

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту
імені академіка В. Лазаряна

Кафедра «Мости і тунелі»

До захисту:

Завідувач кафедри МТ

_____ О. Л. Тютюкін

« ____ » _____ 2020 р.

ДИПЛОМНА РОБОТА

на здобуття ОС «магістр»

Галузь знань 19 «Архітектура та будівництво»
Спеціальність 192 «Будівництво та цивільна інженерія»
Спеціалізація «Мости і транспортні тунелі»

Тема: «Застосування сталевих балок з попереднім вигином в
сталезалізобетонних прогонових будовах мостів»

Theme: “Application of steel beams with pre-bending in reinforced concrete girder
structures of bridges”

Керівник магістерської роботи	<u>К.т.н., доц.</u> (посада)	_____ (підпис)	<u>М.М. Попович</u> (ПБ)
Консультант розділу з БЖД	<u>Д.т.н., проф.</u> (посада)	_____ (підпис)	<u>Ю.Л. Заяць</u> (ПБ)
Нормоконтролер	_____ (посада)	_____ (підпис)	<u>П.А. Овчинников</u> (ПБ)
Виконавець, студент групи МТ1921		_____ (підпис)	<u>І.А.Лагоржевський</u> (ПБ)
Student			<u>Lagorzhevsky Ivan</u>

2020 р.

ЗМІСТ

Вступ

Розділ 1. Застосування сталезалізобетонних прогонових будов у будівництві мостів.....

1.1. Розвиток та застосування сталезалізобетонних прогонових будов у залізничних мостах.....

1.2. Засоби об'єднання сталі і залізобетонну.....

1.3. Застосування високоміцних болтів у об'єднанні сталезалізобетону.....

1.4. Сталезалізобетонні прогонові будови із попереднім вигином сталюї балки.....

1.5 Висновки.....

Розділ 2. Визначення зусиль в прогоновій будов зі звичайного залізобетону...

2.1 Вихідні дані.....

2.2 Навантаження і впливи.....

2.3 Визначення зусиль від постійного навантаження.....

2.4 Визначення зусиль від тимчасового навантаження.....

2.5 Огинаючі епюра зусиль.....

2.6 Висновки.....

Розділ 3. Підбір перерізу головної балки і перевірка перерізів на стадії експлуатації.....

3.1 Визначення площі сталюї балки.....

3.2 Перевірка перерізу на міцність за згинальним моментів.....

3.3 Перевірка перерізу на витривалість за згинальними моментів.....

3.4 Перевірка перерізу на дію поперечної сили на опорі.....

3.6 Висновки.....

<u>Розділ 4. Напружений стан головної балки</u>	
<u>4.1 Попередній вигин стальної балки</u>	
<u>4.2 Напружений стан при завантаженні першої стадії</u>	
<u>4.3 Напружений стан при завантаженні другої стадії</u>	
<u>4.4 Напружений стан в стадії експлуатації</u>	
<u>4.5 Висновки</u>	
<u>Розділ 5. Загальні висновки</u>	
<u>Розділ 6. Охорона праці та безпека в надзвичайних ситуаціях</u>	
<u>6.1 Вимоги безпеки під час бетонуванні прогонової будови</u>	
<u>6.2 Вимоги безпеки при навісному монтажі конструкцій прогонових будов мостів</u>	
<u>6.3 Дії працівників в аварійній ситуації</u>	
<u>Список використаних джерел</u>	

ВСТУП

Згідно зі стратегією розвитку залізничного транспорту в Україні, основною метою є формування умов для транспортного забезпечення соціально-економічного зростання, зростання мобільності населення та оптимізації руху товарів, зниження сукупних транспортних витрат, підвищення конкурентоспроможності національної економіки та інноваційного розвитку залізничного транспорту. Одним з основних напрямків і принципів модернізації і розвитку залізничного транспорту на найближчу перспективу є будівництво високошвидкісних залізничних магістралей (ВШМ) зі швидкостями руху поїздів понад 250 км/год.

Як показує світовий досвід, частка протяжності мостових споруд в складі ВШМ значно вище, ніж на звичайних залізних дорогах, що обумовлює їх високу питому вартість, а, отже, визначає передумови до вдосконалення методів розрахунку і проектування штучних споруд з метою оптимізації їх основних техніко-економічних параметрів. У відповідності з поставленими завданнями, до штучних споруд на високошвидкісних залізничних магістралях пред'являються високі вимоги, які обумовлюють виникнення цілого ряду науково-дослідних завдань, пов'язаних, перш за все, з проблемами динамічної взаємодії елементів мостових споруд та рухомого складу. На відміну від звичайних залізничних ліній, при проектуванні штучних споруд на високошвидкісних залізничних магістралях, поряд з традиційними вимогами забезпечення надійності і довговічності, що визначають завданнями досліджень стають динамічні режими коливань прогонових будов, проблеми стійкості верхньої будови колії та надійності взаємодії колеса і рейки, питання забезпечення комфорту і безпеки проїзду пасажирів. Особливо яскраво зазначені явища і проблеми виявляються для прогонових будов мостових споруд малих і середніх прольотів. Тимчасова залізнична навантаження має виражений динамічний характер, внаслідок чого, достовірність розрахунків мостів багато в чому залежить від того,

наскільки повно і правильно враховані в них динамічні явища взаємодії з рухомим складом. Динамічні процеси, які супроводжують рух поїзда по мосту, висувають ряд специфічних вимог до мостів, в істотній мірі визначають їх конструкцію, матеріал, розміри перетинів, жорсткість окремих елементів і споруди в цілому, пристрій рейкового шляху на прогонових будовах і ін. Що стосується виконання завдання динамічного взаємодії мостів і рухомого складу під час руху зі швидкостями до 400 км / год проектування мостових споруд на високошвидкісних залізничних магістралях, зважаючи на відсутність експериментальних і дослідних даних, має виконуватися на основі розрахунків і чисельного моделювання динамічної взаємодії єдиної системи «міст-поїзд». При русі поїзда по мосту на прогонові будови екіпажами складу через колісні пари передається змінний силовий вплив. При високих швидкостях руху поїзда, частота силового впливу поїзда може збігатися з частотами власних коливань завантаженого поїздом прогонової будови, що може привести до виникнення резонансних коливань конструкцій, а, отже, до значного збільшення впливу тимчасового навантаження. Рухомий склад, в свою чергу, також відчуває динамічне обурення при русі по деформованим під його впливом, конструкцій прогонових будов мостів. Таким чином, міст і рухається по ньому високошвидкісний потяг працюють як єдина система, що обумовлює необхідність вирішення завдань їх динамічної взаємодії. Описані динамічні ефекти можуть призвести не тільки до збільшення зусиль в елементах мостових конструкцій, але і надають несприятливий вплив на стабільність мостового полотна та комфортність пасажирів під час руху поїздів по мостам на високошвидкісних залізничних магістралях. Найважливішими факторами, що визначають особливості роботи системи «міст-поїзд», є інерційні та жорсткісні характеристики двох підсистем: «міст» і «потяг», а нормування і рекомендації по призначенню цих параметрів, мають вирішальне економічне значення. Облік динамічної роботи мостів на високошвидкісних залізничних магістралях не тільки визначає область проектування нових мостових споруд

при високих швидкостях руху поїздів, а й дозволяє прогнозувати явища динамічного взаємодії системи «міст-поїзд» для унікальних споруд, в конструкціях із застосуванням нових матеріалів, а також при реконструкції вже існуючих мостів.

У вступі викладається ступінь розробленості проблеми дослідження в даний час, обґрунтування актуальності роботи, коротко викладено зміст дипломної роботи по главах. У першому розділі представлено історичний огляд і застосування сталезалізобетонних прогонових будов в мостах. У другому розділі визначення зусиль порогової будові. У третьому розділі виконується підбір перерізу головної балки та перевірка на перерізів стале залізобетонну на стадії експлуатації. У четвертому розділі проводиться розрахунок сталюї балки с попереднім вигином (напруженням). У п'ятому розділі проводяться загальні висновки по дипломній роботі. Розділ шість охорона праці при виготовленні прогонової будови та дії в аварійних ситуаціях.

Розділ 1 Застосування сталезалізобетонних прогонових будов у будівництві мостів.

1.1.Розвиток та застосування сталезалізобетонних прогонових будов у залізничних мостах

Залізобетон і сталь являються в наш час основним матеріалом будов капітальних мостів. Цілком розумно застосування разом повністю сталевих і повністю залізобетонних також сталезалізобетонних прогонових будов, в яких залізобетон і сталь працюють в єдиній конструкції, що дає змогу найкраще використовувати кожний з цих матеріалів відповідно до їх властивостей

Сталезалізобетонні прогонові будови з'явилися значно пізніше ніж повністю залізобетонні та сталеві прогонові будови. Його розвитку сприяло декілька вагомих обставин.

В 19-ст на металевих мостах найчастіше застосовували дерев'яне полотно проїзду (дерев'яна поперечина під залізницю і дерев'яний настил або дерево плиту на автодорожніх мостах).

Збільшення швидкості, автомобільного навантаження ждали корінного поліпшення експлуатаційних якостей вантажопідйомності, зносостійкості та довговічності, що спонукало перейти на залізобетону плиту. Значно пізніше появились сталеві ортотропні плити для проїжджої частини. Зі зростанням вантажонапруженості та збільшення швидкостей руху на залізницях підвищили значимості довговічності мостового полотна. В залізничних мостах малих і середніх прогонів стали ширше застосовувати їзду на баласті при залізобетонному баластовому кориті. Пізніше з'явилось і безбаластне залізобетонне мостове полотно. Виходячи з експлуатаційних міркувань для автодорожніх і залізничних металевих мостах стало характерним укладання залізобетонну плиту проїжджої частини. Випробування показали, що баластова плита деякою мірою включається в спілу роботу зі сталевими поясами чисто за рахунок тертя і зчеплення. Залишився тільки один крок до забезпечення повноцінної роботи залізобетонної плити проїжджої частини зі

сталевими головними балками, тобто отримання сталезалізобетонних прогонових будов.

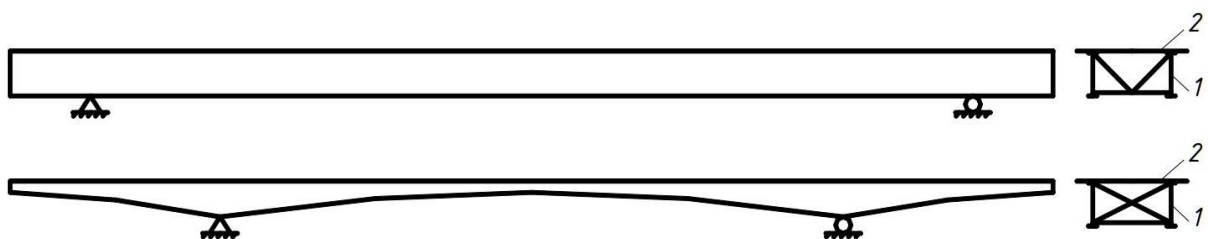
Сталезалізобетонні прогонові будови – це елементи які включають в себе сталеві і залізобетонні елементи, які працюють як спільна конструкція.

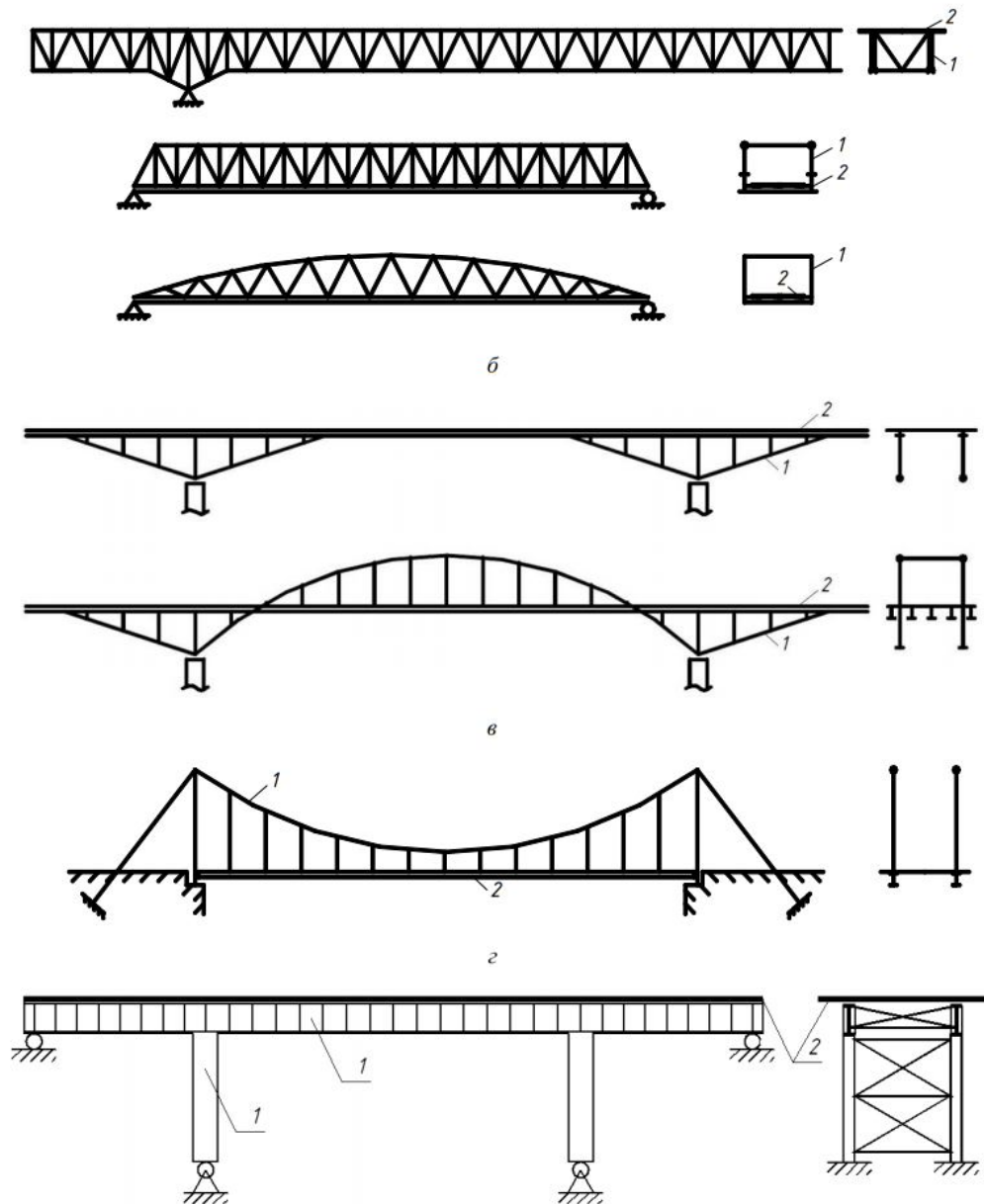
Створення цього принципу становить важливий загальний напрям технічного прогресу конструктивних форм, пов'язаний з успіхами будівельної механіки, що дозволили розглядати прогонову будову як єдине просторове ціле і забезпечувати просторову спільну роботу площинних частин [44] прогонової будови, враховуючи цю спільну роботу в розрахунках.

Головною обставиною, що сприяла розвитку сталезалізобетонних прогонових будов, була також вимога економії сталі. Включення залізобетонної плити в спільну роботу з головними балками забезпечує економію сталі в порівнянні з аналогічною конструкцією. Бувають деякі напружені сталезалізобетонні прогонові будови, в яких високоміцна арматура використовується як третій конструкційний матеріал, можуть наближатися по витраті сталі до повністю залізобетонних прогонових будов.

Ступінь використання залізобетону в сталезалізобетонній прогоновій будові може бути самою різною. Найчастіше із залізобетону виконують тільки плиту проїжджої частини, а решта всіх елементів робиться сталевими. Іноді застосовують двоплитні коробчаті прогонові будови з верхньою і нижньою

Вся сукупність сталезалізобетонних прогонових будов, що включає і рідко вживані конструктивні форми, відрізнявся великим різноманіттям.





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

Рис.1.1 Сталезалізобетонні прогонові будови

Найбільше розповсюдження мають сплошностінчаті одноплитні балочні розрізні і нерозрізні сталезалізобетонні прогонові будови з їздою зверху.

Основні етапи розвитку сталізалізобетонних конструктивних рішень присвячені спеціальні праці [1], [3], [7]. Основні аспекти розвитку сталезалізобетонних конструкцій розкритті в наукових працях З.Я.Бліхарського [4], Ф.Є. Клименка [12,13], Л.М.Костікова [14], О.В. Семка, О.П.Воскобійник [18], Л.І. Стороженка [20], М.М. Стрілецького [21]], Ю.М.Фабрики [22], Є.Р.Хіло, Б.С.Поповича [23] та інш.

У більшості робіт [14, 15, 17, 19, 24] конструкцій з листовим зовнішнім армуванням, яке може поєднуватися із стержневою внутрішньою арматурою [44] відносять до сталезалізобетонних. Зростання промисловості в Західній Європі в 19-го століття створило нові задачі в будівельній галузі такі як:

- збільшення довжини прольоту і габаритів мостів,
- поверховості будівель і споруд,
- міцності,
- вогнестійкості
- довговічності.

Існувала думка, що залізні балки, облицьовані бетоном з конструктивних міркуваннях або з метою збільшення вогнестійкості, володіють збільшеною міцністю і жорсткістю, а в 1923 році це було підтверджено проведеними в англійськими інженерами Уаттом і Боултоном (перекриття фабрики в Манчестері, 1801 р.), Фоксом (1829 р.), Уільямом Ферберном (1845 р.), французьким винахідником Моньє (1867 р.), американцем Т.Гіаттом (1877 р.). Потужний вклад в вивченні спільної роботи бетону і сталі вніс американський дослідник Вільям Е. Уорд [18], [25], [44].

Найбільш широке застосування ці сталі залізобетонні прогонові будови знайшли у будівництві мостів і шляхопроводів. Розвитку рішення проблеми застосування сталезалізобетонних комбінованих конструкцій присвячені у роботах Я.А. Балабуха [2], І.Б.Глотова [8], Голоднова К.А. [9], В.Г. Кваші, П.М.Ковалю [11], М.М. Стрелецького [20] та інш.

Застосування залізничних сталезалізобетонних прогонових будов почалося в колишньому СРСР в 1949 року, коли 18 клепаных прогонових будов прогонами від 27 до 42 метрів, запроектованих Лентрансостпроект, Проектстальконструкція (ПСК) були встановлені на Львівській залізниці в Карпатах. Залізобетонне баластне корито з ребрами заввишки до 60 см було включене в спільну роботу з клепаними балками похилими арматурними анкерами, які приварювалися після установки балок в проліт. Експлуатація цих прогонових будов показала необхідність особливих розрахунків і конструктивних заходів для попередження розкриття тріщин від температурних і усадкових дій .

Головна ідея сталезалізобетонних прогонових будов полягає стадійність їхньої роботи [5]: «спочатку монтують сталеву конструкцію, згодом бетонують чи монтують залізобетонні частини комплексної конструкції. При розрахунку на початковій стадії роботи сталева частина сприймає навантаження власної ваги, маси залізобетону та атмосферних впливів і дії навантажень під час монтажу. На другій стадії роботи після твердіння монолітного бетону чи замонолічування швів і анкерів отримують цілісну сталезалізобетонну конструкцію, яка сприймає все навантаження.» [44, ст.. 19].

1.2. Засоби об'єднання сталі і залізобетонну

Терміном «об'єднання» ми називаємо таке з'єднання залізобетонних і сталевих частин елемента для сумісної роботи, при якому за рахунок передачі через шов зрушуючих, відриваючих зусиль в об'єднаному елементі забезпечується напружено-деформований стан, близький до відповідного стану цілісного елемента.

В 1832 році англійський інженер М. Брюннель почав досліджувати сили зчеплення між металом і цементним розчином. Починаючи з 1885 року було розпочато перші дослідження з вивчення основних принципів сумісної роботи бетону з металом під навантаженням та вивчення сил зчеплення між цими конструктивними матеріалами [18].

На сьогоднішній день відомо, що міцність і надійність сталезалізобетонних прогонових споруд залежить не тільки від властивостей основних матеріалів (бетону, арматури, сталі прокату), але й від елементів, що з'єднують сталеву та залізобетонну частини в єдиний переріз. Застосування з'єднувальних анкерів, гнучких і жорстких упорів недостатньої міцності і також малої жорсткості не дозволяло сприйняти зсувні зусилля, які виникають на грані металевого прокату та залізобетонної плити. Даний факт зумовлює взаємне проковзування сталеві та залізобетонної частини перерізу, що призводить до зменшення несучої здатності та збільшення прогинів конструкції.

Найбільш простим по ідеї засобом об'єднання залізобетону і сталі є застосування жорстких упорів (рис. 1.2 та 1.3), тобто виступаючих деталей, укріплених на сталевому елементі, які працюють як шпонка. Стискаючи зусилля передаються на бетон безпосередньо через відповідні напольгиві поверхні, при цьому в бетоні відбуваються деформації. Жорсткий упор повинен впливати на бетон аналогічно штампу і викликати рівномірні деформації зминання бетону. Якщо поступово зменшувати жорсткість упору, він перетвориться з жорсткого в гнучкий, деформації зминання по висоті стануть нерівномірними, а з подальшим зменшенням жорсткості з'являться і деформації зворотних знаків.

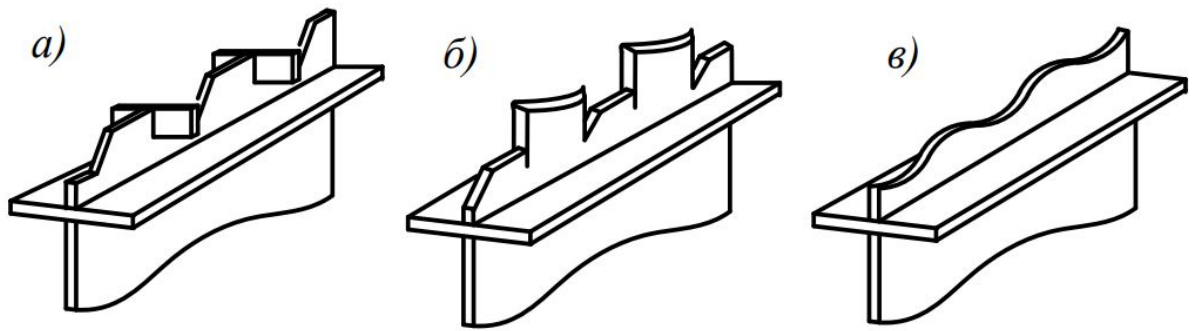


Рис.1.2. Жорсткі упори.

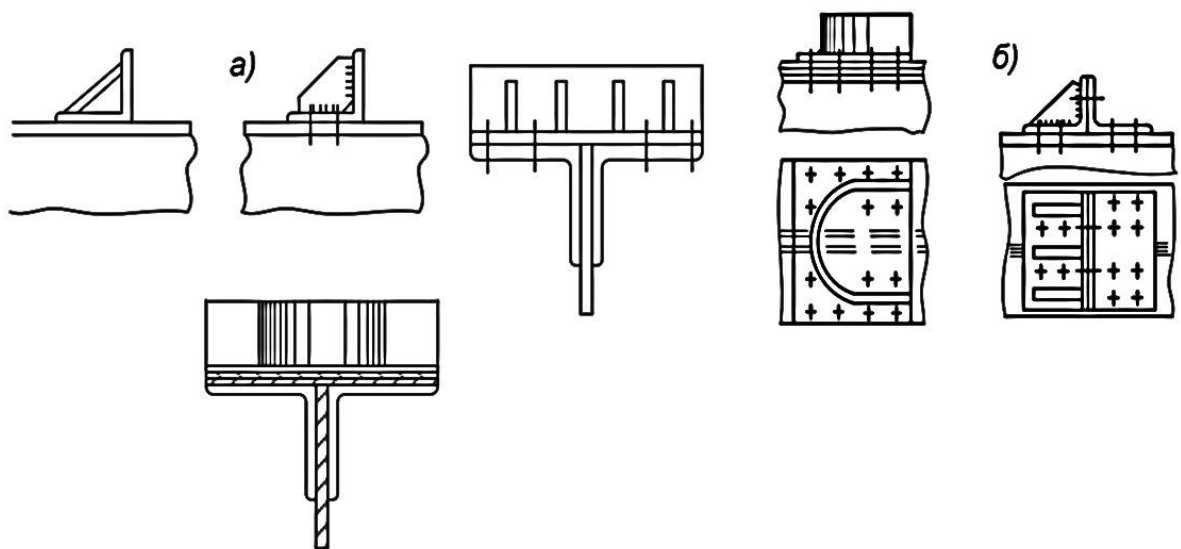


Рис.1.3. Жорсткі упори с безперевними об'єднувальними елементами

«Жорсткі упори з'явилися в Україні раніше, ніж в інших країнах, і отримали найбільш широке поширення. Організації, які внесли найбільшу частину в розробку таких з'єднань і які найбільш широко їх застосовували можна віднести: НДІПроектстальконструкція, Київська філія Союздорпроект, а також наукові праці М.Г. Карновського [10], Л.В. Салійчук [16], О.В. Семка, Л.І.Сердюка [18] інш. Відповідно до розробок цих організацій жорсткі упори можна розділити на точкові і безперевні об'єднувальні елементи. До точкових елементів відносять: кутникові, зварні дугоподібні, циліндричні, зварні, комбіновані упори та упори з металопрокату.» [44, ст.. 20]

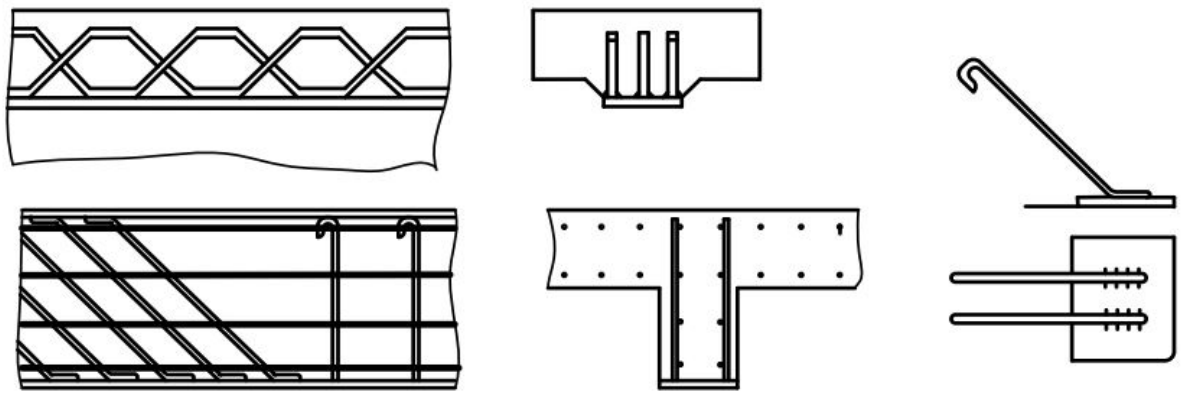


Рис.1.4. Окремі деталі, які приварюються за допомогою ручного зварювання

Гнучкі упори (рис.1.5) працюють переважно на згин подібно нагелю. Найбільше змінання бетону виникає в основі гнучкого упору.

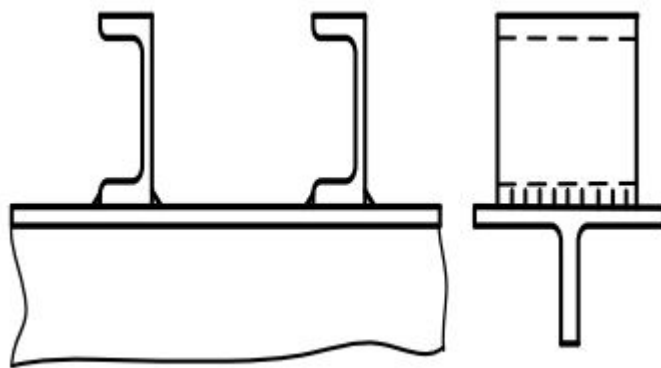


Рис.1.5. Гнучкі упори із швелера.

Якщо гнучкий упор заанкерити в бетоні, він сприйматиме не тільки зрушуючі, але і відриваючі зусилля. Такий гнучкий упор, направлений перпендикулярно до площини зрушення, називається вертикальним анкером. Робота гнучкого вертикального анкера на розтягнення зв'язана головним чином з передачею через шов відриваючих сил і косої розтягуючої напруги, що виникають при вигині зі здвигом. У разі дії в шві тільки зрушуючих сил у вертикальному анкері розтягуючих зусиль не виникає. В цьому випадку розтягуюче зусилля у вертикальному анкері може з'явитися тільки в

результаті вельми великих переміщень зрушення одночасно з виникненням по контакту залізобетону і сталі відповідних притискаючих напруг.

Наступним видом засобів об'єднання є нахилені анкери. Якщо нахилити анкер уздовж напрямку зрушуючої сили, що розтягує в ньому зусилля, яке передається на бетон зчепленням і анкеруванням, буде збільшуватися, а зусилля вигину, яке передається зминанням бетону упоперек анкера, зменшуються.

Одним із способів об'єднання є приварювання до сталевій конструкції або до заставної деталі поздовжньої арматури залізобетону. Цей спосіб можна розглядати як граничний випадок похилого анкера, коли кут його нахилу зменшений до нуля і арматурний стрижень працює тільки на осьові зусилля, що передаються бетону зчепленням.

Особливим способом об'єднання є збільшення тертя і зчеплення між залізобетоном та сталлю. Збільшення тертя досягається поперечним обжиманням об'єднаних частин і шва між ними високоміцними елементами, збільшення зчеплення - склеюванням залізобетону і сталі або пристроєм рифленої поверхні на сталевому поясі. Збільшення зчеплення також зазвичай вимагає обжимання шва. Таким чином збільшення зчеплення майже завжди супроводжується і збільшенням тертя. Зчеплення практично робить вплив на роботу шва при більшості інших способів об'єднання залізобетонної плити зі сталеву конструкцією.

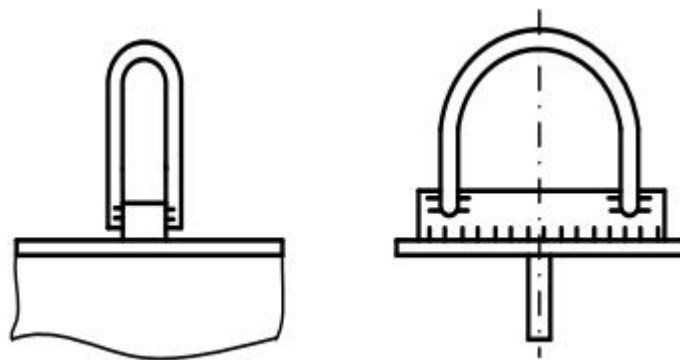


Рис.1.6. Вертикальні петлеві анкери на брускових упорах.

«З'єднання за допомогою гнучких упорів визначається високою міцністю бетону і деформативно-міцнісними показниками самого упору на вигин. Більш ефективнішими є гнучкі анкери із застосуванням арматурних стержнів при розташуванні під кутом 45° (рис. 1.6) до напрямку зсувної сили, так як вони працюють практично на осьовий розтяг. В конструкціях із зовнішнім армуванням в основному застосовуються вертикально розташовані анкерні стержні, які приварюються до листової, смугової арматури. Для кращого обтискання шва між залізобетоном і сталлю використовують високоміцні болти. Високоміцні болти або шпильки застосовують при фрикційному і клеєно-болтовому з'єднанні сталі й залізобетону, при цьому зменшуються локальні неточності та концентрація зсувних зусиль і напружень.» [44, ст. 21].

Випробування показали, що при повторних експлуатаційних динамічних діях зчеплення порівняно швидко порушується і при подальшій нормальній експлуатації всі зрушуючі зусилля передаються практично тільки через об'єднувальні деталі. При одноразово зростаючій статичній дії зчеплення порушується значно раніше настання граничного стану об'єднувальних деталей особливо при збірному залізобетоні і наявності підливки. За цих причин за відсутності спеціальних заходів, що збільшують зчеплення і тертя, всі зрушуючі і тим більш відривні зусилля, що діють в шві, повинні передаватися в розрахунках на об'єднувальні деталі.

Основним засобом об'єднання залізобетону і сталі в перших залізобетонних конструкціях були жорсткі упори, часто у поєднанні з вертикальними анкерами. Проте в кінці 40-х і початку 50-х років застосовувалися також арматурні похилі і вертикальні анкери, а з початку 60-х років застосовують похилі петлеві анкери як засіб об'єднання із залізобетоном заставних деталей, які сполучаються зі сталеву конструкцією високоміцними болтами або зваркою. З кінця 60-х років застосовують високоміцні болти, що обжимають залізобетон. Упори з відрізків прокатних профілів з віссю паралельній площині сталевому поясу і перпендикулярною до зрушуючої сили,

вважаються гнучкими за відсутності зміцнюючих ребер жорсткості. Руйнування об'єднання з гнучкими упорами відбувається зазвичай по бетону після великих переміщень зрушення, істотно більших переміщень, що обмежують експлуатаційну придатність об'єднання.

В 1939 році у Швейцарії запатентовано балки системи „Альфа” (рис. 1.7) в яких спільна робота сталі і залізобетону забезпечувалася спіралями, привареними до верхньої полицки сталевий балки. Перші сталезалізобетонні мости системи „Альфа” побудовані у Нью-Йорку та Швейцарії. У роки другої світової війни та в повоєнні роки для з'єднання залізобетонної частини зі сталевий балкою почали використовувати гнучкі упори у вигляді відрізків швелерів і двотаврів та найрізноманітніші конструкції жорстких упорів і стержневих анкерів. З середини 50-х років застосовували решітчасті сталезалізобетонні пролітні системи, в яких залізобетонні плити працюють разом з верхніми поясами ферм. Використання такої системи поєднання залізобетонного верхнього та сталевий нижнього поясів дозволяло збільшувати прольоти сталезалізобетонних мостів. У 1944 р Асоціація ААШО виступила перші технічні умови на їх проектування.

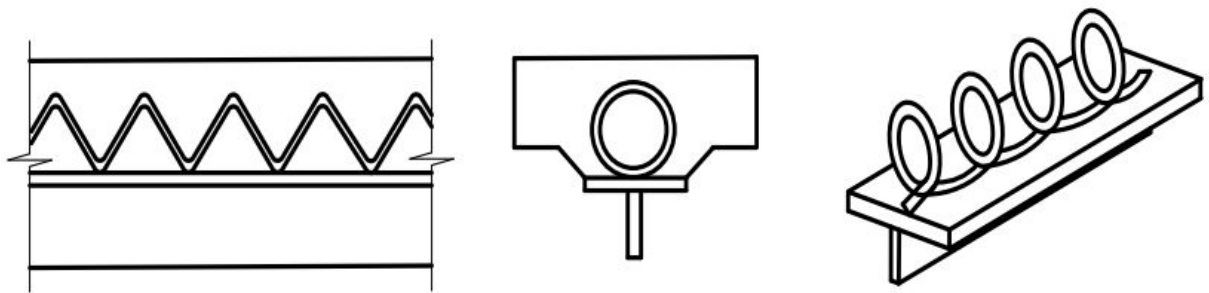


Рис. 1.7 Об'єднання залізобетону і сталі системи «Альфа»[6].

На основі експериментальних досліджень в американських технічних умовах ААШО були отримані формули, що обмежують зрушуючі зусилля, що допускаються, на гнучкий упор виходячи з деформаційного критерію граничного стану по статичній міцності (переміщення зрушення величиною 0,08 мм) і загального коефіцієнта запасу.

Капітальні експериментальні дослідження об'єднання залізобетону і сталі циліндричними упорами виконані в США. Було випробувано на

продавлювання велике число дослідних зразків з натурними розмірами упорів, елементів залізобетонних плит і сталевих поясів. Випробування проводилися на одноразове статичне навантаження, на статичні навантаження з 10-кратними розвантаженнями на різних ступенях навантажень і на багатократні повторні дії пульсаційних навантажень.

Для об'єднання гнучкими циліндричними упорами з головками (як і для об'єднання швеллерними гнучкими упорами) згідно рекомендаціям американських норм AASHTO, використаним потім в нормах інших країн, прийнятий деформаційний критерій граничного стану по міцності - переміщення зрушення 0,08 мм під статичними навантаженнями.

Зрушення величиною 0,08 мм з погляду експлуатаційної придатності об'єднання абсолютно незначний. Такі великі розрахункові запаси пов'язані з несприятливими особливостями роботи об'єднання гнучкими упорами при багатотаразових повторних (особливо динамічних) завантаженнях, що супроводжуються втратою безпосереднього зчеплення бетону зі сталлю і небезпекою втомного руйнування, а також великим розкидом експериментальних даних.

При порушенні безпосереднього зчеплення бетону зі сталлю деформативність об'єднання анкерними штирями зростає приблизно удвічі.

Випробування показали, що для похилих анкерів велике значення має робота в бетоні на вигин як нагеля, подібно гнучким упорам. Після випробувань біля кореню анкерів виявилися лункообразні вигини бетону, причому велика частина переміщень зрушення відбувається саме унаслідок цих вигинів. Велике значення мають і деформації розтягування анкерів, про що свідчили показники датчиків, наклеєних на гілці анкерів. Розтягування в анкерах виникало з найперших ступенів навантаження, задовго до порушення зчеплення. Зсуви ж петель в бетоні, пов'язані з його вигинами під петлями, фіксувались, навпаки, тільки перед вичерпанням несучої здатності. Отже, зусилля розтягування в гілках петлевого анкера передаються на бетон головним чином зчепленням і тертям, а не через петлю. При вельми великій

довжині анкера все розтягнення в його гілках передається на бетон зчепленням і тертям, тому деформації зрушення не залежать від довжини анкера. Із зменшенням довжини анкера частина зусилля передається на петлю, і так як петля жорстко закріплена в бетоні, загальна деформативність зменшується. З подальшим зменшенням довжини анкера починається порушення зчеплення з бетоном на прямолінійних ділянках гілок анкера, зменшення деформативності об'єднання спочатку сповільнюється, а потім змінюється збільшенням деформативності, оскільки частка довжини з порушеним зчепленням збільшується швидше, ніж зменшується вся довжина анкера. Оптимальна довжина анкера, що відповідає найменшій деформативності відповідає порушенню зчеплення на невеликих ділянках бортового зминання бетону (вигину гілок анкера усередині бетону). При найменших довжинах анкера деформації розтягування, природно, зменшуються, проте загальна деформативність об'єднання збільшується за рахунок того, що зминання бетону під петлею і на ділянках бортового зминання; навантаження заданих переміщень зрушення продовжують падати.

При виникненні в похилому анкері стискаючих зусиль він почне віддирати залізобетонну плиту від сталевго поясу, що неприпустимо. Відповідно при знакозмінних напрямках зрушуючих сил похилі анкери слід ставити двох стрічних напрямів або комбінувати похилі анкери з вертикальними анкерами або іншими способами заанкерювання залізобетону. Довжина петлевого анкера може бути значно менше, ніж одиночного. Якщо мінімальною довжиною для одиночного анкера круглого перетину вважати $25 d$ (з урахуванням впливу тертя в зоні інтенсивного місцевого зминання бетону), то для петлевого анкера - всього лише $7 d$ (і, крім того, не меншого 12 см).

Мінімальною відстанню між похилими анкерами або їх гілками в просвіті слід приймати $3e_i$ На мінімальних відстанях розміщують анкери, що приварюються до закладних деталей, що робить останні більш компактними.

Особливої уваги вимагають зварні прикріплення похилих анкерів. Приварювання їх до горизонтального поясу або горизонтальним планкам з перегином і накладенням флангових швів за перегином себе не виправдала. Можливе приварювання торцем при відповідній його обробці і спеціальній технології. Значно простіше приварювання похилих анкерів до прикріплених до поясу спеціальним поздовжнім вертикальним деталям (зокрема, закладним) фланговими швами. Розрахунок такого прикріплення на міцність і витривалість виконують по нормах для сталевих мостових конструкцій в пропозиції дії зрушуючої сили на початку прикріплення і з урахуванням ексцентриситету цієї сили щодо центру тяжіння зварних швів.

1.3. Застосування високоміцних болтів у об'єднанні сталезалізобетону

Високоміцні болти є кращим засобом для обжимання шва між залізобетоном і сталлю, необхідного для передачі через шов зрушуючих зусиль без упорів і анкерів, тобто тертям або зчепленням.

Високоміцні болти або шпильки застосовують при фрикційному об'єднанні сталі і залізобетону (якщо для передачі зрушуючих сил використовується переважно тертя) і при болто-клейовому об'єднанні, якщо для цієї ж мети використовується, крім того, зчеплення, що забезпечується клейовим складом. Позитивною особливістю передачі зрушуючих сил між залізобетоном і сталлю з використанням високоміцних болтів, тобто тертям або зчепленням, є менші місцеві обурення і концентрації зрушуючих зусиль і напруження, чим при використанні упорів або анкерів.

Зрушуючі сили передаються розосереджено силами тертя (або поєднанням тертя зі зчепленням) і сприймаються безпосередньо зверненою до сталевому поясу поверхнею залізобетону. Обжимання шва і розосереджений характер передачі зусиль різко підвищують надійність роботи об'єднання під повторними навантаженнями. Високоміцні болти, що пропускаються крізь залізобетонну плиту і полицю сталевому поясу, забезпечують одночасно з обжиманням шва також і заанкерювання залізобетону на сталі.

Високоміцні болти, що обжимають залізобетон, застосовують переважно при збірній залізобетонній плиті, проте можливе використання їх і при монолітній плиті. Перевага фрикційного або болто-клейового рішення визначається конкретними кон'юктурними і місцевими умовами. Високоміцні болти набули за останні 20-25 років великого поширення як один з найбільш ефективних засобів монтажних з'єднань елементів будівельних конструкцій машин, причому особливо для сталевих мостових конструкцій.

В порівнянні з відповідними з'єднаннями в чисто сталевих конструкціях головні особливості фрикційного або болто-клеєвого об'єднання залізобетонної плити зі сталевим поясом полягають в наступному.

1. Потрібні високоміцні болти (або шпильки) великої довжини.
2. Потрібні достатньо жорсткі і міцні сталеві підкладки для розподілу тиску на залізобетонну плиту від натягу високоміцного болта; у зонах місцевого обжимання корисне спеціальне армування залізобетону.
3. Мінімальні відстані між високоміцними болтами в залізобетонній плиті істотно більші, ніж в сталевому листі; розміщення високоміцних болтів в об'єднувальному шві виходить рідкішим, ніж в сталевій конструкції.
4. Унаслідок повзучості і частково усадки бетону, обтисненого високоміцними болтами, виникають специфічні втрати зусиль натягнення високоміцних башів.
5. У болто-клеєвих з'єднаннях товщина шару клеєвого складу в сталезалізобетонних конструкціях зі збірною плитою значно більше, чим в сталевих; відповідно замість клею застосовують зазвичай клеєпісчанні розчин і болти натягують не відразу після з'єднання елементів, а після затвердіння клеєвого складу.

Для конструкції з обтисканням високоміцними болтами блоків збірної залізобетонної плити характерний пристрій в останніх отворах діаметром 50-60 мм, тобто значно збільшених по відношенню до діаметру болта, а також гладких площадок для спирання розподільних підкладок. Шов між блоком залізобетонної плити і сталевим поясом заповнюється цеменпюнісчанним (у фрикційному з'єднанні) або клеєпісчанним (у болто-клеєвому з'єднанні) розчином. Тим же розчином заповнюють зазвичай і порожнини болтових отворів. Для економії дорогого клеєпісчаного розчину, а також за технологічними міркуваннями болтові отвори можна залишати не заповненими розчином. В окремих випадках можливе клеєпісчанним розчином.

Конструкції об'єднання, в яких високоміцні болти обтискають монолітний залізобетон, застосовують рідко. При здійсненні таких конструкцій спочатку виставляють і закріплюють додатковими нижніми гайками високоміцні болти (одночасно зі всією необхідною арматурою), а потім здійснюють бетонування. Відразу після бетонування болти злегка натягують, щоб втопити розподільні підкладки в бетон. При цьому можна здійснити як фрикційне, так і болто-клейове об'єднання, яке вимагає завчасного нанесення першого шару епоксидного клею на суху і підготовлену контактну поверхню сталевому поясу. Безпосередньо перед бетонуванням поверх першого шару наносять другий шар клею. Цю операцію можна виконати і при мокрій поверхні першого шару клею. Волога перешкоджає зчепленню зі сталлю і збірним залізобетоном, але не позначається істотно на зчепленні з раніше нанесеним клейовим складом і з мокрою монолітною бетонною сумішшю. Повне натягнення високоміцних болтів здійснюють після набору бетоном розрахункової міцності. При збірній залізобетонній плиті можливе аналогічне рішення, що передбачає обжимання високоміцними болтами бетону омоноличування поздовжнього шва між блоками плити.

При обжиманні високоміцними болтами в бетоні виникає об'ємний напружений стан, причому напруга основного напрямку (уздовж осі болта) вельми нерівномірна як уздовж болта, так і в радіальних напрямках. Максимальна напруга виникає безпосередньо під підкладкою, в деяких зонах вони наближаються до призматичної міцності бетону, і деформації повзучості виявляються тут різко нелінійними (при ефективній мірі повзучості в 3-3,5 разу більше, ніж при лінійній повзучості). При видаленні від підкладки напруження зменшуються, прагнучи при чималій товщині бетону до рівномірного напруження за всією площею я об'єднувального шва. Середнє ефективне напруження теж зменшується із збільшенням товщини бетону.

Практично зчеплення бетону або розчину зі сталлю під дією тимчасових

навантажень може бути порушено тільки на окремих ділянках шва і залишкове зчеплення істотно збільшує результуючий коефіцієнт тертя.

При збірному залізобетоні зрушення відбувається зазвичай по контакту блоку плити з цементним розчином, відповідно коефіцієнт тертя залежить від рівності поверхні збірного залізобетону. При нерівній поверхні збірного залізобетону і клепаної конструкції сталевому поясу результуючий коефіцієнт тертя виходить завжди більше одиниці.

При ненатягнутих болтах, тобто за відсутності напруги обжимання шва, опір його визначається тільки зчепленням. При збільшенні напруги обжимання з'являється внутрішнє тертя, причому опір зрушенню збільшується спочатку швидше, ніж у фрикційному з'єднанні, за рахунок збільшення зрушуючої міцності поверхневого шару бетону при обжиманні. Але з подальшим зростанням напруги обжимання приросту опору зрушення поступово затухає, оскільки міцність поверхневого шару бетону при обжиманні збільшується не безмежно, а тільки до деякої межі. Високоміцні болти можна використовувати для включення залізобетонної плити в роботу в ході навісного монтажу попередньо напружених сталезалізобетонних прогонових будов. Високоміцні болти дозволяють включати в роботу не тільки залізобетонні плити, що укладаються на сталеві балки зверху, але і залізобетонні плити, що підвішуються до сталевих балок знизу в двоплитних прогонових будовах.

1.4. Сталезалізобетонні прогонові будови із попереднім вигином сталюї балки

Перші стале залізобетонні прогонові будови були виготовлені в Бельгії інженером А. Ліпскім ще в 1951 році. Найбільшу свою популярність дані балки отримали на об'єкті Tour du Midi в Брюселлі загальна кількість балок 144 довжиною 40 м і на об'єкті Verlaymont Building загальна кількість балок 319.

Послідовність виготовлення балок:

- 1) установка сталевої балки з доданим будівельним підйомом на опори;
- 2) попередній вигин сталевої балки додатком двох зосереджених сил, розташованих в $\frac{1}{4}$ та $\frac{3}{4}$ прольоту;
- 3) бетонування першої частини сталезалізобетонних перетину в рівні нижнього пояса деформованої сталевої балки при збереженні на ній прикладених сил;
- 4) зняття прикладених сил після розрахункового періоду часу після бетонування; об'єднана балка частково відновлює свій будівельний підйом, однак його величина менше первісної, при цьому відбувається обтиснення бетонної частини перерізу;
- 5) бетонування на будмайданчику другої частини бетонного перерізу.

Бетонування першої та другої частин бетонного перерізу значно збільшує жорсткість сталезалізобетонних балки в порівнянні з початковою жорсткістю сталевго елемента перетину. Оскільки бетон нижнього пояса піддався обтисненню до об'єданого перетину експлуатаційних навантажень, він бере участь в сприйнятті сталезалізобетонних балкою згинального моменту при дотриманні вимоги щодо забезпечення тріщиностійкості. При

мінімальній будівельній висоті така конструкція дозволяє перекривати досить великі прольоти, володіючи при цьому дуже високою втомною міцністю, що забезпечило їй широку популярність в Бельгії. Балки типу «flexstress», виготовлені 50 років тому, як і раніше зберігають свої проектні параметри.

Наступний історичний етап у розвитку сталезалізобетонних балок, що виготовляються з попередніми вигином сталевих елементів, полягав у спробі здійснити додаткове напруження, що було успішно виконано на підприємствах компанії Ronveax. Такі балки отримали назву «flexstress». У 1986 р вони були застосовані з прольотом 47 м при будівництві моста через р. Маас на дамбі Лікс.

У балках «flexstress» вдалося застосувати всі можливі ідеї, які зазвичай використовують окремо в «материнських» конструкціях - залізобетонних і сталевих балках. І дійсно, бетон може бути армований звичайною арматурою або попередньо обжатий як з натягом пред-напрягаючих елементів на бетон, так і на опалубку; сталеві балки можуть бути також попередньо обтиснуті, або їм може бути надано будівельний підйом. Всі перераховані прийоми дозволяють досягти максимальної ефективності.

В якості основного елемента балок «flexstress» використовують суцільностінчаті двутаврові зі будівельним підйомом сталеві балки з високоміцної сталі зі знятими залишковими напруженнями, що здійснюють шляхом циклічного навантаження і розвантаження. Для цього балку в горизонтальному положенні піддають дії згинального моменту і стиснення. Розтягують напруги в металі на цій стадії доводять до 85% від величини границі текучості.

Потім сталеву балку встановлюють на двох опорах на виробничому стенді в вертикальному положенні, де вона деформується під дією власної ваги. Після чого в зоні нижнього пояса до сталевих балок прикріплюють

Каналоутворювачі, в яких розміщують пучки. Вигин балки здійснюють додатком двох зосереджених сил, наявних в 0,4 і 0,6 прольоту. Після чого балку повністю бетонують.

Після досягнення бетоном мінімально достатньою розрахункової міцності зосереджені сили знімають і роблять натяг пучків в каналах (рис. 1.9). Для підвищення сили попереднього обтиску пучками, розташованими в зоні нижнього пояса, іноді у верхній зоні балки встановлюють і напружують тимчасові пучки, які необхідні також і при проведенні транспортно-монтажних робіт, щоб виключити надмірне розтягнення верхньої зони перетину при утворенні великих консолей. Застосування подібних тимчасових пучків називають «анти-переднапружені». Тимчасові пучки демонтують після установки балки в проліт на опорні частини і перед бетонуванням верхньої залізобетонної плити проїжджої частини, що є кінцевою операцією по утворенню повного сталезалізобетонних перетину.

Балки, виготовлені за технологією «flexstress» являють собою не тільки чисто механічне поєднання двох досить відомих прийомів об'єднання сталевий і бетонної частини перерізу. Новизна цієї технології полягає в тому, що вона складена з операцій, які утворюють ефективно поєднання двох технологічних процесів: попереднього вигину сталевого перетину і попереднього, в кілька стадій, напруги. Попередній вигин створює стискають зусилля в нижньому поясі сталевий балки, потім слід натяг пучків нижнього пояса об'єданого перетину, після чого створюється тимчасове обтиснення цієї зони сталезалізобетонних перетину, яка на стадії попереднього напруження нижнього пояса об'єданого перетину може виявитися небезпечно розтягнутої, і все завершується, як зазначалося вище, бетонуванням верхньої плити в прольоті і зняттям тимчасових пучків.

1.5. Висновки

Провівши аналіз існуючих методів та конструктивних рішень об'єднання металевої балки та залізобетонної плити можна зробити декілька висновків:

1. Основним засобом об'єднання залізобетону і сталі в сталезалізобетонних конструкціях довгий час були жорсткі упори. Було розглянуто багато різних прикладів конструкцій жорстких упорів, але експерименти показали, що працездатність об'єднувального шва мало залежить від конструкції жорстких упорів. Незадовільні ті конструкції, які мають майданчики зім'яття з виступаючими кутами, як би розколюючими бетон. Статичні випробування на зсув з повторними завантаженнями і розвантаженнями на більшості ступенів навантажень виявили непружний характер роботи жорстких упорів і накопичення залишкових переміщень зсуву при повторних завантаженнях.
2. Високоміцні болти набули великого поширення як одного з найбільш ефективних засобів монтажних з'єднань елементів будівельних конструкцій і машин» причому для сталевих мостових конструкцій особливо. Позитивною особливістю передачі зсувних сил між залізобетоном і сталлю з використанням високоміцних болтів, тобто тертям або зчепленням, є менші концентрації зсувних зусиль і напруження, ніж при використанні упорів або анкерів. Обтискання шва і розосереджений характер передачі зусиль різко підвищують надійність роботи об'єднання під повторними навантаженнями.
3. Застосування сталезалізобетонних прогонових будов з попередніми вигином сталевих елементів перетину і традиційними напружуваними елементами, типу «flexstress», дає можливість перекидати великі прольоти при малій будівельній висоті і в значній мірі збільшує термін служби споруди. Нова конструкція заводського виготовлення за короткий термін забезпечила різке підвищення ефективності будівельних робіт.

Розділ 2. Визначення зусиль в прогоновій будові зі звичайного залізобетону

Прогонова будова є основним несучим елементом прогонової будови і підлягає розрахункам за обома граничними станами згідно [26]. Типова конструкція розрізної залізничної прогонової будови зі звичайного залізобетону складається з двох симетричних блоків, тому розрахунку підлягатиме один блок. Будемо також вважати, що нерівномірність форми поперечного перерізу балки по довжині не перевищує 10%.

Розрахункова схема головної балки розрізної прогонової будови зі звичайного залізобетону приймається у вигляді балки на двох опорах, завантаженої відповідно постійним та тимчасовим навантаженнями. Лінії впливу для обраних перерізів показані на рис. 2.1.

Розраховані та похідні параметри ліній впливу наведені у табл. 1.1. Ординати ліній впливу згинальних моментів отримані за формулою $y = ab/l_p$, площа відповідної лінії впливу – $\omega = 0,5yl_p$. Параметр X являє собою довжину завантаження відповідної лінії впливу, параметр a - положення її вершини (відношення меншої відстані від опори до вершини та довжини завантаження лінії впливу).

Постійні навантаження, які діють на головну балку, складаються з ваги баласту з частинами залізничної колії, ваги елементів проїзної частини, власної ваги балки. Визначаємо величину кожного з цих навантажень на один метр довжини балки. Геометричні характеристики плити беремо з попередніх розрахунків.

2.1 Вихідні дані

1. Повна довжина прогонової споруди $l_n=16.7$ м
2. Розрахункова довжина прогонової споруди $l_p=16.0$ м
3. Клас навантаження С-14
4. Матеріал прогінної споруди:
 - сталь 16Д
 - бетон класу В40

2.2 Навантаження і впливи

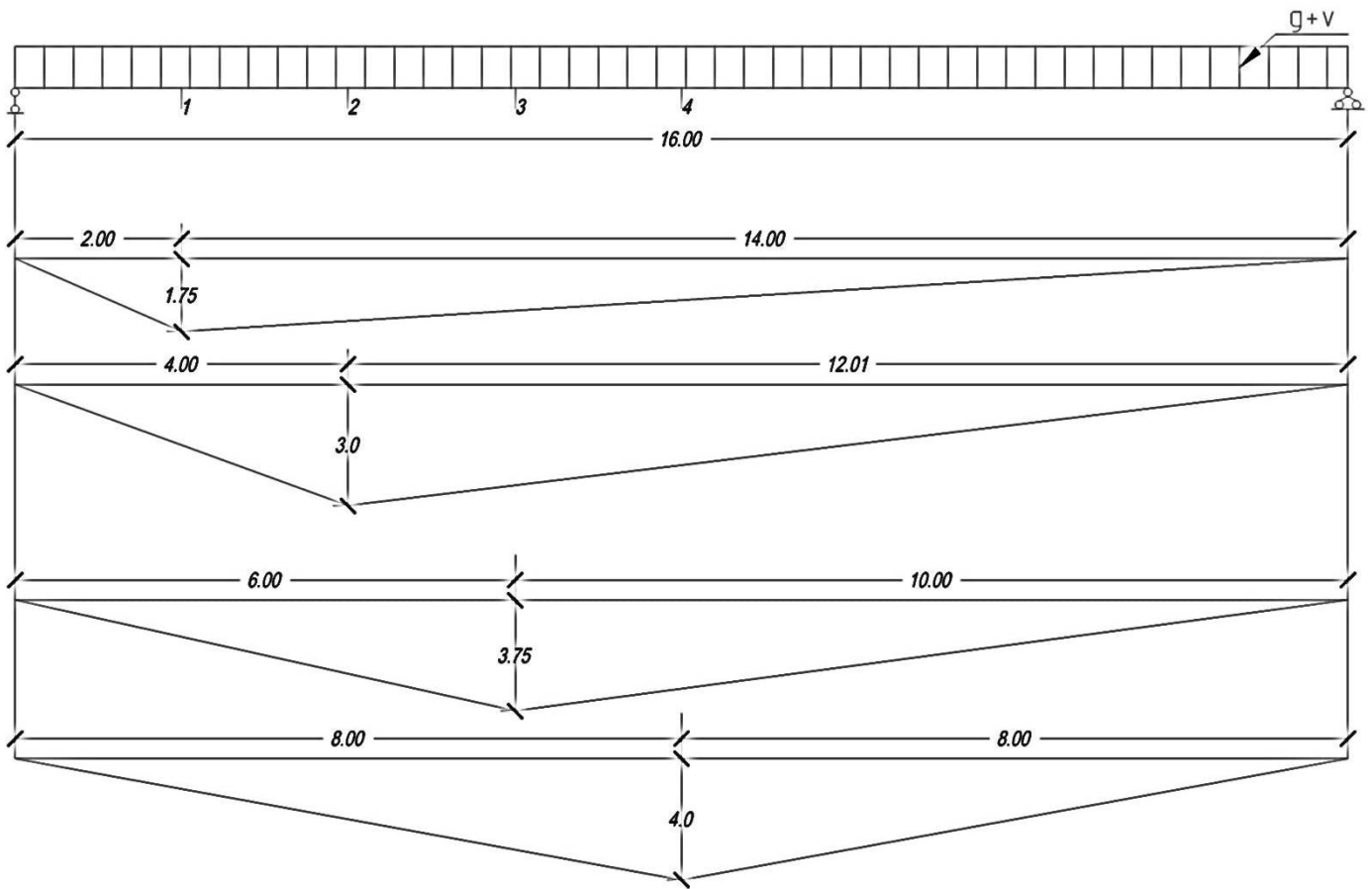


Рис. 2.1. Розрахункова схема та лінії впливу зусиль в головній балці

Таблиця 1.1

Параметри ліній впливу зусиль в головній балці

Лінія впливу	Відстані, м		Ордината у, м	Площа ділянки ω , м ²
	<i>a</i>	<i>b</i>		
M ₁	2.0	14.0	1.75	14
M ₂	4.0	12.0	3.0	24
M ₃	6.0	10.0	3.75	30

M ₄	8.0	8.0	4.0	32
----------------	-----	-----	-----	----

2.3 Визначення зусиль від постійного навантаження

Ширина одного блоку типової прогонової будови поперек мосту, виміряна по крайнім граням зовнішніх бортиків, складає:

$$B_1 = 208 \text{ см.} \quad (1.1)$$

Нормативне значення інтенсивності навантаження від ваги баласту з частинами колії згідно (2.5)

$$q_6^H = B_1 d_6 \gamma_6 = 2,08 \times 0,5 \times 19,6 = 20,4 \text{ кН/м.} \quad (1.2)$$

Нормативне значення інтенсивності навантаження від ваги плити баластового корита

$$q_{пл}^H = B_1 h_{пл} \gamma_{з/б} = 2,08 \times 0,18 \times 24,5 = 9,173 \text{ кН/м.} \quad (1.3)$$

Нормативні значення інтенсивності навантаження від ваги плити тротуару та перил, відповідно до (2.6), (2.7)

$$q_{тр}^H = 5 \text{ кН/м}; q_{п}^H = 0,7 \text{ кН/м} \quad (1.4)$$

Нормативне значення інтенсивності навантаження від власної ваги балки визначаємо за попередніми розмірами її перерізу (рис. 2.2). Загальну висоту балки (разом з плитою) призначаємо з співвідношення

$$h = \frac{1}{11} l_p = \frac{1}{11} \cdot 16 = 1.45 \text{ м.} \quad (1.5)$$

Вути проектуємо за рівнобічним прямокутним трикутником з розміром катету 30 см. Товщина стінки балки всередині прогону

$$b_p = 50 \text{ см.} \quad (1.6)$$

Всі інші розміри призначаємо згідно типового проекту.

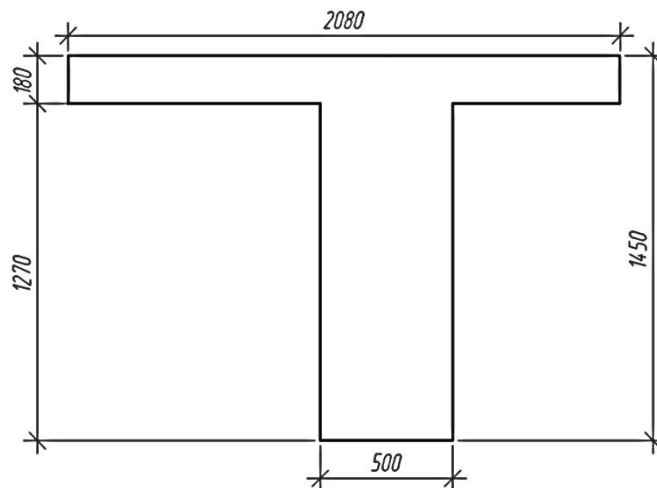


Рис. 2.2. Розміри перерізу блока: всередині прогону, на опорі

Площа поперечного перерізу прогонової будови всередині прогону за винятком перерізу плити складає (рис. 2.2)

$$A_p = 10094,0 \text{ см}^2, \quad (1.7)$$

отже,

$$q_p^H = A_p \gamma_{з/б} = 1,009 \times 24,5 = 24,73 \text{ кН/м}^2. \quad (1.8)$$

Блоки прогонової будови з'єднуються між собою поперечними залізобетонними діафрагмами. Їх вага, а також вага інших неврахованих елементів прогонової будови складає 10... 15% від загальної ваги прогонової будови. Приймаємо 10%, тоді нормативне значення інтенсивності ваги цих елементів буде рівним

$$q_d^H = 0,1(q_p^H + q_{пл}^H) = 0,1(24,73 + 9,173) = 3,39 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}. \quad (1.9)$$

Розрахункові значення інтенсивності кожної складової постійного навантаження для розрахунків на міцність, витривалість, тріщиностійкість визначаємо у табл. 1.2.

Нормативне значення еквівалентного тимчасового навантаження визначається для кожної лінії впливу окремо, використовуючи табличне значення

v^m згідно [1], додаток Л:

$$v^H = \frac{1}{2} v^m K. \quad (1.10)$$

Розрахунки наведені у табл. 1.3-1.5.

Таблиця 1.2

Розрахункові значення постійного навантаження

Компонента навантаження	Значення для розрахунку на тріщностійкість та витривалість, кН/м	Коефіцієнт надійності	Значення для розрахунку на міцність, кН/м
Вага баласту з частинами колії	20,4	1,3	26,5
Вага плити баластового корита	9,173	1,1	10,09
Вага плити тротуарної консолі	5	1,1	5,5
Вага перил тротуарної консолі	0,7	1,1	0,77
Вага ребра головної балки	24.73	1,1	27.20
Вага діафрагм та інших елементів	3.39	1,1	3.73
Всього	63.39		73.79

2.4 Визначення зусиль від тимчасового навантаження

Таблиця 1.3

Нормативні значення тимчасового навантаження

Лінія впливу	Параметри лінії впливу		Табличне значення навантаження при $K=1$ v^E , кН/м	Нормативне значення навантаження v^E , кН/м
	λ , м	α		
M ₁	16	0,125	15,173	106,211
M ₂	16	0,250	14,685	102,795
M ₃	16	0,375	14,20	99,40
M ₄	16	0,500	13,71	95,97

У розрахунках на тріщиностійкість використовуються нормативні значення тимчасового навантаження (табл. 1.3).

За даними табл. 1.2-1.5 складатися таблиця 1.6, в яку занесені значення розрахункових зусиль в перерізах головної балки. Площі відповідних ліній впливу визначені в табл. 1.1.

Таблиця 1.4

Розрахункові значення тимчасового навантаження на міцність

Лінія впливу	Нормативне значення навантаження v^E , кН/м	Коефіцієнт надійності γ_{fv}	Динамічний коефіцієнт $1 + \mu$	Значення навантаження для розрахунку на міцність, кН/м
M ₁	106,211	1,23	1,28	167,22
M ₂	102,795	1,23	1,28	161,84
M ₃	99,40	1,23	1,28	156,49
M ₄	95,97	1,23	1,28	151,09

γ_{fv} – коефіцієнт надійності до тимчасового навантаження ([26] п. 2.10)

$$\gamma_{fv} = 1.23$$

$1 + \mu$ – динамічний коефіцієнт ([26] п. 2.28)

Розрахункові значення тимчасового навантаження на витривалість

Лінія впливу	Нормативне значення навантаження, σ^H кН/м	Коефіцієнт ε	Динамічний коефіцієнт $1 + \frac{2}{3}\mu$	Обмежуюча умова $\varepsilon(1 + \frac{2}{3}\mu) \geq 1$	Значення навантаження для розрахунку на витривалість, кН/м
M ₁	106,211	0,85	1,185	1,00	106,98
M ₂	102,795	0,85	1,185	1,00	103,54
M ₃	99,40	0,85	1,185	1,00	99,81
M ₄	95,97	0,85	1,185	1,00	96,66

ε – коефіцієнт, який враховує присутність в потягах тільки перспективних локомотивів та вагонів, а також відсутність важких транспортерів ([26] п. 2.11 табл. 9). $\varepsilon = 0,85$

$1 + \frac{2}{3}\mu$ – динамічний коефіцієнт

$$1 + \frac{2}{3}\mu = 1 + \frac{2}{3} \times \frac{10}{20 + \lambda} = 1,148 \quad (1.12)$$

2.5 Обвідні епюри зусиль

Таблиця 1.6

Значення розрахункових зусиль в перерізах балки

Зусилля	Площа лінії впливу	Постійне навантаження, кН/м		Тимчасове навантаження, кН/м			Значення зусилля, для стадії розрахунку, кНм		
		$q^F = q^E$	q^M	v^F	v^E	v^M	тріщ.	витр.	міцн.
M ₁	14	63.34	73.79	106,21	106,98	167,22	2373.7	2384.48	3374.14
M ₂	24	63.34	73.79	102,80	103,54	161,84	3987.36	4005.12	5655.12
M ₃	30	63.34	73.79	99,40	99,81	156,49	4882.2	4894.5	6908.4
M ₄	32	63.34	73.79	95,97	96,66	151,09	5097.92	5120	7196.16

$$M_1^M = \omega_1 \times (q_1^M + v_1^M) \qquad M_1^E = \omega_1 \times (q_1^E + v_1^E) \qquad (1.13)$$

$$M_2^M = \omega_2 \times (q_2^M + v_2^M) \qquad M_2^E = \omega_2 \times (q_2^E + v_2^E) \qquad (1.14)$$

$$M_3^M = \omega_3 \times (q_3^M + v_3^M) \qquad M_3^E = \omega_3 \times (q_3^E + v_3^E) \qquad (1.15)$$

$$M_4^M = \omega_4 \times (q_4^M + v_4^M) \qquad M_4^E = \omega_4 \times (q_4^E + v_4^E) \qquad (1.16)$$

За даними табл. 1.6 будемо обвідні епюри (рис. 2.3).

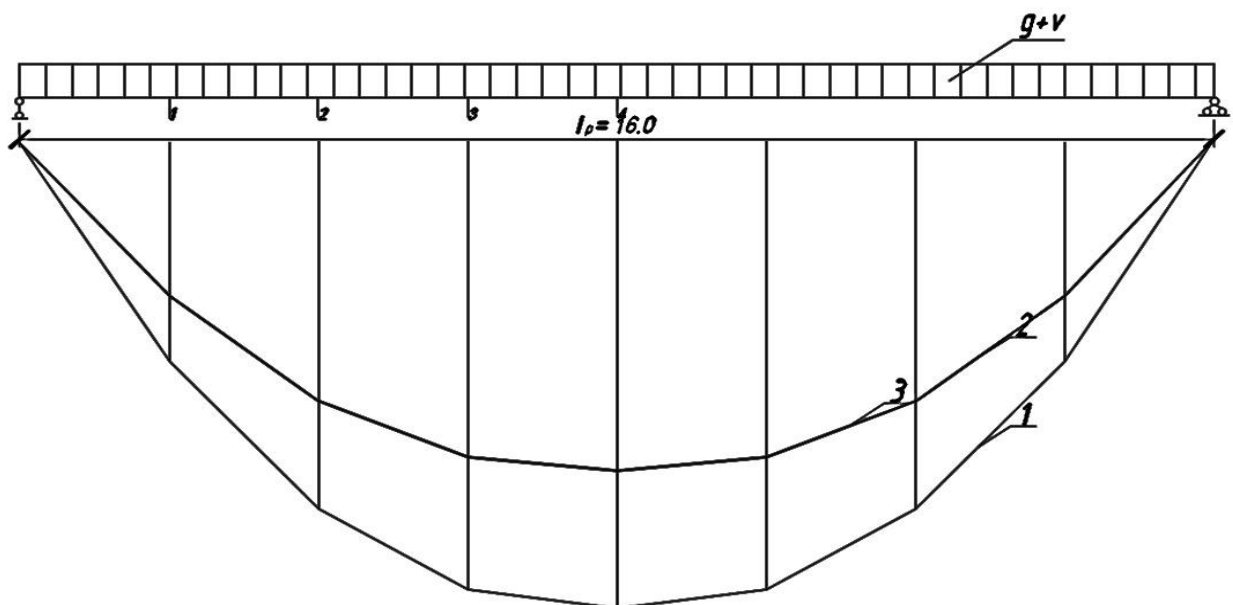


Рис. 2.3. Обвідні епюри: 1 - міцність; 2 - витривалість; 3 – тріщиностійкість .

2.6 Висновок

Визначивши зусилля в прогоновій будові бачимо, що епюри згинальних моментів ліній впливу мають плавний характер.

Обвіді епюри на витривалість та тріщиностійкість мають близькі значення, найбільші значення на міцність в середині прольоту, які складають:

- на тріщиностійкість 5097.92 кН·м
- на витривалість 5120 кН·м
- на міцність 7196.16 кН·м

За даними цих розрахунків в кінці ми побудували обвідну епюру згинального моменту рис. 2.3

Розділ 3. Підбір перерізу головної балки і перевірка перерізів на стадії експлуатації

3.1. Підбір площі перерізу жорсткої арматури

Для підбору перерізу арматури у середині прогону балки таврового перерізу необхідно встановити положення нейтральної осі. Це може бути виконано шляхом порівняння розрахункового згинального моменту з моментом внутрішньої пари сил, з урахуванням, що вся плита по висоті стиснена

$$M_{max} \leq b'_f \cdot h'_f \cdot R_b (h_0 - 0.5h'_f) \quad (3.1)$$

M_{max} – максимальний момент відповідно до розрахунків на міцність (табл. 1.6)

R_b – розрахунковий опір бетону за міцністю на стиснення (додаток 2) [26]

h_0 – робоча висота балки

$$h_0 = 0.8h = 0.8 \times 145 = 123 \text{ см} \quad (3.2)$$

$$M_{max} \leq b'_f \cdot h'_f \cdot R_b (h_0 - 0.5h'_f) \quad (3.3)$$

$$M_{max} = 7196.16 \text{ кН} \cdot \text{м}$$

$$\begin{aligned} b'_f \cdot h'_f \cdot R_b (h_0 - 0.5h'_f) &= 2,08 \cdot 0,18 \cdot 20 \cdot 10^3 \cdot (1,23 - 0,5 \cdot 0,18) \\ &= 8536,32 \text{ кН} \cdot \text{м} \end{aligned}$$

Отже умова (3.3) виконується $7196.16 \leq 8536,32 \text{ кН} \cdot \text{м}$

Потрібну площу жорсткої арматури при розташуванні нейтральної осі в плиті визначається за формулою із розрахунку на міцність користуємось методикою [2], ст. 21

$$A_s = \frac{M_{max}^m}{R_s \times (h_0 - 0.5h'_f)} \quad (3.4)$$

де товщина плити згідно

$$h'_f = 18 \text{ см.} \quad (3.5)$$

R_y - 225 МПа - розрахунковий опір розтягненню для розрахунків на міцність згідно з табл. 4.4 [26]

$$A_s = \frac{M_{max}^m}{R_s \times (h_0 - 0.5h'_f)} = \frac{7196.16}{225 \cdot 10^3 \times (1,23 - 0,5 \times 0,18)} = 0,0280 \text{ м}^2. \quad (3.4)$$

Потрібна площа армування складає $0,0280 \text{ м}^2 = 280,0 \text{ см}^2$

Обираємо нетипову конструкцію листа жорсткої арматури (рис. 3.1).
Нижній пояс розташований в два ряди та складається з прокатного листа товщиною 4 см.

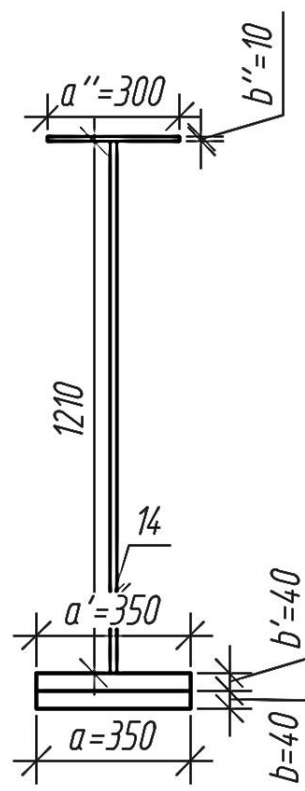


Рис.3.1. Переріз жорсткої арматури

Площа перерізу жорсткої арматури

$$A_s = (a \cdot b) + (a' \cdot b') = (35 \cdot 4) + (35 \cdot 4) = 140 + 140 = 280 \text{ см}^2 \quad (3.5)$$

Площу верхньої жорсткої арматури призначаємо в кількості 10% від площі нижньої арматури

$$A'_s = 0.1A_s = 0.1 \cdot 280 = 28 \text{ см}^2 \quad (3.6)$$

Площа перерізу жорсткої арматури верхньої зони

$$A'_s = a'' \cdot b'' = 30 \cdot 1 = 30 \text{ см}^2 \quad (3.7)$$

Розташування жорсткої арматури всередині прогону показано на рис. 3.2.

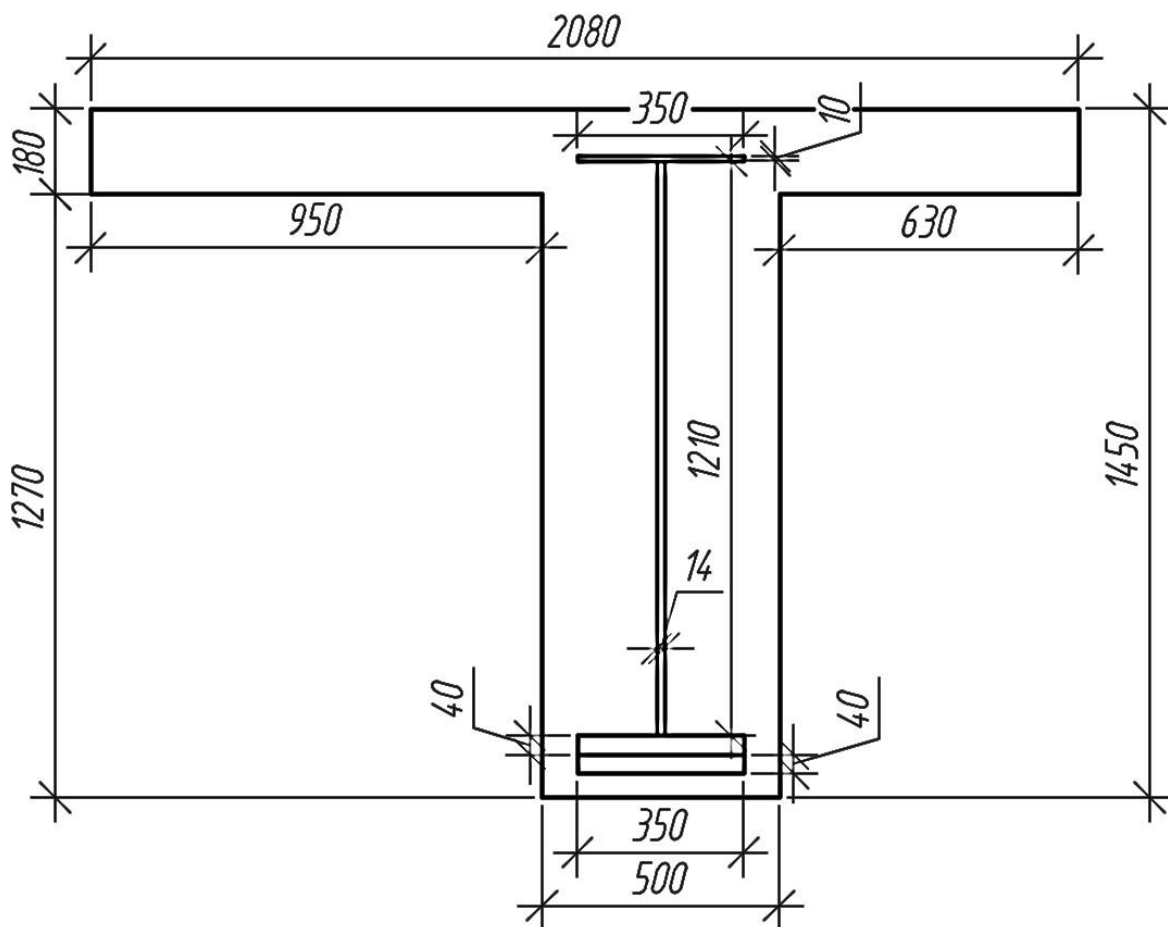


Рис. 3.2. Розташування жорсткої арматури

3.2 Перевірка перерізу на міцність за згинальним моментів

Розрахунок нормальних перерізів на міцність проводиться з метою гарантування конструкції від руйнування граничним навантаженням. Цей розрахунок проводять на найбільший розрахунковий згинальний момент, який виникає в середині прогінної споруди.

При розрахунку перерізів, нормальних до осі елемента, опір бетону балки розтягненню не враховується, напруга в стисненій зоні бетону обмежується розрахунковим опором осьовому стисненню R_B . Вважається, що бетон стисненої зони знаходиться у пружньо-пластичній стадії (тобто епюра напруг у бетоні прямокутна), розтягувальні та стискальні напруги у арматурі обмежуються розрахунковим опором R_s . Такі припущення передбачаються одночасне руйнування бетону і арматури.

Розрахунок перерізу на додатній згинальний момент виконується за формулами таврових балок. При цьому для балок таврового перерізу допускається вводити середню приведену товщину плити баластного корити h'_f , яка дорівнює $h'_f = 18$ см.

При розрахунку балки прогінної споруди можуть виникати випадки, коли нейтральна вісь знаходиться у плиті, тобто розрахунковий переріз прямокутний, або нейтральна вісь знаходиться у ребрі, тобто розрахунковий переріз має форму тавра.

У нашому випадку $x > h'_f$, переріз слід розраховувати як тавровий і висота стиснутої зони бетону визначатиметься за формулою:

$$y_c = \frac{S_{1-1}}{A_{red}}, \quad (3.8)$$

$$A_{red} = A_b + A_s \cdot (n' - 1) \quad (3.9)$$

n' - умовне відношення модулів пружності бетону до сталі, яке приймається

згідно $n' = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.06 \cdot 10^5}{36 \cdot 10^3} = 5.72$ згідно з 3.48 [26]

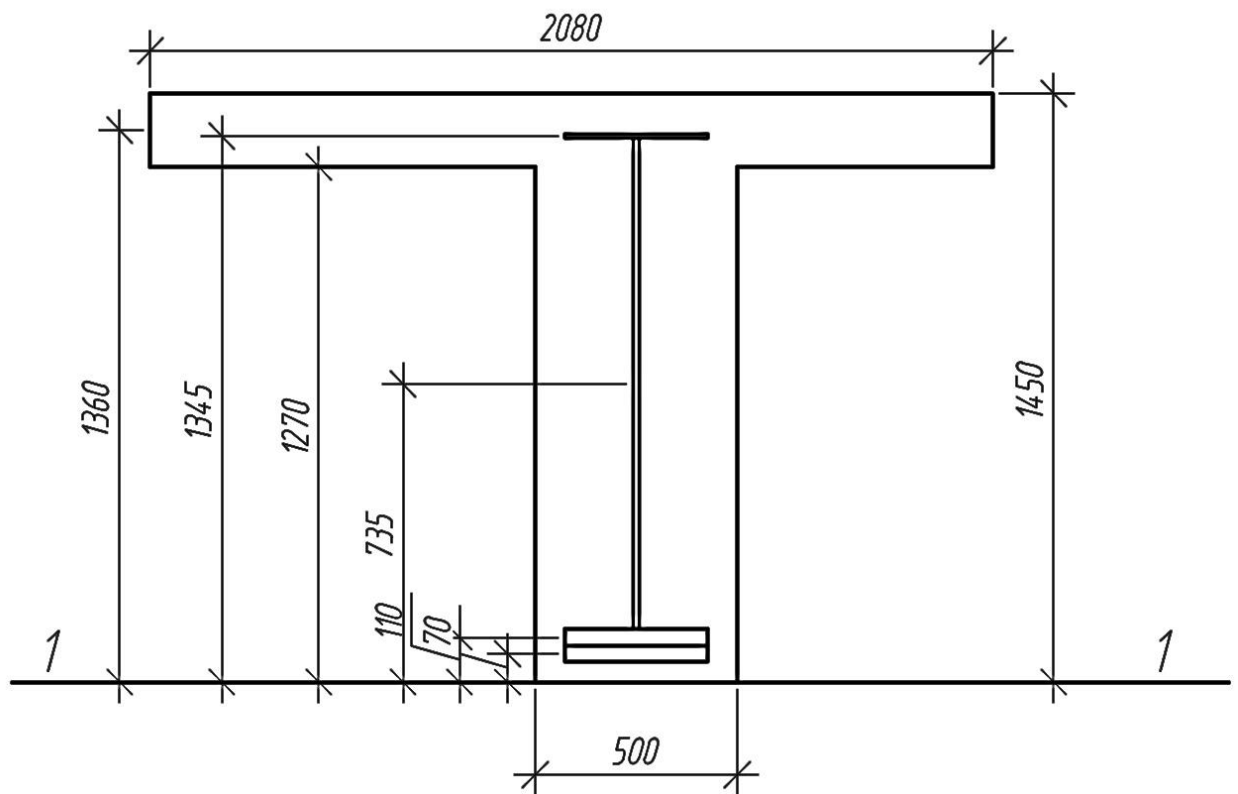


Рис. 3.3 Розрахунковий переріз прогонової будови

Статичний момент приведенного перерізу відносно осі 1-1

$$\begin{aligned}
 S_{1-1} &= 208 \cdot 18 \cdot 136 + 50 \cdot 127 \cdot 63.4 \\
 &+ (30 \cdot 1 \cdot 134.5 + 1.4 \cdot 121 \cdot 73.5 + 35 \cdot 4 \cdot 11 + 35 \cdot 4 \cdot 7) \cdot 4.72 \\
 &= 509184 + 402590 + (4035 + 12450.9 + 1540 + 980) \cdot 4.72 \\
 &= 911774 + 19005.9 \cdot 4.72 = 9117774 + 89707.85 \\
 &= 1\,001\,481,85 \text{ см}^3
 \end{aligned}$$

Площа приведенного перерізу

$$\begin{aligned}
 A_{red} &= A_b + A_s \cdot (n' - 1) \\
 &= 208 \cdot 18 + 50 \cdot 127 + (30 \cdot 1 + 1.4 \cdot 121 + 35 \cdot 4 + 35 \cdot 4) \\
 &\cdot (5.72 - 1) = 3744 + 6350 + (30 + 169.4 + 140 + 140) \cdot 4.72 \\
 &= 10104 + 479.4 \cdot 4.72 = 10104 + 2262.77 = 12366,77 \text{ см}^2
 \end{aligned}$$

(3.9)

$$y_c = \frac{S_{1-1}}{A_{red}} = \frac{1001481.85}{12366.77} = 80.98 \text{ см} \quad (3.8)$$

Умова міцності по бітону матиме вигляд:

$$\sigma_b = \frac{M_{max}^{st}}{I_{red}} \cdot x' \leq R_b \quad (3.10)$$

$$I_{red} = I_b + I_s \quad (3.11)$$

$$x' = h - y_c = 145 - 80.98 = 64.02 \text{ см} = 0.64 \text{ м} \quad (3.12)$$

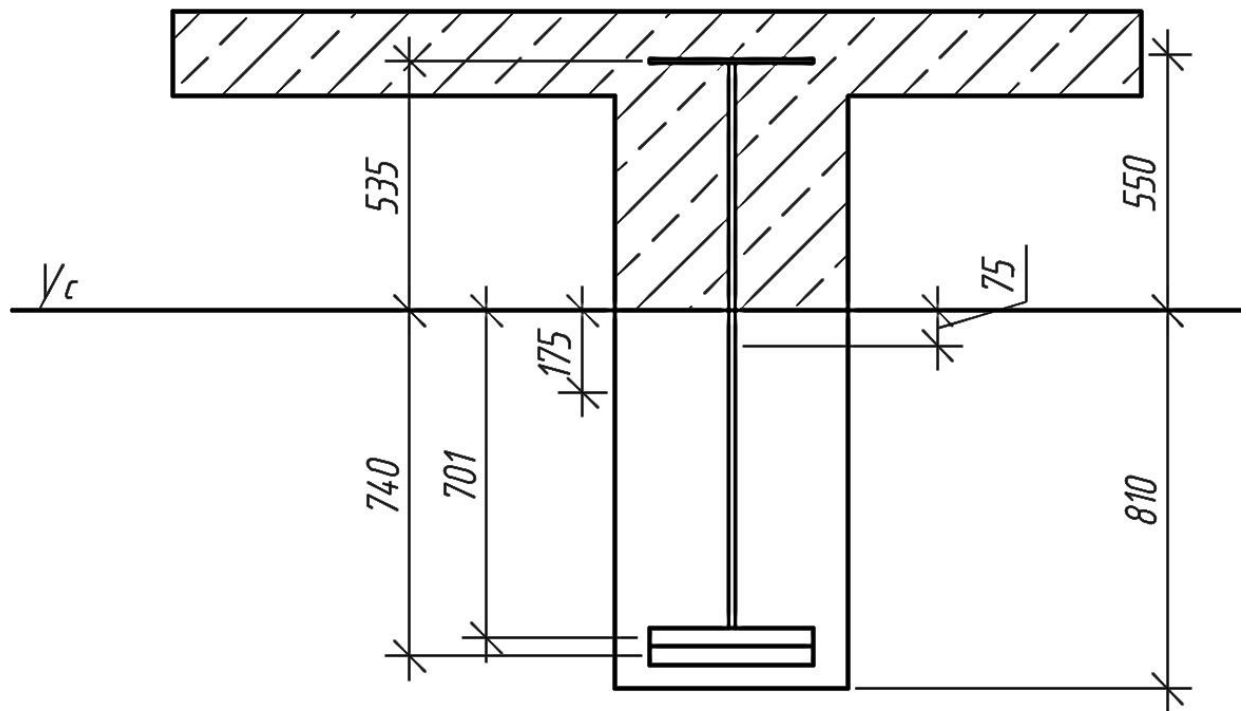


Рис. 3.4. Стиснута зона бетону

Момент інерції бетону поперечного перерізу балки

$$\begin{aligned} I_b &= \frac{bh^3}{12} + z_c^2 \cdot A_b = \frac{208 \cdot 18^3}{12} + 55^2 \cdot 208 \cdot 18 + \frac{50 \cdot 127^3}{12} + 17.5^2 \cdot 50 \cdot 127 \\ &= 101088 + 11\,325\,600 + 8\,534\,929,17 + 1\,944\,687,5 \\ &= 21\,906\,304,67 \text{ см}^4 \end{aligned}$$

Момент інерції металевої балки поперечного перерізу балки

$$\begin{aligned}
 I_s &= \frac{bh^3}{12} + z_c^2 \cdot A_s \\
 &= \frac{30 \cdot 1^3}{12} + 53.5^2 \cdot 30 \cdot 1 + \frac{1.4 \cdot 121^3}{12} + 7.5^2 \cdot 1.4 \cdot 121 + \frac{35 \cdot 4^3}{12} \\
 &\quad + 70.1^2 \cdot 35 \cdot 4 + \frac{35 \cdot 4^3}{12} + 74^2 \cdot 35 \cdot 4 \\
 &= 2.50 + 85867.5 + 206682.11 + 9525.75 + 186.67 + 687961.4 \\
 &\quad + 186.67 + 766640 = 1\,757\,052.49 \text{ см}^4
 \end{aligned}$$

Момент інерції приведенного до бетону поперечного перерізу балки

$$I_{red} = I_b + I_s = 21\,906\,357.16 + 1\,757\,052.49 = 23\,663\,357.67 \text{ см}^4 = 0.2366 \text{ м}^4$$

(3.11)

Для класу бетону В40

$$R_b = 20.0 \text{ МПа} = 20 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\frac{M_{max}^M}{I_{red}} \cdot x' = \frac{7196.16}{0.2366} \cdot 0.64 = 19\,196.16 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Отже умова (3.10) виконується:

$$\sigma_b = 19\,196.16 \leq 20\,000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Міцність перерізу забезпечена.

Умова міцності по жорсткій арматурі матиме вигляд:

$$\sigma_s = n' \frac{M_{max}^M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a) \leq R_s \quad (3.12)$$

Для класу металу 16Д при t=21-40

$$R_s = 225 \text{ МПа} = 225 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\begin{aligned}
 n' \frac{M_{max}^M}{I_{red}} \cdot (h - x' - a) &= 5.72 \cdot \frac{7196.16}{0.2366} \cdot (1.45 - 0.64 - 0.05) \\
 &= 5.72 \cdot 30414.87 \cdot 0.76 = 72641.69 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}
 \end{aligned}$$

Отже умова (3.12) виконується:

$$\sigma_s = 132219.55 \leq 225000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

3.3 Перевірка перерізу на витривалість за згинальними моментами

Розрахунок нормальних до поздовжньої осі перерізів головних балок (ребер) прогінних будівель на витривалість виконується з ціллю гарантувати конструкцію від утомлюваних руйнувань, які можуть розвиватися при багаторазовій циклічній зміні напруг.

При розрахунках на витривалість припускається, що бетон стиснутої зони балки знаходиться у пружній стадії, тобто епюра стискальних напруг має трикутну форму. Бетон розтягнутої зони у розрахунках не враховується.

Розрахунок перерізів на витривалість зводиться до визначення напруг у бетоні σ_b і в жорсткій арматурі σ_s та порівняння їх з граничним опором на витривалість. Тобто повинні виконуватися умови:

Максимальні стискальні напруги у бетоні

$$\sigma_{bf} = \frac{M_{max}^E}{I_{red}} \cdot x' \leq m_{b1} \cdot R_b \quad (3.13)$$

Максимальні розтягувальні напруги у жорсткій арматурі

$$\sigma_{st} = n' \frac{M_{max}^E}{I_{red}} \cdot (h - x' - a) \leq R_s \quad (3.14)$$

M_{max}^E – розрахункове зусилля в середньому переріз прогінної споруди при розрахунку на витривалість, яке слід приймати за даними табл. 1.6

I_{red} - момент інерції приведенного до бетону поперечного перерізу балки

n' - умовне відношення модулів пружності бетону до сталі, яке приймається

$$\text{згідно } n' = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.06 \cdot 10^5}{36 \cdot 10^3} = 5.72$$

a – відстань від нижньої грані балки до центра ваги нижнього листа жорсткої арматури

m_{b1} - коефіцієнти, які враховують асиметрію циклу напруг у бетоні та арматурі.

Максимальні стискальні напруги у бетоні

$$\sigma_{bf} = \frac{M_{max}^B}{I_{red}} \cdot x' \leq m_{b1} \cdot R_b$$

$$m_{b1} \cdot R_b = 0.6 \cdot \beta_b \cdot \epsilon_b \cdot R_b = 0.6 \cdot 1.26 \cdot 1.185 \cdot 20 \cdot 10^3 = 17917.2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

де m_{b1} - коефіцієнт умов роботи;

R_b – розрахунковий опір бетону осьовому стисканню при розрахунках за граничними станами першої групи (див.табл. 3.6) [26];

β_b – коефіцієнт, що враховує збільшення міцності бетону в часі і приймається відповідно до табл. 3.8 [26];

ϵ_b – коефіцієнт, який залежить від асиметрії циклу повторюваних напружень $p_b = \frac{\sigma_{b,min}}{\sigma_{b,max}}$, що приймаються відповідно до табл.3.9 [26].

$$\frac{M_{max}^B}{I_{red}} \cdot x' = \frac{5120}{0.2366} \cdot 0.64 = 21639.89 \cdot 0.64 = 13849.53 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Отже умова (3.13) виконується:

$$\sigma_{bf} = 13849.53 \leq 17917.2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Максимальні розтягувальні напруги у жорсткій арматурі

$$\sigma_{st} = n' \frac{M_{max}^B}{I_{red}} \cdot (h - x' - a) \leq m \cdot y_w \cdot R_y$$

R_y - 225 МПа - розрахунковий опір розтягненню для розрахунків на міцність згідно з табл. 4.4 [26]

m - коефіцієнт умов роботи, прийнятий відповідно до табл. 4.12 [26]

$$\begin{aligned} n' \cdot \frac{M_{max}^B}{I_{red}} \cdot (h - x' - a) &= 5.72 \cdot \frac{5120}{0.2366} \cdot (1.45 - 0.64 - 0.05) \\ &= 5.72 \cdot 21639.89 \cdot 0.76 = 94072.96 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$

$$m \cdot y_w \cdot R_y = 0.9 \cdot 1 \cdot 225 = 202.5 \text{ МПа} = 202.5 \cdot 10^3 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Отже умова (3.14) виконується:

$$\sigma_{sf} = 94072.96 \leq 202500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

3.4 Перевірка перерізу на дію поперечної сили на опорі

Для залізобетонних елементів, які працюють в умовах згину, необхідно виконувати перевірку міцності перерізів, нахилених до поздовжньої вісі елемента.

$$\tau_q = Q_1^m S_{1,red} / b_p I_{1,red} \leq R_{b,sh} \quad (3.15)$$

де $Q_{h_0}^m$ – поперечна сила від розрахункових навантажень, визначена на відстані h_0 від осі опори (рис.3.5)

$$R_{b,sh} = 3.6 \text{ МПа} = 3600 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$Q_{h_0}^m = q^m (\omega_1 + \omega_2) + v^m \omega_1, \quad (3.16)$$

де $l_0 = l_p - h_0 = 16 - 1.16 = 14.84 \text{ м}$; $y_2 = \frac{h_0}{l_p} = 0,0725$;

$$y_1 = 1 - y_2 = 0,9275$$

$$\omega_1 = \frac{1}{2} y_1 l_0 = 6.88; \omega_2 = -\frac{1}{2} y_2 h_0 = -0.042.$$

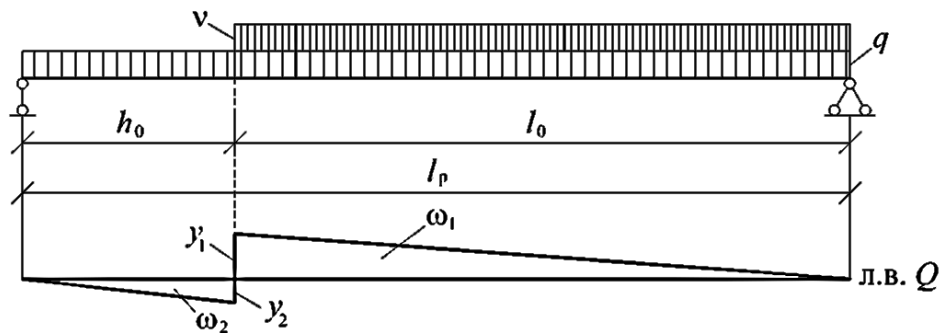


Рис. 3.5. Визначення поперечної сили

Значення інтенсивності тимчасового навантаження v^m в формулі (3.16) визначаємо для наступних параметрів лінії впливу

$$\lambda = l_0 = 16, \alpha = 0.$$

отже,

$$v^m = \frac{1}{2} v^r K \gamma_{fv} (1 + \mu) = \frac{1}{2} \cdot 15.66 \cdot 14 \cdot 1.23 \cdot 1.28 = 172.58 \frac{\text{кН}}{\text{м}}. \quad (3.17)$$

За формулою (3.16)

$$Q_{h_0}^m = q^m(\omega_1 + \omega_2) + v^m \omega_1 = 73.79 \cdot (6.88 - 0,042) + 172.58 \cdot 6.88 \\ = 504.57 + 1187.39 = 1691.96 \text{ кН.}$$

Статичний момент площі, точки 2.

$$S_2 = 208 \cdot 18 \cdot 55 + (30 \cdot 1 \cdot 53.5) \cdot 5.72 = 171600 + 1605 \cdot 5.72 \\ = 171600 + 9180.6 = 180780.6 \text{ см}^3 = 0.18078 \text{ м}^3$$

$$\tau_{q2} = \frac{Q_1^H S_{2,red}}{b_p I_{1,red}} = \frac{1691.96 \cdot 0.18078}{0.5 \cdot 0.2366} = \frac{305.87}{0.1183} = 2585.56 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Статичний момент площі, точки 1.

$$S_1 = 208 \cdot 18 \cdot 55 + 50 \cdot 46 \cdot 23 + (30 \cdot 1 \cdot 53.5 + 1.4 \cdot 53 \cdot 26.5) \cdot 5.72 \\ = 171600 + 52900 + (1605 + 1966.3) \cdot 5.72 \\ = 224500 + 3571.3 \cdot 5.72 = 224500 + 20427.83 \\ = 244927.84 \text{ см}^3 = 0.245 \text{ м}^3$$

$$\tau_{q1} = \frac{Q_1^H S_{1,red}}{b_p I_{1,red}} = \frac{1691.96 \cdot 0.245}{0.5 \cdot 0.2366} = \frac{414.53}{0.1183} = 3504.06 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

Отже умова (3.15) виконується:

$$\tau_{q2} = 2585.56 \leq 3600 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

$$\tau_{q1} = 3504.06 \leq 3600 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

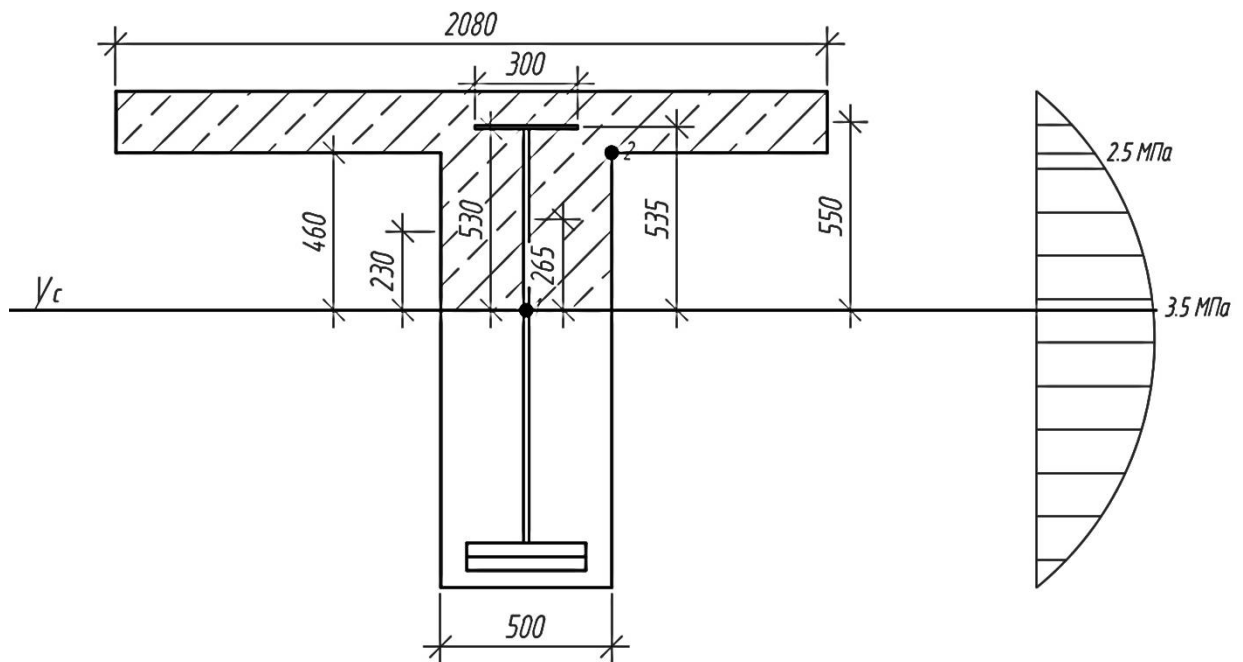


Рис. 3.6. Переріз балки та епюра розподілу напружень по висоті

3.5 Висновки

У даному розділі дипломної роботи ми провели підбір перерізу головної баки та провели перевірку на стадії експлуатації згідно ДБН В.2.3-14:2006 “Мости та труби. Правила проектування” по пунктам:

1. Підбір площі перерізу сталеві балки:

нижнього листа $A_s = 280 \text{ см}^2$ (3.5)

верхнього листа $A'_s = 30 \text{ см}^2$ (3.6)

2. Перевірка перерізу на міцність за згинальним моментів:

по бетону: $\sigma_{b1} = 19\,196.16 \leq 20\,000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.10)

по металевій балці в нижній точці: $\sigma_{s2} = 132219.55 \leq 225000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.12)

3. Перевірка перерізу на витривалість за згинальними моментів:

по бетону: $\sigma_{bf} = 13849.53 \leq 17917.2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.13)

по металевій балці в нижній точці: $\sigma_{sf} = 94072.96 \leq 202500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.14)

4. Перевірка перерізу на дію поперечної сили:

точці примикані плити до ребка $\tau_{q2} = 2585.56 \leq 3600 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.15)

точці по нейтральній вісі $\tau_{q1} = 3504.06 \leq 3600 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.15)

Розділ 4. Напружений стан головної балки

4.1 Попередній вигин сталеві балки

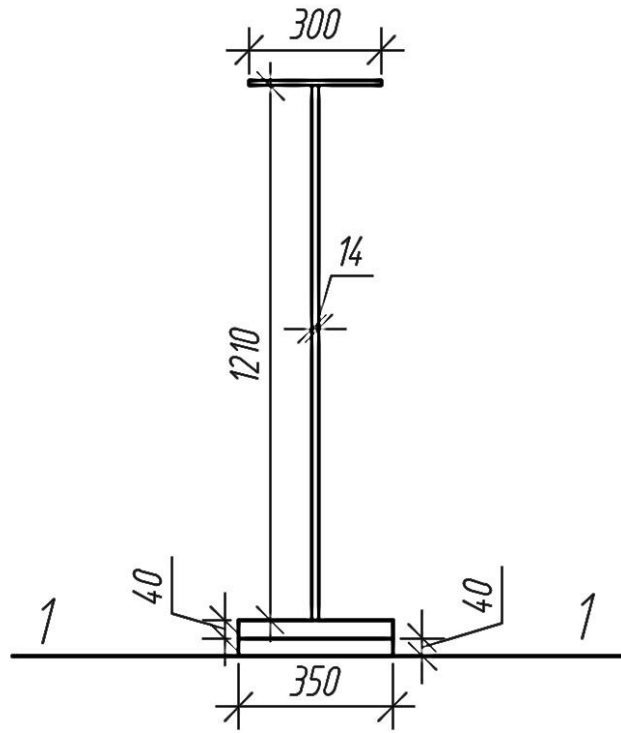


Рис. 4.1. Переріз металевої балки

Статичний момент приведенного перерізу відносно осі 1-1

$$S_{1-1} = 30 \cdot 1 \cdot 129.5 + 1.4 \cdot 121 \cdot 68.5 + 35 \cdot 4 \cdot 6 + 35 \cdot 4 \cdot 2 = 3885 + 11603.9 + 840 + 280 = 16\,608.9 \text{ см}^3 = 0.166 \text{ м}^4$$

(4.1)

Площа приведенного перерізу металевої балки

$$A = 30 \cdot 1 + 1.4 \cdot 121 + 35 \cdot 4 + 35 \cdot 4 = 30 + 169.4 + 140 + 140 = 479.4 \text{ см}^2 = 0.479 \text{ м}^2$$

(4.2)

Центр ваги металевої балки

$$y_c = \frac{S_{1-1}}{A} = \frac{16\,608.9}{479.4} = 34.65 \text{ см} = 0.35 \text{ м}$$

(4.3)

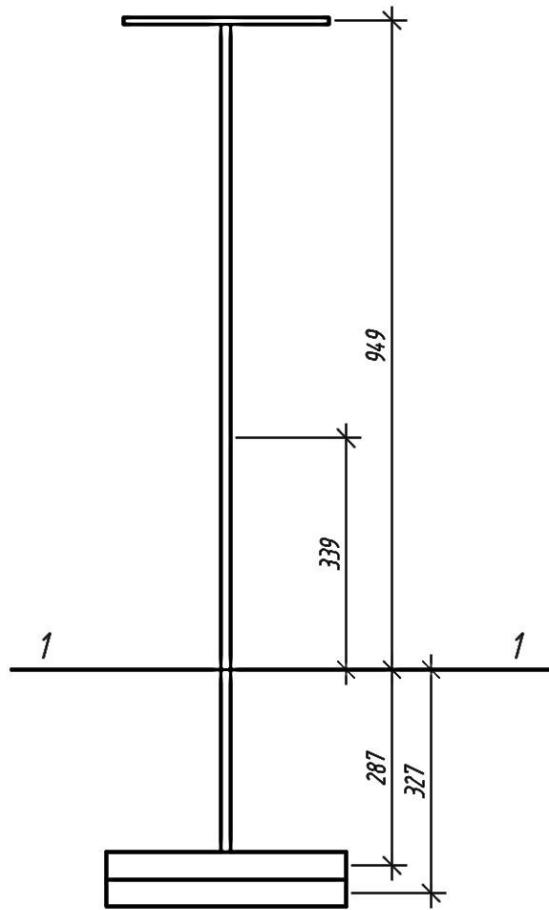


Рис. 4.2. Центр тяжіння металеві балки

Момент інерції поперечного перерізу металеві балки

$$I = \frac{b \cdot h^3}{12} + a \cdot b \cdot z_c^2 = \frac{30 \cdot 1^3}{12} + 30 \cdot 1 \cdot 94.9^2 + \frac{1.4 \cdot 121^3}{12} + 1.4 \cdot 121 \cdot 33.9^2 + \frac{35 \cdot 4^3}{12} + 35 \cdot 4 \cdot 28.7^2 + \frac{35 \cdot 4^3}{12} + 35 \cdot 4 \cdot 32.7^2 = 2.5 + 270180.3 + 206682.11 + 194676.17 + 181.33 + 115316.6 + 181.33 + 149700.6 = 969438.85 \text{ см}^4$$

(4.4)

$$\frac{M'}{I} \cdot z_c = 0.8 \cdot R_y$$

(4.5)

$$M' = \frac{0.8 \cdot R_y \cdot I}{z_c} = \frac{0.8 \cdot 225 \cdot 10^3 \cdot 0.00969}{0.9535} = \frac{1744.2}{0.9535} = 1829.26 \text{ кН} \cdot \text{м}^2$$

(4.6)

$$R_A = P$$

$$M_{l/2} = R_A \cdot \frac{l}{2} - P \cdot \frac{l}{4} = P \cdot \frac{l}{2} - P \cdot \frac{l}{4} = P \left(\frac{l}{2} - \frac{l}{4} \right) = P \frac{l}{4}$$

(4.7)

$$1829.26 = P \cdot \frac{16}{4} \rightarrow \frac{1829.26 \cdot 4}{16} = 457.31 \text{ кН}$$

(4.8)

$$f_x = \frac{P \cdot l^3}{24 \cdot E \cdot I} = \frac{457.31 \cdot 16^3}{24 \cdot 2.1 \cdot 10^5 \cdot 10^3 \cdot 0.00969} = \frac{1\ 873\ 162.87}{48\ 837\ 600} = 0.0383 \text{ м} = 3.8 \text{ см} \quad (4.9)$$

4.2 Напружений стан при завантаженні першої стадії

Напружений стан головної балки при завантаженні першої стадії це напруження від власної ваги балки, який визначається за формулами:

$$\sigma_{bc1} = -\frac{M'}{I_{red}} \cdot y + \frac{M_{в.в.}}{I_{red}} \cdot y \quad (4.10)$$

$$\sigma_{bp1} = \frac{M'}{I_{red}} \cdot (h - y) - \frac{M_{в.в.}}{I_{red}} \cdot (h - y) \quad (4.11)$$

$$\sigma_{sc1} = -\frac{M'}{I_{red}} \cdot (y - a) \cdot n' + \frac{M_{в.в.}}{I_{red}} \cdot (y - a) \cdot n' \quad (4.12)$$

$$\sigma_{sp1} = \frac{M'}{I_{red}} \cdot (h - y - a') \cdot n' - \frac{M_{в.в.}}{I_{red}} \cdot (h - y - a') \cdot n' \quad (4.13)$$

$M_{в.в.}$ – розрахункове зусилля в середньому переріз прогінної споруди від власної ваги

$$M_{в.в.} = A_{пл} \cdot 24.5 \cdot \gamma_{fv} \cdot \omega = 1.009 \cdot 24.5 \cdot 1.1 \cdot 32 = 870.4 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \quad (4.14)$$

$$\omega = \frac{l^2}{8} = \frac{16^2}{8} = 32 \text{ м}^2 \quad (4.15)$$

I_{red} – момент інерції приведенного до бетону поперечного перерізу балки

n' – умовне відношення модулів пружності бетону до сталі, яке приймається

$$\text{згідно } n' = \frac{E_s}{E_b} = \frac{2.06 \cdot 10^5}{36 \cdot 10^3} = 5.72$$

a – відстань від нижньої грані балки до нижньої грані листа жорсткої арматури

a' – відстань від верхньої грані балки до верхньої грані листа жорсткої арматури

$$\begin{aligned} \sigma_{bc1} &= -\frac{M'}{I_{red}} \cdot y + \frac{M_{в.в.}}{I_{red}} \cdot y = -\frac{1829.26}{0.31173} \cdot 0.81 + \frac{870.4}{0.31173} \cdot 0.81 \\ &= -4753.15 + 2261.65 = -2491.5 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned} \quad (4.10)$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_{bp1} &= \frac{M'}{I_{red}} \cdot (h - y) - \frac{M_{Б.Б.}}{I_{red}} \cdot (h - y) \\
 &= \frac{1829.26}{0.31173} \cdot (1.45 - 0.81) - \frac{870.4}{0.31173} \cdot (1.45 - 0.81) \\
 &= 3755.57 - 1786.98 = 1968.58 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}
 \end{aligned}$$

(4.11)

$$\begin{aligned}
 \sigma_{sc1} &= -\frac{M'}{I_{red}} \cdot (y - a) \cdot n' + \frac{M_{Б.Б.}}{I_{red}} \cdot (y - a) \cdot n' \\
 &= -\frac{1829.26}{0.31173} \cdot (0.81 - 0.05) \cdot 5.72 + \frac{870.4}{0.31173} \cdot (0.81 - 0.05) \cdot 5.72 \\
 &= -4459.75 + 2122.04 = -2337.71 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}
 \end{aligned}$$

(4.12)

$$\begin{aligned}
 \sigma_{sp1} &= \frac{M'}{I_{red}} \cdot (h - y - a') \cdot n' - \frac{M_{Б.Б.}}{I_{red}} \cdot (h - y - a') \cdot n' \\
 &= \frac{1829.26}{0.31173} \cdot (1.45 - 0.81 - 0.1) \cdot 5.72 - \frac{870.4}{0.31173} \\
 &\quad \cdot (1.45 - 0.81 - 0.1) \cdot 5.72 = 18125.36 - 8624.43 = 9500.93 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}
 \end{aligned}$$

(4.13)

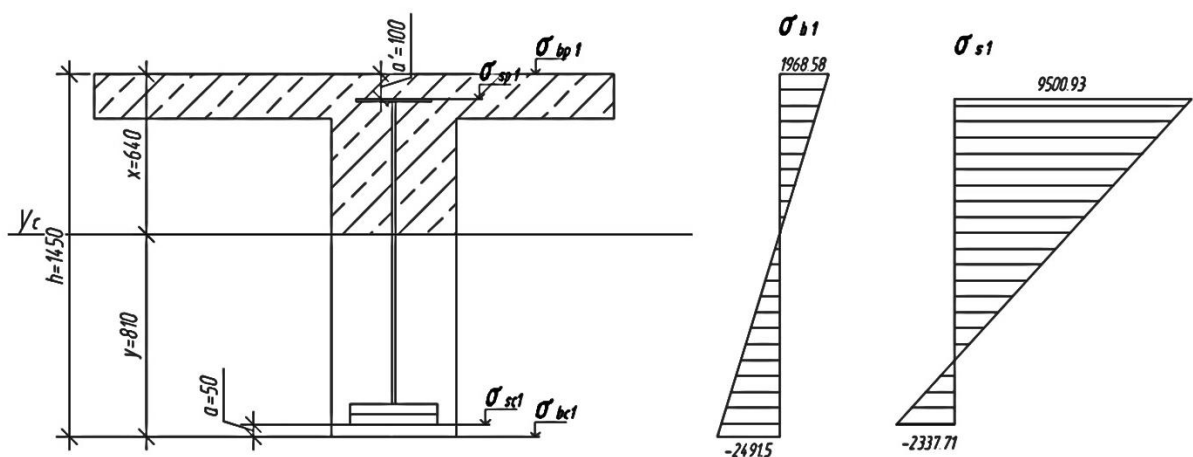


Рис. 4.3. Робота сталезалізобетонної прогонової будови на першій стадії завантаження

4.3 Напружений стан при завантаженні другої стадії

Напружений стан головної балки при завантаженні другої стадії це напруження від власної ваги балки та вага баласту з частинами колії, який визначається за формулами:

$$\sigma_{bc2} = \sigma_{bc1} + \frac{M_{в.б.}}{I_{red}} \cdot y \quad (4.16)$$

$$\sigma_{bp2} = \sigma_{bp1} - \frac{M_{в.б.}}{I_{red}} \cdot (h - y) \quad (4.17)$$

$$\sigma_{sc2} = \sigma_{sc1} + \frac{M_{в.б.}}{I_{red}} \cdot (y - a) \cdot n' \quad (4.18)$$

$$\sigma_{sp2} = \sigma_{sp1} - \frac{M_{в.б.}}{I_{red}} \cdot (h - y - a') \cdot n' \quad (4.19)$$

$M_{в.б.}$ – розрахункове зусилля в середньому переріз прогінної споруди від ваги баласту з частинами колії

$$M_{в.б.} = q_p^{\delta} \cdot \gamma_{fv} \cdot \omega = 20.53 \cdot 1.3 \cdot 32 = 854.08 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \quad (4.20)$$

$$q_p^{\delta} = \frac{h_{\delta} \cdot B \cdot 19.6}{2} = \frac{0.5 \cdot 4.16 \cdot 19.6}{2} = 20.53 \quad (4.21)$$

$$\sigma_{bc2} = \sigma_{bc1} + \frac{M_{в.б.}}{I_{red}} \cdot y = -2491.5 + \frac{854.08}{0.31173} \cdot 0.81 = -272.25 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \quad (4.16)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{bp2} &= \sigma_{bp1} - \frac{M_{в.б.}}{I_{red}} \cdot (h - y) = 1968.58 - \frac{854.08}{0.31173} \cdot (1.45 - 0.81) \\ &= 215.10 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned} \quad (4.17)$$

$$\begin{aligned} \sigma_{sc2} &= \sigma_{sc1} + \frac{M_{в.б.}}{I_{red}} \cdot (y - a) \cdot n' = -2337.37 + \frac{854.08}{0.31173} \cdot (0.81 - 0.05) \cdot 5.72 \\ &= -255.11 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned} \quad (4.18)$$

$$\begin{aligned}\sigma_{sp2} &= \sigma_{sp1} - \frac{M_{в.б.}}{I_{red}} \cdot (h - y - a') \cdot n' \\ &= 9500.93 - \frac{854.08}{0.31173} \cdot (1.45 - 0.81 - 0.1) \cdot 5.72 = 1038.21 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}\end{aligned}\quad (4.19)$$

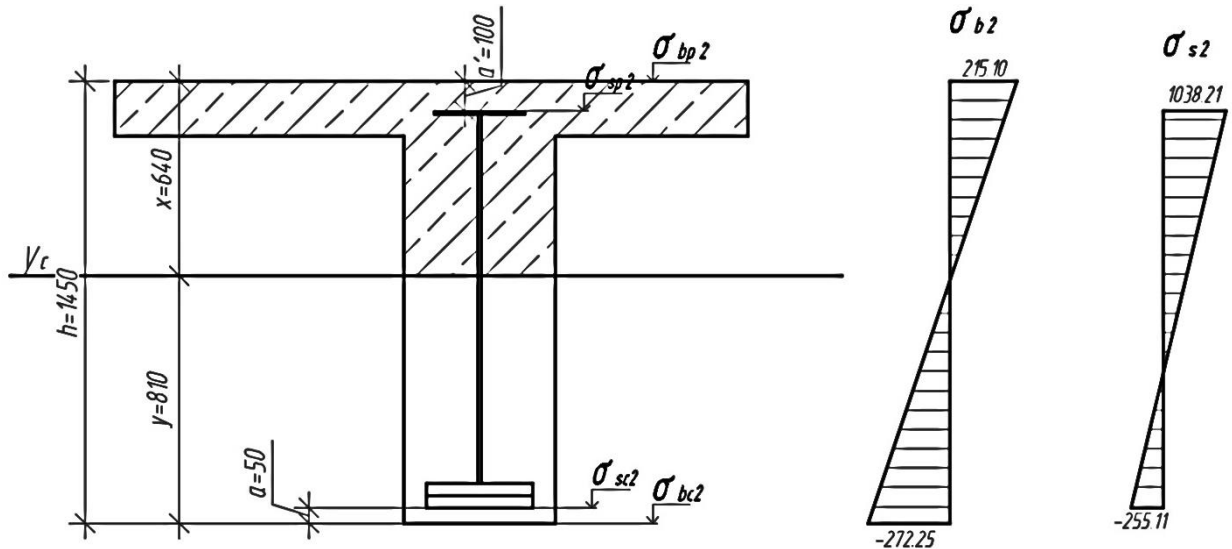


Рис. 4.4. Робота сталезалізобетонної прогонової будови на другій стадії завантаження

4.4 Напружений стан в стадії експлуатації

Напружений стан головної балки стадії експлуатації це напруження від власної ваги балки, вага баласту з частинами колії та тимчасового навантаження, який визначається за формулами:

$$\sigma_{bce} = \sigma_{bc2} + \frac{M_{т.н.}}{I_{red}} \cdot y \quad (4.22)$$

$$\sigma_{bpe} = \sigma_{bp2} - \frac{M_{т.н.}}{I_{red}} \cdot (h - y) \quad (4.23)$$

$$\sigma_{sce} = \sigma_{sc2} + \frac{M_{т.н.}}{I_{red}} \cdot (y - a) \cdot n' \quad (4.24)$$

$$\sigma_{spe} = \sigma_{sp2} - \frac{M_{т.н.}}{I_{red}} \cdot (h - y - a') \cdot n' \quad (4.25)$$

$M_{т.н.}$ – розрахункове зусилля в середньому переріз прогінної споруди від тимчасово навантаження.

$$M_{т.н.} = 151.09 \cdot \omega = 151.09 \cdot 32 = 4834.88 \text{ кН} \cdot \text{м}^2 \quad (4.26)$$

$$\sigma_{bce} = \sigma_{bc2} + \frac{M_{T.H.}}{I_{red}} \cdot y = -272.25 + \frac{4834.88}{0.31173} \cdot 0.81 = 12290.71 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$$

(4.22)

$$\begin{aligned} \sigma_{bpe} &= \sigma_{bp2} - \frac{M_{T.H.}}{I_{red}} \cdot (h - y) = 215.10 - \frac{4834.88}{0.31173} \cdot (1.45 - 0.81) \\ &= -9711.19 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$

(4.23)

$$\begin{aligned} \sigma_{sce} &= \sigma_{sc2} + \frac{M_{T.H.}}{I_{red}} \cdot (y - a) \cdot n' = -255.11 + \frac{4834.88}{0.31173} \cdot (0.81 - 0.05) \cdot 5.72 \\ &= 67169.22 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$

(4.24)

$$\begin{aligned} \sigma_{spe} &= \sigma_{sp2} - \frac{M_{T.H.}}{I_{red}} \cdot (h - y - a') \cdot n' \\ &= 1038.21 - \frac{4834.88}{0.31173} \cdot (1.45 - 0.81 - 0.1) \cdot 5.72 \\ &= -46868.55 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2} \end{aligned}$$

(4.25)

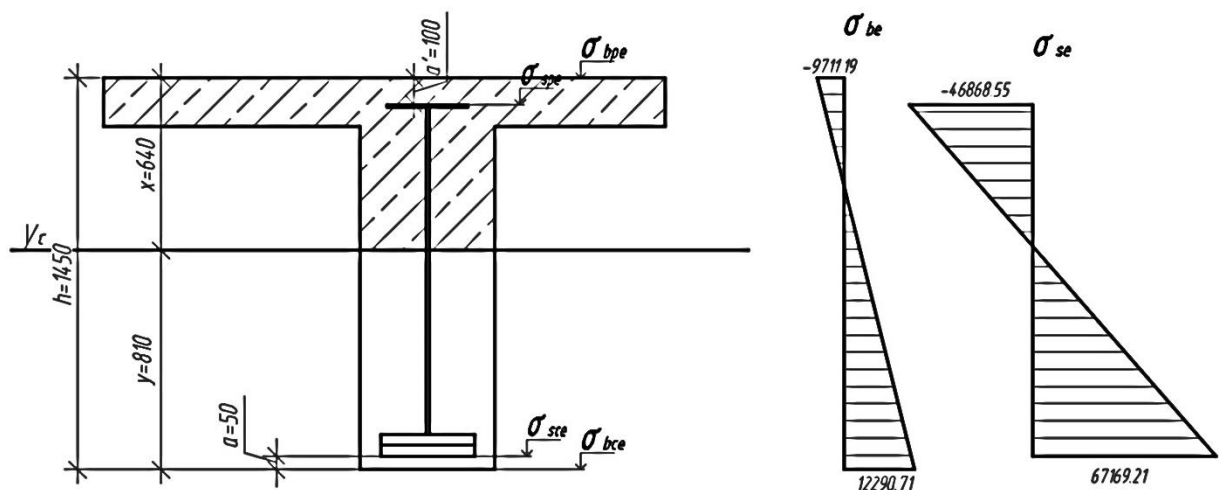


Рис. 4.5. Робота сталезалізобетонної прогонової будови на експлуатаційні навантаження

4.5 Розрахунок балки за допомогою програмного комплексу Лира-САПР

За допомогою програмного комплексу ПК ЛИРА-САПР 2016 R5 (некомерційна) була побудована об'ємне прогонова будова та проведений її розрахунок з урахуванням власної ваги, постійного та тимчасового навантаження.

Початко побудови прогонової будови виконали опис нашої схеми та признак схеми. Так як наша балка має шість ступінів свободи обрали признак схеми №5, наступним кроком було створення балки (рис 4.6).

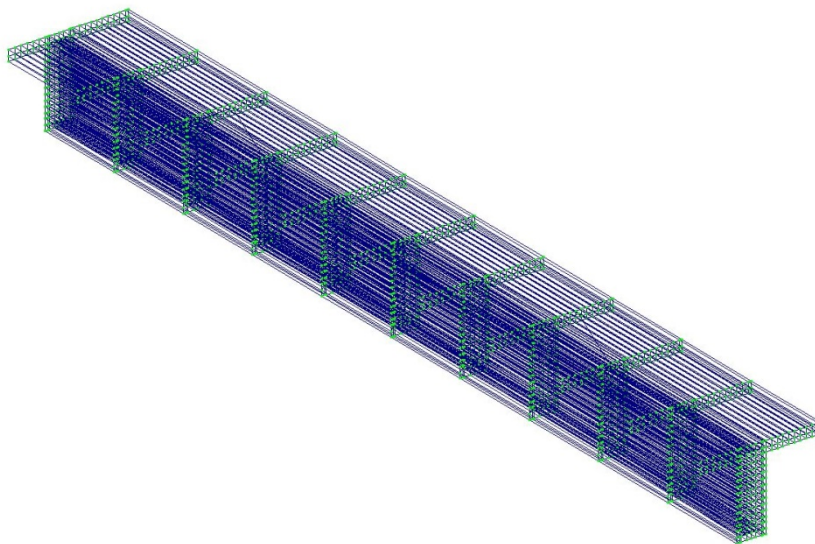


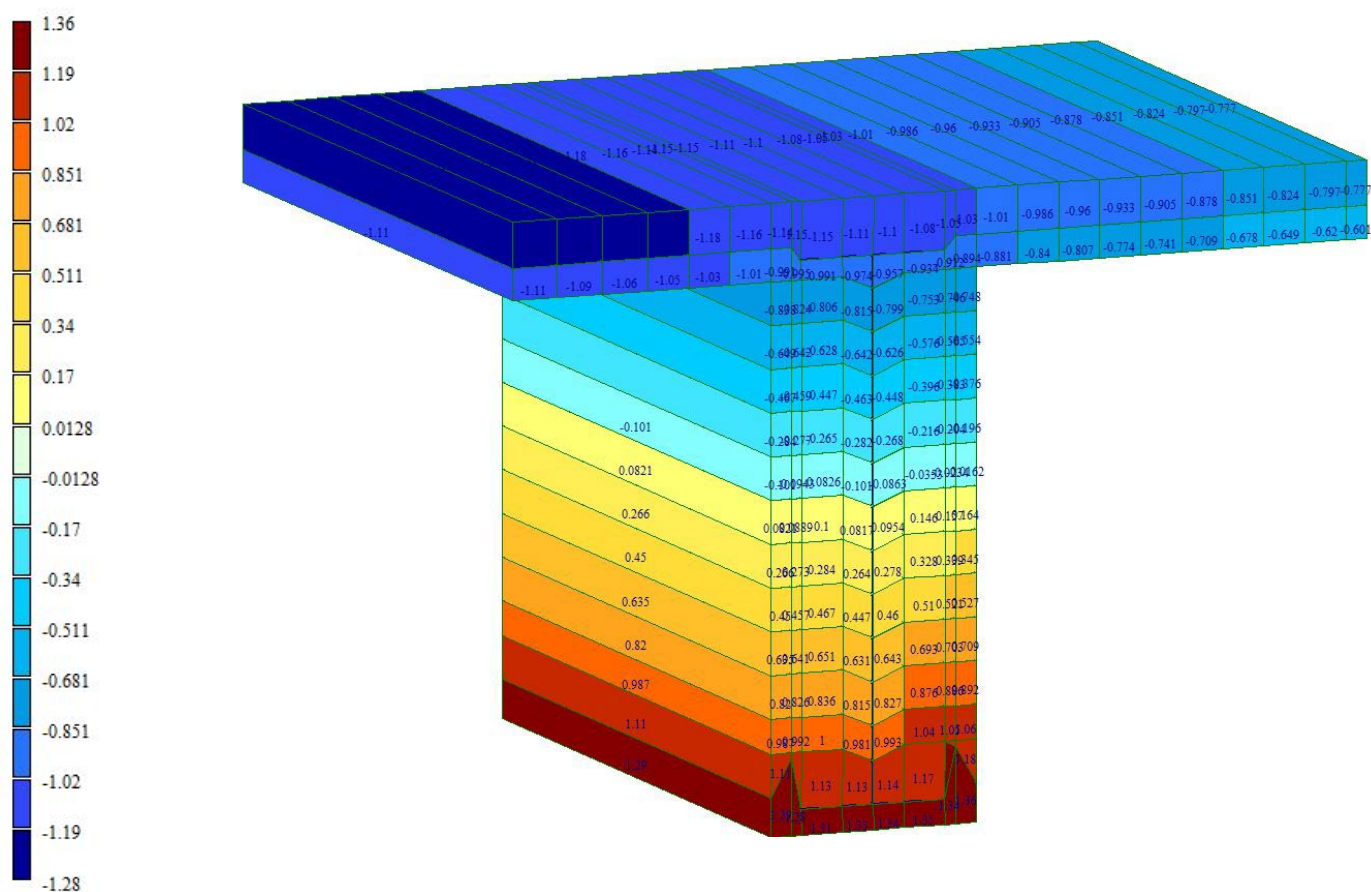
Рис. 4.6 Створення балки

Для дальших розрахунків балки потрібно:

- Шарнірно закріпити балку
- Задати власну вагу
- Задати постійне навантаження
- Задати тимчасове навантаження

Після цих кроків можемо приступати до розрахунку прогонової будови.

Напружений стан головної балки при завантаженні першої стадії



Напружений стан балки під власною вагою:

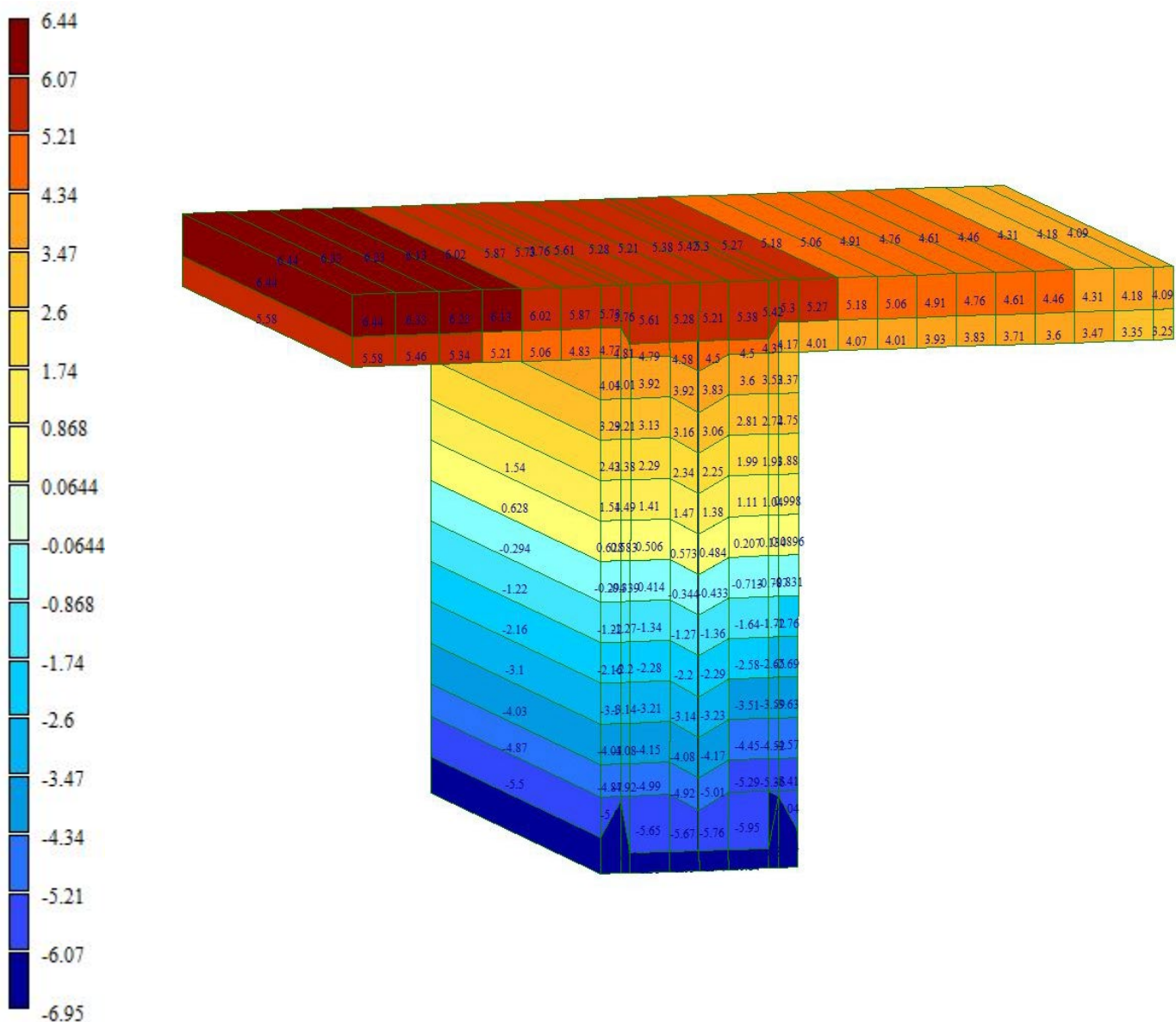
Нижня зона бетону має стиснуту зону, яка складає $-1360 \frac{\text{kH}}{\text{m}^2}$

Верхня зона бетону має розтягнену зону, яка складає $1110 \frac{\text{kH}}{\text{m}^2}$

Нижня зона металевої балки має стиснуту зону, яка складає $-0.143 \frac{\text{kH}}{\text{m}^2}$

Верхня зона металевої балки має розтягнену зону, яка складає $7720 \frac{\text{kH}}{\text{m}^2}$

Напружений стан головної балки при завантаженні другої стадії



Напружений стан балки під власною вагою та ваги баласту з частинами колії:

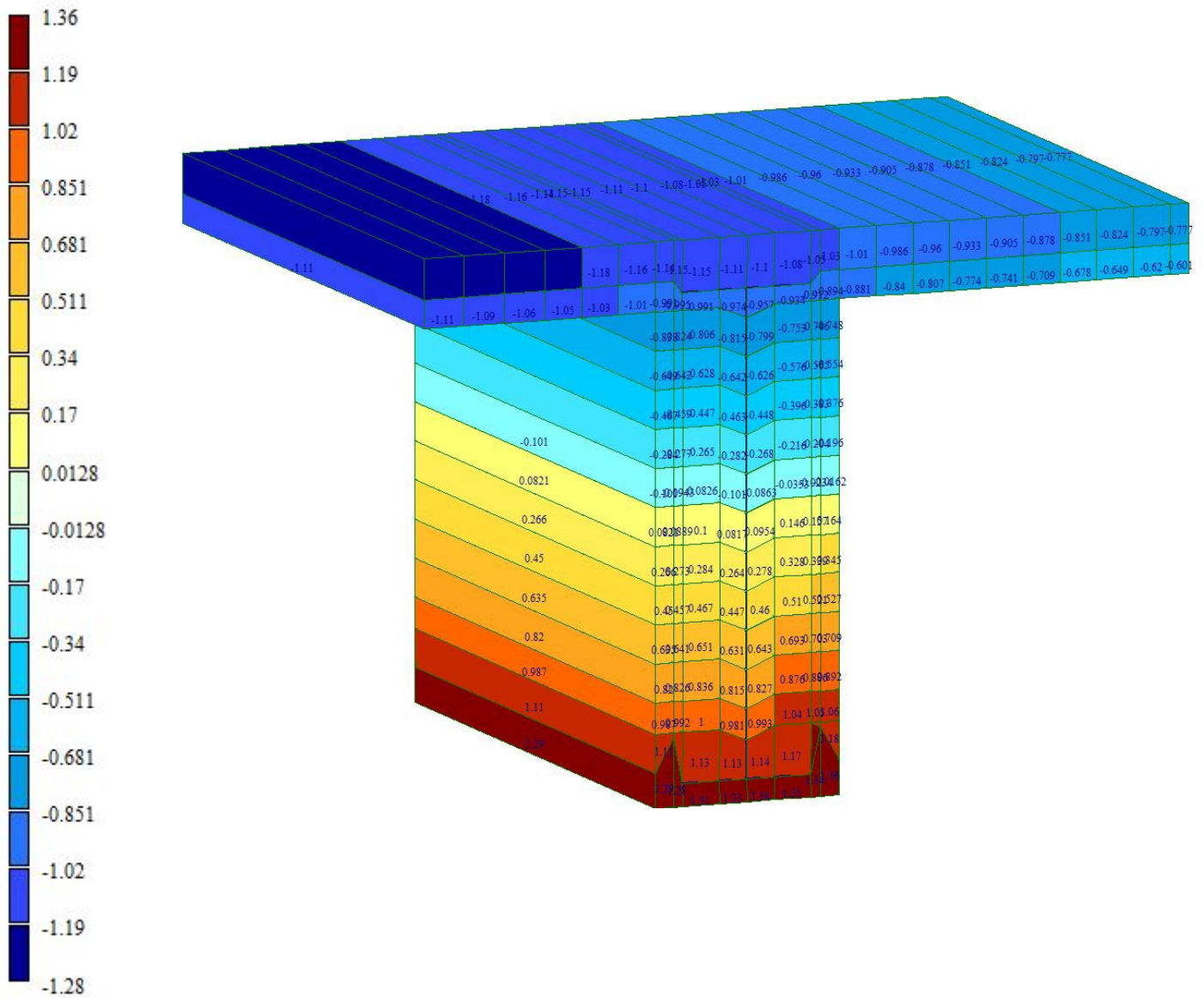
Нижня зона бетону має стиснуту зону, яка складає $-6950 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Верхня зона бетону має розтягнену зону, яка складає $5210 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Нижня зона металевої балки має стиснуту зону, яка складає $560 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Верхня зона металевої балки має розтягнену зону, яка складає $5510 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Напружений стан головної балки при завантаженні третьої стадії



Напружений стан балки під власною вагою, ваги баласту з частинами колії та тимчасового навантаження:

Нижня зона бетону має розтягнену зону, яка складає $-13800 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Верхня зона бетону має стиснуту зону, яка складає $16700 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Нижня зона металевої балки має розтягнену зону, яка складає $-75800 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

Верхня зона металевої балки має стиснуту зону, яка складає $84200 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$

4.6 Висновки

На основі теоретичних розрахунків напружень в бетоні і сталевій балці у відповідних точках та комп'ютерного моделювання:

I етап завантаження (головна балка завантаження тільки власною вагою)

Напруження в бетоні стиснута зона:

- Розрахункове – **2.5 МПа**
- Комп'ютерне моделювання – **1.36 МПа**

Напруження в сталевій балці стиснута зона:

- Розрахункове – **2.3 МПа**
- Комп'ютерне моделювання – **0.143 МПа**

Напруження в бетоні розтягнена зона:

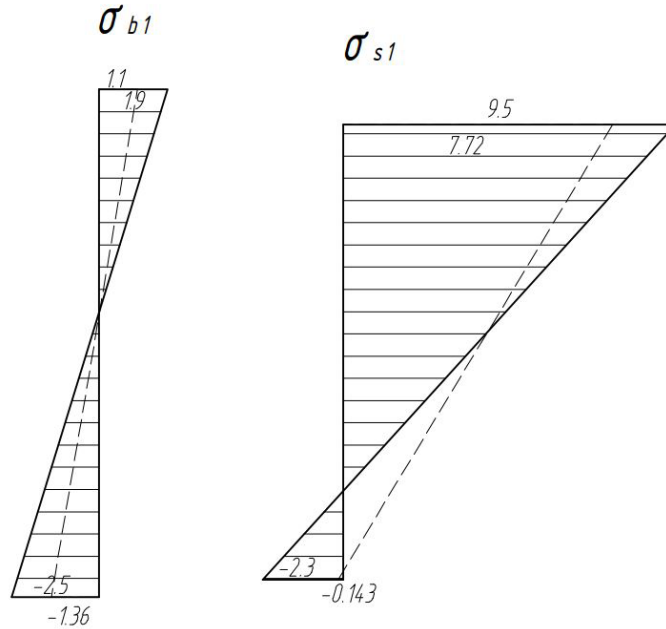
- Розрахункове **1.9 МПа**
- Комп'ютерне моделювання **1.1 МПа**

Напруження в сталевій балці розтягнена зона:

- Розрахункове **9.5 МПа**

- Комп'ютерне моделювання **7.72 МПа**

Напружений стан головної балки при завантаженні першої стадії



II етап завантаження (головна балка завантаження тільки власною вагою та ваги баласту з частинами колії:)

Напруження в бетоні стиснута зона:

- Розрахункове — **0.27 МПа**
- Комп'ютерне моделювання — **6.95 МПа**

Напруження в металевій балці стиснута зона:

- Розрахункове — **2.5 МПа**
- Комп'ютерне моделювання — **5.5 МПа**

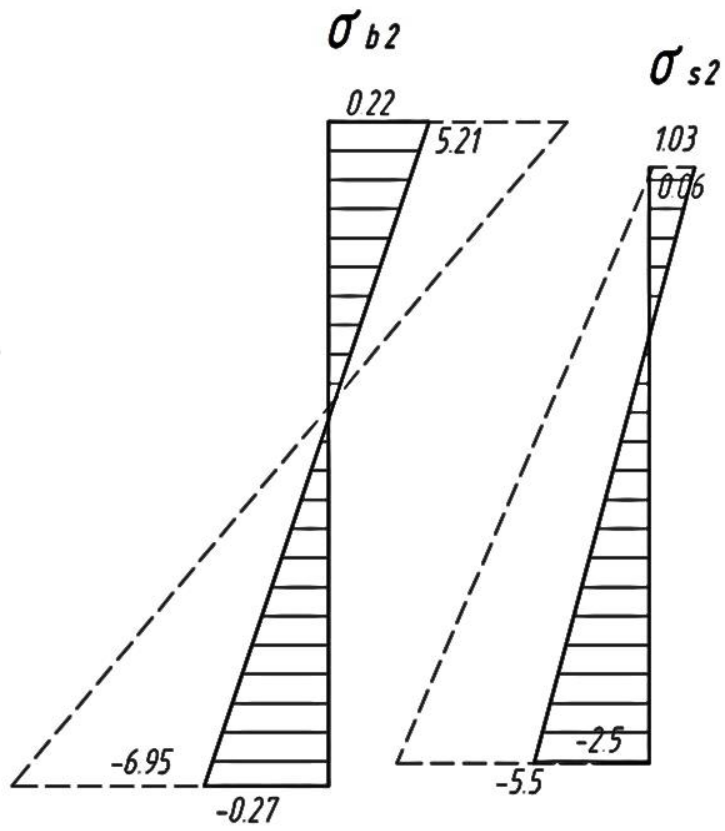
Напруження в бетоні розтягнена зона:

- Розрахункове **0.22 МПа**
- Комп'ютерне моделювання **5.21 МПа**

Напруження в металевій балці розтягнена зона:

- Розрахункове **1.03 МПа**
- Комп'ютерне моделювання **0.06 МПа**

Напружений стан головної балки при
завантаженні другої стадії



III етап завантаження (головна балка завантаження тільки власною вагою, ваги баласту з частинами колії та тимчасового навантаження)

Напруження в бетоні стиснута зона:

- Розрахункове – **9.7 МПа**
- Комп'ютерне моделювання – **13.8 МПа**

Напруження в металевій балці стиснута зона:

- Розрахункове – **46.8 МПа**
- Комп'ютерне моделювання – **75.8 МПа**

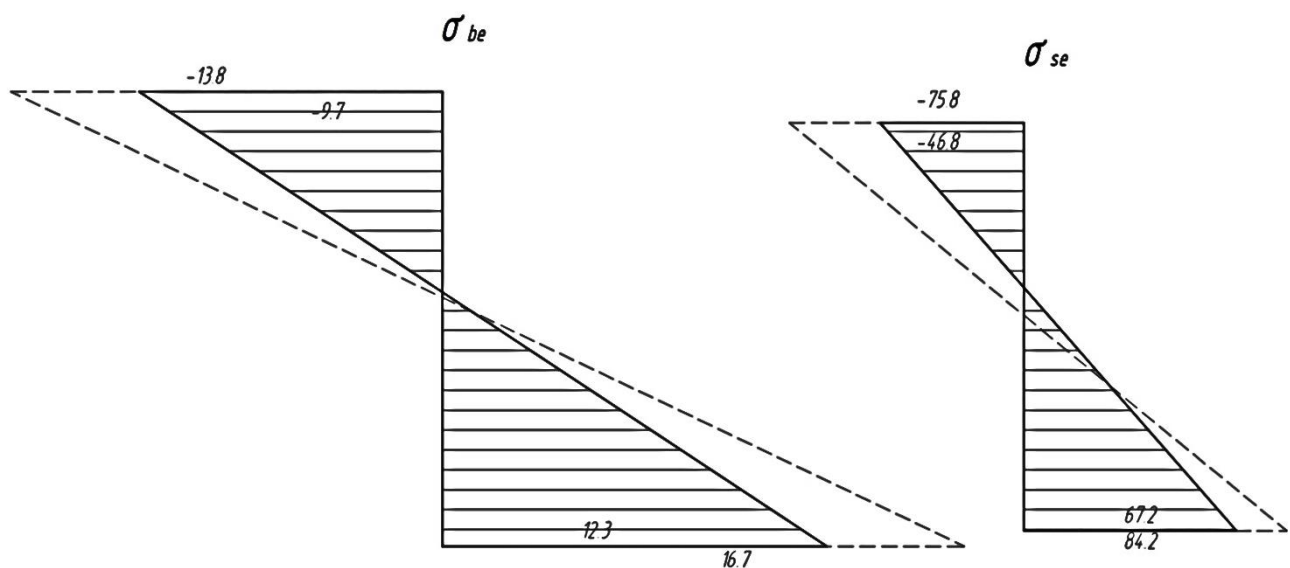
Напруження в бетоні розтягнена зона:

- Розрахункове **12.3 МПа**
- Комп'ютерне моделювання **16.7 МПа**

Напруження в металевій балці розтягнена зона:

- Розрахункове **67.2 МПа**
- Комп'ютерне моделювання **84.2 МПа**

Напружений стан головної балки при завантаженні третьої стадії



Розділ 5. Загальні висновки

У даній дипломній роботі ми визначили: зусилля в прогоновій будові, підбір перерізу головної балки та провели перевірку на стадії експлуатації, згідно ДБН В.2.3-14:2006 “Мости та труби. Правила проектування” і зробили комп’ютерне моделювання прогонової будови.

1. Епюри згинальних моментів ліній впливу мають плавний характер.

Найбільше значення в середині прогону, які складають:

- на тріщиностійкість 5097.92 кН·м
- на витривалість 5120 кН·м
- на міцність 7196.16 кН·м

За даними розрахунків в кінці ми побудували обвідну епюру згинального моменту рис. 2.3

2. Провели перевірку прогонової будови на стадії експлуатації:

- Перевірка перерізу на міцність за згинальним моментів:

по бетон стиснутий зоні: $\sigma_{b1} = 19\,196.16 \leq 20\,000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.10)

по металевій балці в нижній точці: $\sigma_{s2} = 132219.55 \leq 225000 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.12)

- Перевірка перерізу на витривалість за згинальними моментів:

по бетону стиснутій зоні: $\sigma_{bf} = 13849.53 \leq 17917.2 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.13)

по металевій балці в нижній точці: $\sigma_{sf} = 94072.96 \leq 202500 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.14)

- Перевірка перерізу на дію поперечної сили на опорі:

точці примиканні плити до ребра $\tau_{q2} = 2585.56 \leq 3600 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.15)

точці по нейтральній вісі $\tau_{q1} = 3504.06 \leq 3600 \frac{\text{кН}}{\text{м}^2}$ (3.15)

3. На основі теоретичних розрахунків напружень в бетоні і сталевій балці у відповідних точках та комп’ютерного моделювання проведемо порівняння у процентному відношенні різниці варіантів:

Розділ 6. Охорона праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях

Основними причинами нещасних випадків в нашій країні є: порушення технологічного процесу, трудової та виробничої дисципліни, вимог безпеки при експлуатації транспортних засобів, незадовільне утримання і недоліки в організації робочих місць, незадовільна організація виконання робіт, невикористання засобів індивідуального захисту. Створення цілком безпечних та здорових умов праці є одним із найважливіших завдань, що стоять перед державою. Виконання цього завдання нерозривно пов'язано з удосконаленням методів управління охороною праці на виробництві. В розділі охорони праці та безпеки в надзвичайних ситуаціях розглядаються виготовлення стале залізобетонної прогонової будови та її подальший монтаж.

6.1 Вимоги безпеки під час бетонування прогонової будови.

Вимоги до техніки безпеки під час бетонних робіт розроблені на основі ДНАОП 0.00-8.03-93 "Порядок опрацювання та затвердження власником нормативних актів про охорону праці, що діють на підприємстві", ДНАОП 0.00-4.15-98 "Положення про розробку інструкцій з охорони праці", ДНАОП 0.00-4.12-99 "Типове положення про навчання з питань охорони праці", СНиП III-4-80 "Техника безопасности в строительстве".

Перед початком робіт бетонувальник повинен:

1. Одягти спецодяг, спецвзуття, отримати засоби індивідуального захисту.
2. Отримати завдання від майстра.
3. Робоче місце і проходи від нього очистити від сторонніх предметів, сміття, бруду, а в зимовий період - від снігу і льоду та посипати піском.
4. Отримати ручний та електрифікований інструмент, перевірити його стан.

Перед укладанням бетонної суміші в опалубку необхідно перевірити:

1. Кріплення опалубки, підтримуючих лісів і робочих настилів.
2. Кріплення до опор завантажуючих лійок, лотків та хоботів для спуску бетонної суміші в конструкцію, а також надійність скріплення окремих ланок металевих хоботів друг з другом.
3. Стан навісних козирків чи настилу навкруги завантажувальних лійок.

Перед початком роботи необхідно ретельно перевірити справність вібратора і впевнитись у тому, що:

1. Шланг добре прикріплений і при випадковому його натягу обривів кінців обмотки не станеться.
2. Підвідний кабель не має обривів та оголених місць.
3. Заземлюючий контакт не має пошкоджень.
4. Вимикач діє справно.
5. Болти, які забезпечують непроникність кожуха, добре затягнуті.
6. З'єднання частин вібратора достатньо герметичні і обмотка електродвигуна добре захищена від попадання вологи.
7. Амортизатор на рукоятці вібратора знаходиться в справному стані та відрегульований таким чином, щоб амплітуда вібрації рукоятки не перевищувала норм для ручного інструменту.
8. Корпус електровібратора до початку роботи повинен бути заземлений.
9. Для живлення електровібраторів (від розподільного щита) слід застосовувати чотирижильний шланговий провід або проводи, замкнені в гумову трубку; четверта жила необхідна для заземлення корпусу вібратора, працюючого при напрузі 127 і 220 В.

Стояти на формі чи на бетонній суміші при її ущільненні, а також на віброплощадці, вібровкладинах чи на рамі формувальної машини при їх роботі забороняється.

Після закінчення робіт бетонувальник повинен:

1. Відключити устаткування.
2. Перевірити устаткування і привести його в належний стан.
3. Протерти і змазати поверхні машин, механізмів, що труться.
4. Зібрати всі такелажні засоби, інструмент, пристрої, очистити їх від бруду і скласти у відведене для них місце.
5. Прибрати робоче місце.
6. Помити обличчя, руки з милом, при змозі, прийняти душ.

7. Доповісти майстру про всі несправності, які мали місце під час роботи.

6.2 Вимоги безпеки при навісному монтажі конструкцій прогонових будов мостів.

Вимоги до техніки безпеки під час монтажних робіт розроблені на основі НПАОП 45.21-1.03-98 "Правила безпеки при будівництві мостів", ДНАОП 0.00-4.15-98 "Положення про розробку інструкцій з охорони праці", ДНАОП 0.00-4.12-99 "Типове положення про навчання з питань охорони праці", СНиП III-4-80 "Техника безопасности в строительстве".

До початку монтажних робіт відповідно до вимог НПАОП 45.2-7.02-12 і НПАОП 0.00-1.80-18 встановлюється порядок подачі умовних сигналів між особою, яка керує монтажем, і машиністом (мотористом).

Перед підйомом елемента відповідальний керівник монтажних робіт зобов'язаний:

- ретельний оглянути надійність стропувальних пристроїв;
- перевірити правильність і надійність закріплення монтажного крана на даній стоянці;
- перевірити наявність на місці і готовність до роботи кранівника (моториста лебідок крана), монтажників і сигнальників.

Робочі місця і проходи до них на висоті більше 1,3 м і відстані менше 2 м від межі перепаду по висоті захищаються тимчасовими огорожами відповідно до вимог ГОСТ 12.4.059-89. При неможливості влаштування огорожень роботи на висоті виконуються з використанням запобіжних поясів за ГОСТ 12.4.089-86.

При виконанні монтажних операцій на висоті без пристрою засобів підмоцнення з використанням запобіжних поясів передбачається застосування спеціальних запобіжних засобів у вигляді туго натягнутих сталевих канатів (тросів) для закріплення за них карабінів запобіжних поясів відповідно до ГОСТ 12.4.107-82. В необхідних випадках застосовуються страхувальні сітки.

Монтаж блоку масою понад 25 т проводиться за участю відповідального керівника монтажних робіт.

Не допускається перенесення краном конструкцій і елементів над людьми.

Подається на монтаж елемент допускається направляти ломиком для установки в проектне положення після опускання на 20-30см від нижнього його кінця (площині) до монтується.

Не допускається залишати підняті елементи на вазі.

Монтаж елементів, які вимагають роботу крана з використанням хоча б одного з максимальних параметрів (вантажопідйомності, вильоту стріли або висоти підйому гака), проводиться зі стоянок, розмічених на місцевості. Стоянки крана на монтується вказуються в ППР.

При подачі зі складу на монтаж елементи встановлюються на транспортні засоби на підкладки і прокладки (погрузка в кілька ярусів), закріплюються від зсуву і падіння.

Монтажні возики встановлюються і утримуються за допомогою напольових черевиків і інших спеціальних пристосувань.

Розчалювання для тимчасового закріплення елементів і конструкцій прикріплюються до надійних опор (фундаментів, якорів і т.п.). Кількість розчалок, їх перетин, способи натягу і місця закріплення встановлюються ППР.

При відсутності засобів підмоцвання допускається перебування такелажника на горизонтальному елементі, що расстроповивається, з дотриманням вимог п.5.4.4 цих Правил.

Ділянки монтажу залізобетонних конструкцій захищаються тимчасовими інвентарними перилами відповідно до вимог п.4.8.19 цих Правил.

Стики між елементами при ширині більше 20см до омоноличивания перекриваються щитами.

Прохід по змонтованим елементів, які не мають огорожі, допускається при наявності пояса з карабіном і страхувального троса, натягнутого уздовж необгороджених елемента. Діаметр і тип страхувального троса, конструкція його закріплення і кількість одночасно закріплених за трос карабінів вказуються в ППР.

Біля обох кінців страхувального троса встановлюються написи, що вказують кількість осіб, які можуть одночасно закріплювати карабіни своїх поясів за трос.

Поєднання отворів і перевірка їх збігу в монтованих деталях проводиться з використанням спеціального інструменту.

Не допускається проводити наводку отворів елементів, що стикаються при монтажі металевих прогонових будов підтягуванням на гаку крана елементів, частково закріплених болтами або встановлених на пробки.

6.3 Дії працівників в аварійній ситуації

1. негайно припинити роботу; виключити напругу; не допускати в небезпечну зону сторонніх осіб.
2. Повідомити про те, що сталося, майстра.
3. Якщо є потерпілі, надати їм першу медичну допомогу, при необхідності, викликати швидку медичну допомогу.
4. Надання першої медичної допомоги.

4.1. Перша допомога при ураженні електричним струмом.

У разі ураження електричним струмом необхідно негайно звільнити потерпілого від дії електричного струму, відключивши електроустановку від джерела живлення, а при неможливості відключення – відтягнути його від струмоведучих частин за одяг або застосувавши підручний ізоляційний матеріал.

У разі відсутності у потерпілого дихання і пульсу необхідно зробити йому штучне дихання і непрямий (зовнішній) масаж серця, звернувши увагу на зіниці. Розширені зіниці свідчать про різке погіршення кровообігу мозку. При такому стані необхідно негайно приступити до оживлення потерпілого і викликати швидку медичну допомогу.

4.2. Перша допомога при пораненні.

Для надання першої допомоги при пораненні необхідно розкрити індивідуальний пакет, накласти стерильний перев'язочний матеріал, що міститься у ньому, на рану і зав'язати її бинтом.

Якщо індивідуального пакету якимсь чином не буде, то для перев'язки необхідно використати чисту носову хустинку, чисту полотняну ганчірку і т. ін. На те місце ганчірки, що приходить безпосередньо на рану, бажано накапати декілька крапель настойки йоду, щоб одержати пляму розміром

більше рани, а після цього накласти ганчірку на рану. Особливо важливо застосовувати настойку йоду зазначеним чином при забруднених ранах.

4.3. Перша допомога при переломах, вивихах, ударах.

При переломах і вивихах кінцівок необхідно пошкоджену кінцівку укріпити шиною, фанерною пластикою, палицею, картоном або іншим подібним предметом.

Пошкоджену руку можна також підвісити за допомогою перев'язки або хустки до шиї і прибинтувати до тулуба.

При переломі черепа (несвідомий стан після удару голови, кровотеча з вух або роту) необхідно прикласти до голови холодний предмет (грілку зі льодом, снігом чи холодною водою) або зробити холодну примочку.

При підозрінні перелому хребта необхідно потерпілого покласти на дошку, не підіймаючи його, чи повернути потерпілого на живіт обличчям униз, наглядаючи при цьому, щоб тулуб не перегинався, з метою уникнення ушкодження спинного мозку.

При переломі ребер, ознакою якого є біль при диханні, кашлю, чханні, рухах, необхідно туго забинтувати груди чи стягнути їх рушником під час видиху.

4.4. Перша допомога при теплових опіках.

При опіках вогнем, парою, гарячими предметами ні в якому разі не можна відкривати пухирі, які утворюються, та обв'язувати опіки бинтом.

При опіках першого ступеня (почервоніння) обпечене місце обробляють ватою, змоченою етиловим спиртом.

При опіках другого ступеня (пухирі) обпечене місце обробляють спиртом, 3%-ним марганцевим розчином або 5%-ним розчином таніну.

При опіках третього ступеня (зруйнування шкіряної тканини) накривають рану стерильною пов'язкою та викликають лікаря.

4.5. Перша допомога при кровотечі.

Для того, щоб зупинити кровотечу, необхідно:

- підняти поранену кінцівку вгору;
- кровоточиву рану закрити перев'язочним матеріалом (із пакета), складеним у клубочок, придавити 2 зверху, не торкаючись самої рани, потримати на

протязі 4-5 хвилин; якщо кровотеча зупинилася, то не знімаючи накладеного матеріалу, поверх нього покласти ще одну подушечку з іншого пакета чи кусок вати і забинтувати поранене місце (з деяким натиском);

- при сильній кровотечі, яку не можна зупинити пов'язкою, застосовується здавлювання кровоносних судин, які живлять поранену область, за допомогою згинання кінцівок в суглобах, а також пальцями, джгутом або закруткою; при великій кровотечі необхідно терміново викликати лікаря.

5. У разі виникнення пожежі викликати пожежну частину та приступити до гасіння її наявними засобами пожежогасіння.

6. Виконувати всі вказівки керівника робіт по ліквідації небезпеки.

7. Список використаної літератури

1. Абовская С. Н. Новые пространственные сталежелезобетонные конструкции покрытия [Текст] / С. Н. Абовская.- Красноярск : Стройиздат, 1992. – 238 с.
2. Балабух Я.А. Застосування сучасних методів розрахунку для проектування сталеалюмінієвих прогонових будов мостів / Я.А. Балабух // Дороги і мости. – К.: ДерждорНДІ, 2009. –№11. – С.11-18.
3. Бельський Г.Е. Основные положения расчета стальных конструкций по стандарту СЭВ 3972-88 / Г.Е. Бельський // Строит. механика и расчет сооружений. – 1984. - № 4. – С. 8-18.
4. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель та споруд /З.Я. Бліхарський. – Львів: Вид-во Львівської політехніки, 2008. – 106 с.
5. Бобало Т. В. Міцність та деформативність сталебетонних балок, армованих високоміцною стержневою арматурою в поєднанні з стрічковою: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук : спец. 05.23.01 «Будівельні конструкції, будівлі та споруди» /Т.В. Бобало.- Львів, 2012. – 21 с.
6. Вахуркин В.М. Предварительное напряжение и оптимальная форма изгибаемых элементов/ В.М. Вахуркин // Проектстальконструкция. "Материалы по стальным конструкциям" – М: Госстройиздат, 1958. – №3. – С. 48-56.
7. Глазунов Ю.В. Конструктивные и технологические особенности сталебетона / Ю.В. Глазунов // Коммунальное хозяйство городов – Х., 2008 – №81– С. 10-15..
8. Глотов И.Б. Расчет и конструирование сталежелезобетонных балокмостов / И.Б. Глотов // Совершенствование конструкций и методов расчета мостов и мостовых переходов. – 1974. – №67. – С. 67-71.
9. Голоднов К. А. Жесткость сталежелезобетонных изгибаемых элементов реконструируемых зданий и сооружений / К. А. Голоднов // Вісн. Донбас. держ. академії будівництва і архітектури : Будівельні конструкції, будівлі та споруди – Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології. : зб. наук. праць. – Макіївка : ДонДАБА, 2005. – Вип. 2005-8 (56). – С. 65–69.

10. Карновский М.Г. Прочность анкерных связей монолитных железобетонных перекрытий с профилированным настилом [Текст] / М. Г. Карповский // Современные проблемы строительства. – Донецк, 2001. – С. 211-216.
11. Кваша В.Г. Дослідження роботи поширених прогонових будов мостів на моделях/ В.Г. Кваша, П.М. Коваль // Теорія і практика будівництва: вісн. ДУ «Львівська політехніка». – 1996. – № 287.– С. 51-56.
12. Клименко Ф.Є. Сталебетонные конструкции – эффективный вид строительных конструкций / Ф.Е. Клименко // Пром. Стр-во – 1979 – №6 – С. 13-16.
13. Клименко Ф.Е. Сталебетонные конструкции с внешним полосовым армированием / Ф.Е. Клименко// – К.: Будівельник, 1984. –88 с.
14. Костиков Л. М. История создания железобетона [Текст] / Л. М. Костиков // Материалы по истории строительной техники : сб. статей ; под. ред. Г. М. Людвига. – М.: Госстройиздат, 1962. – № 2. – С. 67-119.
15. Металлические конструкции: в 3 т. : учеб. для строит. вузов; под ред. В.В. Горева. – М.: Высш. шк., 1999. – Т. 3:Специальные конструкции и сооружения – 544 с.
16. Салійчук Л.В. Експериментальні дослідження та теоретичне обґрунтування міцності анкерування в бетон вклеєних стержневих анкерів при зсуві / Л.В. Салійчук // Зб. Будівельні конструкції. – К.: НДІБК, 2011. – №. 74 –С.494-506.
17. Сахновский М.М. Технологичность строительных стальных конструкций / М.М. Сахновский – Киев: Будівельник, 1980. – 262 с.
18. Семко О. В. Керування ризиками при проектуванні та експлуатації стале залізобетонних конструкцій [Текст] : монографія / О. В. Семко, О. П. Воскобійник. – Полтава: ПолтНТУБ, 2012. – 514 с.
19. Стороженко Л.І. Сталезалізобетонні конструкції.: Навчальний посібник. / Л.І. Стороженко, О.В. Семко, В.Ф. Пенц.– Полтава, 2005. – 189 с.
20. Стороженко Л.И. Сталежелезобетонные конструкции / Л.И. Стороженко, А.В.Семко, В.И.Ефименко. – К.: Четверта хвиля, 1997. – 158 с.
21. Стрелецкий Н.Н. Сталежелезобетонные пролетные строения мостов / Н.Н. Стрелецкий. – М.: Стройиздат, 1981. –360 с.

22. Фабрика Ю.М. Міцність та деформативність сталезалізобетонних балкових конструкцій [Текст]: автореф. дис. на здобуття наук. ступеня канд. техн. наук: спец. 05.23.01 “Будівельні конструкції, будівлі та споруди” / Ю.М. Фабрика. – Львів, 2005. – 17 с.
23. Филин А.П. Матрицы в статике стержневых систем и некоторые элементы использования ЭЦВМ /А.П. Филин //- Л.-М., 1966.- 437 с.
24. Choi Dong-Но, External Post-tensioning of Composite Bridges by a Rating Equation Considering the Increment of a Tendon Force Due to Live Loads / Dong-Но Choi, Yong-Sik Kim and Hoon Yoo // *Steel Structures*. – 2008. – vol.8. – pp. 109-118.
25. Draffin I. O. A breif history of lime, cement, concrete and reinforcement concrete / I. O. Draffin // *University of Illinois Bulletin – Chicago*, 1943–№40(45) –pp. 5- 38.
26. ДБН 8.2.3-14:2006. Споруди транспорту. Мости та труби. Правила проектування [Текст]. – На заміну СНиП 2.05.03-84 ; чинні 2007-02-01. – К. : Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства України, 2006. – 359 с.
27. Baes, L., and Lipski, A., “La poutre Preflex, la decompression du beton enrobant l'aile tendue, le probleme du retrait et du fluage,” *Revue C (Gent)*, No. 1-4, 1957, pp. 29-49.
28. Novgorodsky, L., “La Tour du Midi a Bruxelles, immeuble pour bureaux de 37 etages et de 150 metres de hauteur,” *La Technique des Travaux (Li&ge)*, No. 11-12, 1966, pp. 322-335.
29. Verkeyn, A., and Dobruszkes, A., “Le centre administratif Berlaymont,” *Annales des Travaux Publics de Belgique (Brussels)*, No. 1-2, 1978, pp. 136-139.
30. Dckcyser, R., Lcdent, H., Daoust, A., and Counasse, C., “La poutre mixte preflechie et precontrainte (Flexstress) dans le cadre du pont sur le barrage de Lixhe,” *Annales des Travaux Publics de Belgique (Brussels)*, No. 3, 1990, pp. 165-198.
31. Couchard, I., and Detandt, H., “Entrance of the High Speed Line in the Brussels South Station,” *Proceedings, 16th IABSE Congress, Lucerne, Switzerland*, 2000.

32. RILEM TC 107-CSP, "Measurement of Time-Dependent Strains of Concrete," *Materials and Structures (RILEM)*, V. 31, 1998, pp. 507-512.
33. Miiller, H. S., Kiittner, C. H., and Kvitsel, V., "Creep and Shrinkage Models of Normal and High Performance Concrete - Concept for a Unified Code-Type Approach," *Revue francciise de genie civil (Paris)*, V. 3, No. 3-4, 1999, pp. 113-132.
34. *CEB-FI P Model Code 1990*, Bulletin CEB, No. 213/214, Thomas Telford, London, 1993.
35. Le Roy, R., de Larrard, E, and Pons, G., "Calcul des deformations differees des betons a hautes performances," *Bulletin des Laboratoires des Ponts et Chaussees (Paris)*, Special XIX, 1996, pp. 63-84.
36. Staquet, S., Detandt, H., and Espion, B., "Time-Dependent Behaviour of a Railway Prestressed Composite Bridge Deck," *Proceedings*, International Conference Concreep-6@MIT, F.-J. Ulm, Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, Editors, Elsevier, Paris, 2001, pp. 373-378.
37. Staquet, S., and Espion, B., "On Variability of Measured Strains in Creep and Shrinkage Tests," *Proceedings*, International Conference Concreep-6@MIT, F.-J. Ulm, Z. P. Bazant and F. H. Wittmann, Editors, Elsevier, Paris, 2001, pp. 729-734.
38. Ghali, A., Favre, R., and Elbadry, M., *Concrete Structures: Stresses and Deformations*, Third Edition, E&FN Spon, Amsterdam, 2002.
39. Chiorino, M. A., *CEB Design Manual*, "Structural Effects of Time-Dependent Behaviour of Concrete," *Bulletin d' information du CEB*, No. 215, 1993, pp. 269-271.
40. Ghali, A., and Trevino, J., "Relaxation of Steel in Prestressed Concrete," *PCI JOURNAL*, V. 30, No. 5, 1985, pp. 82-94.
41. Staquet, S., "Analyse et modclisation du compoitement differe du beton. Application aux poutres mixtes, preflechies et precontraintes ," Ph.D. Thesis, University of Brussels, Brussels, Belgium, 2004.
42. В.А. Настоящий, доц., канд. техн. наук, В.В.Дарієнко, Т.А. Дворніченко, ст. викл. Кіровоградський національний технічний університет Аналіз

розрахунку засобів з'єднання сталезалізобетонних конструкцій.

http://dspace.kntu.kr.ua/jspui/bitstream/123456789/5624/1/35_2006-208-211.pdf

43. <https://msd.com.ua/metalevi-konstrukcii/konstruktivne-rishennya-poperedno-napruzhe-noi-stalebetonnoi-balki/>

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

https://science.lpnu.ua/sites/default/files/dissertation/2017/4932/dys_ivanyk.pdf

45. НПАОП 45.21-1.03-98. Правила безпеки під час проведення робіт з будівництва мостів

46. НПАОП 0.00-4.15-98 "Положення про розробку інструкцій з охорони праці"

47. НПАОП 0.00-4.12-05 "Типове положення про навчання з питань охорони праці"

48. НПАОП 45.2-7.02-12 "Охорона праці і промислова безпека в будівництві".