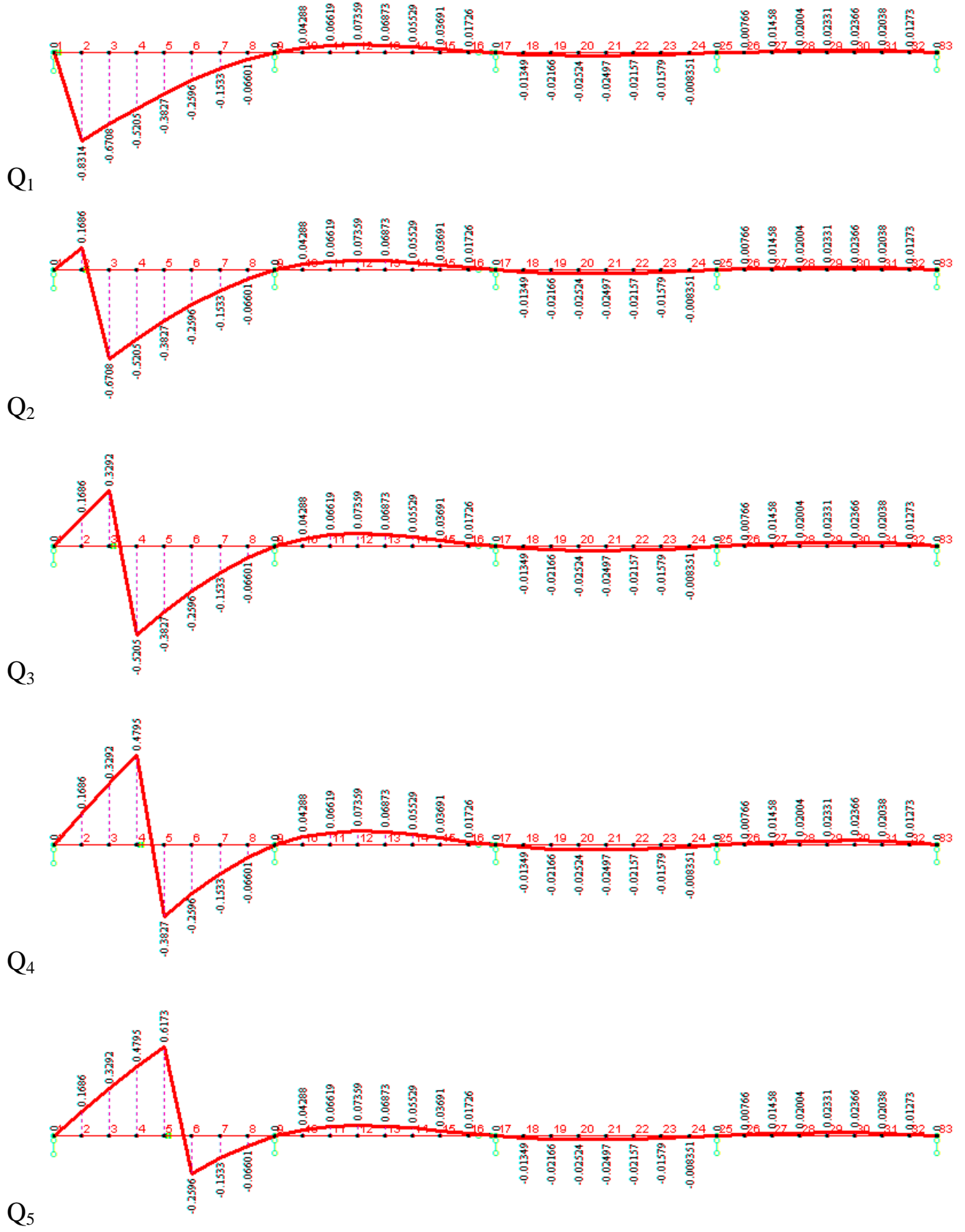
$M_{K_{16}}$

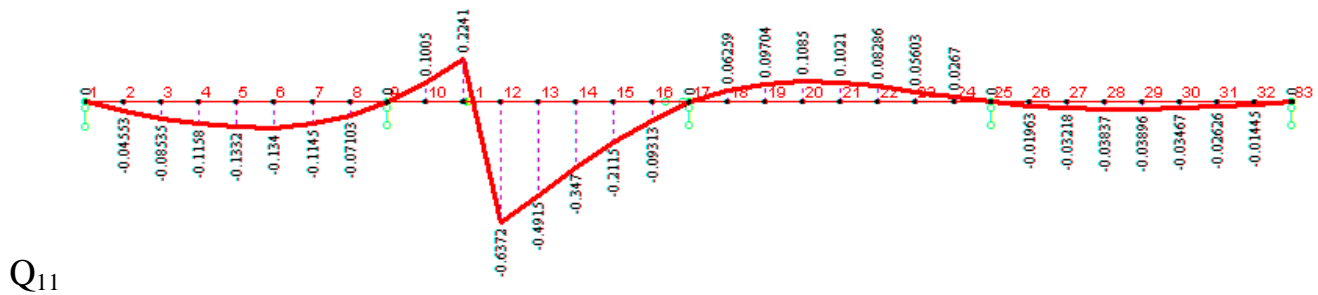
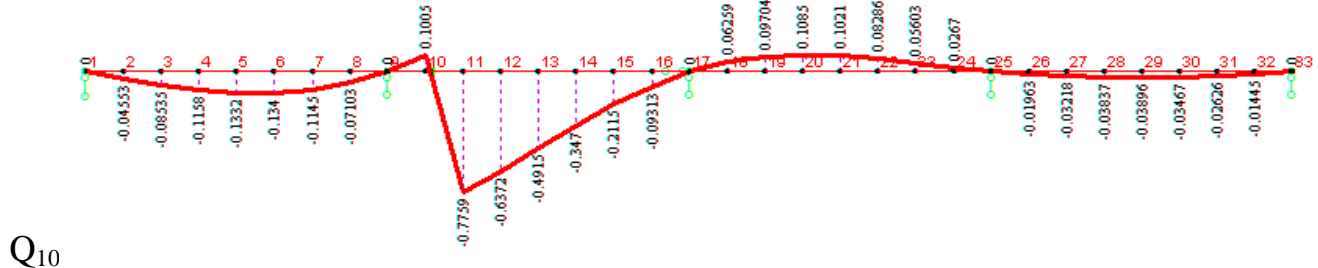
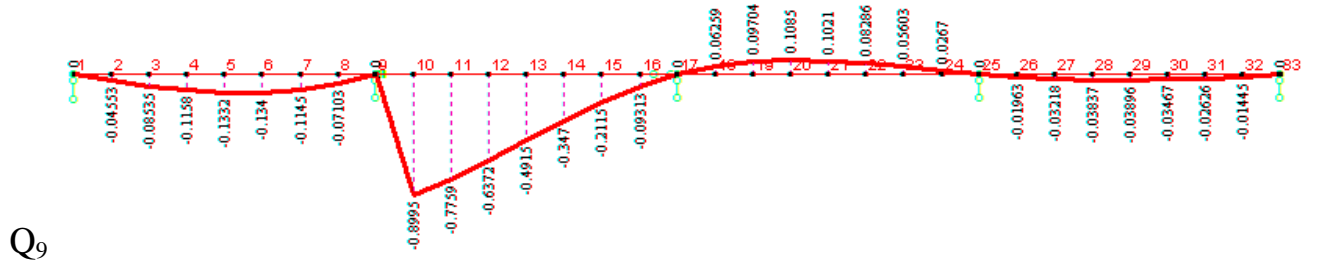
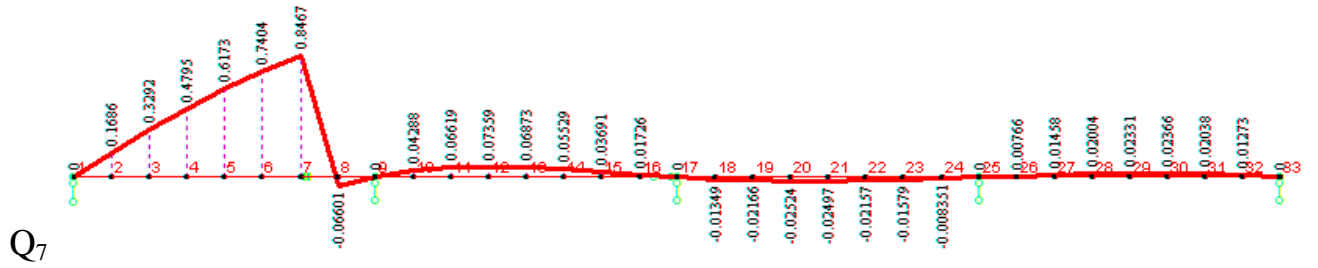
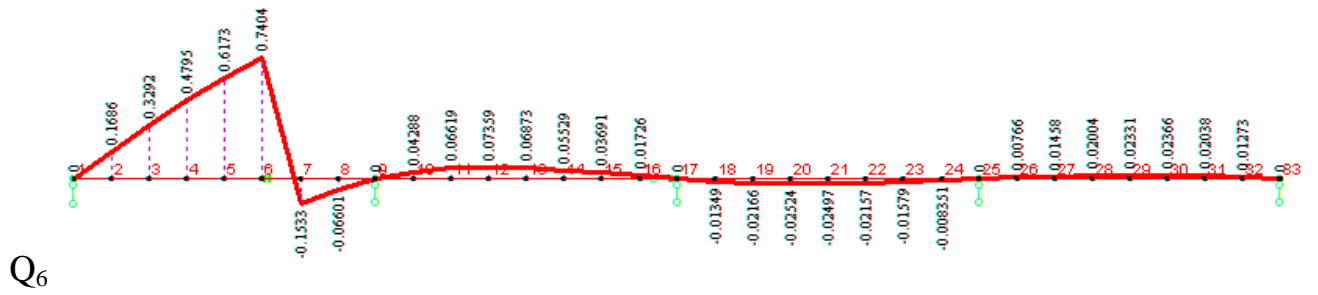


$M_{K_{17}}$

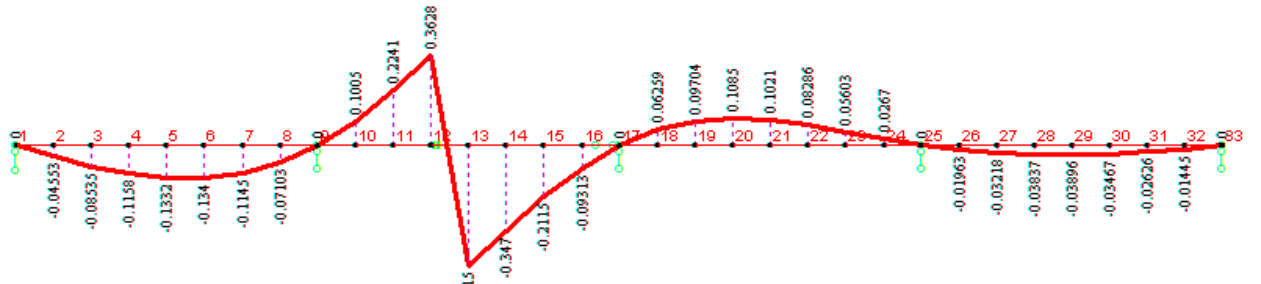


2.7.4 Лінії впливу поперечних сил

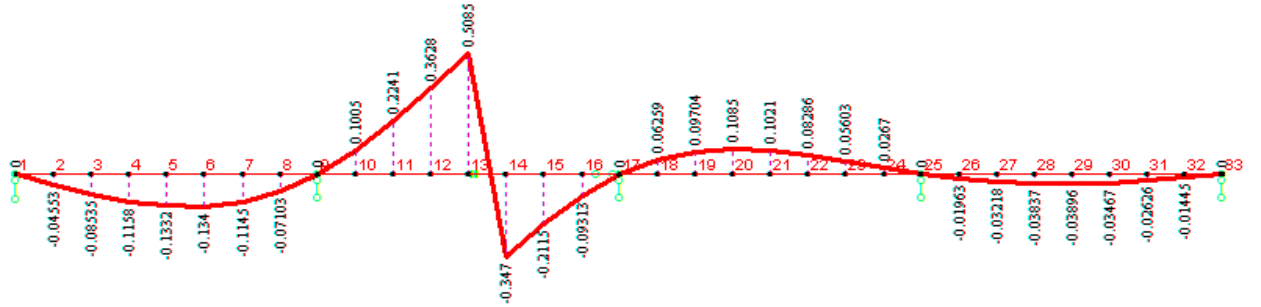




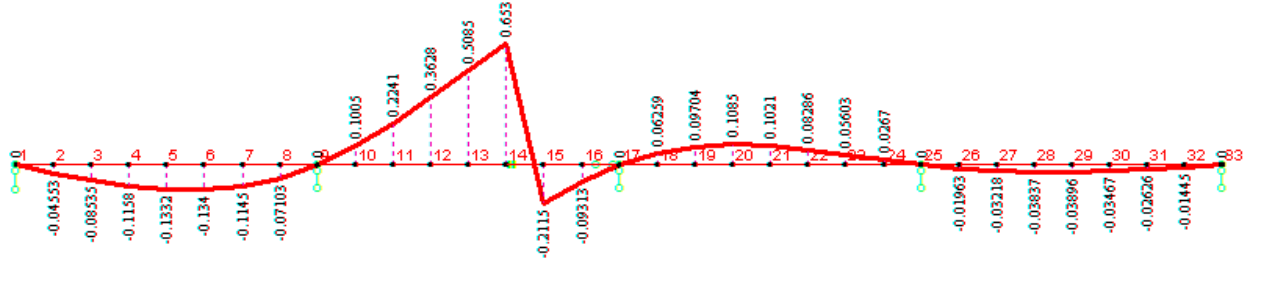
Q₁₂



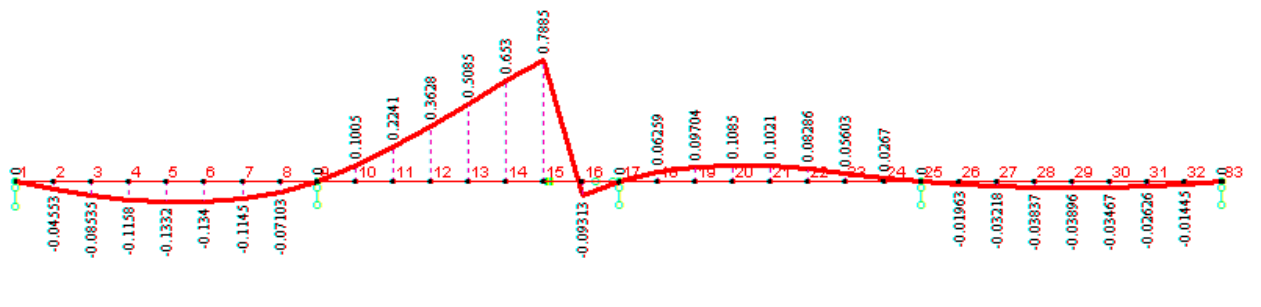
Q₁₃



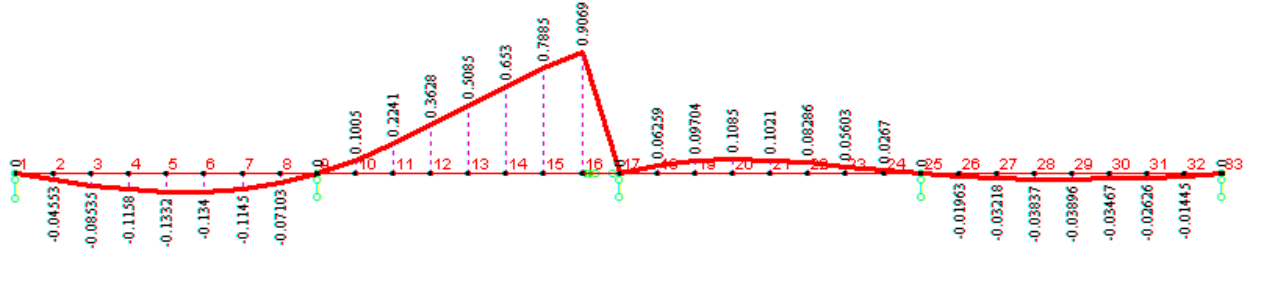
Q₁₄



Q₁₅



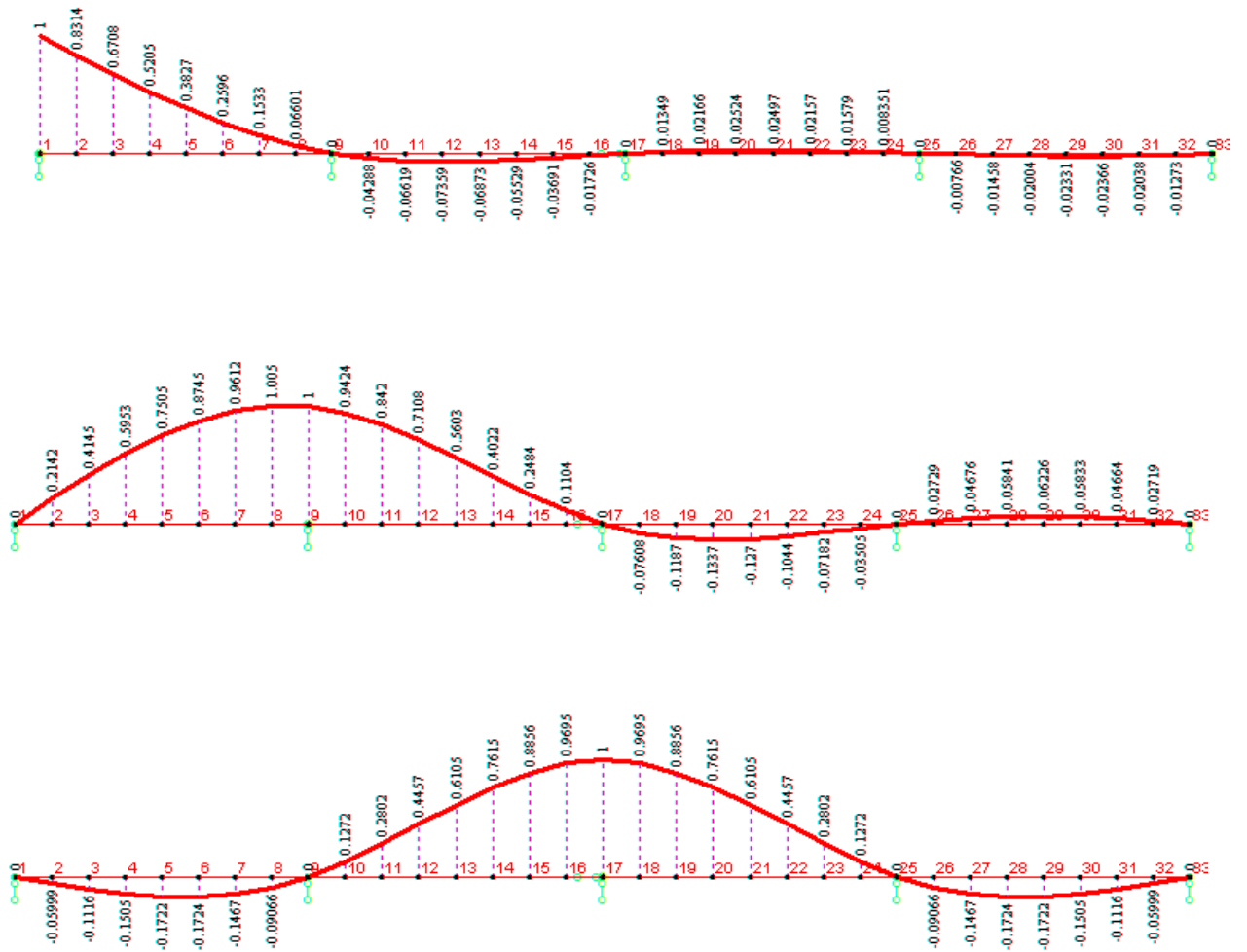
Q₁₆



Q17



2.7.5 Лінії впливу опорних реакцій



2.8. Визначення опорних реакцій, максимальних моментів, що вигинають, моментів, що крутять, і поперечних сил в перетинах прогонової будови

Зусилля в перетинах нерозрізної прогонової будови визначалися по лініях впливу, завантажених постійним і тимчасовим навантаженнями з урахуванням відповідних коефіцієнтів по формулі:

$$N_{\max} = (g_{c.v.m.} \cdot \gamma_{f.m} + g_{\text{покр.}} \cdot \gamma_{f.\text{покр.}})w_{\Sigma} + n_{\text{пол.}} \cdot \gamma_{fv} (1 + \mu)((v \cdot w_{\max} + P(x_{1\max 1} + x_{2\max 2})) + v_{\text{neu}} \cdot \gamma_{f\text{neu}} \cdot w_{\max})$$
$$N_{\min} = (g_{c.v.m.} \cdot \gamma_{f.m.n} + g_{\text{покр.}} \cdot \gamma_{f.\text{покр.}n})w_{\Sigma} + n_{\text{пол.}} \cdot \gamma_{fv} (1 + \mu)((v \cdot w_{\min} + P(x_{1\min 1} + x_{2\min 2})) + v_{\text{neu}} \cdot \gamma_{f\text{neu}} \cdot w_{\min})$$

де $g_{c.v.m.}$ – власна вага металу прогонової будови;

$\gamma_{f.m}$ – коефіцієнт надійності по постійному навантаженню (метал);

$\gamma_{f.mn}$ – коефіцієнт надійності по постійному навантаженню на невідгдне завантаження (метал);

$g_{\text{покр.}}$ – вага покриття проїжджої частини;

$\gamma_{f.\text{покр}}$ – коефіцієнт надійності по постійному навантаженню покриття;

$\gamma_{f.\text{покр}n}$ – коефіцієнт надійності по постійному навантаженню покриття на невідгдне завантаження;

w_{Σ} – сумарна площа лінії впливу;

$n_{\text{пол.}}$ – кількість смуг руху по мосту;

γ_{fv} – коефіцієнт надійності тимчасового навантаження;

$1 + \mu$ – динамічний коефіцієнт;

v – розподілене тимчасове навантаження;

w_{\max} – максимальна сума площ л.в. одного знаку;

w_{\min} – мінімальна сума площ л.в. одного знаку;

P – зосереджена сила від тандему рухомого навантаження;

$x_{i\max}$ – ординати л.в. под сосредоточенными силами от тандема подвижн – ординати л.в. під зосередженими силами від тандему рухомого навантаження на тах зусилля;

x_{imin} – ординати л.в. під зосередженими силами від тандему рухомого навантаження на тiп зусилля;

v_{neu} – пішохідне навантаження;

$\gamma_{f.\text{neu}}$ – коефіцієнт надійності по пішохідному навантаженню.

Таблиця 2.1 Розрахунок моментів, що вигинають, в нерозрізній прогоновій будові 4х110

Л.в.	Площа ділянок л.в. w_i (м)				μw^+	μw^-	μw_{max}	Mmax (кНм)	Mmin (кНм)
	$w1$	$w2$	$w3$	$w4$					
М 2	554,31	-70,94	19,35	-6,42	573,67	- 77,36	496,31	80 799,98	33 303,09
М 3	926,41	-143,96	39,27	-13,05	965,68	- 157,01	808,66	137 348,49	53 433,30
М 4	1110,35	-217,01	59,19	-19,67	1169,54	- 236,68	932,87	160 628,65	56 482,15
М 5	1105,95	-290,00	79,10	-26,30	1185,05	- 316,29	868,76	153 906,88	48 569,59
М 6	913,23	-363,00	99,03	-32,91	1012,26	- 395,91	616,35	116 891,15	27 272,51
М 7	520,90	-436,00	118,93	-39,53	639,83	- 475,53	164,30	48 660,57	- 8 279,61
М 8	-145,71 104,84	-508,97	138,87	-46,15	243,71	-700,83	-457,12	- 81 251,36	- 20 300,45
М 8/1	-315,37 44,85	-533,31	145,46	-48,35	190,31	-897,03	-706,72	- 117 057,29	- 42 591,88
М 8/2	-541,50 9,95	-557,60	152,10	-50,55	162,05	-1149,66	-987,61	- 158 405,91	- 63 489,49
М 9	-796,55	-581,90	158,73	-52,76	158,73	-1431,20	-1272,48	-202 702,97	- 83 823,43
М 9/1	-749,98	14,65 -360,31	125,90	-41,85	140,55	-1152,14	-1011,59	-162 627,98	- 65 803,76
М 9/2	-708,18	61,22 -187,64	92,82	-30,85	154,04	-926,67	-772,63	-126 925,33	- 46 879,32
М 10	-666,35	150,05 -69,87	59,74	-19,86	209,80	-756,08	-546,29	- 94 549,87	- 27 460,40
М 11	-541,05	533,22	-39,55	11,91	533,22	- 568,69	-35,46	- 27 927,68	23 587,48
М 12	-415,72	809,02	-138,84	46,15	809,02	- 508,41	300,61	72 759,38	679,76
М 13	-290,39	896,60	-238,11	14,86 50,01	911,46	- 478,49	432,97	92 381,76	12 169,69

М 14	-165,0	795,92	-337,40	92,30	858,73	-472,92	385,80	84 183,94	8 463,10
М 15	-39,65	507,23	-436,65	149,32	656,55	-476,29	180,26	50 976,77	4 749,19
М 16	85,73	-97,73 127,90	-535,91	178,15	306,05	- 547,91	-241,85	- 51 327,81	- 2 712,20
М 16/1	127,50	-224,40 51,24	-568,93	189,12	367,86	-793,34	-425,47	- 81 237,55	-15 052,28
М 16/2	169,32	-407,26 6,13	-602,00	200,10	375,55	-1009,26	- 633,71	- 112 994,18	-30 708,22
М 17	211,12	-635,07	-635,14	334,87	545,98	-1270,21	-724,23	-132 661,63	-31 249,93

Таблиця 2.2 Розрахунок моментів, що крутять, в нерозрізній прогоновій будові 4x110

Л.В.	Площа ділянок л.в. w_i (м)				μw^+	μw^-	μw_{max}	Mmax (кНм)	Mmin (кНм)
	$w1$	$w2$	$w3$	$w4$					
МК 2	-52,04	18,35	-5,01	1,66	20,01	-57,04	-37,03	-6677,09	-1792,82
МК 3	-48,22	17,86	-4,87	1,62	19,48	-53,10	-33,61	-6114,13	-1574,92
МК 4	-41,85	16,87	-4,60	1,53	18,40	-46,46	-28,06	-5190,15	-1224,83
МК 5	-34,22	15,38	-4,19	1,39	16,77	-38,41	-21,64	-4106,19	-836,30
МК 6	-26,61	13,38	-3,65	1,21	14,60	-30,26	-15,67	-3048,14	-502,84
МК 7	-20,33	10,89	-7,08	0,99	11,88	-27,41	-15,54	-2893,05	-607,97
МК 8	-16,67	7,89	-2,15	2,46	10,35	-18,83	-8,47	-1770,03	-183,53
МК 9	-16,92	4,39	-1,20	0,40	4,79	-18,12	-13,33	-2322,25	-749,33
МК 10	17,27	-18,81	5,13	-1,70	22,40	-20,51	1,89	1123,01	-726,42
МК 11	12,84	-18,35	5,52	-1,84	18,37	-20,18	-1,82	-1060,08	600,40
МК 12	9,25	-14,80	5,26	-1,75	14,51	-16,55	-2,04	-936,31	423,11
МК 13	6,48	-9,43	4,34	-1,44	10,82	-10,87	-0,05	-463,68	416,88
МК 14	4,55	-3,46	2,76	-0,92	7,31	-4,38	2,93	623,99	22,36

МК 15	3,45	-0,11 2,00	0,51	-0,17	5,97	-0,28	5,69	892,20	390,35
МК 16	3,19	5,20	-2,39	0,79	8,39	-1,60	6,79	1134,13	409,88
МК 17	3,76	5,40	-5,95	1,98	9,16	-3,97	5,19	975,71	183,38

Таблиця 2.3 Розрахунок поперечних сил в нерозрізній прогоновій будові 4x110

Л.в.	Площа ділянок л.в. w_i (м)				$\mu w+$	$\mu w-$	μw_{max}	Qmax (кН)	Qmin (кН)
	$w1$	$w2$	$w3$	$w4$					
Q1	-46,53	4,96	-1,80	1,68	6,64	-48,34	-41,69	-7067,98	-2698,68
Q2	1,16; -33,94	4,96	-1,80	1,68	7,80	-35,75	-27,94	-4947,00	-1622,86
Q3	4,58 -23,62	4,96	-1,80	1,68	11,23	-25,42	-14,19	-2907,46	-432,14
Q4	10,14 -15,43	4,96	-1,80	1,68	16,79	-17,23	-0,44	-946,09	825,03
Q5	17,68 -9,22	4,96	-1,80	1,68	24,33	-11,02	13,31	2736,98	346,29
Q6	27,02 -4,80	4,96	-1,80	1,68	33,66	-6,60	27,06	4720,85	1548,41
Q7	37,93 -1,96	4,96	-1,80	1,68	44,57	-3,76	40,81	6748,26	2686,97

Q8	50,17 -0,45	4,96	-1,80	1,68	56,81	-2,26	54,56	8809,57	3763,56
----	----------------	------	-------	------	-------	-------	-------	---------	---------

Q9	-9,62	-54,39	7,37	-2,81	7,37	-66,82	-59,45	-9754,00	-3917,73
Q10	-9,62	0,07 -41,95	7,37	-2,81	7,44	-54,38	-46,95	-7876,25	-3025,06
Q11	-9,62	1,68 -29,81	7,37	-2,81	9,05	-42,24	-33,20	-5742,93	-1921,64
Q12	-9,62	5,71 -20,10	7,37	-2,81	13,08	-32,53	-19,45	-3736,83	-723,16
Q13	-9,62	11,70 -12,34	7,37	-2,81	19,07	-24,77	-5,70	-1792,95	545,88
Q14	-9,62	19,69 -6,57	7,37	-2,81	27,06	-19,00	8,05	2242,01	-277,60
Q15	-9,62	29,60 -2,73	7,37	-2,81	36,97	-15,16	21,80	4252,83	912,34
Q16	-9,62	41,26 -0,64	7,37	-2,81	48,62	-13,07	35,55	6312,78	2008,99
Q17	2,81	-7,37	-55,61	9,62	12,43	-62,98	-50,55	-8591,38	-3097,14

2.9 Розрахунок додаткового моменту, що крутить, від внецентрового завантаження прогонової будови.

При розміщенні смуг руху автомобілів на смузі безпеки виникає внецентрове завантаження прогонової будови, при якій виникає закручування прогонової будови щодо осі прольоту (рис. 2.4).

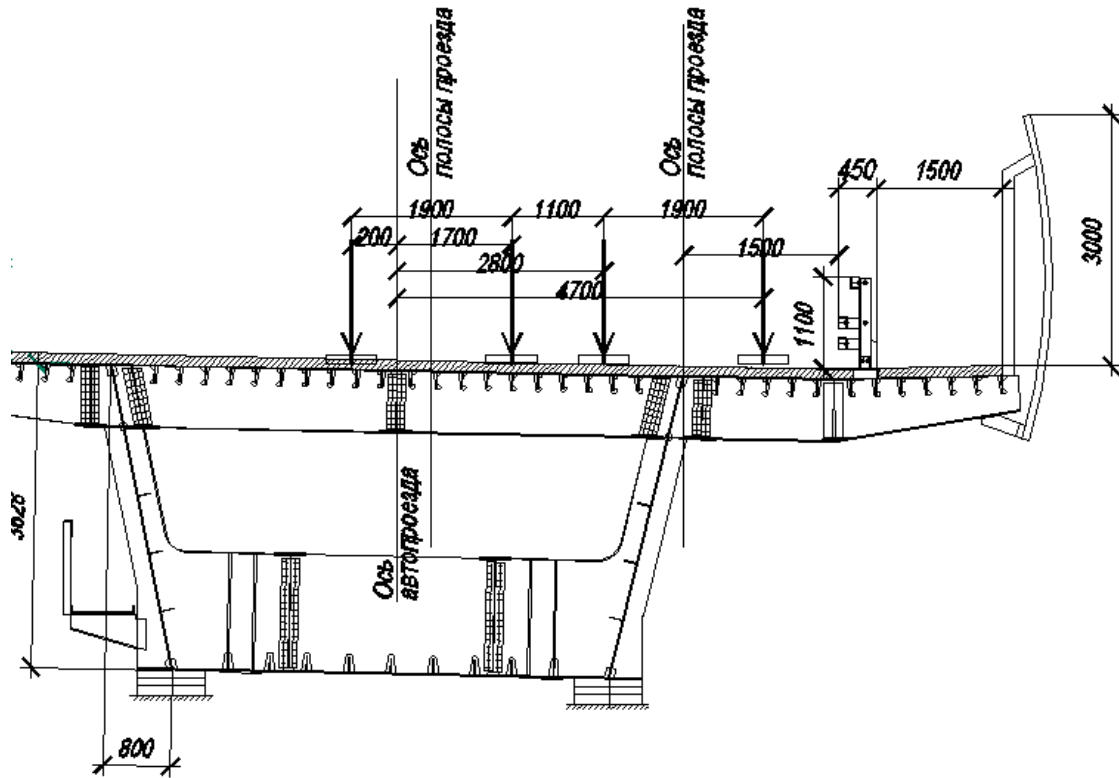


Рисунок 2.4 – Розміщення смуг руху автомобілів на смузі безпеки

$$M_{кр} = 0,75\left(v + \frac{P}{110}\right) \cdot 1,2 \cdot 1,15 + 3,75\left(v + \frac{P}{110}\right) \cdot 1,2 \cdot 1,15 = 0,75 \cdot 16,23 + 3,75 \cdot 16,23 = 73,036 \text{ кН/м}$$

При цьому отримано додаткову добавку, що крутить, відповідно до епюри моментів, що крутять (див. рис. 2.5).

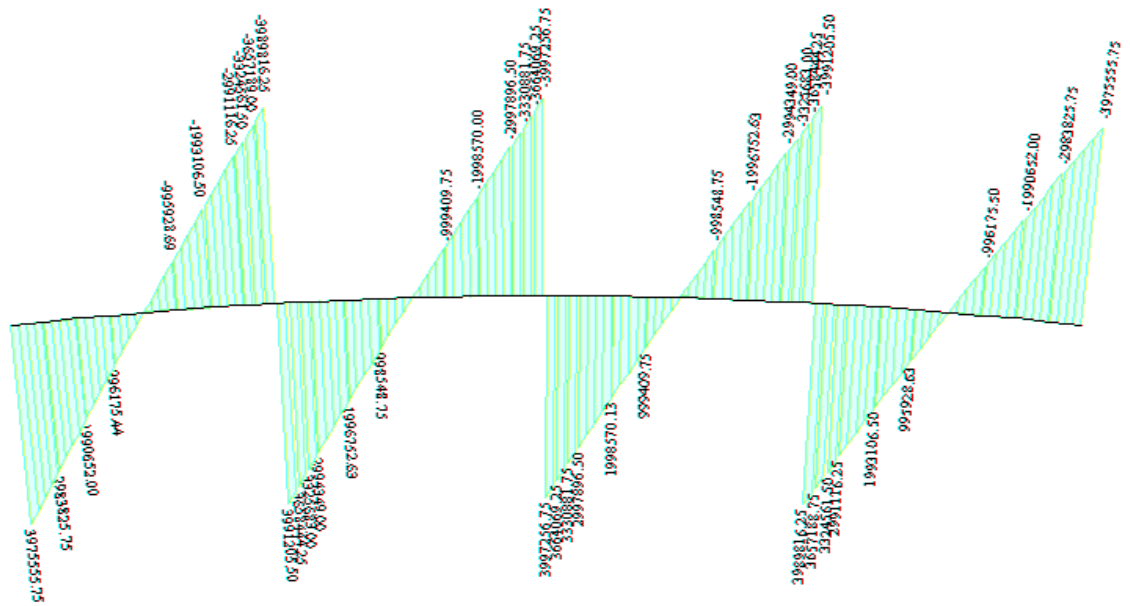


Рисунок 2.5 Епюра додаткового моменту, що крутить, від внецентрового завантаження прогонової будови.

Сумарний момент, що крутить, отримуємо при складанні M_{max} і додаткової добавки по модулю (див. табл. 4)

Таблиця 2.4 Момент, що крутить, в нерозрізній прогоновій будові 4x110 з урахуванням ексцентриситету завантаження тимчасового навантаження

№	M_{max} (кНм)	Додаткова добавка, що крутить	$M_{кр}$ (кНм)
МК 1-2	-6677,09	3975,5	-10652,6
МК 2-3	-6114,13	2983,8	-9097,9
МК 3-4	-5190,15	1990,6	-7180,75
МК 4-5	-4106,19	996,1	-5102,3
МК 5-6	-3048,14	0	-3048,14
МК 6-7	-2893,05	-995,9	-3888,95
МК 7-8	-1770,03	-1993,1	-3763,13
МК 8-9	-2322,25	-2997,9	-5320,15
МК 9-10	1123,01	-3997,2	5120,2
МК 10-11	-1060,08	2997,9	-4058,0
МК 11-12	-936,31	1994,1	-2930,4
МК 12-13	-463,68	999,4	-1463,1
МК 13-14	623,99	0	623,99
МК 14-15	892,20	-998,5	1890,7
МК 15-16	1134,13	-1996,7	3130,8
МК 16-17	975,71	-2994,3	3970,0

2.10 Розрахунок опорних реакцій на одну опорну частину від постійного навантаження

Таблиця 2.6

Опорні реакції (від однієї прогонової будови)	Від власної ваги (кН)	Момент, що крутить, від власної ваги (кН•м)	З урахуванням ексцентриситету				З урахуванням кручення			
			Ліва балка (кН)		Права балка (кН)		Ліва балка (кН)		Права балка (кН)	
			Ін. Оч	Л. Оч	Ін. Оч	Л. Оч	Ін. Оч	Л. Оч	Ін. Оч	Л. Оч
Опора 18 (22)	2516,8	-4291,9	2493,6	2540,0	2540,0	2493,6	3319,0	1714,6	3365,4	1668,2
Опора 19 (21)	7267,6	219,1	7200,8	7334,4	7334,4	7200,8	7158,7	7376,5	7292,3	7242,9
Опора 22	5929,5	-1363,2	5875,0	5984,2	5984,2	5875,0	6137,1	5722,0	6246,3	5612,8

Ексцентриситет зсуву центру мас щодо геометричного центру коробки прогонової будови $e=0,211$ м.

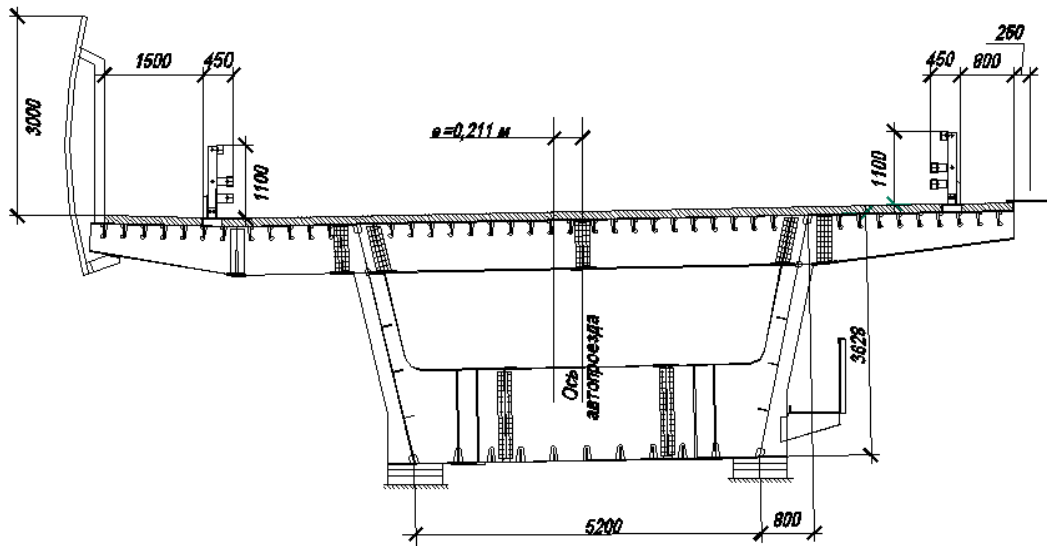


Рисунок 2.6 – Ліва балка

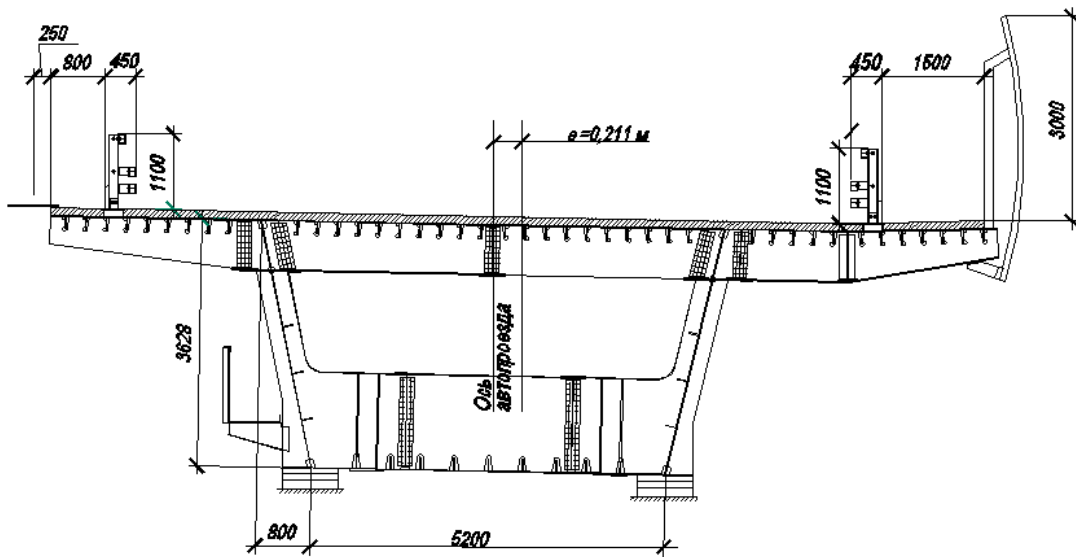


Рисунок 2.7 – Права балка

2.11 Розрахунок максимальних деформацій прогонової будови.

Загальні деформації:

$$\Delta = \Delta_{\sigma} + \Delta_t + \Delta_l,$$

де Δ_{σ} - деформації прогонової будови від напруги в прогоновій будові Δ_t - температурні деформації Δ_l - зазор, пов'язаний з геометричним положенням прогонової будови за планом і по фасаді.

$$\Delta_{\sigma} = \frac{(\sigma_{en} + \sigma_{nn}) \cdot l}{E} = \frac{(-3,54 + 32,51) \cdot 220}{2,06 \cdot 10^5} = 0,031 \text{ м},$$

де σ_{en}, σ_{nn} - середньзвешенні значення напруги по верхній і нижній плиті прогонової будови.

Відповідно до Сніп 2.01.01-82 «Будівельна кліматологія і геофізика» для Дніпропетровська екстремальні температури рівні -31 і +40.С. Додатково враховується нагрів від сонячної радіації на 20 .С

$$\Delta_{\sigma} = \alpha \cdot l \cdot \Delta t = 0,000012 \cdot 220 \cdot 91 = 0,238 \text{ м}$$

$$\Delta_l = 0,041 \text{ м}$$

$$\Delta = 0,031 + 0,238 + 0,041 = 0,310 \text{ м}$$

При температурному прольоті 110 м виходячи з аналогічних розрахунків матимемо: $\Delta = 0,155 \text{ м}$

Поперечні деформації прогонової будови будуть рівні

$$\Delta_{\sigma} = \alpha \cdot l \cdot \Delta t = 0,000012 \cdot 5,2 \cdot 90 = 0,0056 \text{ м} = 5,6 \text{ мм}$$

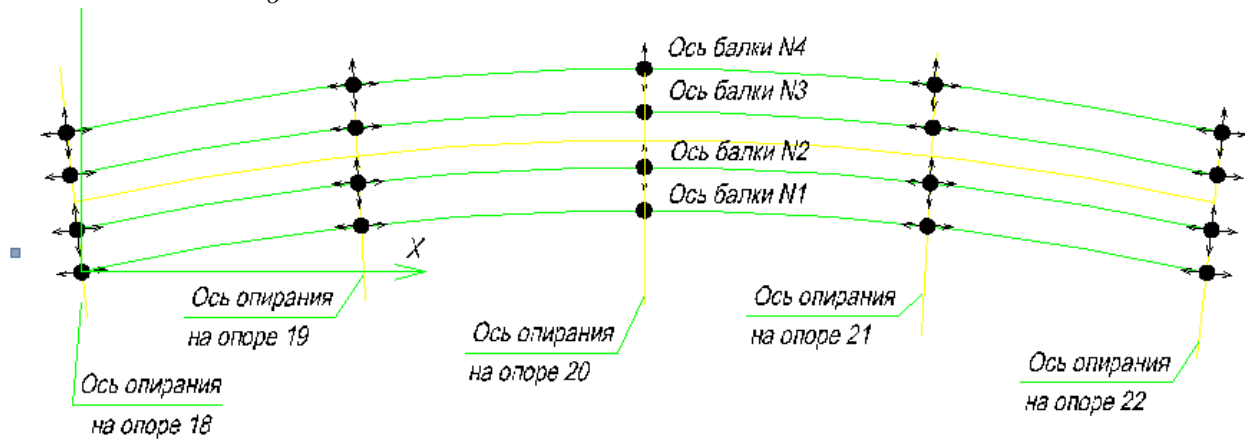


Рисунок 2.8 – Схема розташування опорних частин

Опора N	Балка N	Тип опорної частини	Кількість на мост	деформації	
				вдоль моста	поперек моста
-	-	-	шт.	мм	мм
18, 22	1, 3	односторонне подвижная	4	310	-
18, 22	2, 4	всесторонне подвижная	4	310	5,6
19, 21	1, 3	односторонне подвижная	4	155	-
19, 21	2, 4	всесторонне подвижная	4	155	5,6
20	1, 3	неподвижная	2	-	-
20	2, 4	односторонне подвижная	2	-	5,6

2.12 Перерізи балки, що отримано після розрахунків

У поперечному перерізі автодорожньої естакади над промисловою зоною під кожний напрямок руху передбачаються роздільні прогонові будови довжиною $L = 4 \times 110$ м. Прогонові будови розташовані в плані на горизонтальній кривій з радіусом по осі моста рівним 2000 м, у профілі на опуклій вертикальній кривій радіусом 10000 м. Прогонові будови виконані у вигляді нерозрізних металевих балок коробчастого перерізу з їздою поверху. У поперечному перерізі прогонова будова під кожен напрямок руху складається з двох L-подібних блоків головних балок, об'єднаних в коробку поверху блоками ортотропною плитою проїжджої частини, нижньою ребристою плитою і поперечними зв'язками. Повна висота головних балок складає 3628 мм. Повна висота головних балок протягом прогонового будинку збережена однаковою, незалежно від зміни епюри матеріалів поясів. Відстань між стінками коробки внизу становить 5200 мм, поверху 6800 мм, тобто стінки головних балок мають нахил від осі прогонової будови до країв. L-подібний елемент є несиметричним відносно обох осей перерізу блок заводської готовності, що складається з симетрично розташованого верхнього пояса постійного перерізу 480×16 мм, похилої стінки максимальною висотою 3600 мм і несиметричне розташованого нижнього пояса постійної ширини 1580 мм. По довжині головні балки, ортотропні плити та ребристі плити розбиті на монтажні блоки завдовжки 10,5 м та 16,5 м. Одноярусна ортотропна плита проїжджої частини складається з листа настилу, поздовжніх ребер смугового перерізу висотою 180 мм і товщиною 14 мм, розташованих поперек моста з кроком 300 мм і поперечних балок таврового перерізу висотою 720 мм, товщиною 10 мм і перетином нижнього пояса кроком 3,0 м. Крок поздовжніх ребер упоперек мосту призначений із умови забезпечення тріщиностійкості покриття їздового полотна. Нижня ребриста плита складається з горизонтального листа, поздовжніх ребер смугового перерізу заввишки 180 мм і товщиною 10 мм і перетином верхнього пояса 200×1 . Максимальна ширина блоків ортотропних плит автопроїзду становить 3160 мм, блоків ребристих плит – 2480 мм.

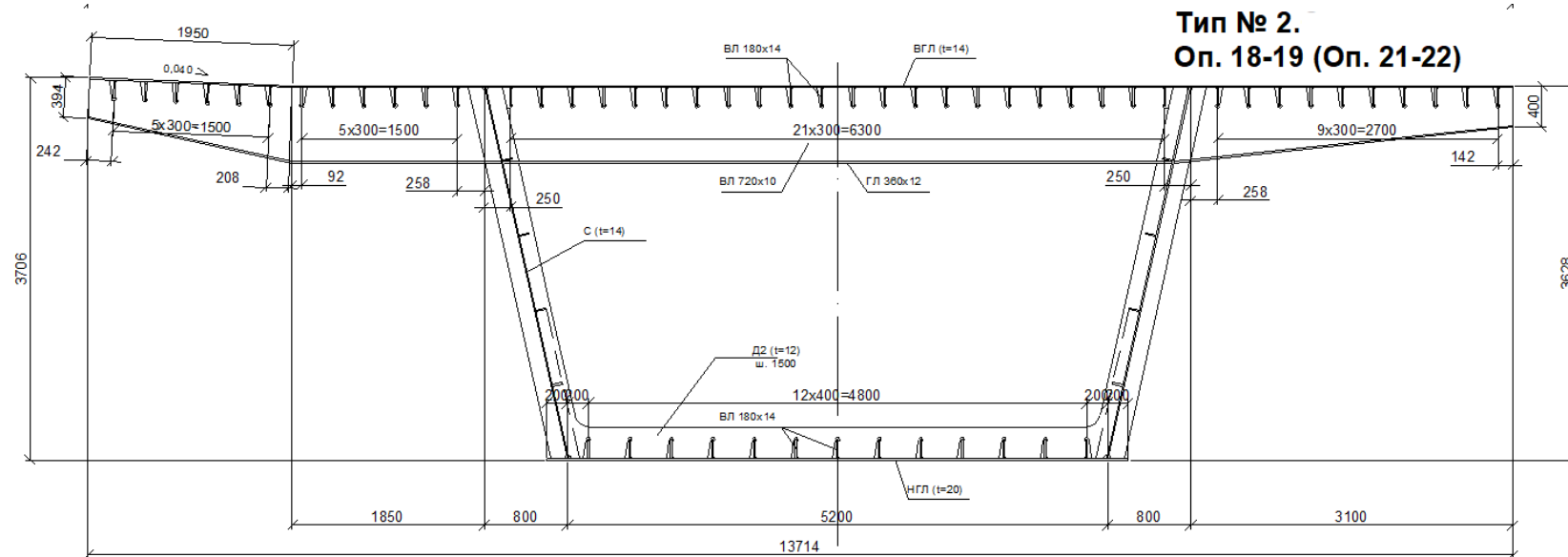


Рисунок 2.11 – Перерізи металевої балки прогонової будови

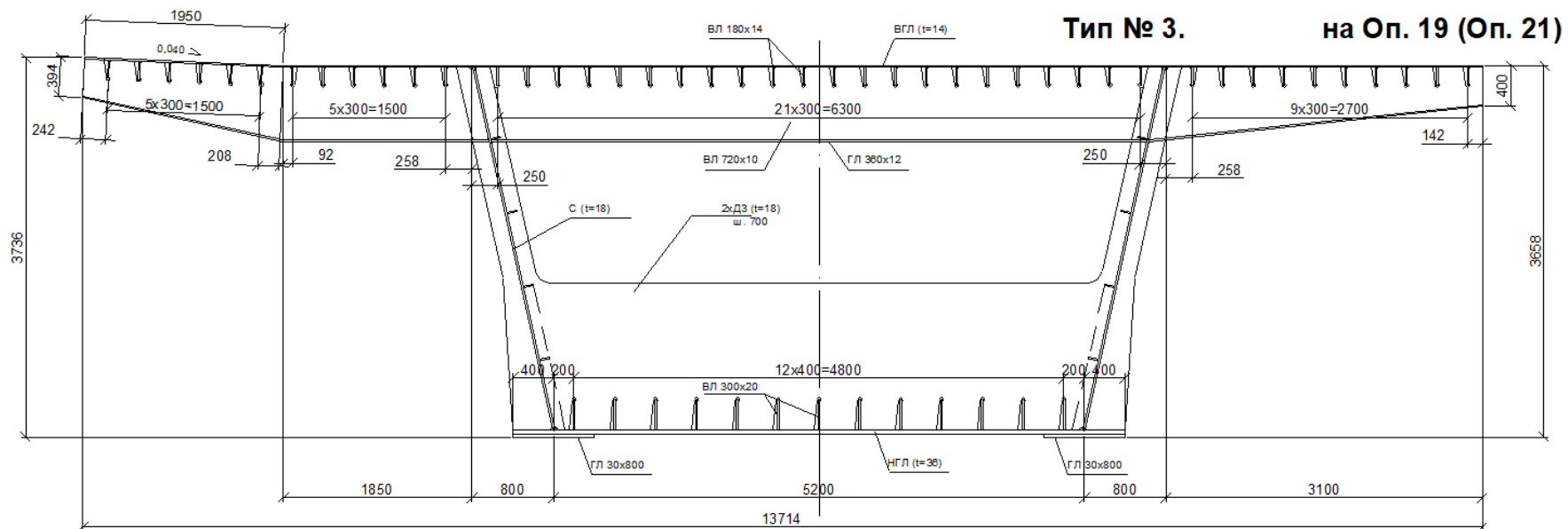


Рисунок 2.12 – Перерізи металевої балки прогонової будови

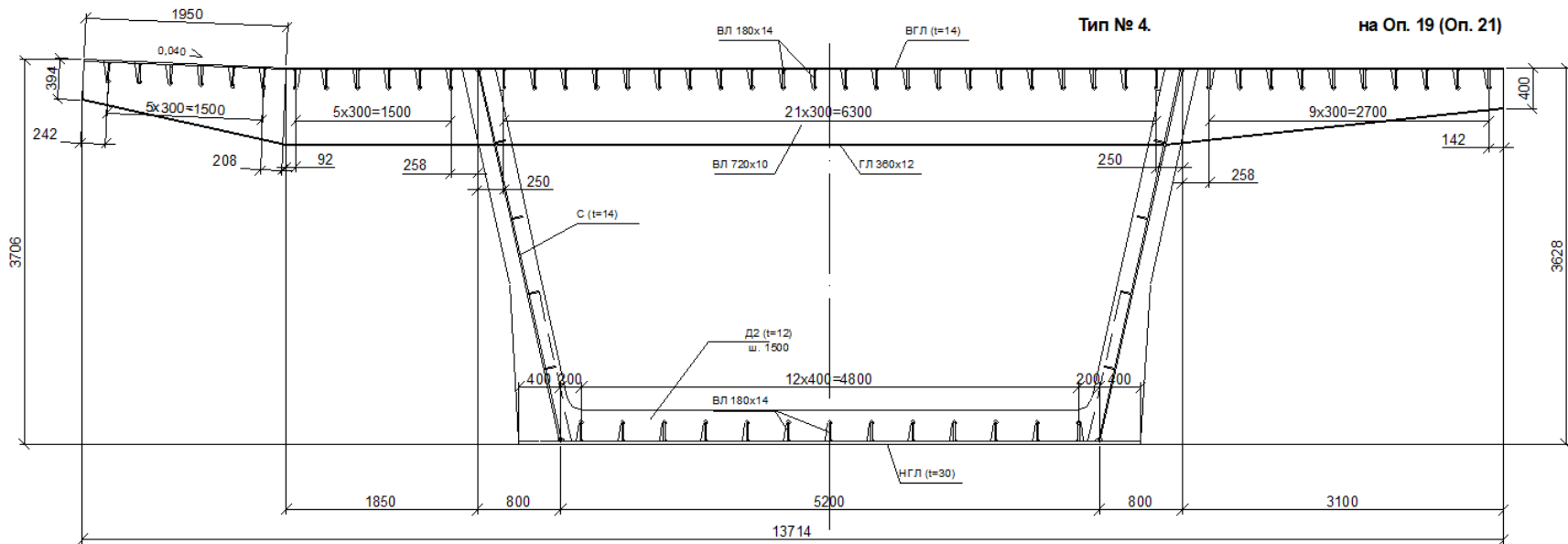


Рисунок 2.13 – Перерізи металеві балки прогонової будови

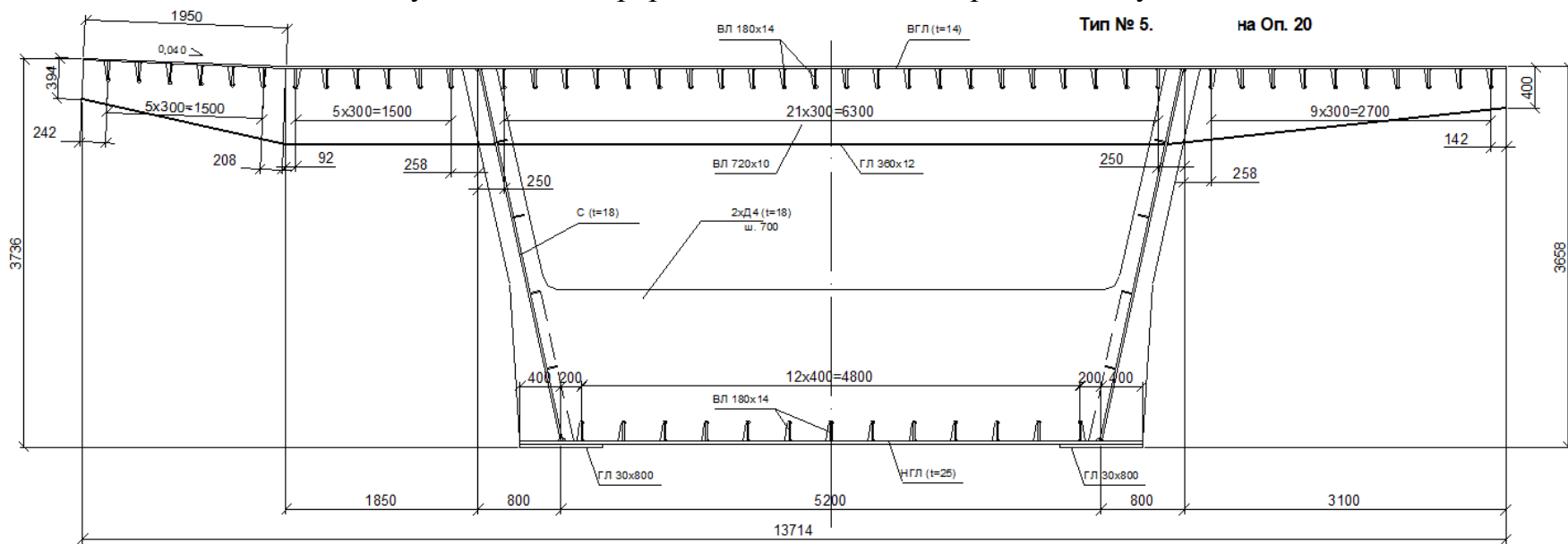


Рисунок 2.14 – Перерізи металеві балки прогонової будови

Монтажні з'єднання: - зварні – стики листів настилу ортотропних плит та ребристих плит між собою та з поясами головних балок, стики поясів головних балок, стики поздовжніх ребер ребристих плит; - фрикційні на високоміцних болтах М22 – стики стінок головних балок, стики поздовжніх ребер ортотропних плит, з'єднання поперечних балок ортотропних плит та ребристих між собою та з головними балками, з'єднання поперечних зв'язків з головними балками. Прийняті конструктивні рішення дозволяють спростити технологію поздовжнього насування прогонової будови в процесі монтажу, оскільки коробчасті балки мають гладку нижню поверхню. Огородження встановлені вздовж тротуарів та розділової смуги стандартні односторонні марки 11МО-1,1/2,0-500/0,45/0,75 с габаритом висоти 1,1 м, з кроком стійок 2,0 м, з здатністю утримувати 500 кДж. Одяг їздового полотна та тротуарів складається з захисно-зчеплюючого шару “Мостопласт” за ТУ 5774-025-01393697-99 товщиною 6 мм та асфальтобетону дрібнозернистого типу Б марки ІІ за ГОСТ 9128-97 загальною товщиною 110 мм. Відведення води з проїжджої частини забезпечується за рахунок пристрою одностороннього поперечного ухилу 0,020 прогонової будови від осі моста до тротуарів, на тротуарі влаштовується зустрічний ухил від перил до огорожі проїзду та вздовж прогонової будови до підвалин. Конструкція деформаційних швів прийнята німецькою фірмою MAURER SOHNE балочно-гратчастого типу DS 240. Опорні частини прийняті кульові-сегментні лінійно-рухливі KGe, всебічно-рухливі KGa та нерухомі KF німецької фірми MAURER SOHNE. Кабельні канали для освітлення моста розташовані вздовж поручнів тротуарів. Основні несучі металоконструкції прогонових будов виготовляються з низьколегованої конструкційної для мостобудування сталі марок 15XCHД та 10XCHД за ГОСТ 6713-91.

3. Розрахунок ортотропної плити

3.1 Загальні дані.

Згідно технічного завдання, розрахунок верхньої і нижньої ортотропних плит нерозрізної прогонової будови 4×110 м автодорожнього міського моста в м. Дніпро необхідно виконати з умови, що всі навантаження, що діють на конструкцію, обчислюються за методикою, викладеною в Сніп 2.05.03-84 п.2, - «Навантаження і дії», а кількість розрахункових смуг руху дорівнює 2.

3.2. Розрахунок зусиль

3.2.1. Характеристики ліній впливу.

Для визначення зусиль від спільної роботи ортотропних плит з подовжніми балками, побудуємо лінії впливу поперечних сил і моментів, що вигинають, в характерних крапках: у серединах прольотів і над проміжними опорами нерозрізної прогонової будови 4х100м (див. рис. 3.1, 3.2).

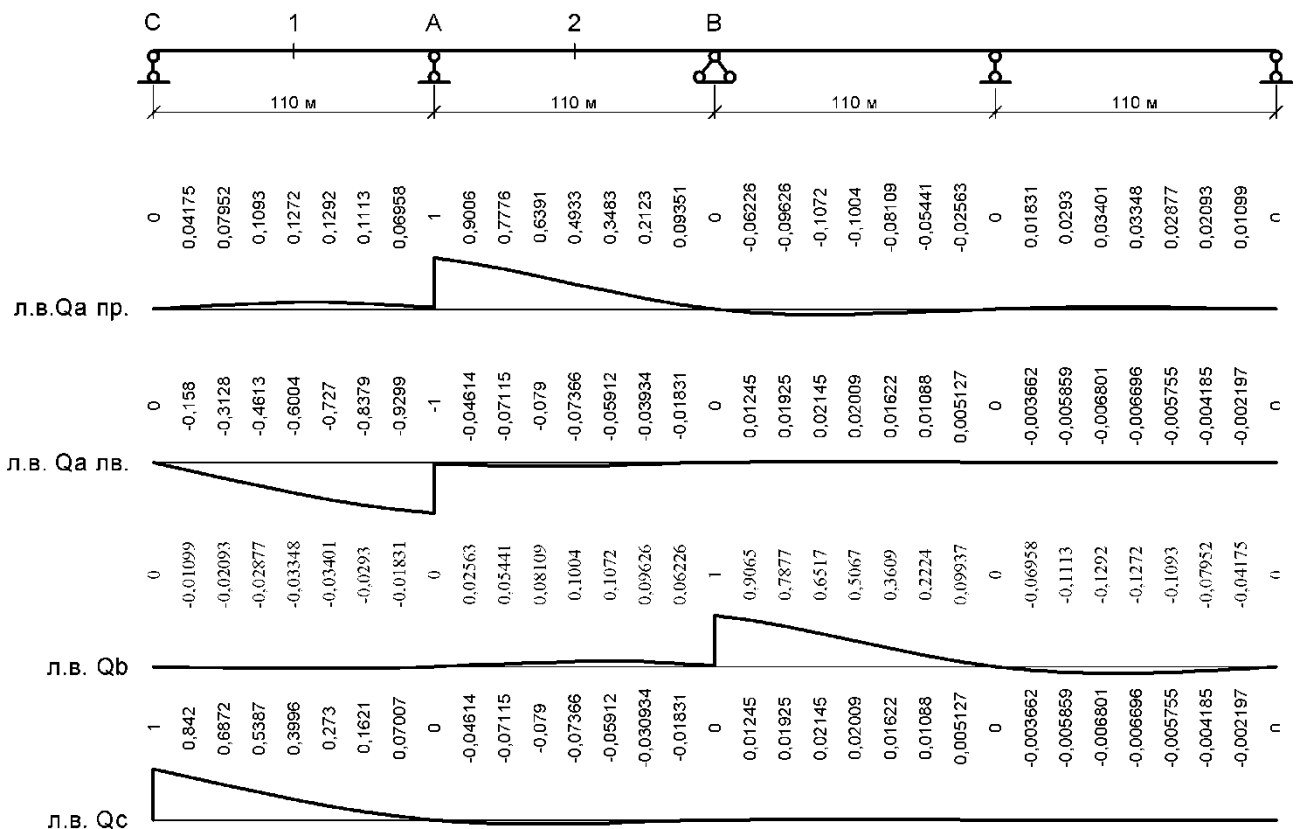


Рисунок 3.1. Лінії впливу моментів та поперечних сил за довжиною нерозрізної прогонової будови 4×110 м.

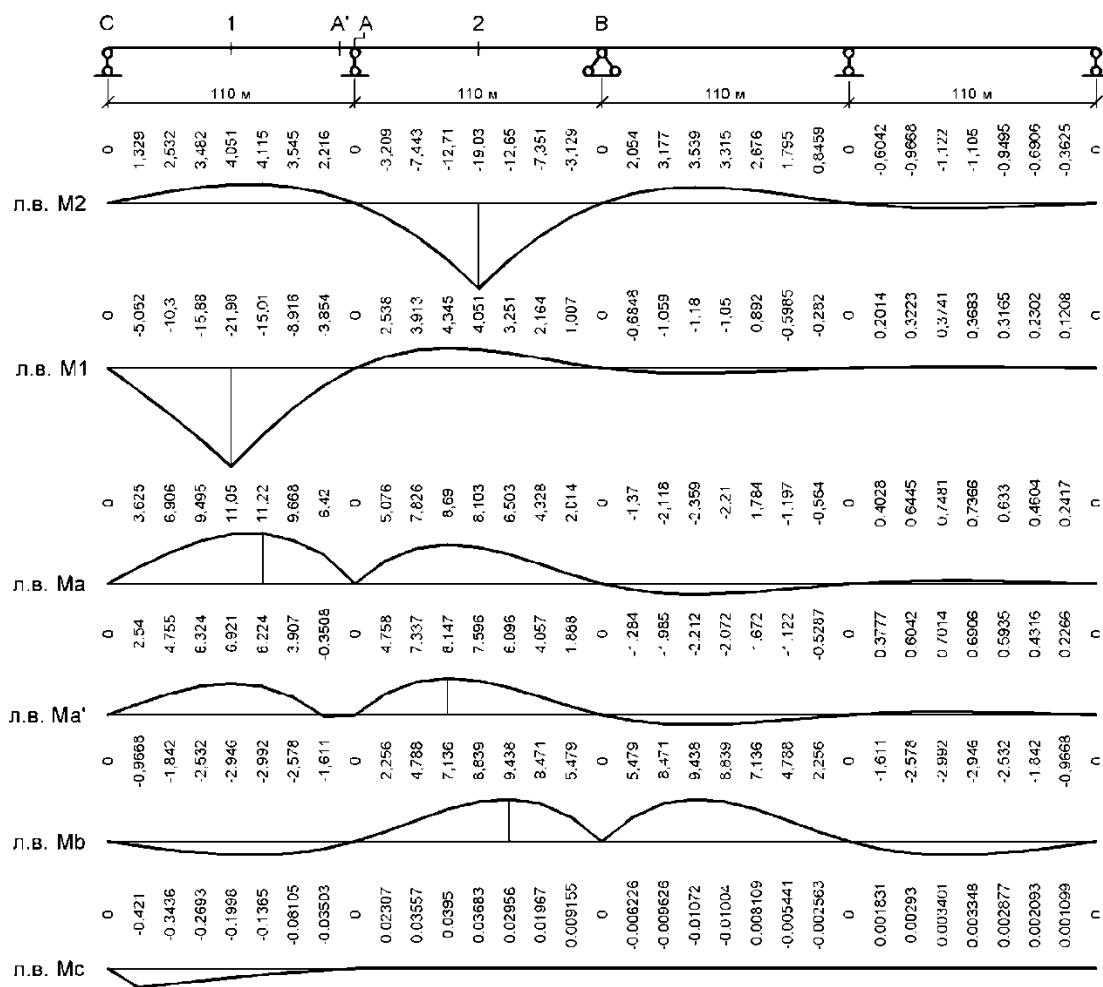


Рисунок 3.2 – Лінії впливу моментів та поперечних сил за довжиною нерозривної прогонової будови 4x110 м

3.2.2 Розрахунок навантажень

Постійні навантаження від ваги прогонової будови і асфальтобетону

$$q_{\Pi} = q_{\Pi}^{\text{мет}} + q_{\Pi}^{\text{асф}} = 51,7 + 64,1 = 115,8 \text{ кН/м}$$

$$q_{\Pi}^{\text{асф}} = A_{\text{пр.част}} \cdot h_{\text{асф}} \cdot \rho_{\text{асф}} \cdot g \cdot \gamma_{\Pi} = 13,5 \cdot 0,11 \cdot 2,2 \cdot 9,81 \cdot 2 = 64,1 \text{ кН/м, где}$$

$\gamma_{f\Pi} = 1,1$ - коефіцієнт надійності по постійному навантаженню (див. табл.8 [3])

- маса металу прогонової будови (на 1 м. пог.)

$$g = 9,81 \text{ м/с}^2$$

$$q_{\Pi}^{\text{мет}} = m_1 \cdot g \cdot \gamma_{\Pi} = 4,791 \cdot 9,81 \cdot 1,1 = 51,7 \text{ кН/м, где}$$

$A_{\text{пр.част}} = 13,5 \text{ м}$ - ширина проїжджої частини

$h_{\text{асф}} = 0,11 \text{ м}$ - товщина асфальтобетонного покриття

$\rho_{\text{асф}} = 2,2 \text{ т/м}^3$ - щільність асфальтобетону

$\gamma_{f\Pi} = 2,0$ - коефіцієнт надійності по постійному навантаженню (див. табл.8 [3])

Пішохідні

$$q_T = A_T \cdot q_{\text{пеш}} \cdot \gamma_f = 1,5 \cdot 1,96 \cdot 1,2 = 3,528 \text{кН/м}$$

$A_T = 1,5\text{м}$ - ширина тротуару прогонової будови

$q_{\text{пеш}} = 1,96 \text{кН/м}^2$ -нормативна інтенсивність пішохідного навантаження

$\gamma_f = 1,2$ -коефіцієнт надійності по пішохідному навантаженню (див. табл.16.2 [3])

Рухоме навантаження А11

Перша модель завантаження є завантаженням всіх смуг моста розподіленим навантаженням інтенсивності v а також навантаженням від двовісного тандему, із зусиллям на вісь P .

Загальна інтенсивність навантаження від автотранспорту, з урахуванням кількості смуг і коефіцієнта полосності, обчислюється як

$$v = 0,981 \cdot K \cdot \gamma_{fv} \cdot s_1 \cdot (1 + \mu)_v = 0,981 \cdot 11 \cdot 1,20 \cdot 1,6 \cdot 1,1 = 22,79 \text{кН/м}$$

$K = 11$ - клас навантаження (п.2.12[3])

$\gamma_{fv} = 1,20$ - коефіцієнт надійності для рівномірно розподіленого навантаження (див. табл. 14 [3])

$$(1 + \mu) = 1 + \frac{15}{37,5 + \lambda} = 1 + \frac{15}{37,5 + 110} = 1,1\text{- динамічний коефіцієнт (см.п. 2.22 [3])}$$

Оскільки кількість завантажуваних смуг руху автотранспорту не повинна перевищувати проектну кількість смуг прогонової будови, то коефіцієнт полосності для визначення від завантаження смугами АК слід прийняти (п.2.14 [3]):

$$s_1 = (1,0 + 0,60) = 1,60$$

Зусилля на вісь тандему отримаємо у вигляді:

$$P = 9,81 \cdot K \cdot s_1 \cdot \gamma_f \cdot (1 + \mu) = 9,81 \cdot 11 \cdot 2,0 \cdot 1,5 \cdot 1,1 = 356,103 \text{кН}$$

$\gamma_{fP} = 1,50$ - коефіцієнт надійності для навантаження від 2-х осного візка (см.табл.14[3])

$s_1 = (1,0 + 1,0) = 2,0$ - коефіцієнт полосності.

1.2.4. Рухоме навантаження НК80

Друга модель завантаження представлена одиночним навантаженням від чотиривісного тандему НК, з навантаженням на вісь

$$P = P_1 \cdot \gamma_{f\text{НК}} \cdot (1 + \mu)_{\text{НК}} = 196 \cdot 1 \cdot 1 = 196 \text{кН}$$

$\gamma_{f\text{НК}} = 1,0$ - коефіцієнт надійності по тимчасовому навантаженню (змітав. 16.2 [3]) $(1 + \mu)_{\text{НК}} = 1,0$ - динамічний коефіцієнт (див. табл. 17.2 [3])

3.2.3. Визначення максимальних згинальних моментів і поперечних сил в перерізах прогонової будови

Таблиця 3.1 Розрахунок максимальних зусиль і моментів, що вигинають, в нерозрізній прогонової будові 4x110 м

Тип Л.В.	Площадь участка л.в.							Нагрузки, кН/м (кН)				Усилия				Сочетания нагрузок		
	ω1	ω2	ω3	ω4	max	Σω+	Σω-	qp, Кн/м	Временная А11			НК-80	от пост.	А11		НК-80	max	min
									v	P	q _{лещ}			max	min			
M2	-292,463	900,928	-239,276	79,758	19,030	980,686	-531,739	115,8	22,76	712,206	3,528	784	51988,08	52886,83	-13978,34	14919,52	104874,90	38009,73
M1	1113,778	-292,449	79,012	-26,587	21,980	1192,789	-319,036						101180,64	62664,62	-8386,81	17232,32	163845,26	92793,83
Ma	-802,780	-584,925	159,528	-53,173	-11,220	159,528	-1440,878						-148380,34	4193,66	-53859,69	-8796,48	-144186,69	-202240,04
Ma'	-381,978	-548,336	149,541	-49,852	-8,147	149,541	-980,166						-96186,39	3931,13	-37371,29	-6387,248	-92255,26	-133557,68
Mb	212,682	-638,096	-638,096	212,682	-9,438	425,365	-1276,193						-98525,88	11181,98	-46992,15	-7399,392	-87343,90	-145518,03
Mc	-20,436	2,659	-0,725	0,242	-0,421	2,900	-21,161						-2114,62	76,24	-1155,97	-330,064	-2038,38	-3270,59
Qa — п	-9,183	-47,640	7,250	-2,417	1,000	7,250	-59,240						-6020,46	1614,99	-1557,30	784	-4405,46	-7577,75
Qa — л	55,375	5,317	-1,450	0,483	-1,000	61,176	-1,450						6916,27	183,79	-1462,53	-784	7100,06	5453,73
Qb	2,417	-7,250	-48,610	9,183	1,000	11,600	-55,860						-5125,26	1729,35	-1468,44	784	-3395,91	-6593,70
Qc	-40,874	5,202	-1,450	0,483	1,000	5,685	-42,324						-4242,82	1573,86	-1112,62	784	-2668,95	-5355,44

Оскільки довжина завантажуваних ліній впливу істотно більше 20 м, то навантаження від колісних візків при завантаженні приймаються зосередженими, рівними:

$$\text{для А11: } P = 2 \cdot P_{A15} = 2 \cdot 356,103 = 712,206 \text{ кН}$$

$$\text{для НК-80: } P = 4 \cdot P_{\text{НК-80}} = 4 \cdot 196 = 784 \text{ кН}$$

З таблиці 1 видно, що максимальні по модулю моменти, що вигинають, від дії поєднання рухомого і постійного навантажень рівні:

$$\text{у крапці над опорою А (див. рис.1): } M_A = -202240,04 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\text{в середині прольоту АС — перерізі 1 (див. рис.1): } M_1 = 163845,26 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

3.2.4 Визначення геометричних характеристик перерізу прогонової будови з урахуванням коефіцієнтів редуції ортотропних плит

При вигині балок верхня і нижня ортотропні плити включаються в роботу спільно із стінками подовжніх балок тільки за рахунок передачі дотичної напруги із стінок на плити. При цьому необхідно враховувати, що в цьому випадку в роботу включається тільки частина ортотропної плити — на ділянці «ефективної ширини» b_{ef} , яка менше номінальної ширини плити b_0 . Відношення ефективної ширини b_{ef} до номінальної ширини плити складає коефіцієнт редуції β :

$$b_{ef} = \beta \cdot b_0$$

Згідно методиці, викладеній в п.5.1.4.1 [3], коефіцієнт редуції для кожної ділянки ортотропної плити.

Значення моментів інерції перерізів прогонової будови (для визначення напруги в елементах ортотропних плит від їх вигину, при спільній роботі у складі всієї прогонової будови) в середині прольоту і на опорі винесені в таблицю 3.2:

Таблиця 3.2. Геометричні характеристики поперечних перерізів прогонової будови

Найменування перерізу*	A, м ²	У _{max} , М	У _{min} , М	I _x , М ⁴
Переріз В т. С (Січ.0)	0,5196	2,4388	1,1892	1,2213
Переріз В т. 1 (Січ.4)	0,5472	2,3170	1,3110	1,1985
Переріз В т. А' (Січ.8.1)	0,5094	2,0075	1,6205	1,0660
Переріз В т. А (Січ.8)	0,6152	1,9054	1,7226	1,2496
Переріз В т. 2 (Січ.12)	0,5125	2,4637	1,1643	1,1849
Переріз В т. В (Січ.16)	0,4828	2,0492	1,5788	1,01

*- в дужках вказані найменування перерізів, використані в п.1 розділу «Розрахунок перерізів прогонової будови».

Розрахунок коефіцієнтів редуції для різних ділянок верхньою і нижньою ортотропної плит, а також розрахункові геометричні характеристики поперечних перерізів в кожній $1/8L$ нерозрізної прогонової будови, з урахуванням коефіцієнтів редуції виконаний в п.1 розділу «Розрахунок перерізів прогонової будови».

3.2.5 Розрахунок верхньої ортотропної плити

Розрахункові перерізи подовжнього і поперечного ребер приведені на рис. 3.3 і рис.3.4.

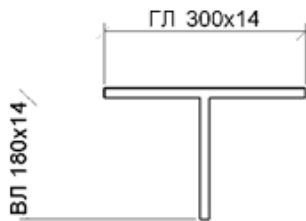


Рисунок 3.3 – Розрахунковий переріз подовжнього ребра верхньої ортотропної плити

Розрахункові геометричні характеристики подовжнього ребра:

$$A_{\text{поп}} = 6,72 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2$$

$$y_c = 0,1506 \text{ м}$$

$$I_{sl} = 2,169 \cdot 10^{-5} \text{ м}^4$$

$$y_{\text{max}} = 0,0434 \text{ м}$$

$$y_{\text{min}} = -0,1506 \text{ м}$$

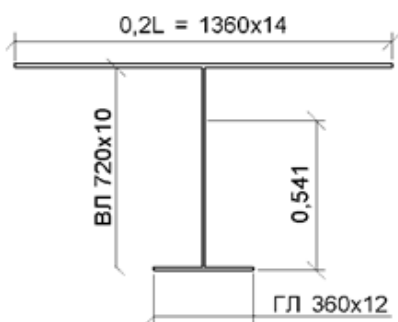


Рисунок 3.4 – Розрахунковий переріз поперечного ребра ортотропної плити між головними балками прогонової будови

Розрахункові геометричні характеристики поперечного ребра:

$$A = 3,044 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$$

$$y_c = 0,5407 \text{ м}$$

$$I_s = 2,408 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$y_{\text{max}} = 0,2053 \text{ м}$$

$$y_{\text{min}} = -0,5407 \text{ м}$$

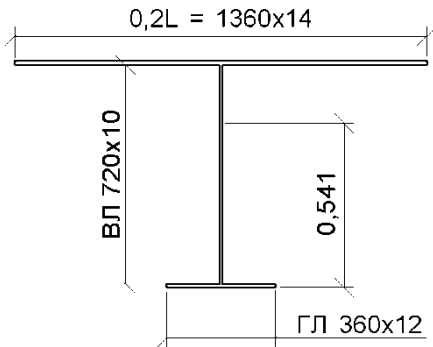


Рисунок 3.5 – Розрахунковий переріз поперечного ребра ортотропної плити між головними балками прогонової будови

Розрахункові геометричні характеристики поперечного ребра:

$$A = 3,044 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$$

$$y_c = 0,5407 \text{ м}$$

$$I_s = 2,408 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$y_{max} = 0,2053 \text{ м}$$

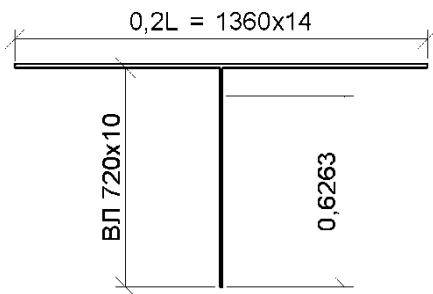
$$y_{min} = -0,5407 \text{ м}$$


Рисунок 3.6 – Розрахунковий переріз поперечного ребра ортотропної плити на консолі

Розрахункові геометричні характеристики поперечного ребра:

$$A = 2,624 \cdot 10^{-2} \text{ м}^2$$

$$I_s = 1,015 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$y_{max} = 0,1077 \text{ м}$$

$$y_{min} = -0,6263 \text{ м}$$

3.2.6 Розрахунок подовжнього ребра

Розрахунковою схемою подовжнього ребра верхньої ортотропної плити приймемо трипрогонову нерозрізну балку з прольотом - відстань між поперечними балками прогонової будови. Лінії впливу моментів, що вигинають, в середині розрахункового прольоту і на опорі (у точці перерізу подовжнього ребра з поперечним) показані на рис. 3.7.

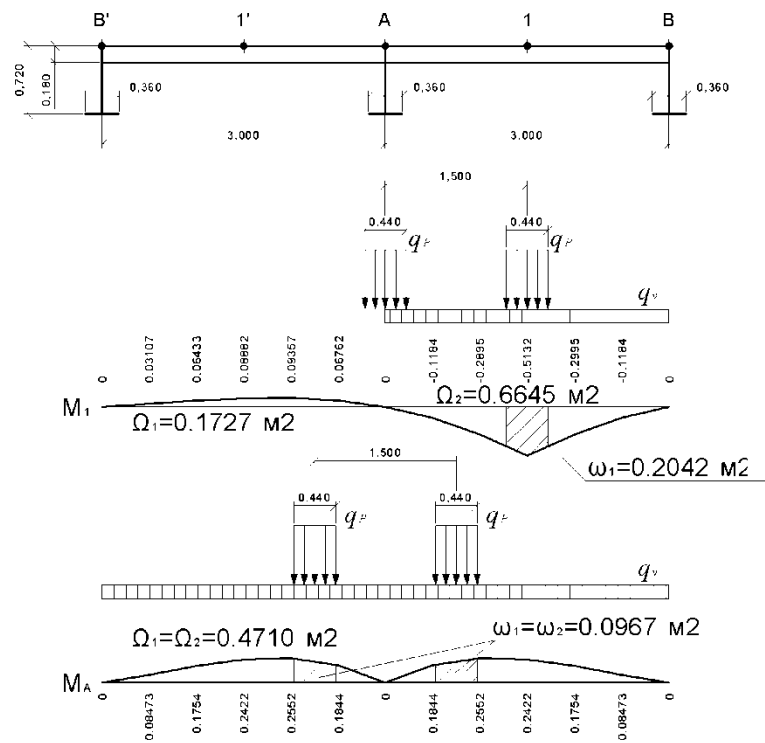


Рисунок 3.7 – Лінії впливу згинальних моментів

Визначення навантажень

Постійні навантаження від ваги подовжнього ребра і асфальтобетону

$$q_{\Pi} = q_{\Pi}^{\text{мет}} + q_{\Pi}^{\text{асф}} = 0,569 + 1,424 = 1,993 \text{ кН/м}$$

$$q_{\Pi}^{\text{мет}} = A \cdot l \cdot \rho_m \cdot g \cdot \gamma_{\Pi} = 6,72 \cdot 10^{-3} \cdot 1 \cdot 7,85 \cdot 9,81 \cdot 1,1 = 0,569 \text{ кН/м, где}$$

$\gamma_{\Pi} = 1,1$ - коефіцієнт надійності по постійному навантаженню (см.табл.6.2 [3])

$$q_{\Pi}^{\text{асф}} = a_{\text{сеч}} \cdot h_{\text{асф}} \cdot \rho_{\text{асф}} \cdot g \cdot \gamma_{\Pi} = 0,3 \cdot 0,11 \cdot 2,2 \cdot 9,81 \cdot 2 = 1,424 \text{ кН/м}$$

$a_{\text{сеч}} = 0,3\text{м}$ - ширина ГЛ розрахункового перерізу подовжнього ребра

$h_{\text{асф}} = 0,11\text{м}$ - товщина асфальтобетонного покриття

$\rho_{\text{асф}} = 2,2\text{т/м}^3$ - щільність асфальтобетону

$\gamma_{\Pi} = 2,0$ - коефіцієнт надійності по постійному навантаженню (см.табл.6.2 [3])

Рухоме навантаження А11

Довжина ділянки уздовж поперечного ребра, уздовж якого розповсюджується тиск від коліс тандему складе

$$d_1 = d + 2 \cdot h_{\text{асф}} = 0,6 + 2 \cdot 0,11 = 0,82\text{м}$$

Загальна інтенсивність навантаження від автотранспорту обчислюється як

$$v = \frac{0,981 \cdot K \cdot \gamma_{fv} \cdot (1 + \mu)_v}{2} = \frac{0,981 \cdot 11 \cdot 1,20 \cdot 1,1}{2} = 7,122 \text{ кН/м}$$

$K = 11$ - клас навантаження

$\gamma_{fv} = 1,20$ - коефіцієнт надійності по тимчасовому навантаженню (табл. 14 [3])

$(1 + \mu) = 1,1$ - динамічний коефіцієнт

Інтенсивність навантаження від автотранспорту обчислюється як частина від загального навантаження, розподіленого упоперек моста:

$$q_v = \frac{v \cdot a_{\text{сеч}}}{d_1} = \frac{7,122 \cdot 0,3}{0,82} = 2,61 \text{кН/м}$$

Зусилля на піввісь тандему отримаємо у вигляді:

$$P = \frac{9,81 \cdot K \cdot \gamma_{fp} \cdot (1 + \mu)_P}{2} \cdot \omega_p = \frac{9,81 \cdot 11 \cdot 1,5 \cdot 1,1}{2} \cdot 0,3 = 26,707 \text{кН}$$

$\gamma_{fp} = 1,50$ - коефіцієнт надійності по тимчасовому навантаженню (табл. 14 [3])

$\omega_p = 0,3 \text{м}^2$ - площа лінії впливу опорної реакції нерозрізної балки з прольотами, рівними відстаням між подовжніми ребрами.

Довжина ділянки уздовж подовжнього ребра, уздовж якого розповсюджується тиск від коліс тандему складе:

$$c_1 = c + 2 \cdot h_{\text{асф}} = 0,2 + 2 \cdot 0,11 = 0,42 \text{м}$$

Інтенсивність розподіленого навантаження від коліс тандемів складає:

$$q_P = \frac{P}{c_1} = \frac{26,707}{0,42} = 63,59 \text{кН/м}$$

Визначення згинальних моментів і зусиль.

Момент, що вигинає, в розрахунковому перерізі подовжнього ребра обчислюється згідно формулі:

$$M_{sl} = M_1 + M$$

M_1 - момент, що вигинає, в окремому подовжньому ребрі, розрахунковий переріз якого включає прилеглі ділянки листа наздогнала, розглянутому як нерозрізна балка на жорстких опорах.

M - момент, що вигинає, в опорному перерізі подовжнього ребра при вигині ортотропної плити між головними балками, який обчислюється завантаженням

поверхні впливу навантаженням, яке прикладається у вузлах перерізу подовжніх ребер плити з поперечними.

Для визначення ординат поверхні лінії впливу моменту, що вигинає, визначимо коефіцієнт, який характеризує жорсткість вигину ортотропної плити, який визначається як

$$z = 0,0616 \frac{L^4}{l^3} \frac{I_{sl}}{a_{сеч} \cdot I_s} = 0,0616 \frac{6,8^4}{3,0^3} \frac{2,169 \cdot 10^{-5}}{0,3 \cdot 2,408 \cdot 10^{-3}} = 0,146$$

$L = 6,8\text{м}$ - проліт поперечного ребра

$l = 3,0\text{м}$ - розрахунковий проліт подовжнього ребра

Ординати лінії впливу в опорних перерізах для подовжнього ребра розташованого по центру ортотропної плити між головними балками будуть визначатися по формулі:

$$M_{1,iu} = \frac{2a}{L} M_{1i} \sin\left(\pi \frac{u}{L}\right), \text{ где}$$

$u = 0,5L$ - ордината додатку навантаження від початку поперечного ребра

M_u - визначається по Таблиці 1 Додатку F [1] залежно від коефіцієнта з множенням на розрахункову довжину подовжнього ребра $l = 3,0\text{м}$.

$$M_{11} = 0,0642 \cdot 3,0 = 0,1926\text{м}$$

$$M_{12} = -0,0358 \cdot 3,0 = -0,1074\text{м}$$

$$M_{1,11} = \frac{2 \cdot 0,3}{6,8} 0,1926 = 0,01699\text{м}$$

$$M_{1,12} = \frac{2 \cdot 0,3}{6,8} - 0,1074 = -0,009476\text{м}$$

Момент, що вигинає, обчислюється завантаженням поверхні впливу навантаженням, яке прикладається у вузлах перерізу подовжніх ребер плити з поперечними. Приймаючи, що розрахунковою схемою подовжнього ребра була вибрана нерозрізна трипрогонова балка, те значення моменту, що вигинає, буде визначатися завантаженням отриманої лінії впливу моменту, що вигинає, реакціями опор подовжнього ребра від завантаження рухомим навантаженням.

Лінії впливу реакцій опор дивись рис. 3.8.

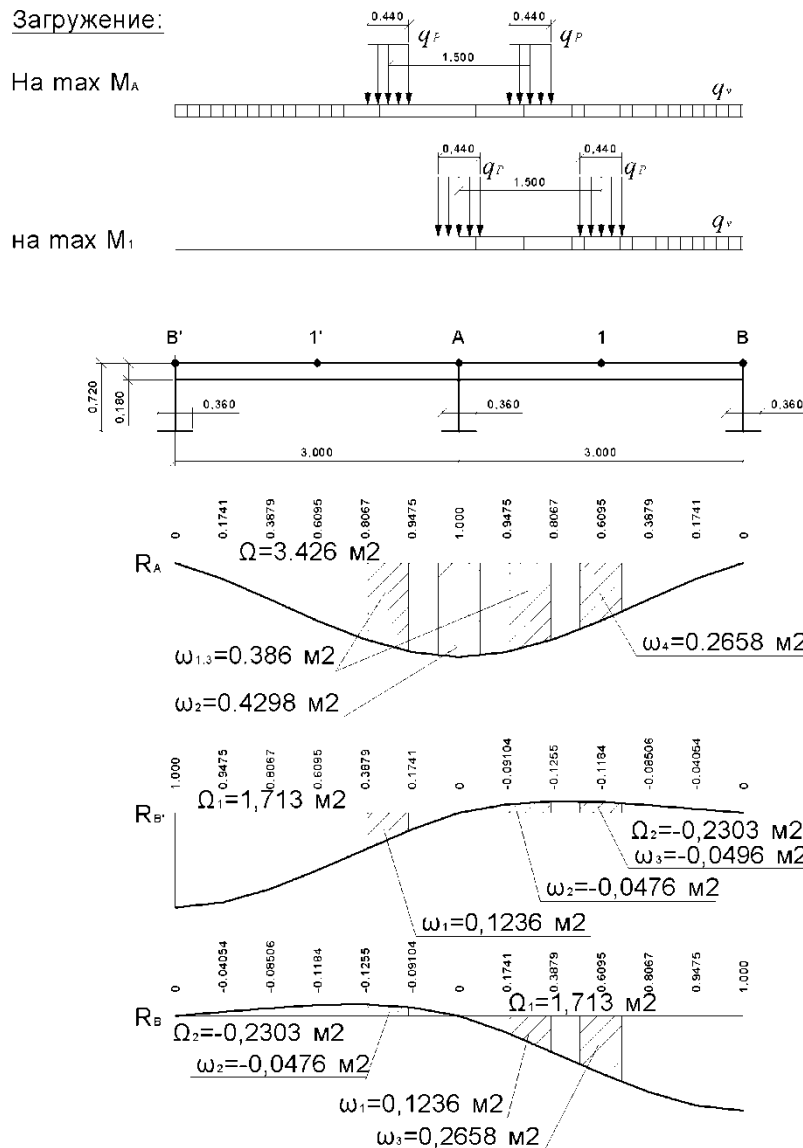


Рисунок 3.8 – Лінії впливу реакцій опор

Тоді реакції опор будуть рівні:

при завантаженні на M_A :

$$R_A = \Omega \cdot q_v + 2 \cdot \omega_{1,2} \cdot q_P = 3,426 \cdot 3,18 + 2 \cdot 0,386 \cdot 63,59 = 58,03 \text{кН}$$

$$\begin{aligned} R_B = R_B' &= (\Omega_1 + \Omega_2) \cdot q_v + (\omega_1 + \omega_2) \cdot q_P = \\ &= (1,713 - 0,2303) \cdot 2,61 + (0,1236 - 0,0476) \cdot 63,59 = 8,7 \text{кН} \end{aligned}$$

при завантаженні на M_1 :

$$\begin{aligned} R_A &= \Omega \cdot q_v + (\omega_2 + \omega_3) \cdot q_P = \\ &= 3,426 \cdot 2,61 + (0,4298 + 0,2658) \cdot 63,59 = 53,18 \text{кН} \end{aligned}$$

$$R_B = \Omega_1 \cdot q_v + \omega_3 \cdot q_P = 1,713 \cdot 2,61 + 0,2658 \cdot 63,59 = 21,37 \text{кН}$$

$$R_B' = \Omega_2 \cdot q_v + \omega_3 \cdot q_P = -0,2303 \cdot 2,61 - 0,0496 \cdot 63,59 = -3,76 \text{кН}$$

Тоді величина згинального моменту буде визначаться як

$$M = (R_B + R_B') \cdot M_{1,12} + R_A \cdot M_{1,11}$$

При завантаженні на максимум

$$M = -0,009476 \cdot 2 \cdot 8,7 + 0,01699 \cdot 58,03 = 1,15 \text{кН} \cdot \text{м}$$

При завантаженні на максимум

$$M = -0,009476 \cdot (21,37 - 3,76) + 0,01699 \cdot 53,18 = 0,74 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Для визначення значень моменту, що вигинає, скористаємося лініями впливу, приведеними на рис.5. Тоді значення обчислюватиметься за формулою:

$$M_1 = q_v \cdot \Omega + q_p \cdot \omega$$

При завантаженні на максимум

$$M_1 = -2 \cdot 0,0967 \cdot 63,59 - 2 \cdot 0,4170 \cdot 2,61 = -14,48 \text{кН} \cdot \text{м}$$

При завантаженні на максимум

$$M_1 = 0,2042 \cdot 63,59 + 0,6645 \cdot 2,61 = 14,72 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Момент, що вигинає, в розрахунковому перерізі подовжнього ребра від дії місцевих навантажень буде рівний:

при завантаженні на максимум в крапці А:

$$M_{sl(A)} = M_1 + M = -14,48 + 1,15 = -13,33 \text{кН} \cdot \text{м}$$

при завантаженні на максимум в крапці 1:

$$M_{sl(1)} = M_1 + M = 14,72 + 0,74 = 15,46 \text{кН} \cdot \text{м}$$

Значення подовжніх нормальних зусиль в розрахунковому перерізі буде визначатися по формулі:

$$\sigma = \frac{M \cdot y}{I_x}$$

M - значення моменту, що вигинає, в розрахунковому перерізі

I_x - момент інерції

y - відстань від нейтральної осі перерізу, до точки перерізу, в якій визначається напруга.

Значення поперечних сил, що діють на подовжній ребро від дії місцевих навантажень обчислюється шляхом завантаження ліній впливу поперечних сил Q (рис. 3.9)

Завантаження:

На max M_A

на max M_1

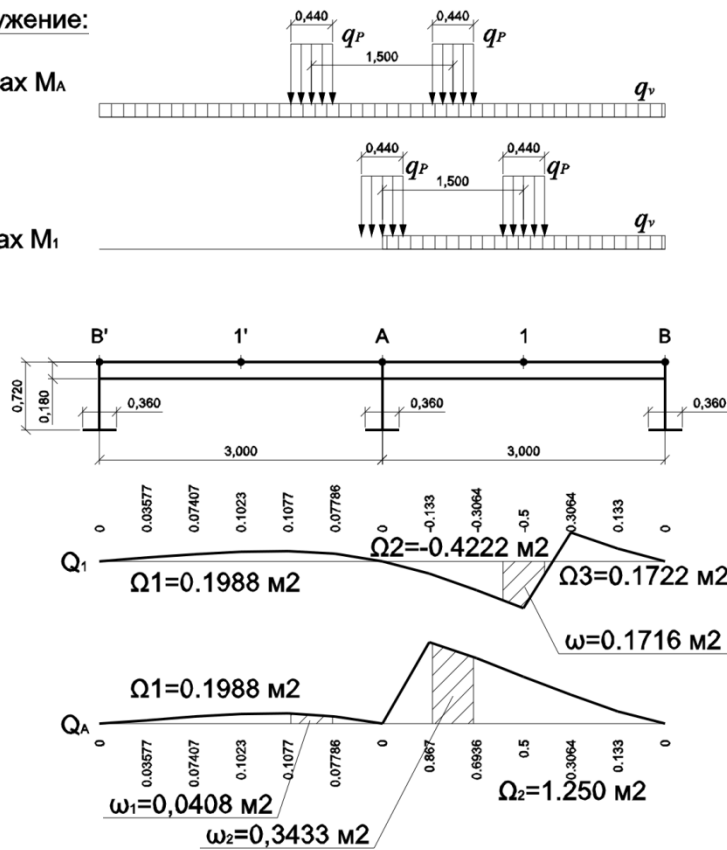


Рисунок 3.9 – Завантаження ліній впливу поперечних сил

$$Q_1 = (\Omega_2 + \Omega_3) \cdot q_v + \omega \cdot q_P =$$

$$= (-0,4222 + 0,1722) \cdot 2,61 + 0,1716 \cdot 63,59 = 10,26 \text{кН}$$

$$Q_A = (\Omega_1 + \Omega_2) \cdot q_v + (\omega_1 + \omega_2) \cdot q_P =$$

$$= (0,1988 + 1,250) \cdot 2,61 + (0,3433 + 0,0408) \cdot 63,59 = 28,21 \text{кН}$$

3.2.7 Перевірка міцності розтягнутого крайнього нижнього волокна поздовжнього ребра

Дані перевірки міцності виконуються в зоні максимальних розтягуючих моментів від дії місцевих навантажень і навантажень від роботи плити спільно з подовжніми балками прогонової будови.

Перевірка 1:

$$\Psi \cdot \sigma_{xc} + m_1 \cdot \chi_1 \cdot \sigma_{xp} \leq R_y \cdot m$$

Де - напруга в нижній кромці подовжнього ребра від вигину плити при спільній роботі з головними балками (у місці того, що спирається розрахункового прольоту головних балок):

$$\sigma_{xc} = \frac{M_A \cdot y_1^{\text{надопорої}}}{I_x^{\text{оп}}} = \frac{202240,04 \cdot (1,7226 - 0,014 - 0,18)}{1,2496} = 247,4 \text{МПа}$$

σ_{xp} - напруга в нижній кромці подовжнього ребра від дії місцевих навантажень (обчислюється для крапки в середині розрахункового прольоту подовжнього ребра):

$$\sigma_{xp} = \frac{M_{sl(1)} \cdot y_{sl(1)}}{I_{sl}} = \frac{15,46 \cdot 0,1506}{2,169 \cdot 10^{-5}} = 107,34 \text{ МПа}$$

Ψ - коефіцієнт, який визначається згідно п.4.26 [1] залежно від геометричних характеристик розрахункового перерізу:

$$A_{fmin} = 0; \quad \frac{A_{fmin}}{A_{fmax}} = 0; \quad \frac{A_{fmax}}{A_w} = \frac{0,0042}{0,00252} = 1,67$$

$$A_{fmax} = 0,3 \cdot 0,014 = 0,042 \text{ м}^2; \quad A_w = 0,18 \cdot 0,014 = 0,00252 \text{ м}^2$$

$$\omega = \frac{\sigma_{xc}}{R_y \cdot m} = \frac{190,7}{350 \cdot 1} = 0,545 \text{ – коефіцієнт}$$

Підставивши набутих значень в таблицю 4.15 [1] шляхом інтерполяції отримаємо $\Psi = 1,00$

m_1 — коефіцієнт, який обчислюється шляхом інтерполяції значень (табл.2, додат. F [1]) залежно від відношення $m_1 = 0,13$.

$\chi_1 = 0,9$ - коефіцієнт впливу власної залишкової напруги.

$m = 1,00$ - коефіцієнт умов роботи, прийнятий згідно табл.4.12 [1].

$R_y = 350 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір для сталі 10ХСНД.

$$\Psi \cdot \sigma_{xc} + m_1 \cdot \chi_1 \cdot \sigma_{xp} \leq R_y \cdot m$$

$$1,00 \cdot 247,4 + 0,13 \cdot 0,9 \cdot 107,34 = 259,96 \text{ МПа} \leq 350 \cdot 1,00 = 350 \text{ МПа}$$

умова виконується

Перевірка 2:

$$\sigma_{xc} + \sigma_{xp} \leq R_{yn} \cdot m \cdot m_2$$

$$247,4 + 107,34 = 354,74 \text{ МПа} \leq 390 \cdot 1 \cdot 1,6 = 624 \text{ МПа}$$

умова виконується

m_2 — коефіцієнт, який обчислюється шляхом інтерполяції значень (табл.2, прил. F [1]) залежно від відношення $m_2 = 1,60$.

$R_{yn} = 390 \text{ МПа}$ - нормативний опір для сталі 10ХСНД.

3.2.8 Перевірка міцності стислого крайнього нижнього волокна подовжнього ребра

Виконується в перерізах подовжніх ребер, розташованих над поперечними балками в зоні, де ортотропна плита стисла від загальної роботи моста:

$$\Psi \cdot \sigma_{xc} + \frac{\chi_2 \cdot \sigma_{xp}}{\kappa} \leq R_y \cdot m$$

где- напруга в нижній кромці подовжнього ребра від вигину плити при спільній роботі з головними балками (в середині розрахункового прольоту головних балок):

$$\sigma_{xc} = \frac{M_{AC} \cdot y_1}{I_x^{\text{прол}}} = \frac{163845,26 \cdot (1,311 - 0,014 - 0,18)}{1,1985} = 152,704 \text{ МПа}$$

σ_{xp} - напруга в нижній кромці подовжнього ребра від дії місцевих навантажень (обчислюється для точки того, що спирається розрахункового прольоту подовжнього ребра):

$$\sigma_{xp} = \frac{M_{sl(A)} \cdot y_{sl(A)}}{I_{sl}} = \frac{13,33 \cdot 0,1506}{2,169 \cdot 10^{-5}} = 92,55 \text{ МПа}$$

Ψ - коефіцієнт, який визначається згідно п. 4.26 [1] залежно від геометричних характеристик розрахункового перерізу:

$$A_{fmin} = 0; \quad \frac{A_{fmin}}{A_{fmax}} = 0; \quad \frac{A_{fmax}}{A_w} = \frac{0,0042}{0,00252} = 1,67$$

$$A_{fmax} = 0,3 \cdot 0,014 = 0,042 \text{ м}^2; \quad A_w = 0,18 \cdot 0,014 = 0,00252 \text{ м}^2$$

$$\omega = \frac{\sigma_{xc}}{R_y \cdot m} = \frac{-130,03}{350 \cdot 1} = -0,372 - \text{коефіцієнт}$$

Підставивши набутих значень в таблицю 4.15 [1] шляхом інтерполяції отримаємо $\Psi = 1,00$

Коефіцієнт обчислюється згідно п. 4.24 [1], залежно від значення середньої дотичної напруги в стінці подовжнього ребра:

$$\tau_m = \frac{Q_p}{h_w \cdot t_w} = \frac{28,21}{0,18 \cdot 0,014} = 11,19 \text{ МПа} < 0,25 R_s = 50,25 \text{ МПа}$$

де $R_s = \frac{0,58 \cdot R_{yn}}{\gamma_m} = \frac{0,58 \cdot 390}{1,125} = 201,07 \text{ МПа}$ - розрахунковий опір стали 10ХСНД на зріз;

Тоді згідно табл.4.13. [1]

$\chi_2 = 1,1$ - коефіцієнт впливу власної залишкової напруги.

$$\Psi \cdot \sigma_{xc} + \frac{\chi_2 \cdot \sigma_{xp}}{k} \leq R_y \cdot m$$
$$1,00 \cdot 152,704 + \frac{1,1 \cdot 92,55}{1,243} = 234,607 \text{ МПа} \leq 350 \cdot 1 = 350 \text{ МПа}$$

УМОВА ВИКОНУЄТЬСЯ

3.2.9 Перевірки міцності поперечної балки

Розрахунковими схемами поперечної балки прийняті:

- а) балка на двох опорах, розрахунковою довжиною 6,8 м — для ділянки поперечної балки між головними балками прогонової будови;
- б) жорстко затиснена консоль, розрахунковою довжиною 3,8 м — для консольної ділянки поперечної балки.

Розрахункові перерізи, а також основні геометричні характеристики, прийняті в розрахунку показані на рис.3.10 і рис. 3.11, відповідно.

Для виконання всіх необхідних перевірок міцності поперечного ребра, необхідно визначити значення моменту, що вигинає, і поперечної сили в середині розрахункового прольоту поперечної балки, в точці того, що її спирається і затискання.

Лінії впливу моменту, що вигинає, для крапки в середині прольоту, поперечної сили для крапки на опорі поперечної балки, а також схеми завантажень в самому невигідному розташуванні навантаження показані на рис.8а і рис.8б (для ділянки поперечної балки між головними балками прогонової будови і для ділянки консолі відповідно).

Значення постійного навантаження, розподіленого по довжині поперечної балки, визначається як:

$$q_{\text{п}} = q_{\text{весапрод.ипоп.ребер}} + q_{\text{а.б.}} = \left(\frac{6,72 \cdot 10^{-3} \cdot 3,0}{0,3} + 0,72 \cdot 0,01 + 0,36 \cdot 0,012 \right) \cdot 9,81 \cdot 7,85 \cdot 1,25 + 3,0 \cdot 0,11 \cdot 2,2 \cdot 9,81 \cdot 2 = 21,82 \text{ кН/м}$$

Максимальний момент, що вигинає, від постійного навантаження в середині розрахункового прольоту поперечної балки:

а) для ділянки між головними балками: $M_{\Pi} = \frac{ql^2}{8} = \frac{21,82 \cdot 6,8^2}{8} = 126,12 \text{кНм};$

б) для консолі: $M_{\Pi} = \frac{ql_{\text{консоли}}^2}{2} = \frac{21,82 \cdot 3,8^2}{2} = 157,54 \text{кНм}$ - де в якості прийнята велика довжина зовнішньої консолі поперечної балки прогонової будови.

Максимальна поперечна сила від постійного навантаження в опорному перерізі розрахункового прольоту поперечної балки:

а) для ділянки між головними балками: $Q_{\Pi} = \frac{ql}{2} = \frac{21,82 \cdot 6,8}{2} = 74,19 \text{кН};$

б) для консолі:

Завантаживши лінію впливу R_A (мал. б), отримаємо максимальну реакцію поперечного ребра на тиск однієї нитки рухомого навантаження:

$$P_2 = \Omega \cdot q_v + 2 \cdot \omega_{1,2} \cdot q_P =$$

$$= \frac{3,426 \cdot 0,981 \cdot 11 \cdot 1,20 \cdot 1,1}{2} + \frac{2 \cdot 0,386 \cdot 9,81 \cdot 11 \cdot 1,5 \cdot 1,1}{2} = 93,13 \text{кН/м}$$

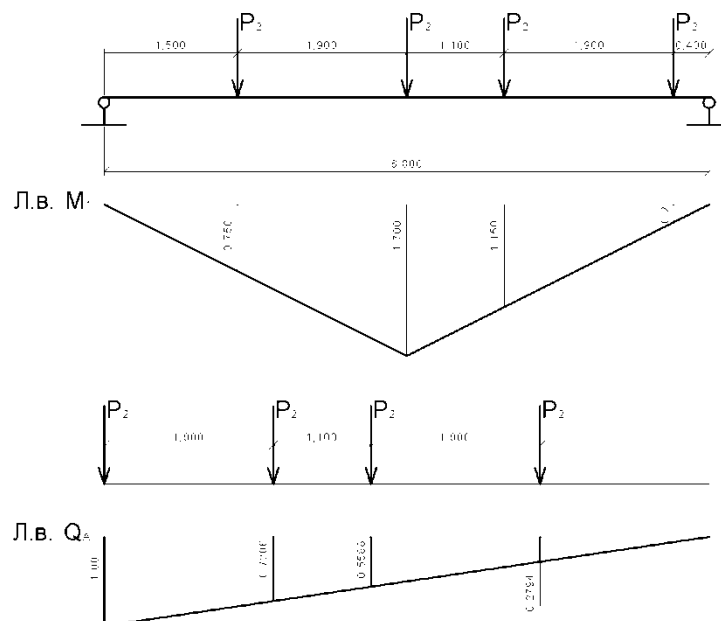


Рис.3.10 Завантаження ділянки поперечної балки між головними балками прогонової будови.

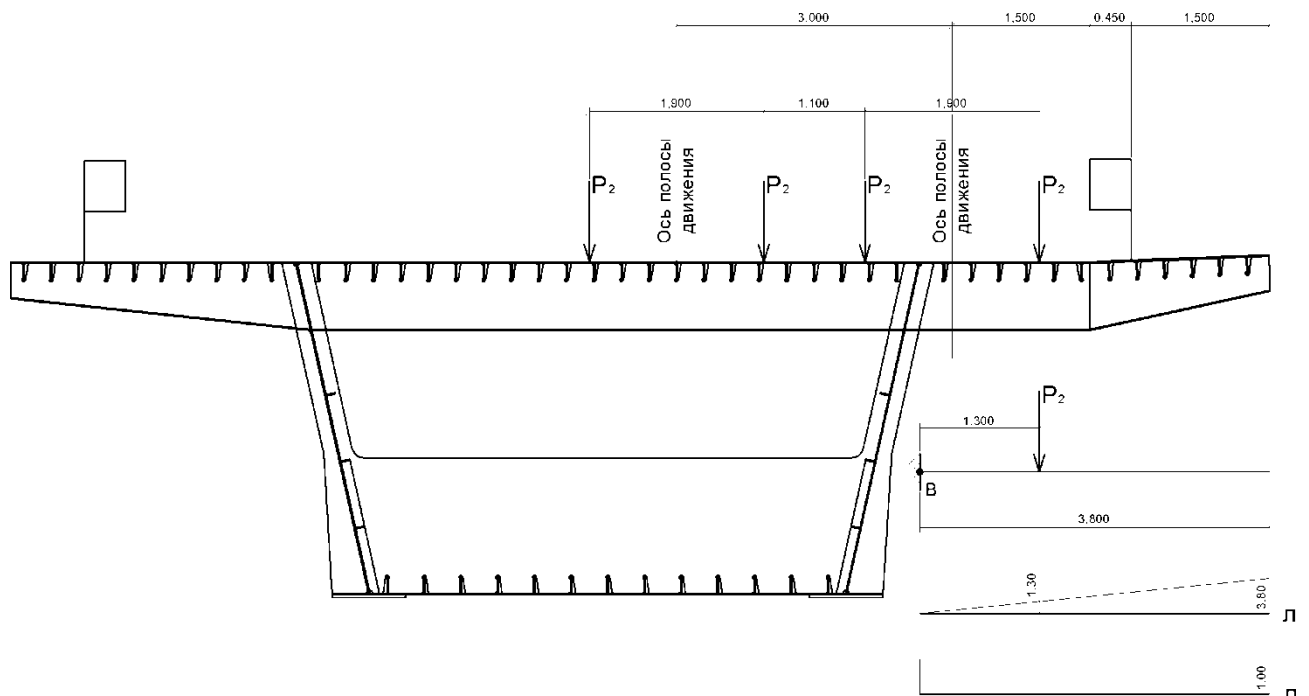


Рис.3.11 Завантаження консолі поперечної балки.

Максимальні зусилля від дії тимчасового навантаження:

момент, що вигинає, в середині розрахункового прольоту:

$$M_{вр} = P_2 \sum y = 93,13 \cdot (1,700 + 1,15 + 0,75 + 0,2) = 353,894 \text{кНм}$$

поперечна сила в перерізі на опори:

$$Q_{вр} = P_2 \sum y = 93,13 \cdot (1,00 + 0,7206 + 0,5588 + 0,2794) = 238,301 \text{кНм}$$

момент, що вигинає, в т. В (затискання консолі)

$$M_{вр}^{конс.} = P_2 \cdot y = 93,13 \cdot 1,3 = 121,069 \text{кНм}$$

поперечна сила в т. В (затискання консолі)

$$Q_{вр}^{конс.} = P_2 y = 93,13 \cdot 1,00 = 93,13 \text{кНм}$$

Перевірки міцності згідно розрахункової схеми №1 - для ділянки поперечної балки між головними балками прогонової будови.

$$M_s = M_{п} + M_{вр} = 126,12 + 353,894 = 480,014 \text{кНм}$$

$$Q_s = Q_{п} + Q_{вр} = 74,19 + 238,301 = 312,491 \text{кНм}$$

Міцність крайнього нижнього волокна поперечної балки перевіряється для середини прольоту по формулі:

$$\frac{\sigma_{ур}}{\chi} \leq R_{yt}$$

а також для перерізу, що примикає до головної балки:

$$\tau \leq R_{st}$$

χ - коефіцієнт, який визначається згідно п.4.24 [1] залежно від геометричних характеристик розрахункового перерізу:

$$\begin{aligned} A_{fmin} &= 0,36 \cdot 0,012 = 4,32 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2; & \frac{A_{fmin}}{A_w} &= \frac{4,32 \cdot 10^{-3}}{7,2 \cdot 10^{-3}} = 0,6 \\ A_{fmax} &= 1,36 \cdot 0,014 = 19,04 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2; & & \\ A_w &= 0,72 \cdot 0,01 = 7,2 \cdot 10^{-3} \text{ м}^2 & \frac{A_{fmin} + A_w}{A} &= \frac{4,32 + 7,2}{30,56} = 0,377 \end{aligned}$$

Підставивши набутих значень в таблицю 4.13 [1] шляхом інтерполяції отримаємо

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{ур}}{\chi} &= \frac{M_s \cdot y_1}{I_s \cdot \chi} = \frac{480,014 \cdot (0,5407 - 0,012)}{2,408 \cdot 10^{-3} \cdot 1,129} = 93,35 \text{ МПа} \\ 93,35 &< R_{yt} = 350 \text{ МПа} \end{aligned}$$

УМОВА ВИКОНУЄТЬСЯ

Максимальне значення для дотичної напруги, що виникає в перерізі поперечної балки в зоні того, що її спирається з боку середини прольоту обчислюється за формулою:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q_s \cdot S_x}{I_s \cdot b(y)} = \frac{312,491 \cdot 3,711 \cdot 10^{-3}}{2,408 \cdot 10^{-3} \cdot 0,01} = 48155 \text{ кН/м}^2 \\ 48,16 \text{ МПа} &< R_{st} = 201,07 \text{ МПа} \end{aligned}$$

УМОВА ВИКОНУЄТЬСЯ

де - статичний момент інерції для розрахункового перерізу поперечної балки;

$$\begin{aligned} S_x &= 0,36 \cdot 0,012 \cdot \left(0,541 - \frac{0,012}{2}\right) + (0,541 - 0,012) \cdot 0,01 \cdot \left(\frac{0,541 - 0,012}{2}\right) = \\ &= 2,311 \cdot 10^{-3} + 1,4 \cdot 10^{-3} = 3,711 \cdot 10^{-3} \text{ м}^3 \end{aligned}$$

$$I_s = 2,408 \cdot 10^{-3} \text{ м}^4$$

$$b(y) = 0,01 \text{ м}$$

Перевірки міцності згідно розрахункової схеми №2 - для консольної ділянки поперечної балки.

$$M_s = M_{\Pi} + M_{\text{вр}} = 157,54 + 121,069 = 278,61 \text{кНм}$$

$$Q_s = Q_{\Pi} + Q_{\text{вр}} = 82,92 + 93,13 = 176,05 \text{кНм}$$

Міцність крайнього нижнього волокна поперечної балки перевіряється для середини прольоту по формулі:

$$\frac{\sigma_{\text{ур}}}{\chi} \leq R_{yt}$$

а також для перерізу, що примикає до головної балки:

$$\tau \leq R_s t$$

χ - коефіцієнт, який визначається згідно п.4.24 [1] залежно від геометричних характеристик розрахункового перерізу:

$$\begin{aligned} A_{fmin} &= 0; & \frac{A_{fmin}}{A_w} &= \frac{0}{7,2 \cdot 10^{-3}} = 0 \\ A_{fmax} &= 1,36 \cdot 0,014 = 19,04 \cdot 10^{-3} \text{м}^2; & \frac{A_{fmin} + A_w}{A} &= \frac{0 + 7,2}{30,56} = 0,2356 \\ A_w &= 0,72 \cdot 0,01 = 7,2 \cdot 10^{-3} \text{м}^2 \end{aligned}$$

Підставивши набутих значень в таблицю 4.13 [1] шляхом інтерполяції отримаємо

$$\begin{aligned} \frac{\sigma_{\text{ур}}}{\chi} &= \frac{M_s \cdot y_1}{I_s \cdot \chi} = \frac{278,61 \cdot 0,6263}{1,015 \cdot 10^{-3} \cdot 1,255} = 136,98 \text{МПа} \\ 136,98 &< R_{yt} = 350 \text{МПа} \end{aligned}$$

УМОВА ВИКОНУЄТЬСЯ

Максимальне значення для дотичної напруги, що виникає в перерізі поперечної балки в зоні того, що її спирається з боку середини прольоту обчислюється за формулою:

$$\begin{aligned} \tau &= \frac{Q_s \cdot S_x}{I_s \cdot b(y)} = \frac{176,05 \cdot 1,961 \cdot 10^{-3}}{1,015 \cdot 10^{-3} \cdot 0,01} = 34013 \text{кН/м}^2 \\ 34,01 \text{МПа} &< R_s t = 201,07 \text{МПа} \end{aligned}$$

УМОВА ВИКОНУЄТЬСЯ

де - статичний момент інерції для розрахункового перерізу поперечної балки;

$$S_x = 0,6263 \cdot 0,01 \frac{0,6263}{2} = 1,961 \cdot 10^{-3} \text{м}^3$$

$$I_s = 1,015 \cdot 10^{-3} \text{м}^4$$

$$b(y) = 0,01 \text{м}$$

2.3. Перевірка міцності листа наздогнала

Виконується в цілому для шести точок ортотропної плити згідно формулам:

$$\sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \leq m_3 \cdot m \cdot R_y$$

$$\sigma_x = \sigma'_{xc} + \sigma'_{xp} \cdot m_4$$

$$\sigma_y = \sigma'_{yc} + \sigma'_{yp} \cdot m_4$$

$$\tau_{xy} = \tau'_{xyc} + \tau'_{xyp}$$

$$m_3 = \begin{cases} 1,15 - \text{при } \sigma_y = 0 \\ 1,10 - \text{при } \sigma_y \neq 0 \end{cases}$$

$$m_4 = \begin{cases} 1,05 - \text{для зусиль вт. А} \\ 1,00 - \text{у всіх інших випадках} \end{cases}$$

Напруги від роботи плити спільно з головними балками прогонової будови обчислюються для перерізів в середині прольоту і на опорі прогонової будови.

Переріз в середині прольоту:

$$\sigma_{xc} = \frac{M_1 \cdot y_1}{I_x} = \frac{163845,26 \cdot (1,311 - 0,014)}{1,1985} = 177,311 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{yc} = 0; \tau_{xyc} = 0$$

Переріз на опорі:

$$\sigma_{xc} = \frac{M_A \cdot y_A}{I_x} = \frac{194249,09 \cdot (1,7226 - 0,014)}{1,2496} = 276,53 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{yc} = 0$$

$$\tau_{xyc} = \frac{Q_A \cdot S_x}{I_x \cdot b(y)} = \frac{7577,75 \cdot (13,7 \cdot 0,014 \cdot (1,7226 - \frac{0,014}{2}))}{1,2496 \cdot 13,5} = 0,1478 \text{ МПа}$$

Напруга від місцевих навантажень обчислюється для крапок, найменування яких прийняті аналогічно найменуванням, вказаним в п.10.2.3. [2]:

т.А — крапка на межі листа наздогнала над серединою розрахункового прольоту подовжнього ребра;

$$\sigma_{xp} = \frac{M_{sl(1)} \cdot y_{sl(1)}}{I_{sl}} = \frac{15,46 \cdot (0,0434 - 0,014)}{2,169 \cdot 10^{-5}} = 20,96 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{yp} = 0 \tau_{xyp} = 0$$

т.В - крапка на межі листа наздогнала в місці перерізи подовжнього ребра з серединою розрахункового прольоту поперечного ребра;

$$\sigma_{xp} = \frac{M_{sl(A)} \cdot y_{sl}}{I_{sl}} = \frac{13,33 \cdot (0,0434 - 0,014)}{2,169 \cdot 10^{-5}} = 18,07 \text{ МПа}$$

$$\sigma_{yp} = \frac{M_s \cdot y_s}{I_s} = \frac{498,63 \cdot (0,2053 - 0,014)}{2,408 \cdot 10^{-3}} = 39,61 \text{ МПа}$$

$$\tau_{хур} = \frac{Q_s \cdot S_x}{I_s \cdot b(y)} = \frac{345,36 \cdot (1,36 \cdot 0,014 \cdot (0,2053 - \frac{0,014}{2}))}{2,408 \cdot 10^{-3} \cdot 0,01} = 54,16 \text{ МПа}$$

т.Е — крапка на межі листа наздогнала в місці перерізи поперечного ребра з головними балками прогонової будови.

$$\sigma_{xp} = 18,07 \text{ МПа}; \sigma_{yp} = 0; \tau_{хур} = 54,16 \text{ МПа}$$

Таблиця 3.2. Результати розрахунку листа настилу верхньої ортотропної плити на міцність.

Наименование расчетного сечения	σ_x , МПа				σ_y , МПа				τ_{xy} , МПа			m3	σ , МПа	$Ry^* m3^* m$	
	σ_{xc}	σ_{xp}	m4	σ_x	σ_{yc}	σ_{yp}	m4	σ_y	τ_{xyc}	$\tau_{хур}$	τ_{xy}				
Середина пролета	т.А	177,311	20,96	1,05	199,32	0	0	1,05	0	0	0	0	1,15	199,319	402,5
	т.В		18,07	1	195,38		39,61	1	39,61		54,16	54,16	1,1	201,999	385
	т.Е		18,07	1	195,38		0	1	0		54,16	54,16	1,15	216,734	402,5
Сечение над опорой	т.А	276,53	20,96	1,05	298,54	0	0	1,05	0	0,148	0	0,1478	1,15	298,538	402,5
	т.В		18,07	1	294,6		39,61	1	39,61		54,16	54,308	1,1	292,467	385
	т.Е		18,07	1	294,6		0	1	0		54,16	54,308	1,15	309,253	402,5

Як видно з таблиці, у всіх розрахункових перерізах умова міцності листа настилу виконується.

4. Обґрунтування технології спорудження нерозрізної прогонової будови продовження Кайдацького моста в м. Дніпро

4.1 Розрахунок будівельного підйому.

Нерозрізна прогонова будова під дією власної ваги отримує певні деформації, величину яких можна передбачити на стадії розрахунку і закласти як будівельного підйому при конструюванні.

Даний розрахунок належить до групи розрахунків по 2 групі граничних станів, а значить, повинен бути проведений на нормативні навантаження, визначені раніше.

Як було обчислено раніше $q_n'' = 79,1$ кН/м

Важливим аспектом даного розрахунку є високі вимоги до точності розрахунку, оскільки від цього буде залежати контур прогонової будови. Для цього необхідно в розрахункову схему врахувати фактичну жорсткість кожного конкретного блоку прогонової будови, яка була обчислена раніше і відображена в табл. 6 пункту 1 даного розділу.

Розрахунки проводилися в чисельному вигляді в ПК Selena на тій же розрахунковій схемі, на якій були побудовані лінії впливу, але з точнішим завданням перетинів блоків.

Отримана зігнута вісь надана на рис. 4.1.

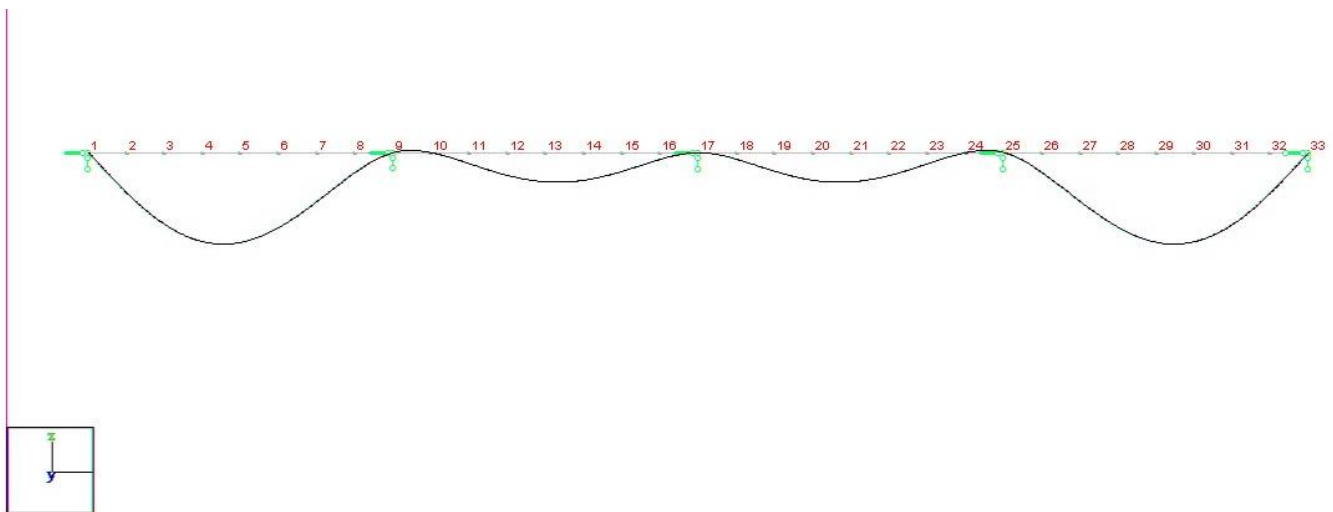


Рисунок 4.1 Зігнута вісь балки.

Чисельні значення переміщень вузлів зведені в таблицю 4.1.

Таблиця 4.1

Деформації прогонової будови під власною вагою

Вузол	ux, м	uy, м	uz, м	φx, рад	φy, рад	φz, рад
1	0	0	0	0	0.01011	0
2	0	0	-0.1323	-0.0001447	0.008961	0
3	0	0	-0.2364	-9.94e-005	0.00608	0
4	0	0	-0.2935	5.865e-005	0.002197	0
5	0	0	-0.2956	0.0002468	-0.001816	0
6	0	0	-0.2465	0.0003952	-0.005144	0
7	0	0	-0.1611	0.0004435	-0.006986	0
8	0	0	-0.06563	0.000335	-0.006491	0
9	0	0	0	0	-0.002436	0
10	0	0	-0.0001761	-0.0002101	0.001875	0
11	0	0	-0.03651	-0.0002767	0.003044	0
12	0	0	-0.07526	-0.0002663	0.002356	0
13	0	0	-0.09635	-0.0002129	0.0006057	0
14	0	0	-0.09094	-0.000144	-0.001375	0
15	0	0	-0.06154	-7.896e-005	-0.002756	0
16	0	0	-0.02211	-2.936e-005	-0.002708	0
17	0	0	0	0	7.05e-010	0
18	0	0	-0.02211	-2.937e-005	0.002708	0
19	0	0	-0.06154	-7.896e-005	0.002756	0
20	0	0	-0.09094	-0.000144	0.001375	0
21	0	0	-0.09635	-0.0002129	-0.0006057	0
22	0	0	-0.07526	-0.0002663	-0.002356	0
23	0	0	-0.03651	-0.0002767	-0.003044	0
24	0	0	-0.0001761	-0.0002101	-0.001875	0
25	0	0	0	0	0.002436	0
26	0	0	-0.06563	0.000335	0.006491	0
27	0	0	-0.1611	0.0004435	0.006986	0
28	0	0	-0.2465	0.0003952	0.005144	0
29	0	0	-0.2956	0.0002468	0.001816	0
30	0	0	-0.2935	5.865e-005	-0.002197	0
31	0	0	-0.2364	-9.941e-005	-0.00608	0
32	0	0	-0.1323	-0.0001447	-0.008961	0
33	0	0	0	0	-0.01011	0

Деформації uz і є прогинами під власною вагою прогонової будови.

4.2 Розрахунок на максимальний прогин.

Відповідно до норм проектування необхідне виконання умови

$$f_{\max} \leq \frac{L_p}{400},$$

де f_{\max} – максимальний прогин прогонової будови від тимчасового навантаження.

Розрахункове навантаження пр розрахунках по другій групі граничних станів враховується без коефіцієнтів динамічності і надійності. Інтенсивність розподільчого навантаження А11 при 2 смугах руху $v = 21.56 \frac{\kappa H}{\text{м}}$

Даним навантаженням була завантажена розрахункова модель, створена для попереднього розрахунку, і набуті значень прогинів, представлених в табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Деформації прогонової будови під тимчасовим навантаженням

Вузол	uxm	uym	uzm	Jx rad	Jy rad	Jz rad
1	0	0	0	0	0.002755	0
2	0	0	-0.03606	-3.944e-005	0.002443	0
3	0	0	-0.06444	-2.709e-005	0.001657	0
4	0	0	-0.07999	1.599e-005	0.000599	0
5	0	0	-0.08056	6.726e-005	-0.0004951	0
6	0	0	-0.06719	0.0001077	-0.001402	0
7	0	0	-0.0439	0.0001209	-0.001904	0
8	0	0	-0.01789	9.131e-005	-0.001769	0
9	0	0	0	0	-0.0006639	0
10	0	0	-4.799e-005	-5.727e-005	0.0005111	0
11	0	0	-0.009951	-7.542e-005	0.0008296	0
12	0	0	-0.02051	-7.259e-005	0.000642	0
13	0	0	-0.02626	-5.803e-005	0.0001651	0
14	0	0	-0.02479	-3.924e-005	-0.0003748	0
15	0	0	-0.01677	-2.152e-005	-0.0007512	0
16	0	0	-0.006027	-8.003e-006	-0.0007382	0
17	0	0	0	0	5.098e-011	0

Деформації uz і ϵ прогинами прогонової будови під тимчасовим навантаженням. Значення деформацій у вузлах 18-33 симетричні, тому і не були надані.

Максимально допустимий прогин для прогонової будови буде рівний

$$\frac{L_p}{400} = \frac{110}{400} = 0,275$$

м, при цьому максимальний розрахунковий прогин $f_{\max} = 0.08056$ умова виконана.

4.3 Розрахунок на монтажні навантаження

4.3.1 Загальні відомості.

Розрахунок нерозрізної прогонової будови на монтажні навантаження припускає комплекс аналітичних і чисельних досліджень, націлених на дослідження напружено-деформованого стану конструкції прогонової будови на всіх стадіях монтажу, передбачених проектом організації будівництва.

Конструкція прогонової будови, геометричні і міцнісні характеристики характерних перетинів були визначені раніше (див. розрахунок прогонової будови на експлуатаційні навантаження), саме вони і бралися в основу даного розрахунку.

Проект організації будівництва припускає подовжнє насування прогонової будови з аванбеком, зібраного конвеєрно-тиловою збіркою на підготовленому майданчику. Особливістю представленого розрахунку є безліч розрахункових схем, кожна з яких відповідає певній стадії насування прогонової будови на капітальних і приймальних опорах, основні і найбільш небезпечні з яких представлені на листі.

Найбільш небезпечними стадіями монтажу є етапи насування прогонової будови в останньому і передостанньому прольоті (між опорами 20, 19 і 18), відповідно до яких було сформовано 9 розрахункових схем (див. рис. 4.2-4.4).

Аналізуючи розроблені розрахункові схеми слід зазначити, що при насуванні кожен перетин прогонової будови на якійсь стадії працює як опорне, що істотно ускладнює його роботу. Особливо небезпечним з цих міркувань є перший прогін балок (перетини 0-8), які крім того, працюють як консольна балка.

4.3.2. Визначення зусиль.

Розрахунки внутрішніх зусиль були проведені за допомогою методу кінцевих елементів, реалізованого в програмному комплексі Selena 4.1.1. У цій програмі були сформовані відповідні розрахункові схеми, які були завантажені навантаженням від власної ваги конструкцій.

Одна з розрахункових схем і розроблена для неї модель представлені нижчим.

Епюри поперечних сил, моментів, що крутять і вигинають, для різних стадій завантаження представлені нижче.

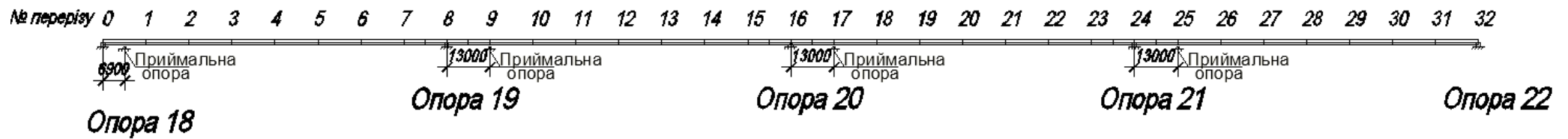


Рисунок 4.2 – Розрахункова схема змонтованої прогонової будови

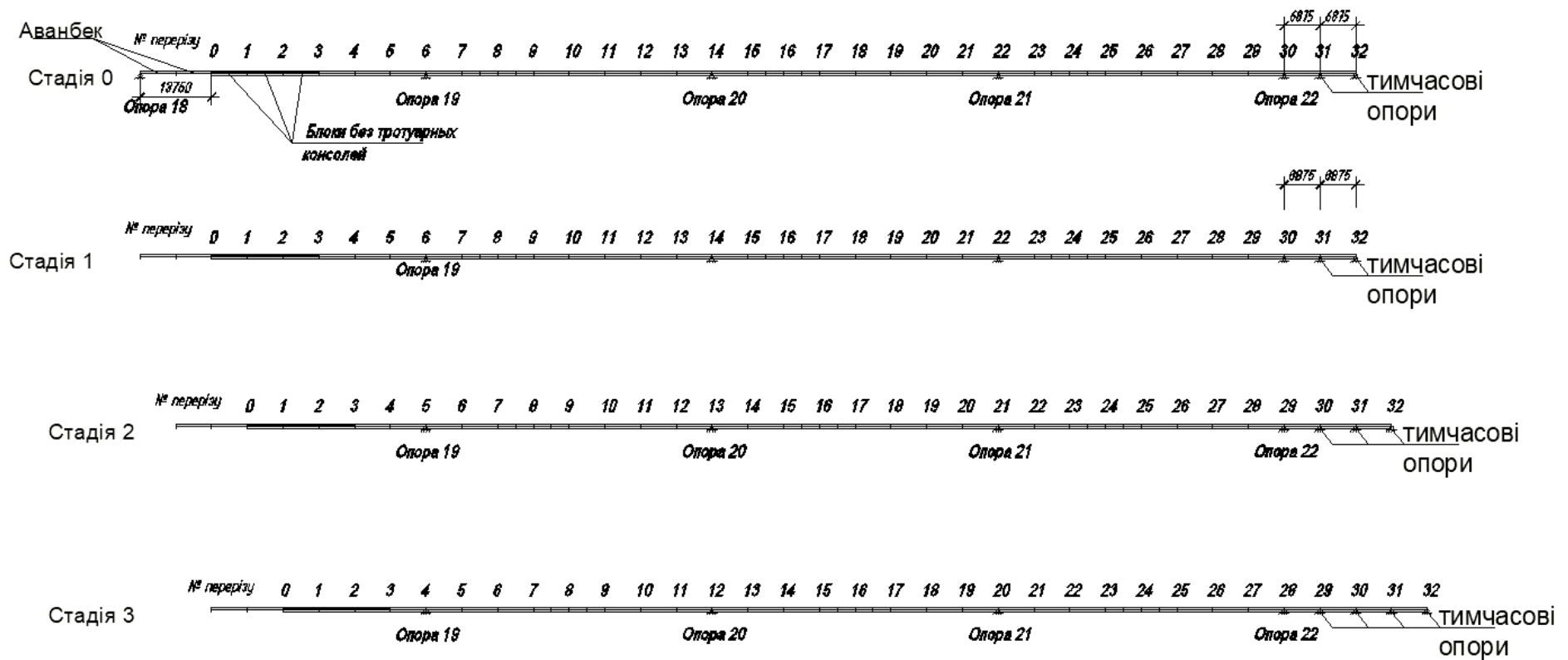


Рисунок 4.3 – Розрахункові схеми стадій монтажу 0-3

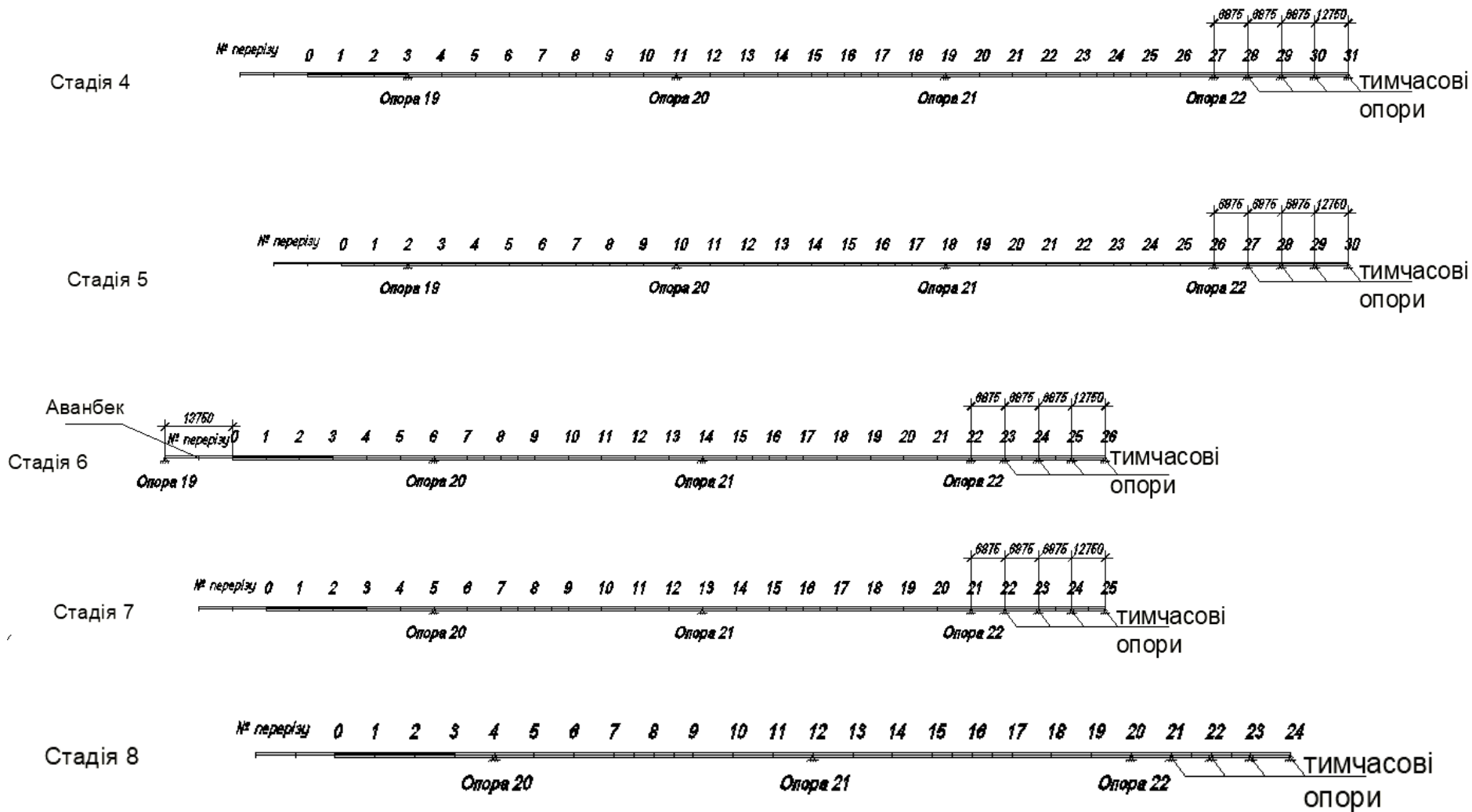


Рисунок 4.4 – Розрахункові схеми стадій монтажу 4-8

Розрахункові моделі були побудовані строго відповідно до перетинів, отриманих раніше. Додатково необхідно було задатися тільки перетином аванбеку. Детальна розробка конструкції аванбеку передбачається на стадії розробки проекту виробництва робіт, а попередній його перетин було прийнято таким, що відповідає наступним характеристикам:

- $A=0.14599 \text{ м}^2$ - площа перетину
- $I_t=9.5381e-006 \text{ м}^4$ - момент інерції вільного кручення
- $I_{yy}= 0.9893 \text{ м}^4$ - момент інерції і щодо головної осі Y
- $I_{zz} = 0.25642 \text{ м}^4$ - момент інерції щодо головної осі Z
- $h= 3.628 \text{ м}$ - висота перетину
- $b= 6.0 \text{ м}$ - ширина перетину

Геометрично аванбек є двома двотавровими балками відповідної висоти з системою зв'язків між ними.

Одна з моделей представлена на рис. 4.5.

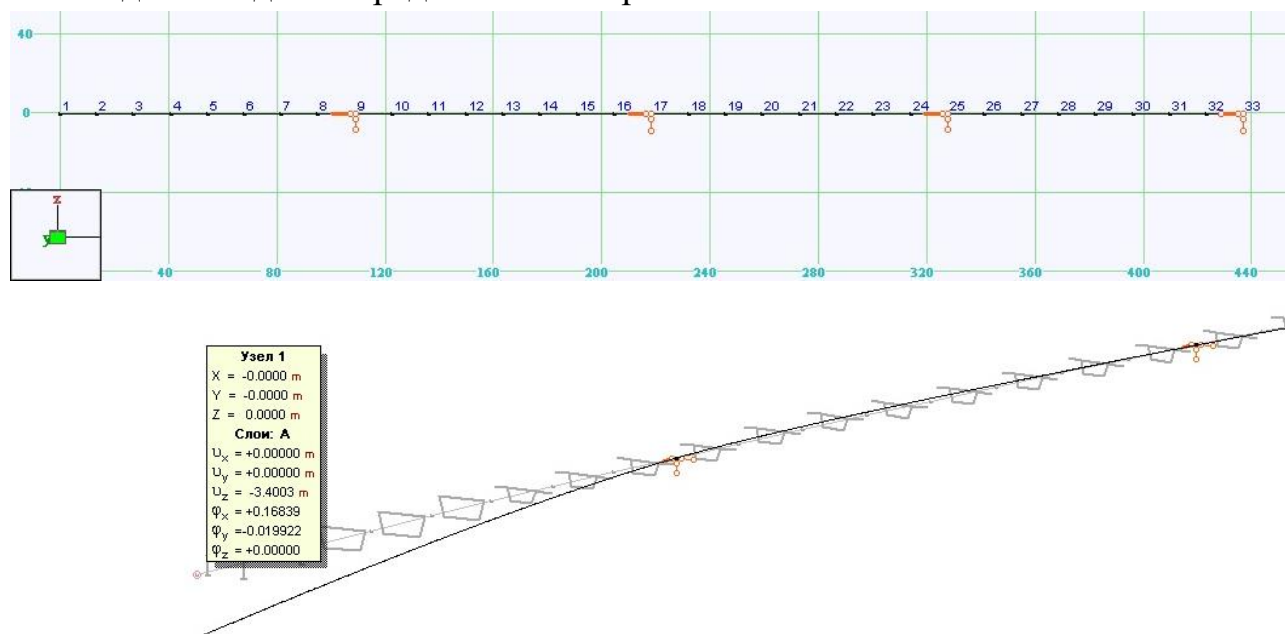


Рисунок 4.5 – Розрахункова схема і результати розрахунку прогинів по 1 стадії.

Крім того передбачається демонтаж тротуарних консолей перших трьох блоків прогонової будови на стадії насування.

Решта всіх результатів представлена на малюнках в додатку відповідно до стадії монтажу.

Отримані результати внутрішніх зусиль були зведені в таблиці, представлені нижче.

Перетин №	Моменти, що вигинають, кНм, в перетинах при різних стадіях монтажу								
	Mz0	Mz1	Mz2	Mz3	Mz4	Mz5	Mz6	Mz7	Mz8
A1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A2	13503	0	0	0	0	0	13682	0	0
0	24327	0	0	-5367	-5367	-5367	24686	0	-5367
1	28397	-14149	-15246	-15246	-15246	-15246	28826	-15246	-15246
2	26455	-29757	-32932	-32932	-32932	-32932	27174	-32931	-32931
3	16498	-52449	-57733	-57733	-57733	0	17396	-57733	-57733
4	0	-83880	-91579	-91579	-19108	23728	0	-91579	-91479
5	-31959	-125449	-135875	-47150	0	37103	-30702	-135832	-47366
6	-71349	-176904	-83565	-12779	27233	40632	-69903	-83737	-13212
7	-27357	-119570	-40894	0	36603	34586	-26858	-41240	0
8	0	-94943	-10315	25061	32741	16527	0	-10834	25128
9	21658	-73353	0	23150	0	0	20281	0	22062
10	26687	-55016	9186	0	-15503	-61233	24386	8327	0
11	22299	-39713	0	-14258	-55078	-26167	19047	0	-15782
12	0	-16690	-11615	-47072	-20463	0	0	-12827	-48818
13	-14681	0	-36133	-13065	0	15750	-19807	-37511	-13720
14	-47279	0	0	0	20550	22847	-53342	0	0
15	-13631	-20073	20176	26743	27071	20046	-16076	20528	28259
16	0	0	33003	31396	22722	0	0	34224	33929
17	20566	27332	35015	24047	0	-18160	25358	36774	27734
18	22033	35818	24334	0	-20051	-53818	29513	27292	0
19	12261	18334	0	-21151	-56158	-18144	24287	0	-15295
20	0	0	-23176	-57862	-18752	0	0	-18480	-50918
21	-33666	-36848	-61040	-19118	0	24985	-14404	-55436	0
22	-70239	-66695	-20256	0	27843	32844	-47856	14144	0
23	-20411	-27235	0	30152	37714	30490	0	0	0
24	0	0	30411	37993	34127	16446	0	0	0
25	41419	16550	35199	31046	16439	0	0	0	0
26	52847	22957	27326	0	0	-53235	0	0	0
27	54859	29109	0	-16432	-52436	14667	0	0	0
28	46946	26014	-16591	-54303	12888	0	0	0	0
29	28579	14625	-53930	12311	-4515	0	0	0	0
30	0	0	0	0	0	0	0	0	0

Перетин №	Моменти, що крутять, в перетинах при різних стадіях монтажу								
	Mt0	Mt1	Mt2	Mt3	Mt4	Mt5	Mt6	Mt7	Mt8
A1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
A2	0	0	0	0	0	0	0	0	0
0	213	213	0	46	46	46	216	0	0
1	415	415	150	150	150	150	421	150	150
2	596	597	377	377	377	872	608	377	337
3	710	710	774	774	335	873	728	774	774
4	693	710	1403	465	446	710	718	1403	497
5	473	693	2338	151	404	455	503	1498	131
6	0	473	2462	43	217	176	0	833	80
7	251	300	1586	137	30	61	193	630	159
8	220	0	1067	309	225	174	165	564	326
9	0	251	773	468	356	62	258	597	472
10	112	220	649	531	240	0	141	654	531
11	265	200	623	439	129	169	262	671	422
12	324	0	628	273	270	173	302	583	267
13	223	112	601	362	237	64	166	401	361
14	294	265	602	283	96	90	203	427	279
15	387	324	527	99	88	228	314	286	85
16	323	324	325	115	244	275	241	513	148
17	181	223	78	280	290	150	0	196	338
18	0	294	140	323	152	95	135	384	414
19	0	387	266	177	163	220	302	447	308
20	0	323	235	184	292	164	368	319	454
21	225	182	0	315	229	0	269	568	0
22	593	100	566	245	37	230	510	159	0
23	453	225	379	38	216	439	0	0	0
24	576	593	461	223	451	522	0	0	0
25	861	576	713	436	564	467	0	0	0
26	1224	861	1049	519	472	0	0	0	0
27	1601	1224	1406	406	0	0	0	0	0
28	1924	1601	1716	0	0	0	0	0	0
29	2123	1924	1906	0	0	0	0	0	0
30	2123	2121	1906	0	0	0	0	0	0

Перетин №	Поперечні сили в перетинах при різних стадіях монтажу								
	Q0	Q1	Q2	Q3	Q4	Q5	Q6	Q7	Q8
A1	1085	0	0	0	0	0	1098	0	0
A2	888	0	196	196	196	196	902	0	0
0	692	392	392	392	392	392	705	392	392
1	0	1051	1051	1051	1051	1051	0	1051	1051
2	448	1533	1533	1533	1533	2680	434	1533	1533
3	1006	2091	2091	2091	3201	2122	993	2091	2091
4	1770	2855	3618	3618	2437	1358	1757	2855	3602
5	2533	3619	2855	2855	1673	594	2520	4136	2839
6	3221	4906	2167	4148	986	0	3489	3449	2151
7	2870	4219	1480	3461	0	779	2802	2761	1464
8	1790	3139	0	2774	780	1859	1722	1681	0
9	710	2059	679	1694	1860	2939	642	601	695
10	0	1372	1366	614	2547	3626	0	0	1382
11	663	685	2053	0	3235	2218	732	772	2069
12	1350	0	2828	759	2185	1531	1419	1459	2907
13	2038	689	2141	1447	1498	844	2106	2146	2220
14	2725	2464	1454	2744	811	0	3066	2120	1533
15	2114	1776	767	2057	0	0	2379	1433	846
16	1249	911	0	1369	741	530	1513	567	0
17	383	0	964	504	1607	1395	648	0	884
18	0	641	1651	0	2294	2261	0	984	1571
19	990	1328	2338	1048	3076	2949	726	1672	2259
20	1667	2015	3174	1735	2389	2262	1413	2359	2946
21	2365	2703	2487	2422	1702	1575	2100	3046	0
22	4026	4097	1780	3110	1015	888	2787	0	0
23	3339	3410	1113	2636	0	0	0	0	0
24	2259	2330	0	1949	752	845	0	0	0
25	1178	1250	1047	869	1832	1565	0	0	0
26	491	563	1734	0	2519	2645	0	0	0
27	0	0	2421	898	3206	3333	0	0	0
28	959	888	3185	1585	0	0	0	0	0
29	1722	1652	0	2348	0	0	0	0	0
30	2486	2415	0	3113	0	0	0	0	0

Як і очікувалося, максимальні моменти, що вигинають, були отримані для перетинів 1-го прольоту, а саме, для перетинів 5, 6 і 7, які відрізняються більш ніж в 2 рази від моментів, що вигинають, в інших перетинах.

Що стосується поперечних сил, їх значення мало відрізняються, внаслідок того, що кожен перетин по якійсь стадії монтажу є опорним, і в нім виникають максимальні поперечні сили.

Значення моментів, що крутять, такі, що вони мало впливають на перерозподіл внутрішніх зусиль в конструкції, але істотно перерозподіляють опорні реакції на лівому і правому накатувальному пристрої.

4.3.3 Визначення опорних реакцій і подовжніх зусиль при монтажу

Метою даного розділу є визначення навантаження на кожен переكاتочну опору при насуванні прогонової будови. Розрахунок опорних реакцій був виконаний по моделі, використаній в попередньому розділі. Для кожної стадії були визначені опорні реакції і опорний момент, що крутить. Дані величини зведені в таблицю, представлену нижче.

Опора №	зусилля	Розрахункова схема									
		0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
18	Ry, кН	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Rz, кН	-1085	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	Mx, кНм	-46.74	-	-	-	-	-	-	-	-	-
19	Ry, кН	0	0	0	0	0	0	0	-	-	-
	Rz, кН	-6779	-9213	-7768	-6474	-5293	-4214	-1098	-	-	-
	Mx, кНм	-46.29	6116	3820	1874	439.9	-497.1	-47.360	-	-	-
20	Ry, кН	0	0	0	0	0	0	0	0	0	-
	Rz, кН	-5527	-3841	-4878	-5570	-6108	-6532	-6697	-7755	-6458	-
	Mx, кНм	-192.6	-1080	-760.1	-383.3	-0.6443	368.8	-35.65	3843	1905	-
21	Ry, кН	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rz, кН	-7078	-7488	-6434	-6200	-6058	-5898	-5860	-4955	-5665	-7920
	Mx, кНм	1308	1126	36.520	35.92	69.69	123.6	-3.856	-727.4	-354.8	3547
22	Ry, кН	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	Rz, кН	-2487	-2415	-7438	-8473	-8368	-8643	-7708	-8478	-7934	-4061
	Mx, кНм	-2133	-1917	-1316	-1001	-952.7	-985.9	-451.8	-507.2	-413.7	-574.2

Наявність опорного моменту, що крутить, свідчить про нерівномірний розподіл опорної реакції між правим і лівим переكاتочними пристроями. Дані зусилля в переكاتочних пристроях (кН) були визначені і представлені в таблиці.

Розрахункова схема										
Зусилля (кН)	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9
R18прав=	<u>-551,488</u>	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R18лев=	<u>-533,512</u>	-	-	-	-	-	-	-	-	-
R19прав=	-3398,4	<u>-3430,35</u>	-3149,38	-2876,62	-2561,9	-2202,6	-	-	-	-
R19лев=	-3380,6	<u>-5782,65</u>	-4618,62	-3597,38	-2731,1	-2011,4	-	-	-	-
R20прав=	-2800,54	-2128,19	-2585,17	-2858,71	-3054,12	-3195,08	<u>-3355,36</u>	-3138,46	-2862,65	-
R20лев=	-2726,46	-1712,81	-2292,83	-2711,29	-3053,88	-3336,92	-3341,64	<u>-4616,54</u>	-3595,35	-
R21прав=	-3287,46	<u>-3527,46</u>	-3209,98	-3093,09	-3015,6	-2925,23	-2930,74	-2617,38	-2900,73	-3277,88
R21лев=	-3790,54	-3960,54	-3224,02	-3106,91	-3042,4	-2972,77	-2929,26	-2337,62	-2764,27	<u>-4642,12</u>
R22прав=	-1653,69	-1576,15	-3972,08	-4429	-4367,21	<u>-4511,1</u>	-3940,88	-4336,54	-4046,56	-2140,92
R22лев=	-833,308	-838,846	-3465,92	-4044	-4000,79	-4131,9	-3767,12	<u>-4141,46</u>	-3887,44	-1920,08

Виходячи з отриманих результатів були визначені максимальні значення зусиль в переكاتочних пристроях (у таблиці підкреслені). Як видно по результатах, в наслідок наявності моменту, що крутить, не завжди максимальна опорна реакція свідчить про наявність максимальних зусиль в переكاتочному пристрої. Крім того, слід враховувати, що прораховані розрахункові схеми повністю відображають картину зусиль тільки на опорах 18, 19 і 20 (тільки для цих опор прораховані схеми, коли консоль прогонової будови, яка спирається на опору, має максимальний виліт). Тому був зроблений вивід, що переكاتочні пристрої слід розраховувати на наступні зусилля:

- Зусилля, яке діє на переكاتочний пристрій на опорі №19 – R19=5780 кН;
- Зусилля, яке діє на переكاتочний пристрій на опорах №18, 20, 21, 22 – R18-22=4640 кН;

Передбачається проведення насунання по фторопластових листах. Сила тертя, що виникає при насунанні, буде визначатися по формулі:

$$F_{тр} = \mu \cdot 2R_{\max} \cdot \gamma_{fn},$$

Де μ – коефіцієнт тертя фторопластових листів по полірованій сталі ($\mu = 0.04$);

R_{\max} – максимальне зусилля, що впливає на 1 переكاتочний пристрій, кН;

γ_{fn} коефіцієнт надійності при насуванні, що припускає виникнення заклинювання в переكاتочному пристрої (приймаємо $\gamma_{fn} = 2.0$)

При цьому подовжня сила тертя, що діє на балку від однієї прогонової будови

- Опора 19 $F_{mp} = 0,04 \cdot 2 \cdot 5780 \cdot 2.0 = 924$ кН
- Опора 18, 20, 21, 22 $F_{mp} = 0,04 \cdot 2 \cdot 4640 \cdot 2.0 = 742,4$ кН

4.3.4 Розрахунок перетинів.

Розрахунок по нормальній напрузі проведений з урахуванням часткового виникнення пластичних деформацій в перетині, як рекомендоване ДБН.

Результати розрахунків зведені в таблиці 4.3÷4.10.

Як показали розрахунки, напруга по нижній полиці в перетині 6 і 7 вище граничних, що доводить неможливість насування прогонової будови без жорсткого шпренгеля над цими перетинами.

Розрахунок стінки на стійкість в самому напруженому перетині (перетин 6) показав необхідність посилення стінки в нижньому поясі, а саме дроблення двох нижніх відсіків на менших, як показано на листі.

Враховуючи обмеженість умов біля опори №18, наявність аванбеку і демонтаж консолей прогонової будови до середини прольоту між опорами 18-19 стадія монтажу №1 (край аванбеку знаходиться над приймальною опорою у опори №18) приймається так, що викликає максимальні монтажні навантаження.

Розрахунок перетинів аналогічний п. 1.1, 1.2, 1.3 попереднього розділу.

Таблиця 4.3 Розрахунок коефіцієнтів редукації для монтажних навантажень

Елемент/ перетину	Розрахунок коефіцієнтів редукації											
	Ліва консоль			Верх			Низ			Права консоль		
	α	k	β_2	α	k	β_2	α	k	β_2	α	k	β_2
0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
2	-	-	-	1,2579	0,0778	0,6775	1,1897	0,0562	0,7450	-	-	-
3	-	-	-	1,2579	0,0518	0,7603	1,1897	0,0375	0,8149	-	-	-
4	1,2572	0,0354	0,8234	1,2579	0,0389	0,8093	1,1897	0,0281	0,8548	1,2524	0,0433	0,7921
5	1,2572	0,0283	0,8538	1,2579	0,0311	0,8417	1,1897	0,0225	0,8805	1,2524	0,0346	0,8268
6	1,2572	0,0236	0,8752	1,2579	0,0259	0,8647	1,1897	0,0187	1,0000	1,2524	0,0288	0,8516
7	1,2572	0,0232	0,8772	1,2579	0,0255	0,8668	1,1897	0,0184	1,0000	1,2524	0,0283	0,8538

Таблиця 4.4 Звідні значення коефіцієнтів редукції

Елемент/ перетину	Le для для $\beta 2$ (м)	β прийняте ліва частина	β прийняте права частина
0	-	-	-
		Верхня плита:1,0000	Верхня плита:1,0000
		Нижня плита:1,0000	Нижня плита:1,0000
2	55,0000	-	-
		Верхня плита:0,6775	Верхня плита:0,6775
		Нижня плита:0,7450	Нижня плита:0,7450
3	82,5000	-	-
		Верхня плита:0,7603	Верхня плита:0,7603
		Нижня плита:0,8149	Нижня плита:0,8149
4	110,0000	Консоль:0,8234	Консоль:0,7921
		Верхня плита:0,8093	Верхня плита:0,8093
		Нижня плита:0,8548	Нижня плита:0,8548
5	137,5000	Консоль:0,8538	Консоль:0,8268
		Верхня плита:0,8417	Верхня плита:0,8417
		Нижня плита:0,8805	Нижня плита:0,8805
6	165,0000	Консоль:0,8752	Консоль:0,8516
		Верхня плита:0,8647	Верхня плита:0,8647
		Нижня плита:1,0000	Нижня плита:1,0000
7	168,0000	Консоль:0,8772	Консоль:0,8538
		Верхня плита:0,8668	Верхня плита:0,8668
		Нижня плита:1,0000	Нижня плита:1,0000

Таблиця 4.5 Геометричні характеристики зредукованого перетину

Елемент/ перетину	A1 (м)	A2 (м)	A3 (м)	A4 (м)	a, (м)	У (м)	Tt1 (м)	Tf2 (м)	hw (м)	Tw (м)	n1	nв2	пн2	n3
0	0,0000	3,0000	0,0000	3,4000	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	3,6865	0,0140	0	22	13	0
2	0,0000	2,1369	0,0000	2,3034	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	3,6865	0,0140	0	16	10	0
3	0,0000	2,3188	0,0000	2,5851	0,8000	3,6280	0,0140	0,0200	3,6803	0,0140	0	18	11	0
4	2,5525	2,4224	3,0100	2,7517	0,8000	3,6280	0,0140	0,0200	3,6803	0,0140	9	22	12	11
5	2,6467	2,4893	3,1418	2,8617	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	3,6865	0,0140	9	22	12	11
6	2,7132	2,8000	3,2359	2,9398	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	3,6865	0,0140	9	22	12	11
7	2,7193	3,0000	3,2446	2,9470	0,8000	3,6280	0,0140	0,0140	3,6865	0,0140	9	22	13	11

Таблиця 4.6 Розрахункові характеристики зредукованого перетину

Елемент/ перетину	A, (м2)	y1 (м)	y2 (м)	Ix (м4)
0	0,3706	1,9732	1,6548	0,9458
2	0,2931	1,9310	1,6970	0,7056
3	0,3413	1,7967	1,8313	0,7747
4	0,4909	2,2925	1,3355	1,0697
5	0,4702	2,4405	1,1875	1,0809
6	0,4833	2,4075	1,2205	1,1380
7	0,4918	2,3694	1,2586	1,1834

Таблиця 4.7 Розрахунок по нормальним напруженням

Елем. Січ.	Зусилля				σ_1 , Мпа	σ_8 , Мпа	σ_2 , Мпа	σ_3 , Мпа
	M, кН·м	Q, кН	R, кН	Мкр, кН·м				
0	24 330,0000	3 221,0000	0,0000	4 637,2000	50,7582	-42,5654	50,3981	31,8774
2	-32 900,0000	1 530,0000	0,0000	150,0000	-90,0411	79,1320	-89,3883	-55,8148
3	-57 700,0000	2 090,0000	0,0000	377,0000	-133,8172	136,3868	-132,3276	-78,7933
4	-91579,0000	2 855,0000	0,0000	774,0000	-196,2707	114,3399	-194,5584	-133,0185
5	-135 640,0000	4 149,0000	0,0000	1 475,8000	-306,2553	149,0194	-304,4985	-214,1463
6	-176 904,0000	4 506,1000	5 782,3000	3 138,0000	-401,9675	203,7752	-399,6300	-279,4165
7	-71 350,0000	3 221,0000	0,0000	4 735,0000	-142,8565	75,8847	-142,0124	-98,6018

Примітка до табл. 4.7:

1. Нормальна напруга в нижній плиті приймалася з розрахунку 200 МПа.

Таблиця 4.8 Розрахунок дотичної напруги

Елем. Січ.	Ткр, МПа	Smin, м ³	Sотс, м ³	Tmax, МПа	Smin, м ³	Sотс, м ³	T2+Ткр, МПа	Smin, м ³	Sотс, м ³	T3+Ткр, МПа	Smin, м ³	Sотс, м ³	T4+Ткр, МПа
0	11,3833	0,0007	0,1955	30,4143	0,0006	0,0006	11,4549	0,0006	0,0685	18,0597	0,0006	0,1513	26,1137
2	0,3763	0,0005	0,1496	9,6512	0,0004	0,0004	0,4087	0,0004	0,0509	3,5370	0,0004	0,1163	7,5874
3	1,0181	0,0005	0,1794	14,8527	0,0006	0,0009	1,1012	0,0006	0,0750	6,8092	0,0006	0,1639	13,6607
4	1,6382	0,0011	0,2309	19,2592	0,0007	0,0010	1,7241	0,0007	0,0780	7,5986	0,0007	0,1699	14,6045
5	2,9292	0,0011	0,2100	25,9851	0,0005	0,0005	2,9961	0,0005	0,0581	9,3122	0,0005	0,1306	17,2611
6	4,7040	0,0012	0,2218	28,7114	0,0005	0,0005	4,7782	0,0005	0,0644	11,6816	0,0005	0,1432	20,1949
7	9,6801	0,0012	0,2300	27,5835	0,0006	0,0006	9,7373	0,0006	0,0685	15,0163	0,0006	0,1513	21,4534

Таблиця 4.9 Розрахунок нормальної напруги по стінці балки

Елемент/ перетини	σy2, МПа	σy3, МПа	σy4, МПа	σy5, МПа	σy6, МПа	σy7, МПа
6	137,6738	22,7337	15,2226	7,2416	2,5188	0,0000

Для розрахунку стійкості I і II відсіку стінки балки по всій довжині прогонової будови при насуванні приймається схема завантаження:

- на нижній край стінки впливає опорна реакція на ділянці рівній довжині накатувального шляху - 1 м.

I відсік підкріплюється поперечними ребрами жорсткості з кроком 375 мм; II відсік підкріплюється поперечними ребрами жорсткості з кроком 750 мм.

Таблиця 4.10 Розрахунок стійкості стінки балки

I відсік							
Стан	$\sigma_{zcr, ef}$, МПа	σ_{zcr} , МПа	$\sigma_{ycr, ef}$, МПа	σ_{ycr} , МПа	$T_{zycr, ef}$, МПа	T_{zycr} , МПа	перевірка (<1)
$\varepsilon=$	6,03	X1=	1,35	$\rho=$	2	X2=	1,018
C	668,7882	2916,2262	298,8893	228,2335	1551,44433	1787,7983	0,6699
$\gamma=$	15,19	X=	1,65	$\mu=$	0,47	$\xi=$	0,30

Продовження таблиці 4.10

II відсік							
Стан	$\sigma_{zcr, ef}$, МПа	σ_{zcr} , МПа	$\sigma_{ycr, ef}$, МПа	σ_{ycr} , МПа	$T_{zycr, ef}$, МПа	T_{zycr} , МПа	перевірка (<1)
$\varepsilon=$	4,81	X1=	1	$\rho=$	1	X2=	1
C	323,2651	241,0947	288,6717	222,5092	636,22678	1757,5111	0,8983
		X=	1	$\mu=$	0,95	$\xi=$	0,43

Примітка до табл. 4.10: Нормальна напруга в нижній плиті приймалася з розрахунку 200 МПа.

Розрахунок по нормальній нарузі проведений з урахуванням часткового виникнення пластичних деформацій в перетині, як рекомендоване ДБН.

Як показали розрахунки, напруга по нижній полиці в перетині 5 і 6 вище граничних, що доводить неможливість насунання прогонової будови без жорсткого шпренгеля над цими перетинами.

Розрахунок стінки на стійкість в самому напруженому перетині (перетин б) показав необхідність посилення стінки в нижньому поясі, а саме дроблення двох нижніх відсіків на менші.

В результаті проведення розрахунків можна виділити декілька основних результатів.

1. Розрахункові опорні реакції на 1 опорну частину з урахуванням тимчасових навантажень (максимальні)

№ опори	Опорна реакція, кН
18	5799
19	11993
20	9765
21	11993
22	5799

2. Розрахункові опорні реакції від постійних навантажень

Опорні реакції (від одного прогонового будови)	З урахуванням кручення			
	Ліва балка (кН)		Права балка (кН)	
	Права. ОЧ	Ліва. ОЧ	Права. ОЧ	Ліва. ОЧ
Опора 18	3319,0	1714,6	3365,4	1668,2
Опора 19	7158,7	7376,5	7292,3	7242,9
Опора 22	6137,1	5722,0	6246,3	5612,8
Опора 21	7158,7	7376,5	7292,3	7242,9
Опора 22	3319,0	1714,6	3365,4	1668,2

3. Розрахункові опорні реакції при насуванні прогонової будови (макс.), кН

R18прав=	1438	R20лев=	4616
R18лев=	927	R21прав=	3527
R19прав=	3430	R21лев=	4642
R19лев=	5782	R22max=	4511
R20прав=	3355	R22min=	4141

4. Подовжні зусилля при насуванні

- Опора 19 $F_{mp} = 0,04 \cdot 2 \cdot 5780 \cdot 2,0 = 924$ кН
- Опора 18, 20, 21, 22 $F_{mp} = 0,04 \cdot 2 \cdot 4640 \cdot 2,0 = 742,4$ кН

5. Прогини прогонової будови від постійних навантажень

Вузол	uz, м	Вузол	uz, м	Вузол	uz, м
1	0	12	-0.07526	23	-0.03651
2	-0.1323	13	-0.09635	24	-0.0001761
3	-0.2364	14	-0.09094	25	0
4	-0.2935	15	-0.06154	26	-0.06563
5	-0.2956	16	-0.02211	27	-0.1611
6	-0.2465	17	0	28	-0.2465
7	-0.1611	18	-0.02211	29	-0.2956
8	-0.06563	19	-0.06154	30	-0.2935
9	0	20	-0.09094	31	-0.2364
10	-0.0001761	21	-0.09635	32	-0.1323
11	-0.03651	22	-0.07526	33	0

Таким чином, типи перетинів, їх основні розміри і розміщення по довжині балки показані на рис. 4.6÷4.15 обґрунтовані та підтверджені.

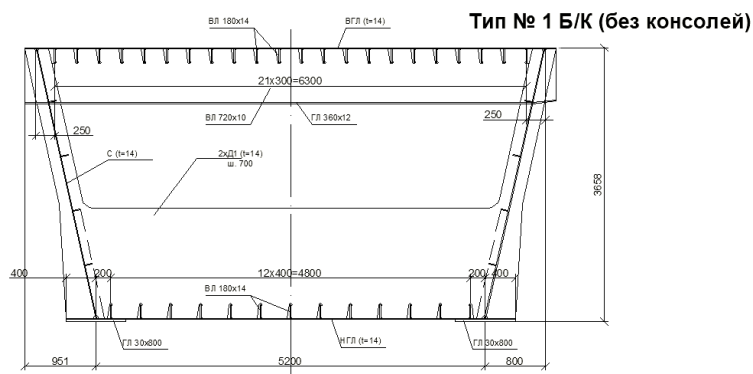


Рисунок 4.6 – Тип 1 без консолей (для монтажу)

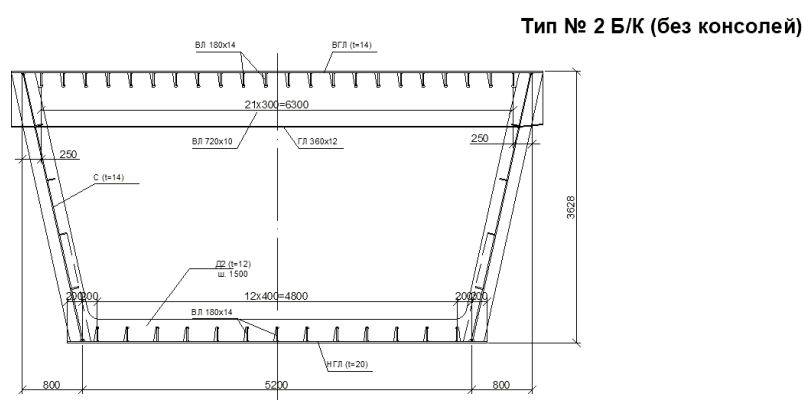


Рисунок 4.7 – Тип 2 без консолей (для монтажу)

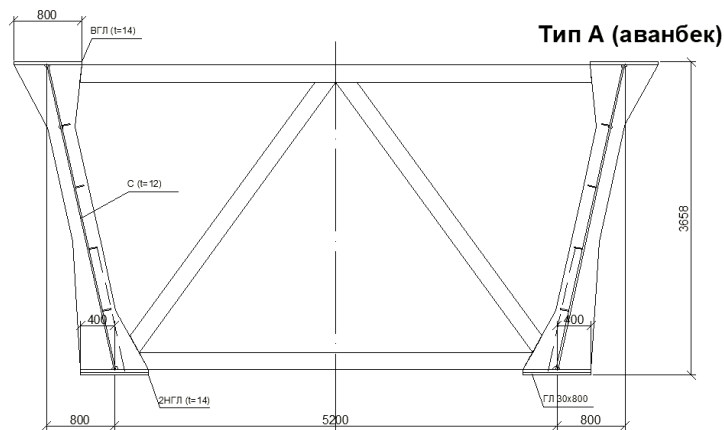


Рисунок 4.8 – Переріз аванбеку

Насування прогонової будови без жорсткого шпренгеля неможлива. Запропонована конструкція шпренгеля над монтажними перетинами показано на рис. 4.16, 4.17.



* Довжина блоків прогонової будови - 13,75 м
 Довжина аванбеку - 27,5 м
 Довжина при опорних блоках - 6,875 м

Рисунок 4.9 – Розкладка блоків балки на стадії монтажу та експлуатації

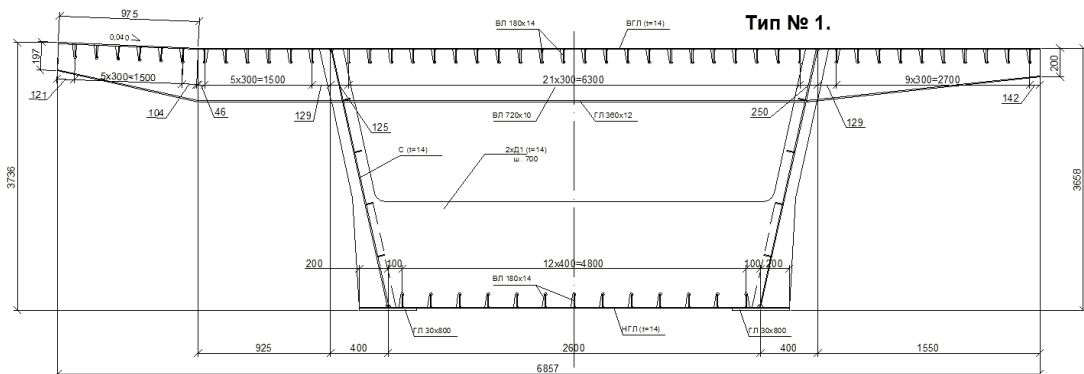


Рисунок 4.10 – Тип 1 балки прогонової будови при експлуатації

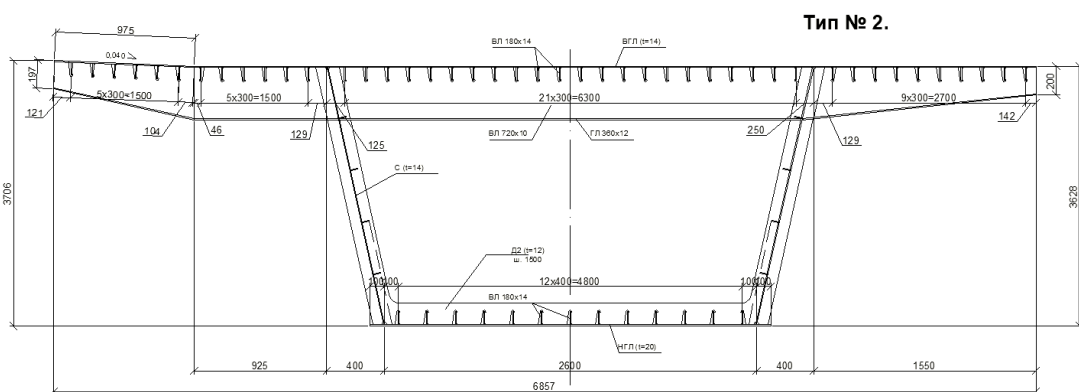


Рисунок 4.11 – Тип 2 балки прогонової будови при експлуатації

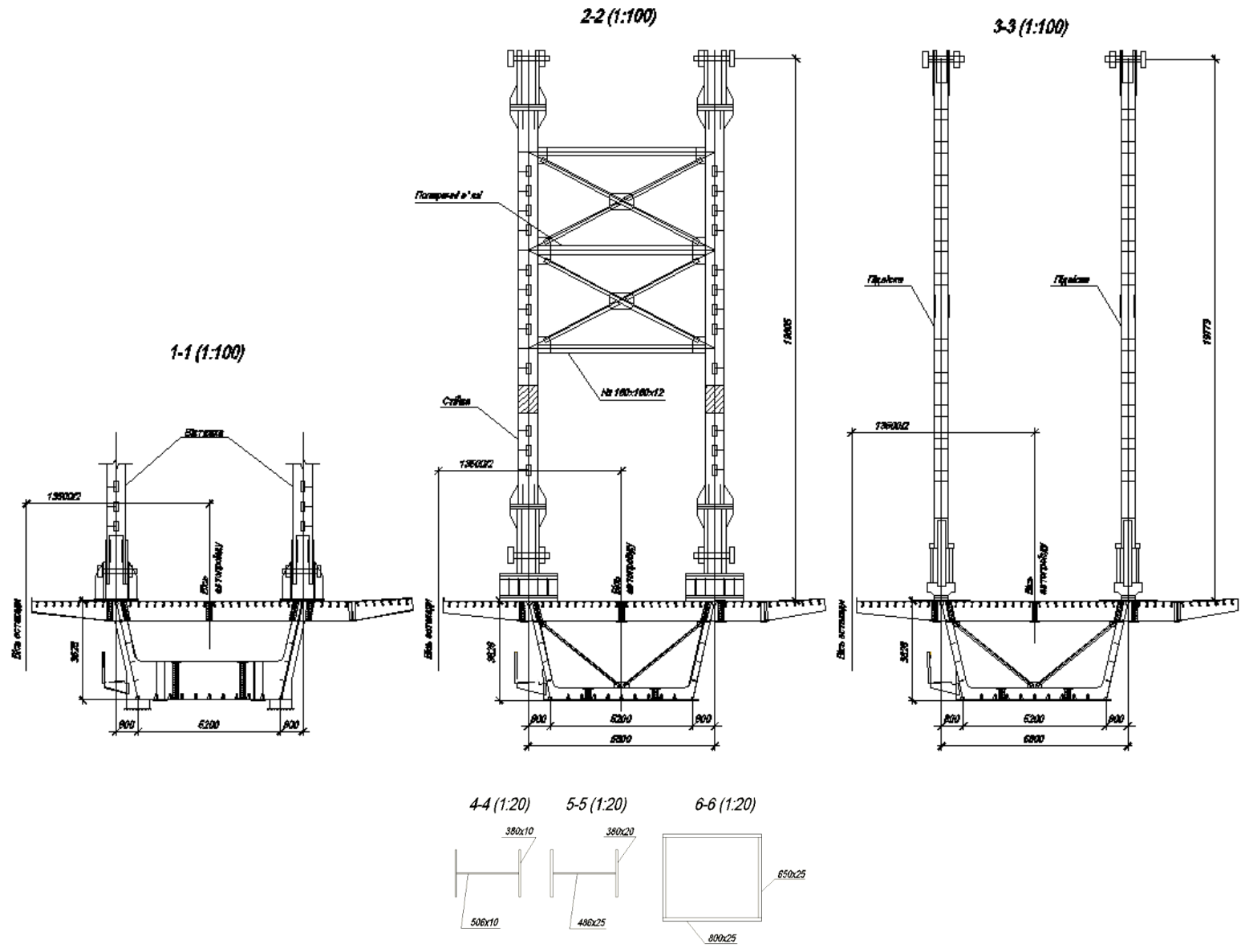


Рисунок 4.17 – Перерізи шпренгеля

Висновки

Прийнята схема продовження Кайдацького моста в м. Дніпро:

$$21+24+4\times 33+80+33+2\times 24+7\times 33+4\times 110+33+21.$$

Більшість застосованих прогонових будов залізобетонні розрізні, також використано розрізну металеву прогонову будову довжиною 80 м та безпосередньо над заводом ДТЗ нерозрізну металеву прогонову будову довжиною 440м (4×110) індивідуального проектування, розташованого на кривій з радіусом 2000 м.

Естакада з нерозрізною металевою прогоною будовою з криволінійним контуром у плані (кожна з чотирьох балок зі своїм радіусом у плані), і з опорами на фундаментах глибокого закладання (буронабивні стовпи діаметром 1.5 м і глибиною від 28 до 43 м) є особливо складною спорудою.

Після детального аналізу ситуаційного стану майданчику будівництва прийнято метод монтажу нерозрізної прогонової будови довжиною 440 м (з чотирма прогонами по 110 м) способом поздовжнього насунання по криволінійному напрямку із застосуванням аванбеку та жорсткої системи шпренгельних пристроїв.

ПЕРЕЛІК ПОСИЛАНЬ

1. ДСТУ-Н Б EN-1993-2:2006 – Єврокод 3. Проектування сталевих конструкцій. Частина 2. Сталеві мости.
2. ДСТУ-Н Б EN 1990:2008«Єврокод. Основи проектування конструкцій (EN 1990:2002, IDT)» [Текст].
3. ДБН В.2.3-26:2010 – Мости і труби. Сталеві конструкції. Правила проектування. Частина 1
4. ДБН В.1.2-15-2009 – Мости та труби. Навантаження і впливи
5. ДБН В.2.6-198:2014 Сталеві конструкції. Норми проектування. Зі Зміною № 1. Київ: Мінрегіон України. 2014.
6. ДСТУ-Н Б В.2.6-203:2015(2015). Настанова з виконання робіт при виготовленні та монтажі будівельних конструкцій. Київ: Мінрегіонбуд України.
7. Національний стандарт України ДСТУ-НБ EN 1991-2:2010. Єврокод 1. Дії на конструкції. Частина 2. Рухомі навантаження на мости (EN 1991-2:2003) [Текст]. – Надано чинності 2013-07-01. – Київ : Мінрегіонбуд України, 2003. –217 с.
8. Барабаш, М. С., Кір'язєв, П. М., Лапенко, О. І., Ромашкіна, М. А.(2018). Основи комп'ютерного моделювання: навч. посібник.2-ге. вид. Київ: НАУ.
9. Барабаш, М. С., Козлов, С. В., Медведенко,Д. В. (2012). Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій: навч. посібник. Київ: НАУ.
10. Клименко, Ф. Є., Барабаш, В. М., & Стороженко, Л. І. (2002). Металеві конструкції: підручник. Львів: Світ.
11. Корнієв, М. М. Сталеві мости. Теоретичний і практичний посібник з проектування. У двох томах [Текст] / М. М. Корнієв – Київ : Вид-во «Академпрес», 2010. – Т. 1. – 532 с.
12. Корнеев М. М. [Текст] Стальные мосты: посібник по проектуванню в трьох томах. Київ 2018
13. Кирьян, В. И. Расчет локальных напряжений в зонах сварных соединений крупногабаритных пространственных конструкций. Автомат. Сварка [Текст] / В. И. Кирьян, В. И. Дворецкий, М. Г. Мальгин. – 2012. – № 4. – С. 3-7.
14. СНиП 2.05.03-84* «Мосты и трубы».
15. Мости: конструкції та надійність /Й. Й. Лучко, П. М. Коваль, М. М. Корнієв [і ін.]; за ред. В. В. Панасюка і Й.Й. Лучка. – Львів : Каменяр, 2005. – 989 с.