

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»**

На правах рукопису

Запоточний Роман Миколайович

УДК.624.21

**ДЕФОРМАТИВНІСТЬ І ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ ДВОБАЛКОВИХ
НЕРОЗРІЗНИХ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ
ДЛЯ СКЛАДНИХ УМОВ БУДІВНИЦТВА**

Спеціальність 05.23.01
«Будівельні конструкції, будівлі та споруди»

Дисертація
на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

**Науковий керівник:
доктор технічних наук, професор
Гнідець Богдан Григорович**

Львів-2015

Зміст

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ.....	6
РОЗДІЛ 1. ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ.....	10
1.1. Багатобалкові збірно-монолітні залізобетонні конструкції прогонових будов мостів	10
1.2. Двобалкові нерозрізні залізобетонні прогонові будови мостів	15
1.2.1. Монолітні двобалкові прогонові будови мостів.....	15
1.2.2. Збірні двобалкові нерозрізні прогонові будови мостів.....	17
1.2.3. Двобалкові збірно-монолітні залізобетонні прогонові будови мостів.....	17
1.3. Конструкції збірно-монолітних прогонових будов мостів для складних умов будівництва.....	18
1.4. Мета та задачі досліджень.....	26
Висновки до розділу 1.....	27
РОЗДІЛ 2. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ДВОБАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ДЛЯ СКЛАДНИХ УМОВ БУДІВНИЦТВА.....	29
2.1. Конструктивні вирішення дослідних конструкцій двобалкових збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних прогонових будов мостів	29
2.2. Методика випробувань і послідовність монтажу та навантаження дослідної двобалкової збірно-монолітної конструкції на стенді	42
2.3. Послідовність проведення випробувань дослідної конструкції двобалкових збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних прогонових будов мостів для складних умов будівництва	52
2.4. Схеми розміщення приладів при випробуванні частин дослідної конструкції на стенді	53
Висновки до розділу 2.....	57
РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ВИПРОБУВАНЬ ДОСЛІДНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДВОБАЛКОВИХ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ НЕРОЗРІЗНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ, ЇХ АНАЛІЗ ТА ПОРІВНЯННЯ	58
3.1. Результати випробування прямолінійної частини двобалкової збірно-монолітної двоугонової нерозрізної залізобетонної прогонової будови мосту	58

3.1.1. Випробування дослідної конструкції прогонової будови моста із навантаженням прогону В-С	59
3.1.2. Результати випробування прямолінійної частини дослідної конструкції прогонової будови моста із навантаженням прогонів А-В та В-С	66
3.2 Результати випробування криволінійної частини двобалкової збірно-монолітної трипрогонової нерозрізної дослідної конструкції	72
3.2.1. Результати випробування криволінійної частини дослідної конструкції прогонової будови моста із навантаженням прогону D-E.....	72
3.2.2. Результати випробування криволінійної частини дослідної конструкції прогонової будови моста із навантаженням прогонів D-E і E-F	81
3.3. Результати випробування двобалкової збірно-монолітної шести прогонової нерозрізної прогонової будови мосту з об'єднанням прямолінійної і криволінійної частин	88
3.3.1. Результати випробування дослідної шестипрогонової конструкції прогонової будови моста із навантаженням прямолінійного прогону В-С.....	88
3.3.2. Результати випробування шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції прогонової будови моста з навантаженням прогонів А-В і В-.....	93
3.3.3. Результати випробування шестипрогонової дослідної конструкції моста із навантаженням прогону E-F	97
3.3.4. Результати випробування шестипрогонової дослідної конструкції прогонової будови моста із навантаженням прогону D-E	101
3.3.5. Результати випробування шестипрогонової дослідної конструкції прогонової будови моста криволінійної частини із навантаженням прогонів D-E і E-F одночасно	105
3.4. Порівняння експериментальних величин деформативності дослідної конструкції при зміні її статичної схеми	112
3.4.1. Порівняння результатів випробування прямолінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогону В-С до і після об'єднання її з криволінійною частиною	112
3.4.2. Порівняння результатів випробування прямолінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогонів А-В і В-С до і після об'єднання її з криволінійною частиною	114

3.4.3. Порівняння результатів випробування криволінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогону D-E до і після об'єднання її прямолінійною частиною	117
3.4.4. Порівняння результатів випробування криволінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогонів D-E та E-F до і після об'єднання її з прямолінійною частиною	119
Висновки до розділу 3.....	123

РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК ДЕФОРМАТИВНОСТІ І ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ НЕРОЗРІЗНИХ ДВОБАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ЇХ АНАЛІЗ І ПОРІВНЯННЯ З РЕЗУЛЬТАТАМИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.....

4.1. Теоретичні розрахунки деформативності та тріщиностійкості дослідної конструкції та порівняння їх із результатами експериментальних досліджень ..	124
4.1.1. Деформативність і тріщиностійкість прямолінійної частини дослідної конструкції	124
4.1.2 Деформативність і тріщиностійкість криволінійної частини дослідної конструкції	128
4.1.3. Деформативність прямолінійної частини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції	131
4.1.4. Деформативність криволінійної частини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції	135
4.2. Числові розрахунки деформативності ідеалізованої моделі дослідної конструкції за методом скінчених елементів у постановці лінійних залежностей.....	139
4.2.1. Деформативність моделі прямолінійної частини дослідної конструкції при різних схемах навантаження	139
4.2.2 Деформативність моделі криволінійної частини дослідної конструкції при різних схемах навантаження	146
4.2.3. Деформативність моделі шестипрогової дослідної конструкції при різних схемах навантаження	153
4.2.4 Порівняння величин прогинів моделі дослідної конструкції при зміні її статичної схеми	165
4.3. Пропозиції для розрахунку криволінійних двобалкових нерозрізних прогонових будов мостів.....	168

4.4. Впровадження результатів дослідження.....	175
Висновки до розділу 4.....	176
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....	178
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	179
ДОДАТКИ.....	188

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми. При вирішенні проблем автомобільного та міського транспорту враховуючи постійне зростання інтенсивності його руху, особливо в приміських зонах і в зонах щільної міської забудови, виникає необхідність прискорення темпів зведення шляхопроводів, мостів, естакад та багаторівневих транспортних розв'язок в складних умовах будівництва. Це вимагає необхідність вирішення специфічних технологічних задач і застосування не типових проектно-конструктивних рішень, що актуалізує питання дослідження роботи нових конструктивних рішень прогонових будов мостів в складних умовах будівництва.

Дослідження роботи прогонових будов мостів для складних умов будівництва із застосуванням збірно-монолітного залізобетону викликає науковий інтерес і практичну доцільність. Враховуючи, те що на сучасному етапі досліджень пов'язаних із оцінюванням деформативності та тріщиностійкості залізобетонних конструкцій прогонових будов мостів складної конфігурації є недостатніми, тому питання, які пов'язані із експериментальними дослідженнями та вивченням їх напружено-деформованого стану, вдосконалення їх розрахунків із застосування сучасних методів, є проблемою - актуальною, що має велике теоретичне і практичне значення.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконувалась в рамках науково-дослідних робіт, які проводить кафедра «Мости та будівельна механіка» Інституту будівництва та інженерії доквілля Національного університету «Львівська політехніка» за напрямком:

- «Розроблення та вдосконалення методів розрахунку конструкцій мостів, будівель та споруд» (державний реєстраційний номер 0114U005249).

За госпрозрахунковою тематикою на замовлення Львівської філії «ЗАХІДПРОШЛЯХ» ДП «УКРДПРОДОР»:

- «Будівництво стадіону по вул. Стрийській – кільцевій дорозі в м. Львові: влаштування дорожньої розв'язки», (договір №66/1 від 05.05.2015р.).

Мета й завдання досліджень. Метою дослідження є визначення особливостей деформативності та тріщиностійкості нерозрізних двобалкових збірно-монолітних залізобетонних конструкцій прогонових будов мостів для складних умов будівництва, розробка рекомендацій по їх розрахунку. Для досягнення мети поставлені завдання:

- розробити конструкцію двобалкової нерозрізної прогонової будови для складних умов будівництва;

- розробити програму, методику експериментальних досліджень, масштабну дослідну конструкцію прогонової будови з криволінійною та прямолінійною частинами, провести їх випробування;

- на основі експериментальних даних визначити вплив об'єднання криволінійної і прямолінійної частин дослідної конструкції на зміну їхньої деформативності та тріщиностійкості, величину згинальних моментів в крайніх прогонах.

- провести аналіз-співставлення деформативності та тріщиностійкості частин дослідної конструкції до і після їх об'єднання на основі даних експериментальних досліджень з результатами розрахунку за діючими нормами.

- розробити просторові розрахункові моделі дослідної конструкції та встановити характер розподілу їх деформацій за різних статичних схем і схем навантаження у ПК «ЛІРА-САПР». Результати розрахунків порівняти з експериментальними даними;

- розробити методику інженерного розрахунку по визначенню моментів і прогинів двобалкових криволінійних нерозрізних прогонових будов мостів. Результати інженерного розрахунку порівняти з експериментальними даними;

Об'єкт дослідження: робота нової конструкції нерозрізної двобалкової збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови мосту для складних умов будівництва під дією статичного навантаження.

Предмет досліджень: деформативність і тріщиностійкість дослідної конструкції двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних конструкцій прогонових будов мостів.

Методи досліджень: аналіз літературних джерел для формулювання мети та задач досліджень; аналіз концепцій теорій загальної методики механіки деформованого твердого тіла, теорії залізобетону та механіки руйнування; експериментальні методи досліджень будівельних конструкцій; моделювання та чисельні дослідження із застосуванням програмного комплексу ПК «ЛІРА САПР»; математичні та статистичні методи визначення порівняльних характеристик для опрацювання результатів експериментальних досліджень, статистичних даних, чисельного моделювання, визначення збіжності експериментальних і чисельних результатів досліджень.

Наукова новизна отриманих результатів полягає в наступному:

- вперше запропоновано нове конструктивне рішення двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів для складних умов будівництва при малих радіусах поворотів і наявності віражів, із застосуванням для стиків неметалевої стрічкової арматури і зовнішнього сталюого армування для підсилення стисненої зони на опорах;
- розроблено методику та обладнання для проведення експериментальних досліджень деформативності та тріщиностійкості прямолінійної і

криволінійної нерозрізних частин двобалкової збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови для складних умов будівництва при різних статичних схемах і схемах навантаження;

- одержано нові експериментальні дані деформативності та тріщиностійкості двобалкової нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови для складних умов будівництва при різних статичних схемах і схемах навантаження;
- встановлено, що величини деформативності і тріщиностійкості, при змінній статичної схеми і схем навантаження двобалкової залізобетонної прогонової будови з прямолінійною і криволінійною частинами, за результатами розрахунків та порівняння їх з даними експерименту задовільно співпадають, з відхиленням до 9%.
- розвинуто і удосконалено інженерну методику розрахунку деформативності та тріщиностійкості двобалкових нерозрізних залізобетонних прогонових будов мостів складної конфігурації в плані.

Наукове і практичне значення отриманих результатів полягає в розробці та дослідженні нових конструкцій збірно-монолітних двобалкових нерозрізних прогонових будов мостів для складних умов будівництва, методики проведення складних експериментальних досліджень деформативності та тріщиностійкості, їх розрахунку з використанням сучасних методів, аналізі результатів дослідження і розробці інженерної методики по їх розрахунку.

Упровадження результатів роботи. На замовлення Львівської філії «ЗАХІДДПРОШЛЯХ» ДП «УКРДПРОДОР» (№66/1 від 05.05.2015р) автором розроблено проектні пропозиції шляхопроводу із застосуванням, запропонованих у дисертаційній роботі, двобалкових нерозрізних залізобетонних прогонових будов по об'єкті: «Будівництво стадіону по вул. Стрийській – кільцевій дорозі в м. Львові: влаштування дорожньої розв'язки». Також результати дослідження впроваджені в навчальний процес на кафедрі «Мости та будівельна механіка» Національного університету «Львівська політехніка».

Особистий внесок здобувача. Наведені в роботі результати досліджень отримані автором самостійно. Особистий внесок автора полягає в наступному:

- проведення експериментальних досліджень;
- розробка всіх методик, їх порівняльний аналіз, виконання моделювання та чисельні дослідження, наведені у дисертації;
- систематизація та науковий аналіз отриманих результатів;
- розробка конструкції двобалкової нерозрізної збірно-монолітної конструкції прогонових будов мостів для складних умов будівництва.

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідались і обговорювались на таких конференціях: VII всеукраїнська

науково-технічна конференція «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (Київ - Рівне - 2013р.), Міжнародна науково-технічна конференція «Сучасні технології будівництва й експлуатації автомобільних доріг» (Харків – 2013р.), Міжнародна науково-практична конференція «Сучасні проблеми в будівництві» (Полтава – 2013р.), VIII Міжнародна науково-технічна конференція «Ресурсоекономні матеріали, конструкції будівлі та споруди» (Рівне 2014), Международная научно-практическая конференция «Наука сегодня. Предложения» (Щецин-2014, Польша).

Публікації. За матеріалами дисертаційної роботи опубліковано 8 статей, у тому числі 5 публікації у спеціалізованих фахових виданнях внесених до переліку ДАК України, 1 у фаховому періодичному закордонному виданні та 2 за матеріалами міжнародних науково-технічних конференцій.

Обсяг та структура роботи. Дисертаційна робота складається зі вступу, 4 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 119 найменувань, 3 додатків. Робота викладена на 222 сторінках, із них 148 сторінки основного тексту, 9 сторінок списку використаних джерел, 63 таблиць, 241 рисуноків та 34 сторінок додатків.

Автор висловлює подяку: науковому керівнику д.т.н., проф. Гнідцю Богдану Григоровичу за цінні зауваження і допомогу на усіх етапах наукової роботи; Започному Івану Володимировичу за забезпечення основними і допоміжними ресурсами для спорудження дослідної конструкції; Започному Миколі Володимировичу, Омеляну Роману Петровичу і Лучку Івану Павловичу за допомогу у трудомісткому виготовленні стенду і дослідної конструкції; д.т.н., проф. Кваші Віктору Григоровичу, к.т.н., доц. Мельнику Ігору Володимировичу, к.т.н. доц. Гоголю Мирону Васильовичу, д.т.н., проф Харченку Євгену Валентиновичу, Кіндратович Ользі Петрівні за допомогу у забезпеченні високоточними приладами для проведення експериментальних випробувань; Лев Софії Ярославівні, Започному Ігору Миколайовичу, Започному Андрію Володимировичу, Назару Любомиру Романовичу, Турбі Юрію Васильовичу за допомогу у проведенні складних трудомістких експериментальних випробувань; інженеру Кобилинцю Василю Юрійовичу за консультації по числовому розрахунку у ПК «ЛІРА САПР».

РОЗДІЛ 1

ДОСВІД ЗАСТОСУВАННЯ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ

1.1. Багатобалкові збірно-монолітні залізобетонні конструкції прогонових будов мостів

Одним із найпоширеніших видів інженерних споруд є залізобетонні мости, шляхопроводи і естакади. Типові конструкції прогонових будов, введені у 1965 р. для мостів малих і середніх прогонів [14,15,24,46], незважаючи на значні їх переваги порівняно із старими типовими конструкціями, мають багато конструктивних і технологічних недоліків.

Конструктивні вирішення багатопрогонових нерозрізних збірно-монолітних прогонових будов мостів із великорозмірних збірних елементів для нового будівництва та реконструкції існуючих мостів розроблені і досліджені на кафедрах будівельних конструкцій і мостів та будівельної механіки Національного університету «Львівська політехніка». Такі конструкції досліджували науковці - Гнідець Б.Г., Демчина Б.Г., Іваник І.Г., Кваша В.Г., Клименко Ф.Є., Коваль П.М., Курило А.С., Ониськів Б.М., Попович Б.С., Мельник І.В., Сало В.Ю., Собко Ю.М., а також з інших наукових установ України: Лантух-Лященко А.І., Белятинський А.О., Лівшиць Я.Д., Мазурак А.В., Назаренко В.Б., Снітко В.Ф., Шаповал І.П., Шкуратовський А.О., Едельман Є.І., Ковальов П.М., Штільман Є.І., Лукін М.П., Назаренко Б.П., Гібшман М.Є., Золотов П.В., Цейтлін О.Л., Богданов Н.Н., Гібшман М.Є., Сторушкін Ю.М., Крамер Є.Л., Уліцький Б.Л., та інші.

Теорії та практиці створення, моделювання, розрахунку, конструювання, дослідження несучої здатності будівельних конструкцій, особливостям формування розрахункових моделей присвячені роботи Т.Н. Азізова, М.С. Барабаш, Є.А. Бакуліна, А.Я. Барашикова, В.М. Бондаренко, О.І. Голоднова, О.С. Городецького, М.І. Карпенка, В.А. Пермякова, В.М. Першакова, А.В. Шимановського та інших вчених.

У практиці будівництва багатобалкових збірно-монолітних залізобетонних мостів застосовують переважно два конструктивних вирішення:

- збірно-монолітні мости із застосуванням збірних балок і монолітної плити проїзної частини;
- збірно-монолітні мости із застосуванням збірних головних балок і збірних плоских плит проїзної частини.

Застосуванням збірних ребристих плит у збірно-монолітних конструкціях досліджувалися починаючи з 1961 р. [1,20,22,25,27].

У нових збірно-монолітних конструкціях багатопрогонових нерозрізних мостів поділ на збірні елементи виконаний у наступний спосіб: плита проїжджої частини відділена від головних балок разом із верхньою її частиною по висоті і довжині. За такого поділу прогонової будови на збірні елементи одержано головні балки прямокутної, таврової або двотаврової форми 1 і ребристі плити 5 (рис.1.1).

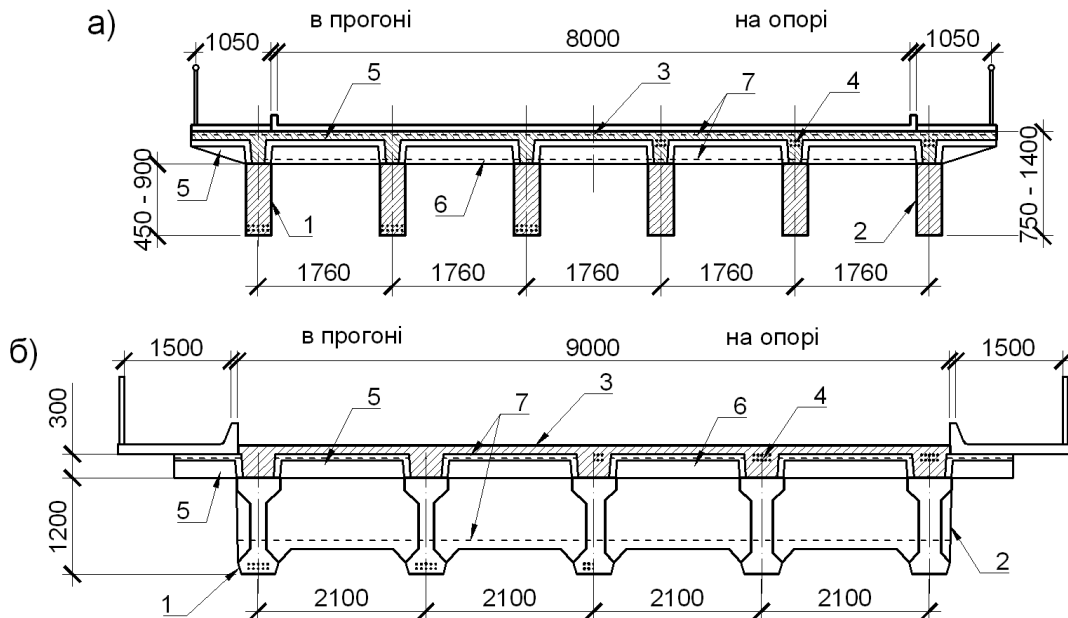


Рис.1.1.Конструктивні вирішення збірно-монолітних нерозрізних прогонових будов мостів:а і б конструкції із використанням таврових і двотаврових головних балок: 1,2 - збірні прогонові і монолітні надопорні балки, 3 – монолітна частина плити, 4 – напружена арматура в надопорній зоні, 5 – збірні ребристі прогонові і консольні залізобетоні плити, 6-діафрагма, 7 – арматура діафрагм.

У прогонах ребристі плити 5 об'єднуються з головними балками, а також між собою бетоном замоноличування 3 з додатковим армуванням і випусками з балок стрижнів поперечної арматури. Напружувана арматура стиків - прямолінійна на усій довжині надопорної зони і розміщена між ребрами плит 5. Анкерування стрижнів 4 виконують зварюванням до випусків арматури або до закладних деталей. Арматуру поперечних балок 7 можна виконувати з попереднім напруженням.

Конструктивним вирішенням збірно-монолітної нерозрізної конструкції прогонової будови передбачено виконання стиків прогонових і надопорних балок в прогонах для збільшення їх величини до 33-42 м. Після натягу арматури стиків, додаткового армування діафрагм та плити і замоноличування утворюється збірно-монолітна нерозрізна конструкція прогонової будови з поперечними балками, подібна до монолітної.

Розроблені конструктивні вирішення збірно-монолітних багатопрогонових нерозрізних мостів із попередньо напружуваними стиками дали можливість:

- одержати простішу форму збірних елементів і значно зменшити їх монтажну вагу;
- забезпечити спільну роботу збірних елементів у системі збірно-монолітної багатопрогової нерозрізної конструкції, подібної до монолітної;
- застосувати попереднє напруження стиків із використанням електротермічного методу натягу арматури в цій надпорній зоні з одночасним регулюванням зусиль.

За останнє десятиліття набули все більшого поширення збірно-монолітні багатобалкові розрізні конструкції прогонових будов мостів фірми «З Бетони» [59]. Поперечний переріз однієї із таких конструкцій показано на рис.1.2.

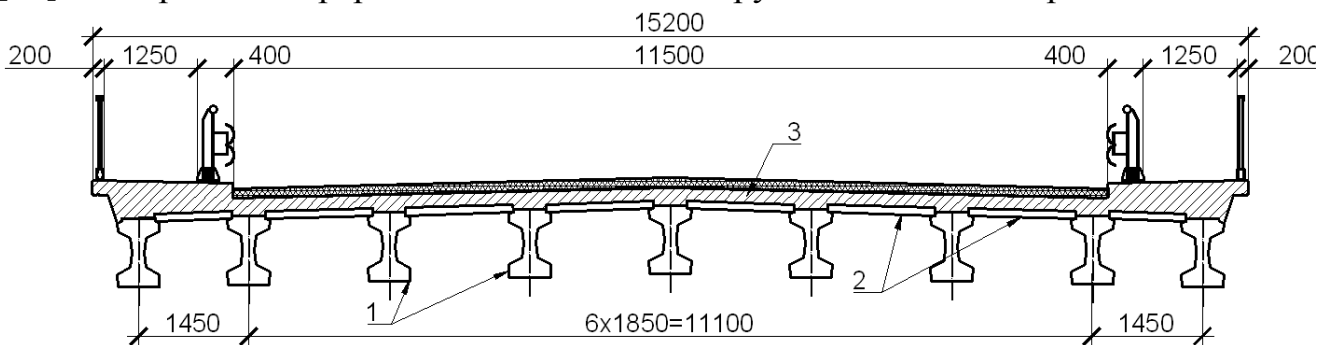


Рис.1.2. Збірно-монолітна прогонова будова мосту: 1- збірні балки (3Bet-90, 3Bet-120), 2 – композитна плита, 3 – монолітна плита проїзної частини.

Для таких конструкцій прогонових будов у ДерждорНДІ ім. М.П. Шульгіна були проведені дослідження залізобетонних балок типу «3Bet-90» та «3Bet-120» для перекриття прогонів 18–33 м [59]. Балки заввишки 900 та 1200 мм армовані попередньо напруженими канатами з натягом на упори. У збірно-монолітній конструкції передбачено влаштування монолітної плити проїжджої частини завтовшки 210 – 230 мм. Як опалубку використовують незмінну композитну плиту, що полегшує роботи, пов'язані з монтажем і демонтажем інвентарної опалубки. Максимальний крок між балками становить 1850 мм. Випуск балок освоєний на заводі залізобетонних виробів «З Бетони» у м. Калуш, Івано-Франківської області.

Аналіз відомих збірних типових, а також не типових індивідуальних збірно-монолітних конструктивно-технологічних вирішень, в тому числі із монолітного залізобетону, підтверджує низьку їх ефективність, що інколи унеможливорює їх широке застосування при наявності складних умовах будівництва. Одним із вирішень цієї проблеми може бути перехід до застосування збірно-монолітних нерозрізних конструкцій прогонових будов коробчастої форми (рис. 1.2.). Такі конструкції розроблено на кафедрі мостів та будівельної механіки Національного університету «Львівська політехніка» [26,27]. Поперечний переріз такого конструктивного вирішення в прогоні і на опорі показано на рис.1.3.

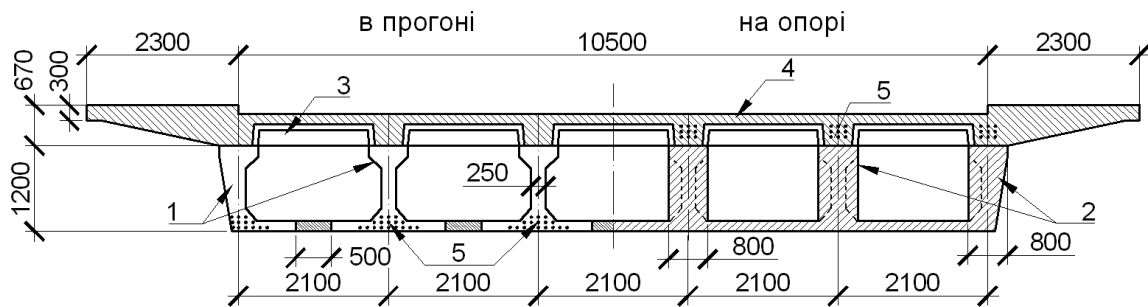


Рис.1.3. Коробчаста збірно-монолітна нерозрізна конструкція прогонової будови моста: 1 - збірна прогонова балка, 2 – монолітна або збірна балка, 3- збірна ребриста плита, 4 – монолітна частина плити, 5 – попередньо напружена арматура

Основні переваги таких конструктивних вирішень в порівнянні з відомими типовими і нетиповими індивідуальними конструкціями, визначається особливостями їх поперечних перерізів, схем розміщення елементів прогонової будови на кривих у плані і вертикальних кривих з віражами.

У такому конструктивно-технологічному вирішенні поділ прогонової будови по довжині проводиться на великорозмірні збірні прогонові і монолітні або збірні надопорні головні балки і ребристі плити. Прогонові збірні і надопорні монолітні або збірні балки об'єднуються стиками, розміщеними у зонах нульових моментів за допомогою напружуваної арматури. Такі конструкції можна виконувати, як із постійною шириною, так і зі змінною по довжині шириною габариту, який може розміщуватися несиметрично до осі моста.

Плита проїзної частини в таких збірно-монолітних коробчастих конструкціях прогонових будов мостів виконується із застосуванням ребристих плит з їх домонолічуванням і об'єднується з головними балками стиками з випусками арматури.

З використанням запропонованого збірно-монолітного конструктивного вирішення прогонових будов мостів у Національному університеті «Львівська політехніка» був розроблений і замовником реалізований проект автомобільної естакади для нового терміналу Державного міжнародного аеропорту «Бориспіль» у м. Києві в складних умовах транспортного вузла [25,26,27].

Для вирішення задач пов'язаних із розширенням, підсиленням і реконструкції існуючих залізобетонних прогонових будов мостів на кафедрі мостів та будівельної механіки і лабораторії НДЛ-88 Національного університету «Львівська політехніка», під керівництвом професора Кваші В.Г. проведено цілий ряд експериментальних і теоретичних досліджень [46,48...56]. Запропоновані конструктивні вирішення із застосуванням збірної, монолітної та збірно-монолітної накладної плити для збільшення габаритів проїзної частини і підвищенням несучої здатності існуючої конструкції прогонової будови, із включенням їх в спільну роботу зі збірними головними балками. Такі конструкції

знайшли своє широке застосування в Україні і закордоном, що дало змогу зменшити витрати на будівництво нових транспортних споруд і зберегти існуючі [51...56].

Більшість прогонових будов мостів, що побудовані за минулі десятиліття виконані із застосуванням попередньо напружених збірних залізобетонних балок, на даний час мають незадовільний стан і недостатню вантажопідйомність, а також не відповідають вимогам щодо габариту проїжджої частини і потребують розширення, а за наявності в елементах конструкції значних дефектів ще й підсилення.

Варіанти із розширенням існуючих прогонових будов мостів накладною монолітною і збірно-монолітною плитою із консолями до 4 м, що розроблено у лабораторії НДЛ-88 показано на рис.1.4. і 1.5.

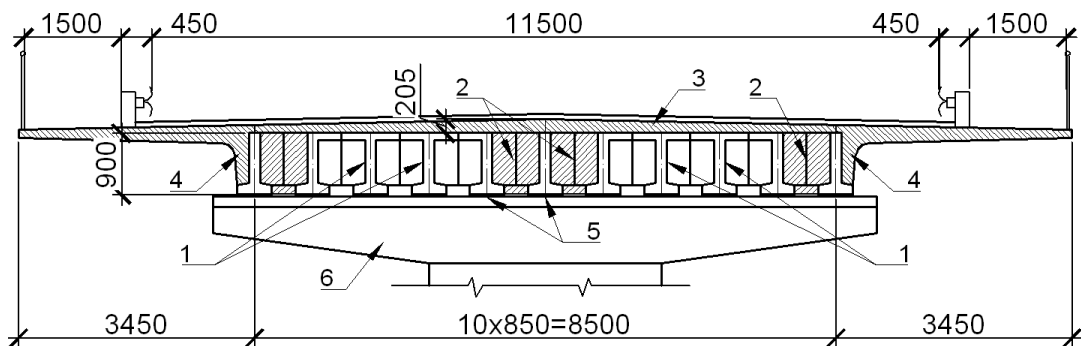


Рис.1.4. Поперечний переріз прогонової будови мосту із застосуванням накладної монолітної плити для збільшення габариту проїжджої частини: 1- існуючі балки, 2 – монолітні вставки підсилення балок, 3 – монолітна залізобетонна накладна плита з консолями, 4- обетонування фасадної поверхні крайньої балки, 5 – опорні частин балок, 6- ригель опори

Особливо ефективним є застосування накладної монолітної плити в поєднанні із перетворенням розрізної системи прогонової будови мосту в нерозрізну, що в свою чергу істотно впливає на розвантаження балок в прогонах і не потребує влаштування деформаційних швів, в результаті, покращує експлуатаційні якості транспортної споруди [52].

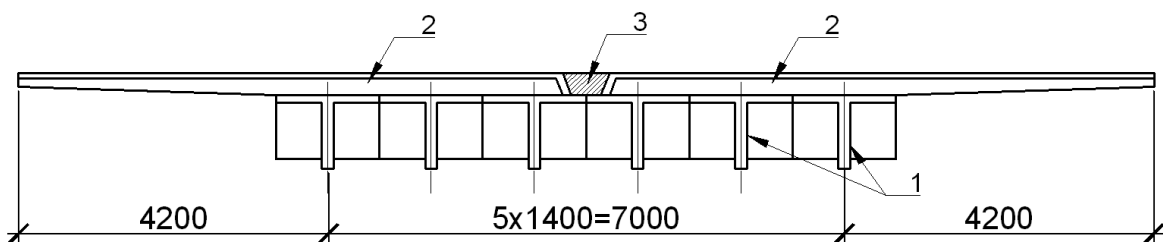


Рис.1.5. Поперечний переріз розширеної прогонової будови мосту із застосуванням накладної збірно-монолітної плити: 1-існуючі балки, 2 – збірна ребриста плита, 3 – бетон замоноличування

1.2. Двобалкові нерозрізні залізобетонні прогонові будови мостів

У сучасному мостобудуванні, крім багатобалкових, знаходять все більш широке застосування нерозрізні залізобетонні двобалкові прогонові будови мостів [8,14,38,40,58,70,78,94,99 ... 118].

Зменшення кількості головних балок в поперечному перерізі прогонової будови моста дає ефект економії матеріалу, що витрачається на ребра балок, зменшує трудомісткість при виготовленні і монтажі, але збільшується розхід матеріалів на плиту проїзної частини. В сумі, у більшості випадків, при зменшенні кількості ребер одержуємо більш економічну конструкцію. Наявність двох головних балок у поперечному перерізі прогонової будови мосту у порівнянні із багатобалковими конструкціями покращує розподіл тимчасового навантаження між основними несучими елементами, що призводить також до деякої економії арматури. Крім цього значно зменшується відкрита поверхня контакту прогонової будови з навколишнім агресивним середовищем, що підвищує експлуатаційні якості, надійність і довговічність конструкції.

1.2.1. Монолітні двобалкові прогонові будови мостів.

Спорудження монолітних двобалкових нерозрізних залізобетонних мостів відрізняється великою трудоемкістю робіт, тривалістю процесів будівництва і сезонністю їх виконання. Це пояснюється тим що на будівельному майданчику приходиться виконувати великі об'єми таких робіт, як монтаж риштувань, виготовлення і встановлення опалубки, армування, бетонування та інші. Для перелічених робіт потрібна велика кількість матеріалів, які необхідно переробити і перетворити в конструкції, які за складністю інколи не менш трудомісткі від основних конструкцій прогонових будов мостів.

Відомі два основних види поперечних перерізів двобалкових монолітних залізобетонних прогонових будов мостів: плитноребристий і коробчастий (рис 1.6.).

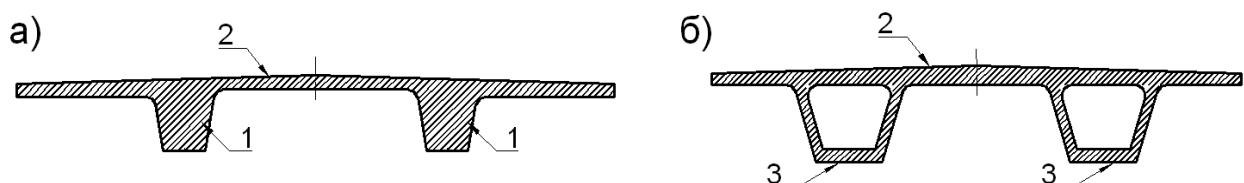


Рис. 1.6. Двобалкові монолітні залізобетонні прогонові будови:

а) із трапецеподібних головних балок; б) із коробчастих головних балок.

1- головна трапецевидна балка, 2- плита проїзної частини, 3- головна балка коробчастої форми.

У двобалкових прогонових будовах мостів головні балки в поперечному перерізі можуть виконуватись прямокутними, трапецевидними, тавровими, двотавровими, з порожнинами або без них (рис. 1.7).

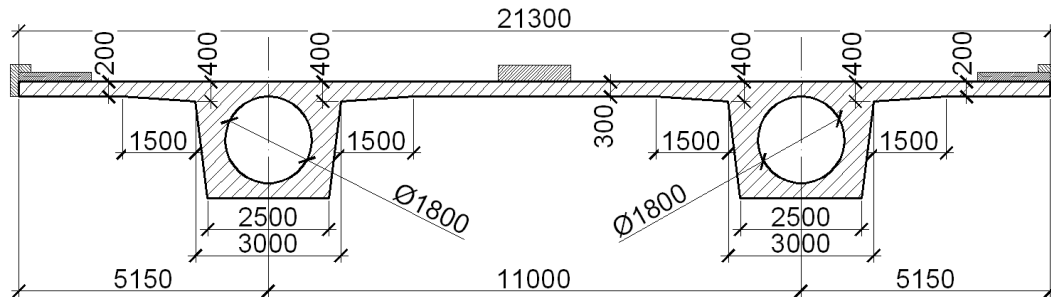


Рис. 1.7. Поперечний переріз двобалкового монолітного мосту з порожнинами головних балок ([118] с.367).

Двобалкові монолітні мости проектується із виконанням балкової клітки двох видів: простої, що складається із головних і поперечних балок (або без поперечних балок), і складної, що складається із головних, поперечних і поздовжніх допоміжних балок.

Монолітні прогонові будови можна споруджувати у складних умовах будівництва: з виконанням кривих малих радіусів у плані, з віражами, з різногабаритними ділянками по довжині моста та створенням розгалужень і примикань транспортних споруд з використанням усіх переваг монолітного залізобетону.

Монолітні двобалкові нерозрізні залізобетонні прогонові будови мостів знайшли своє широке застосування у світі [99...119].

Армування головних балок монолітних двобалкових прогонових будов мостів виконують з попереднім напруженням арматури із натягом на бетон у закритих каналах із подальшим їх ін'єктуванням.

Двобалкові монолітні прогонові будови мостів споруджуються із використанням допоміжних конструкцій: риштувань, додаткових тимчасових опор, опалубки, каналоутворювачів та інших.

Відомі наступні технології спорудження таких прогонових будов: на риштуваннях розміщених по всій довжині прогонів; на тимчасових опорах; із використанням механізованої опалубки; із застосуванням методу навісного бетонування та інші.

Використання монолітного залізобетону при спорудженні нерозрізних двобалкових прогонових будов мостів дає можливість виконувати такі конструкції у складних умовах будівництва. Але при наявності трудомістких основних і допоміжних робіт, які необхідно виконувати на місці будівництва вони не можуть відповідати сучасним вимогам.

1.2.2. Збірні двобалкові нерозрізні прогонові будови мостів

У мостобудівельній практиці минулих десятиліть широке застосування одержали нерозрізні прогонові будови із збірних блоків плитно-ребристої конструкції (ПРК) для прольотів 33... 63 м (Рис 1.8).

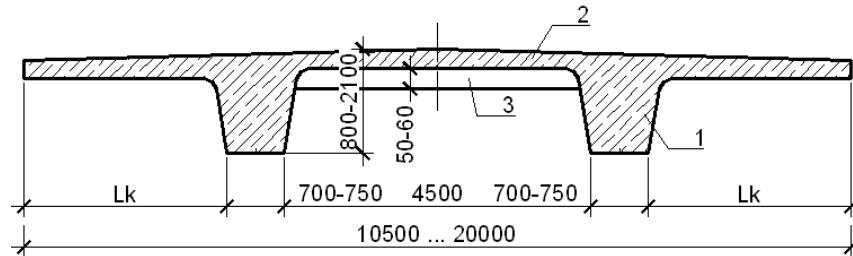


Рис.1.8. Збірні плитно-ребристі конструкції прогонових будов мостів:

1 - головна балка, 2 – плита проїзної частини; 3 – поперечна балка.

Попередньо напружені конструкції нерозрізних залізобетонних прогонових будов мостів із блоків ПРК, були розроблені як типова конструктивно-технологічна система [8,39,44,45,62,70].

Розмір блоків по ширині мосту залежить від його габариту і може змінюватись від 10.5 до 20 м, а по довжині мосту із врахуванням можливостей транспортних засобів обмежений 3 м.

Поздовжнє армування прогонових будов мостів із блоків ПРК виконується попередньо напруженим із натягом арматури на бетон в закритих каналах із подальшим ін'єктуванням цих каналів сучасними матеріалами.

Прогонові будови із блоків ПРК споруджують за допомогою лінійних або телескопічних агрегатів, що опираються на постійні або тимчасові опори. Також використовують технології навісного монтажу, монтажу на риштуваннях (постійних або переміщуваних), методом поздовжнього насунання та інші.

По дослідженню конструкцій прогонових будов залізобетонних мостів із блоків ПРК виконано цілий ряд наукових робіт на моделях і дослідних конструкціях різних масштабів [44,45].

В регіонах колишнього СРСР і в Україні такі конструкції прогонових будов мостів були досить поширені.

Недоліком таких конструкцій є неможливість застосування їх у складних умовах будівництва, таких як на кривих малих радіусів у плані, при змінних габаритах по довжині конструкції, з наявністю розгалужень і примикань та інших.

1.2.3. Двобалкові збірно-монолітні залізобетонні прогонові будови мостів

Збірно-монолітні прогонові будови мостів, одними із яких є двобалкові конструкції знаходять щораз ширше застосування у мостобудівельній практиці. Поєднання переваг збірних і монолітних конструкцій відкриває нові перспективи

їх застосування. У вітчизняній та зарубіжній практиці відомі два види двобалкових збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів:

- із збірних балок типу «U» і монолітної плити проїжджої частини (рис.1.9.а);
- із збірних коритоподібних балок та плоских плит і монолітного бетону балок і плити проїжджої частини (рис.1.9.б).

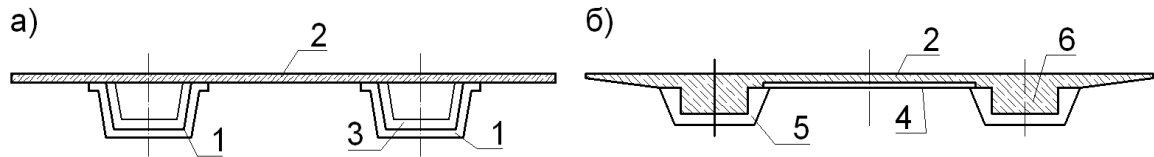


Рис.1.9. Двобалкові збірно-монолітні прогонові будови мостів:

- а) із використанням збірних балок типу «U», б) із виконанням збірномонолітної плити і збірної головної балки коритоподібного поперечного перерізу: 1- головна балка типу «U», 2 - монолітна плита, 3 – діафрагма; 4 - збірна плита-опалубка, 5 - коритоподібна балка-опалубка, 6 - монолітна частина головної балки.

Армування двобалкової коробчастої збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови виконується методом натягу на бетон безпосередньо на будівельному майданчику, плита бетонується в опалубці, що опирається на незалежні риштування. Об'єднання збірних балок типу «U» в нерозрізну конструкцію виконується у надпорній ділянці.

Двобалкові збірно-монолітні прогонові будови мостів споруджуються на тимчасових опорах на які влаштовують збірні коритоподібні балки 5, на ці ж балки монтуються плоскі збірні плити 4. Збірні елементи прогонової будови виконують роль опалубки і вони не включаються у спільну роботу із монолітною частиною прогонової будови у період експлуатації споруди. І виконавши роль опалубки вони залишаються у конструкції після будівництва, як естетичні елементи загального вигляду прогонової будови мосту. Попередньо напружена арматура виконується у закритих каналах монолітної частини головних балок із натягом на бетон.

Прямолінійність збірних елементів обмежує можливості застосовувати їх в складних умовах будівництва і при збільшених прогонах.

1.3. Конструкції збірно-монолітних прогонових будов мостів для складних умов будівництва

За останні десятиліття, коли ресурси, що виділялись державою на ремонт, реконструкцію і нове будівництво мостів значно зменшилось, а постійне збільшення інтенсивності руху і насиченості вулиць автотранспортом, особливо у густо забудованих міських і приміських зонах – виникають завдання у розробленні і впровадженні нових конструктивно-технологічних вирішень, які були б більш

економічними і могли б застосовуватись у складних умовах будівництва [25,26, 27,30].

До таких складних умов будівництва можна віднести:

- складний план споруди з поворотами, обмеженими малими радіусами кривих в плані, наявністю розгалужень або примикань, з перехідними кривими в плані, змінна ширина габаритів проїзної частини та тротуарів;
- нетипові величини прогонів, які можуть змінюватись відповідно до прийнятої під час проектування модульної системи і рекомендованих співвідношень з умов статичного розрахунку або наявністю кривих в плані малих радіусів, що супроводжується різними величинами прогонів (крива зовнішня, крива внутрішня);
- складний профіль споруди з великими похиленнями і радіусами вертикальних кривих, наявністю віражів поєднано з горизонтальними кривими;
- змінна ширина габаритів проїзду, захисних смуг та тротуарів;
- підвищенні архітектурні вимоги до конструкцій прогонової будови і опор з фасаду і знизу;
- складні геологічні і гідрогеологічні умови будівництва на передгірських і гірських територіях;
- інші умови, такі як урахування наявності підземних комунікацій, архітектурних пам'яток або необхідністю прокладання трубопроводів чи систем зв'язку;
- мінімальний термін зведення споруд із врахуванням вимог несезонності будівництва.



Рис.1.10. Транспортна розв'язка із наявністю примикань і розгалужень транспортних споруд та кривих у плані.

Прогонові будови транспортних споруд для криволінійних ділянок можуть бути виконані із збірних блоків, варіанти яких показано на рис.1.11 [15].

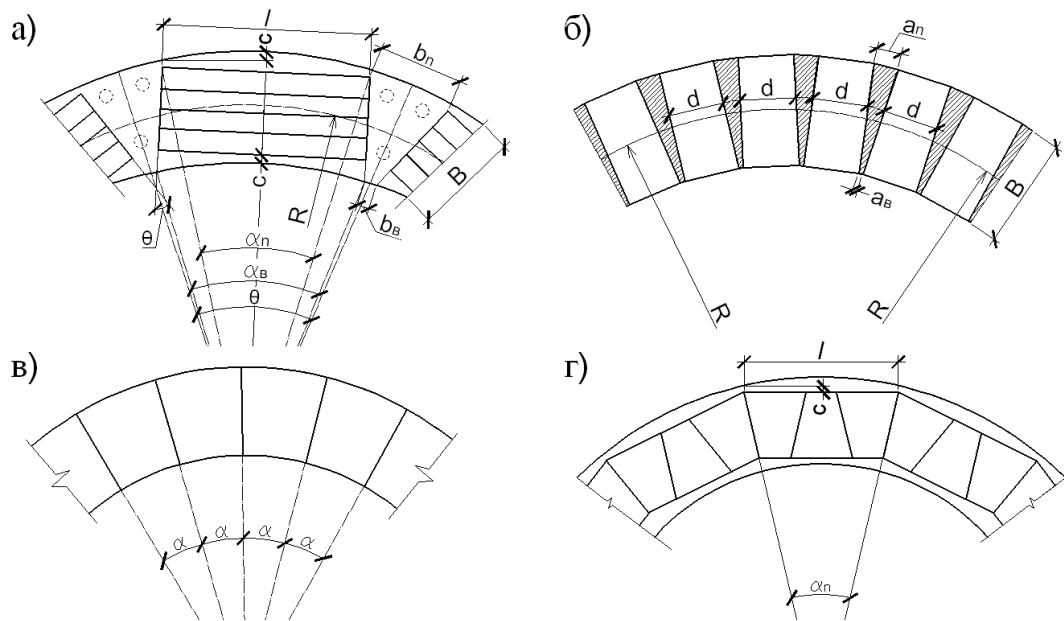


Рис.1.11. Схеми для вибору типу збірних елементів криволінійних прогонових будов мостів

Криволінійна прогонова будова, яка виконана із збірних прямолінійних балок, що має переломи осі в припорних ділянках показана на рис.1.11, а. Ригелі опор криволінійних прогонових будов мостів на які опираються прямолінійні балки однакової довжини, виконується змінної ширини в плані.

Варіант криволінійної прогонової будови мосту із змонтованих окремих блоків прямокутної форми в плані показано на рис.1.11,б. Шви між блоками заповнюють розчином або бетоном у залежності від їх ширини.

У випадку, коли умови застосування прямокутних у плані збірних блоків не задовольняють, можна споруджувати несучу конструкцію із блоків секторної форми (рис.1.11,в.) з клеєними стиками. Але при цьому розмір блоків пов'язаний з кривизною прогонової будови, і тому ускладнюється індустріальне виготовлення таких блоків.

Конструкцію криволінійної прогонової будови мосту можна виконувати із стандартних секторних блоків, розміщених різним способом. (рис.1.11, г). При цьому довжину можливих прямих вставок визначають за формулами [15] в залежності від допустимого вильоту криволінійної консолі c плити поїзної частини. При цьому криволінійні ділянки верхньої плити необхідно бетонувати при монтажі.

Розміри c , b_n , a_n і інших та раціональність вибору однієї із схем прогонових будов мостів, що зображені на рис.1.11. наведено в роботі [15].

На основі досвіду застосування нерозрізних збірно-монолітних багато-балкових прогонових будов мостів із збірно-монолітного залізобетону на практиці [20,21], розроблених в Національному університеті «Львівська політехніка»,

запропоновано нове конструктивне вирішення для складних умов будівництва - двобалкова нерозрізна збірно-монолітна прогонова будова моста (Рис.1.12).

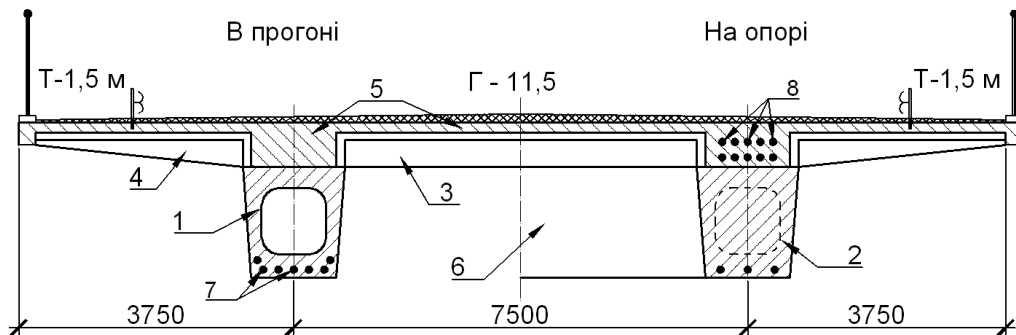


Рис.1.12. Двобалкова нерозрізна збірно-монолітна залізобетонна прогонова будова моста для складних умов будівництва: 1 - збірна прогонова балка; 2 - монолітна або збірна надопорна балка; 3 - збірна ребриста плита; 4 - збірна ребриста консольна плита; 5 - бетон замонолічування головних балок і плити; 6 - монолітна діафрагма в стиках і над опорами; 7 - напружувана арматура в прогонах збірних балок; 8 - напружувана арматура в надопорних зонах і стиках.

У поперечному перерізі така збірно-монолітна залізобетонна конструкція прогонової будови мосту виконується із прогонових збірних балок 1, надопорних збірних або монолітних балок 2, збірних плит проїзної частини: прогонової 3 та консольної 4, і бетону замонолічування плити проїзної частини та балок 5 (рис.1.12).

По довжині головні балки поділені на збірні прогонові 1, надопорні монолітні або збірні 2, що об'єднанні між собою стиками розміщеними в зонах нульових моментів (рис. 1.13).

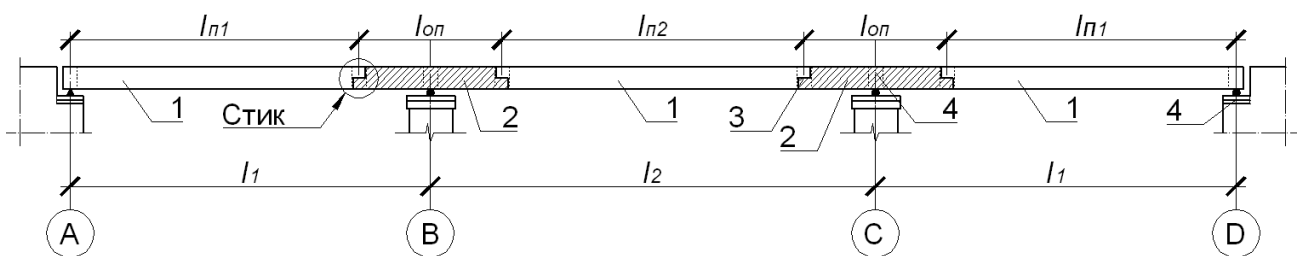
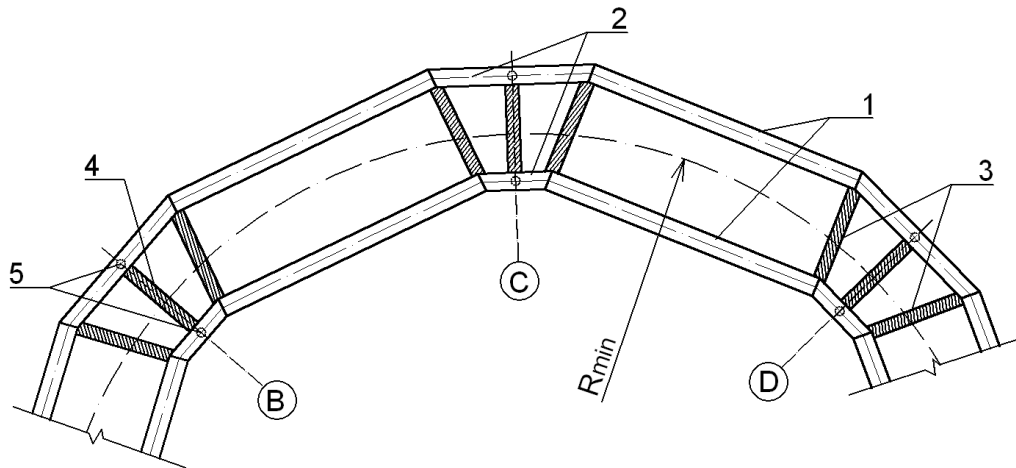


Рис. 1.13. Формування нерозрізних головних балок по довжині: 1-прогонова збірна балка, 2- надопорна збірна або монолітна балка, 3-поперечна балка в зоні стику, 4-поперечна балка над опорою.

Монолітні надопорні балки можуть бути виконані криволінійними або з переломами, що дає змогу споруджувати прогонову будову моста з малими в плані радіусами поворотів рис.1.14. Переломи можуть бути виконані в зоні стику, на опорах та між опорою і стиком.



*Рис. 1.14. Балкова клітка в плані на кривих малих радіусів:
1 – прямолінійні прогонові збірні балки, 2 – криволінійні над опорні монолітні балки,
3,4 – поперечні балки над опорами та у зоні стиків, 5-вісь конструкції.*

Стики прогонових і надопорних головних балок можуть бути виконані попередньо напруженими із металевої високоміцної арматури [20,22,24,26,29], або із застосуванням сучасної неметалевої високоміцної стрічкової арматури (CFR і т.д.).

Поздовжнє робоче армування 7 виконується з попереднім напруженням збірних балок у заводських умовах, а над опорами на будівельному майданчику із натягом арматури 8 на упори до замонолічування (рис.1.12), що в свою чергу забезпечує надійне щеплення цієї арматури із бетоном порівняно із монолітними і збірно-монолітними конструкціями де попереднє напруження арматури виконується з натягом на бетон у закритих каналах, особливо на криволінійних ділянках споруди. Для армування над опорами запропоновано використання сучасної неметалевої стрічкової арматури (див. Розділ 2) із можливим її попереднім напруженням.

У поперечному напрямку головні балки об'єднанні між собою ребристими збірними плитами 3 і монолітною частиною плити 5 (рис.1.12), і поперечними балками 6 над опорами та в зонах стиків (рис. 1.13). Для більш ефективного включення в роботу всіх елементів по ширині прогонової будови можна застосувати попередньо напружену арматуру розміщену в поперечних балках і в поздовжніх ребрах збірних прогонових плит та подальшим їх замонолічуванням між цими ребрами.

Робочу арматуру консолей збірно-монолітної плити проїжджої частини також можна виконати попередньо напруженою за допомогою завантаження вагою збірних плит при їх монтажі.

Застосування в двобалкових конструкціях збірних прогонових 3 і консольних 4 ребрих плит дає можливість значно зменшити витрати на влаштування опалубки, і підвісних риштувань, оскільки збірні елементи плит

виконуватимуть цю роль і крім цього одночасно включатимуться в спільну роботу з монолітною плитою проїзної частини у період експлуатації.

Запропоновану двобалкову нерозрізну конструкцію прогонової будови моста із збірно-монолітного залізобетону можна застосовувати у складних умовах будівництва:

- при складному плані споруди з поворотами, обмеженими малими радіусами кривих в плані;
- при складному профілю споруди з великими похиленнями і радіусами вертикальних кривих;
- при нетипових величинах прогонів, розгалуженнях або примиканнях, перехідних кривих в плані транспортної споруди;
- при змінній ширині габаритів проїзної частини, тротуарів та віражів.
- зменшення висоти прогонової будови мостів досягається за рахунок застосування зовнішнього сталюого армування стиснутої зони надопорних ділянок.
- застосування збірних ребристих прогонових і консольних плит дає змогу відмовитись від трудомісткої опалубки та риштувань, що у свою чергу зменшує витрати коштів і часу при спорудженні транспортної споруди.
- двобалкові збірно-монолітні залізобетонні прогонові будови мостів можна споруджувати у складних геологічних і гідрологічних умовах на передгірських і гірських територіях із застосуванням різноманітних монтажних технологій.
- при збірно-монолітному конструктивному вирішенні прогонових будов мостів створює можливість споруджувати їх у мінімальний термін із врахуванням вимог несезонності будівництва.

Вирішення проблем транспорту в умовах зі щільною забудовою пов'язане з необхідністю проектування і будівництва транспортних розв'язок у різних рівнях. Відомі із практики традиційні архітектурно-планувальні вирішення таких розв'язок, які широко застосовують на зовнішніх кільцевих дорогах навколо міст або приміських зонах із малоповерховою забудовою, не можуть бути застосовані в умовах багатоповерхової міської забудови або наявності архітектурних пам'яток. У зв'язку з цим під час проектування транспортних розв'язок на вулицях, за наявності щільної міської забудови з'являються складні умови, в яких це вимагає спеціальних підходів і застосування нетипових планувальних і конструктивних вирішень. На основі проектних пропозицій [30] для вирішення транспортних проблем північно-східної частини м. Львова і доїзду до його центру у

магістерській роботі автора розроблено дворівневу транспортну розв'язку із використанням двобалкових нерозрізних збірно-монолітних конструкцій, на перетині вулиць Під дубом, Куліша та проспекту Чорновола (рис.1.15.)

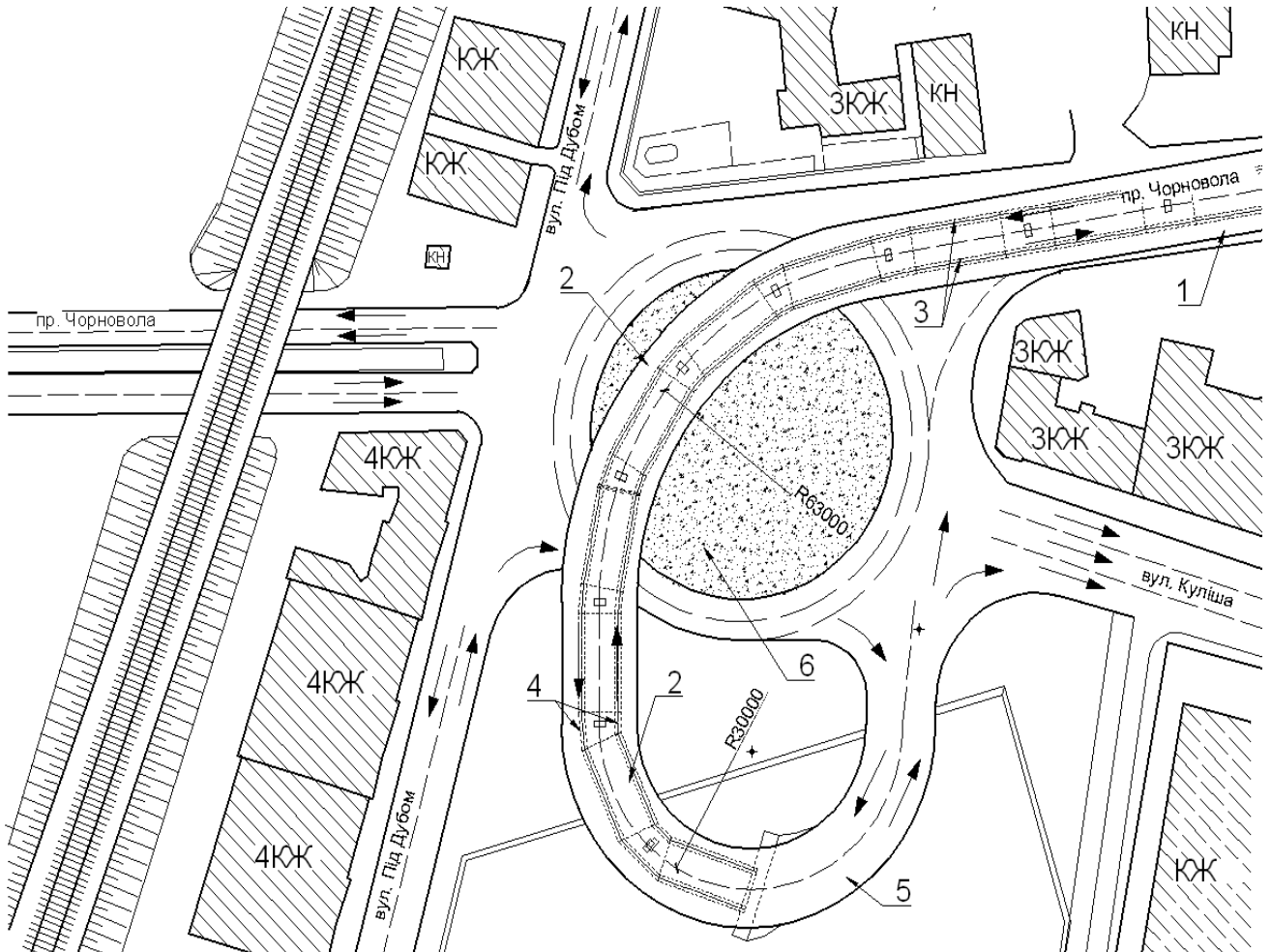


Рис.1.15. Пропозиції вирішення транспортного вузла на перетині вулиць Під Дубом, Куліша та проспекту Чорновола у м. Львові: 1- прямолінійна частина естакади, 2- криволінійна частина естакади, 3- збірні прямолінійні балки, 4 – надопорні криволінійні монолітні балки, 5- підходи.

Монтажна схема криволінійної двобалкової нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної конструкції прогонової будови естакади показана на рис.1.16 (Додаток до розділу 1).

Для складних умов будівництва на основі розроблених планувальних вирішень транспортних розв'язок у різних рівнях [26,27], а саме: у двох рівнях (2К), і в трьох рівнях (3К) запропоновано використання двобалкових нерозрізних збірно-монолітних конструкцій для естакади кільця і під'їздів (рис.1.17.).

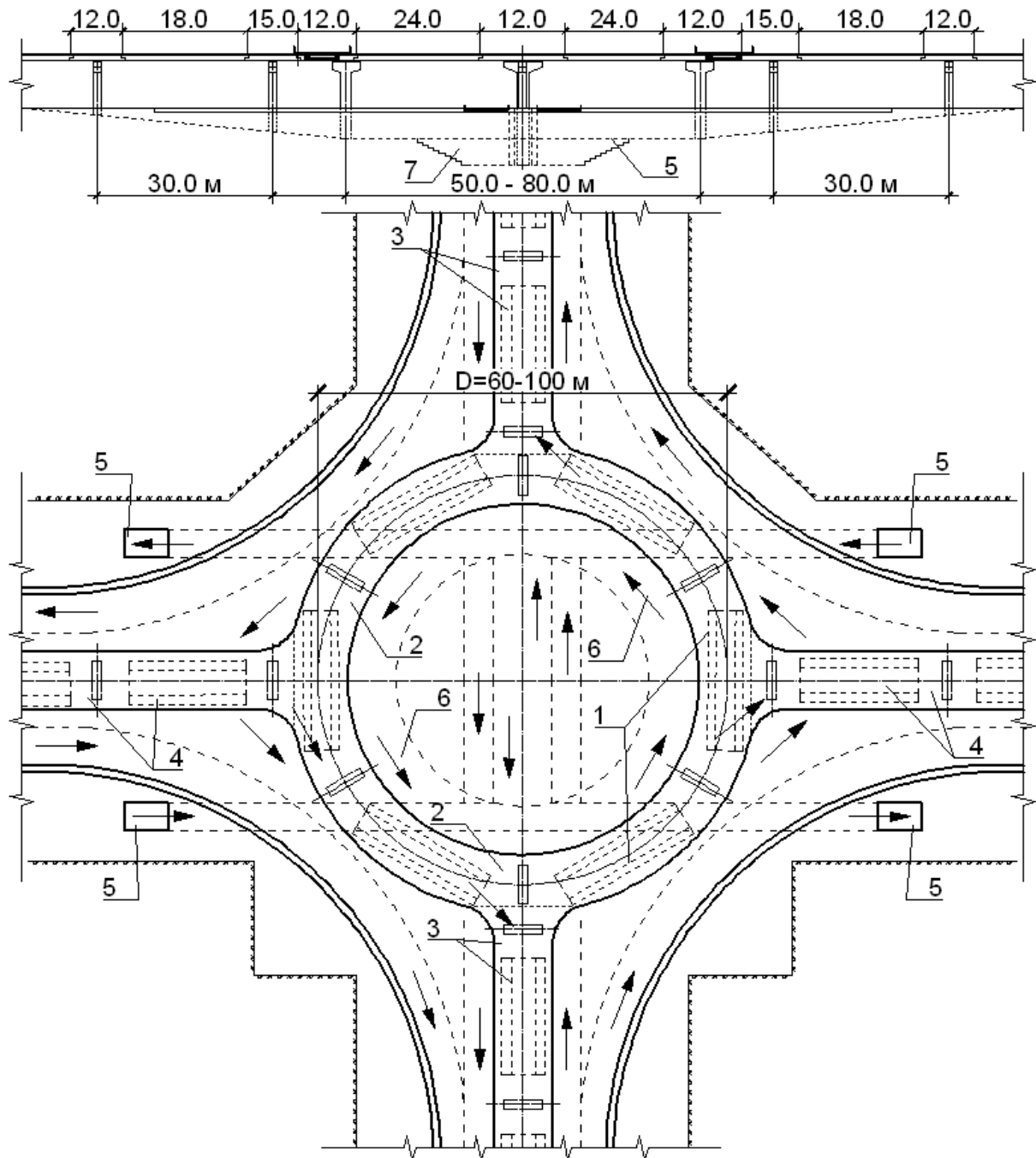


Рис.1.17. Транспортна розв'язка типу 2К і 3К із застосуванням двобалкових конструкцій прогонової будови естакади: 1 – збірні прогонові балки, 2- над опорні монолітні балки, 3,4 – естакада підходів, 5,7 - підземний пішохідний перехід, 6 – підземне кільце,

В основі планувального вирішення транспортної розв'язки 2К і 3К покладене кільце діаметром 60-80 м, подібно як у кільцевих розв'язках типу К в одному рівні, але із розміщенням його на естакаді і в тунелі. Кільцева естакада виконується двобалковою нерозрізною збірно-монолітною прогоновою будовою, що складається із збірних 1 і монолітних балок 2, об'єднаних між собою напружуваними стиками, поперечними балками у зоні стиків та на опорах і збірно-монолітною плитою проїжджої частини. До кільцевої естакади з двох

напрямоків запроєктовані естакади підходів 3 і 4. Для пішоходів під кільцевою розв'язкою 2К запропоновано пішохідний перехід 5.

У транспортній розв'язці типу 3К у трьох рівнях передбачено, крім надземного кільця на кільцевій естакаді, підземне кільце 6 з тунельними виїздами в одному або у всіх напрямках руху транспорту, а пішохідний перехід 7 перенесений нижче.

Із застосуванням таких планувальних і конструктивних вирішень транспортних розв'язок типу 2К і 3К можна споруджувати в умовах щільної висотної забудови на перетинах магістральних міських вулиць і вирішувати проблему забезпечення руху транспорту, ліквідації заторів і безпеки руху пішоходів за максимального збереження забудови і середовища.

Для монтажу запропонованих двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних конструкцій прогонових будов мостів можуть бути застосовані наступні технології: монтаж на тимчасових опорах; монтаж на рамних консолях; монтаж методом поздовжнього насування у різних варіативних комбінаціях та інші (рис.1.18 ... 1.20 в додатку до розділу 1)

Основні положення досліджень опубліковано в працях [120, 127].

1.4. Мета та задачі досліджень

В складних умовах будівництва мостів, шляхопроводів, естакад та інших транспортних споруд є не ефективним застосування типових конструктивних вирішень прогонових будов, а в багатьох випадках і неможливе.

Враховуючи, те що на сучасному етапі досліджень пов'язаних із оцінюванням деформативності і тріщиностійкості залізобетонних конструкцій прогонових будов мостів складної форми в плані є недостатнім, тому питання, які пов'язані із експериментальними дослідженнями та вивченням їх напружено-деформованого стану і моделювання розрахунків із застосуванням сучасних методів є актуальним і важливим у науковому плані.

На основі досвіду розроблення, дослідження і результатів впровадження збірно-монолітних конструкцій у виробництво, на кафедрі мостів та будівельної механіки Національного університету «Львівська політехніка» запропоновані нові конструктивні рішення прогонових будов мостів у виді двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних конструкцій для застосування їх у складних умовах будівництва.

Метою дослідження є визначення особливостей деформативності та тріщиностійкості нерозрізних двобалкових збірно-монолітних залізобетонних конструкцій прогонових будов мостів для складних умов будівництва, розробка рекомендацій по їх розрахунку. Для досягнення мети поставлені завдання:

- розробити конструкцію двобалкової нерозрізної прогонової будови для складних умов будівництва;
- розробити програму, методику експериментальних досліджень, масштабну дослідну конструкцію прогонової будови з криволінійною та прямолінійною частинами, провести їх випробування;
- на основі експериментальних даних визначити вплив об'єднання криволінійної і прямолінійної частин дослідної конструкції на зміну їхньої деформативності та тріщиностійкості, величину згинальних моментів в крайніх прогонах.
- провести аналіз-співставлення деформативності та тріщиностійкості частин дослідної конструкції до і після їх об'єднання на основі даних експериментальних досліджень з результатами розрахунку за діючими нормами.
- розробити просторові розрахункові моделі дослідної конструкції та встановити характер розподілу їх деформацій за різних статичних схем і схем навантаження у ПК «ЛІРА-САПР». Результати розрахунків порівняти з експериментальними даними;
- розробити методику інженерного розрахунку по визначенню моментів і прогинів двобалкових криволінійних нерозрізних прогонових будов мостів. Результати інженерного розрахунку порівняти з експериментальними даними;

Висновки до розділу 1

1. Досвід застосування двобалкових збірних і збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів обмежується в основному звичайними умовами, в яких вони виконуються прямолінійними або з великими радіусами поворотів.
2. Запропоновані нові двобалкові збірно-монолітні конструкції прогонових будов мостів для складних умов будівництва, можуть бути більш ефективно застосовані завдяки своїм перевагам порівняно із відомими конструкціями, а саме:
 - розміщення стиків у нерозрізній прогоновій будові не на опорах, а у зонах нульових моментів, дозволяє застосувати їх при значно менших радіусах кривих і наявності віражів;
 - застосування збірних ребристих плит в прогонах і на консолях збірно-монолітної плити проїзної частини не вимагає для її замонолічування риштувань і опалублення;

- виготовлення збірних прогонових балок в заводських умовах із попередньо напруженням арматури із натягом на упори знижує трудомісткість і підвищує їх надійність;
 - попереднє напруження арматури в надпорних збірних або монолітних балках, яке виконується із натягом на упори, розміщенні на збірних прогонових балках, не вимагає ін'єкції каналів.
3. У запропонованій двобалковій нерозрізній прогоновій будові мосту поєднання переваг збірного і монолітного бетону дозволяє більш ефективно застосовувати такі конструкції у складних умовах будівництва, з можливістю виконувати їх:
- при складному плані споруди з поворотами, обмеженими малими радіусами кривих в плані;
 - при складному профілю споруди з великими похиленнями і радіусами вертикальних кривих;
 - при нетипових величинах прогонів, розгалуженнях або примиканнях, перехідних кривих в плані транспортної споруди;
 - при змінній ширині габаритів проїзної частини, тротуарів та віражів.
 - у складних геологічних і гідрологічних умовах на передгірських і гірських територіях із застосуванням різноманітних монтажних технологій;
 - у мінімальний термін із врахуванням вимог несезонності будівництва.
4. Експериментальні і теоретичні дослідження дадуть змогу вивчити особливості роботи нових запропонованих конструкцій прогонових будов мостів і розробити рекомендації для їх інженерного розрахунку.

РОЗДІЛ 2

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ ДВОБАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ДЛЯ СКЛАДНИХ УМОВ БУДІВНИЦТВА

2.1. Конструктивні вирішення дослідних конструкцій двобалкових збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних прогонових будов мостів

Для дослідження деформативності і тріщиностійкості двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів для складних умов будівництва було розроблено проект дослідної конструкції із поперечними перерізами, які зображено на рис 2.1.

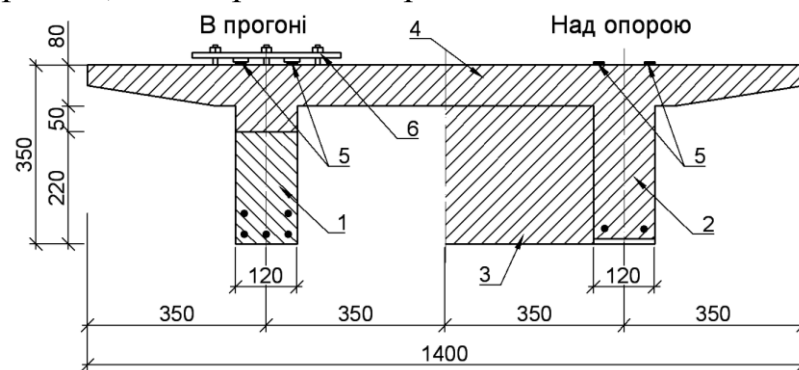


Рис.2.1. Поперечні перерізи дослідної конструкції: 1 – збірна прогонова балка, 2 – надопорна монолітна балки, 3 – монолітна поперечна балка, 4 – монолітна плита, 5 – надопорна неметалева стрічкова арматура Sika Carbodur S512, 6 - анкерна деталь для кріплення стрічкової надопорної арматури.

Вид на конструкцію з торця показано на рис. 2.2.

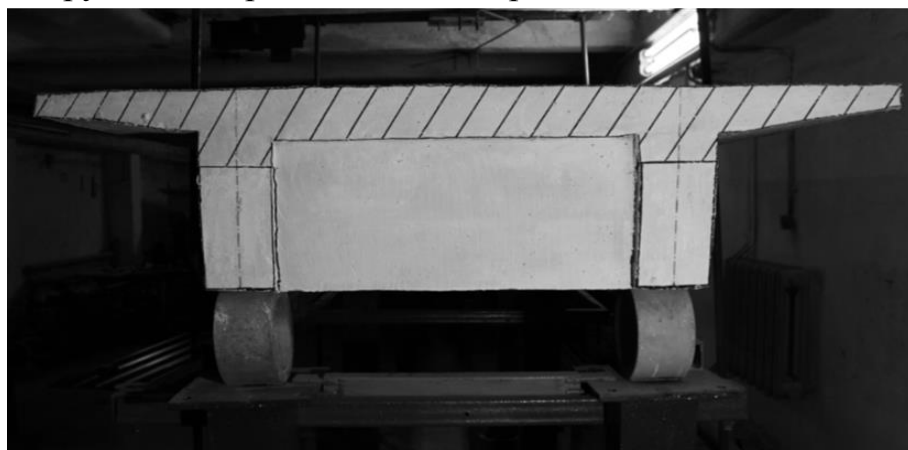


Рис.2.2. Дослідна конструкція на опорі А

У поперечному перерізі в середині прогону дослідна конструкція виконана з двох збірних балок 1, монолітної частини головних балок і монолітної плити 4 із консолями.

В поперечному перерізі дослідну конструкцію виконано у масштабі 1:10, а саме: відстань між осями балок 700 мм, загальна ширина плити 1400 мм, проліт плити в прогоновій частині - 580 мм, а у консольній - 290 мм.

Висота головних балок 350 мм і товщини плити у прогоні, яка рівна 80 мм, і на консолях, що є змінною від 80 до 40 мм - прийнято із конструктивних міркувань.

Над збірними балками розміщені анкерні деталі 6, для закріплення надпорної неметалевої стрічкової арматури 5.

У поперечному перерізі над опорою дослідна конструкція виконана з двох монолітних балок 2, монолітної плити 4 із консолями і поперечної монолітної балки 3. Відстань між осями балок 700 мм. Загальна ширина плити 1400 мм. Ширина плити в прогоновій частині - 580 мм, а у консольній - 290 мм. Її товщина у прогоні 80 мм, а на консолях змінна від 80 до 40 мм. Висота поперечних балок 270мм. Поверх плити над опорами, дослідна конструкція армована зовнішньою неметалевою стрічковою арматурою 6 (рис. 2.1.).

Перша частина дослідної конструкції прогонової будови мосту виконана нерозрізною прямолінійною у масштабі 1:10, статична схема якої є 1775+2400+450 мм (Рис.2.3). Над опорами В і С розміщені монолітні залізобетонні балки 2, які об'єднанні стилями із збірними залізобетонними балками 1 в нерозрізну конструкцію (рис.2.3, а).

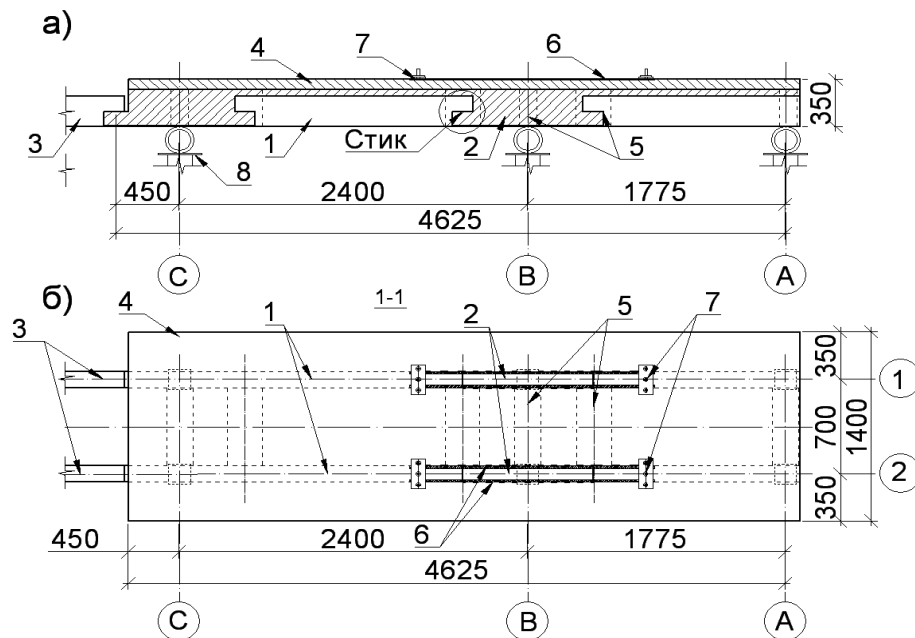


Рис.2.3. Прямолінійна нерозрізна частина дослідної конструкції двобалкової прогонової будови мосту із збірно-монолітного залізобетону: 1 – збірні прогонові балки, 2 – надпорні монолітні балки, 3 – вільно оперта збірна балка на консолі нерозрізної конструкції, 4 – монолітна частина балок і плита, 5 – поперечні балки, 6 – надпорна неметалева стрічкова арматура, 7 – анкер стрічкової арматури, 8 – опора стенду із кільцевим динамометром.

Нерозрізні балки по осях 1 і 2 об'єднанні монолітною залізобетонною плитою 4 по всій довжині прямолінійної частини дослідної конструкції, а також за допомогою монолітних поперечних балок 5, що розміщені над опорами і у зонах стиків. Стики збірних і монолітних балок розміщені в зонах нульових моментів.

На виступаючі консолі над опорних монолітних балок біля опори С по осях 1 і 2 дослідної конструкції вільно оперті збірні залізобетонні балки 3.

Робоча арматура в середині прогону із $5\phi 12$ мм А500С розміщена в збірних залізобетонних балках 1. Робоча неметалева стрічкова арматура 6 над опорами наклеєна поверх монолітної плити 4 і закріплена в кінцях анкерними деталями 7, шляхом притискання стрічок до бетону болтами.

Друга частина дослідної конструкції прогонової будови мосту виконана нерозрізною криволінійною у масштабі 1:10, статична схема якої є $2300+2020+1660$ мм (розгортка по центральній осі) (рис.2.4). Радіус заокруглення дослідної конструкції по центральній осі 4000 мм.

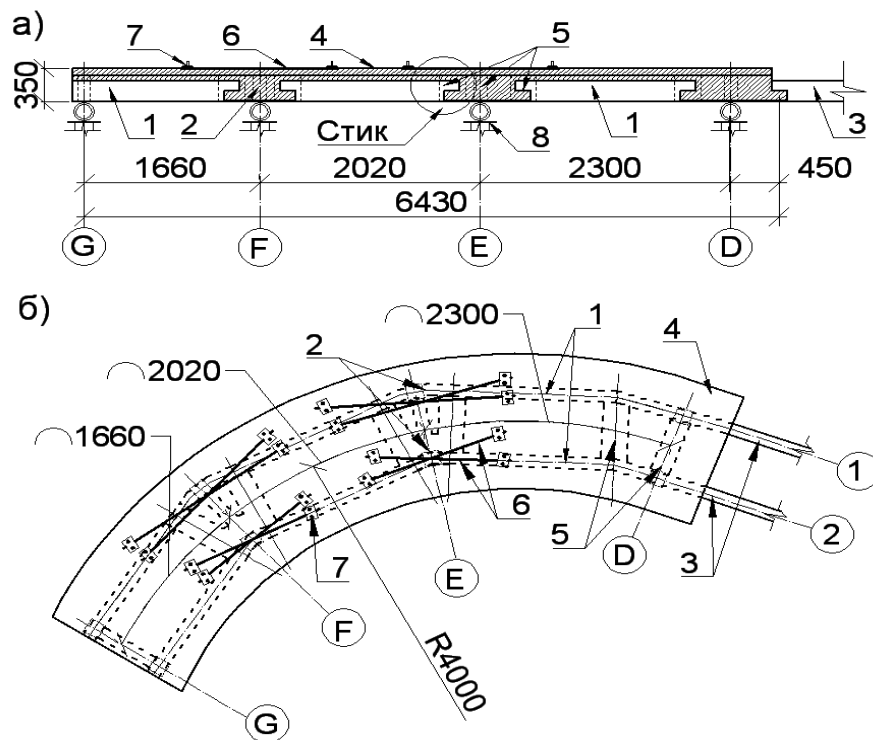


Рис.2.4. Криволінійна нерозрізна частина дослідної конструкції двобалкової прогонової будови моста із збірно-монолітного залізобетону: 1 – збірні прогонові балки, 2 – надопорні криволінійні монолітні балки, 3 – вільно оперта збірна балка на консолі нерозрізної конструкції, 4 – монолітна частина балок і плита, 5 – поперечні балки, 6 – надопорна неметалева стрічкова арматура, 7 – анкер стрічкової арматури, 8 – опора стенду із кільцевим динамометром.

Головні балки, що опираються на опори D, E, F і G, складаються зі прямолінійних збірних балок 1 і монолітних криволінійних надопорних балок 2. У

поперечному напрямку головні балки по осях 1 і 2 об'єднанні між собою за допомогою криволінійної монолітної плити 4 і монолітних поперечних балок 5.

Головна балка по осі 1 вписана в дугу радіусом 4350 мм (зовнішня крива), а головна балка по осі 2 вписана в дугу радіусом 3650 мм (внутрішня крива).

Стики збірних і монолітних балок розміщені в зонах нульових моментів. На виступаючі консолі надопорних монолітних балок біля опор D по осях 1 і 2 дослідної конструкції вільно оперті збірні залізобетонні балки 3.

Робоча арматура в середині прогону розміщена в збірних залізобетонних балках 1. Робоча арматура б над опорами виконана неметалевою стрічковою, що наклеєна поверх монолітної плити 4 і закріплена в кінцях анкерними деталями 7, шляхом притискання стрічок до бетону болтами. Надопорна стрічкова арматура б виконана перехресною.

За допомогою збірних залізобетонних балок 3 (рис. 2.3 і 2.4), які вільно оперті на консолі дослідних конструкцій біля опор C і D, монолітних поперечних балок і монолітної плити виконано об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції в одну шестипрогонову нерозрізну систему (рис. 2.5).

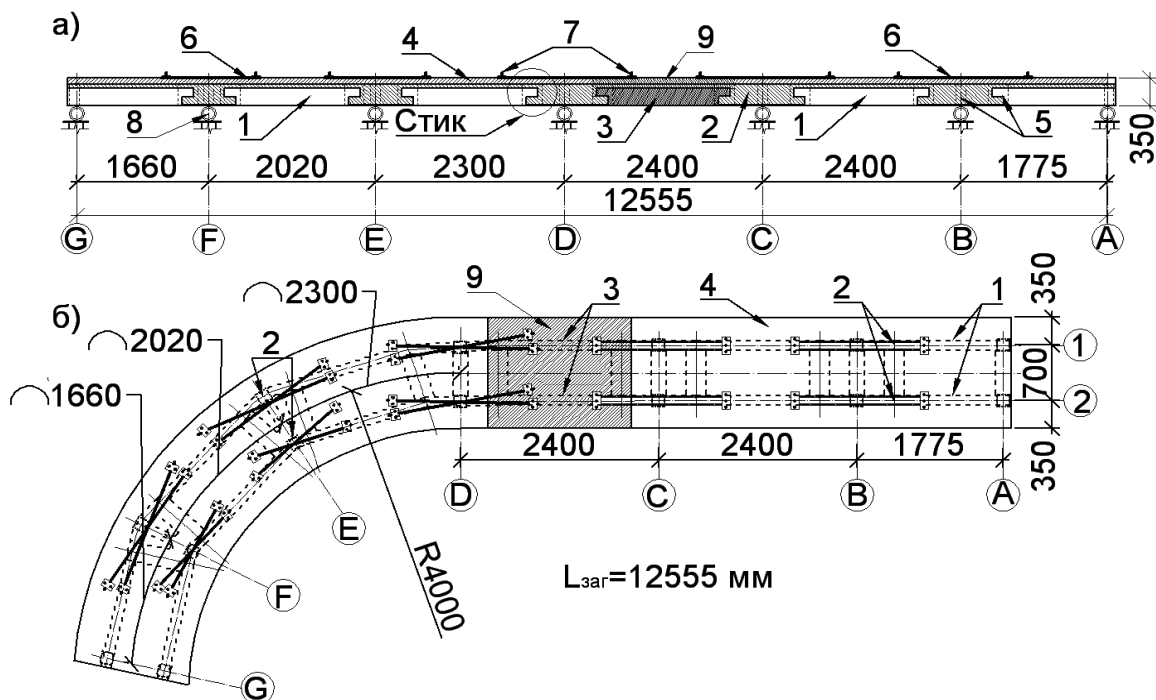


Рис.2.5. Дослідна конструкція двобалкової нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови моста після об'єднання її прямолінійної і криволінійної частин: 1 – збірні прогонові балки, 2 – надопорні криволінійні монолітні балки, 3 – збірна балка, що об'єднює криволінійну і прямолінійну частину конструкції, 4 – монолітна частина балок і плити, 5 – поперечні балки, б – надопорна неметалева стрічкова арматура, 7 – анкер стрічкової арматури, 8 – опора стенду із кільцевим динамометром; 9- монолітна плита для об'єднання криволінійної і прямолінійної частин конструкції

У результаті отримано шестипрогонову нерозрізну дослідну конструкцію двобалкової збірно-монолітної прогонової будови моста із прямолінійною та криволінійною її частинами. Статична схема шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції після об'єднання склала $1775+2400+2400+2300+2020+1660$ мм, загальною довжиною 12,55 м.

В прогоні С-Д шестипрогонової дослідної конструкції, стики збірних і монолітних балок розміщені в зонах нульових моментів.

Робоча арматура б над опорами та в зоні стиків двох конструкцій виконана із неметалевою стрічковою, що наклеєна поверх монолітної плити 4 і закріплена на кінцях анкерними деталями 7. Надпорна стрічкова арматура 6 виконана паралельним на прямолінійній і перехресним на кривій частинах розміщенням на верхній грані плити.

По довжині дослідної конструкції головні балки поділені на збірні прогонові 1 і 3 та надпорні монолітні 2 (рис. 2.3 ... 2.5).

Збірні залізобетонні балки виконані двох типів Б-1 і Б-2. Балка Б-1 – для середніх прогонів, а Б-2 – для крайніх прогонів. Основні розміри балок Б-1 і Б-2 показані на рис. 2.6.

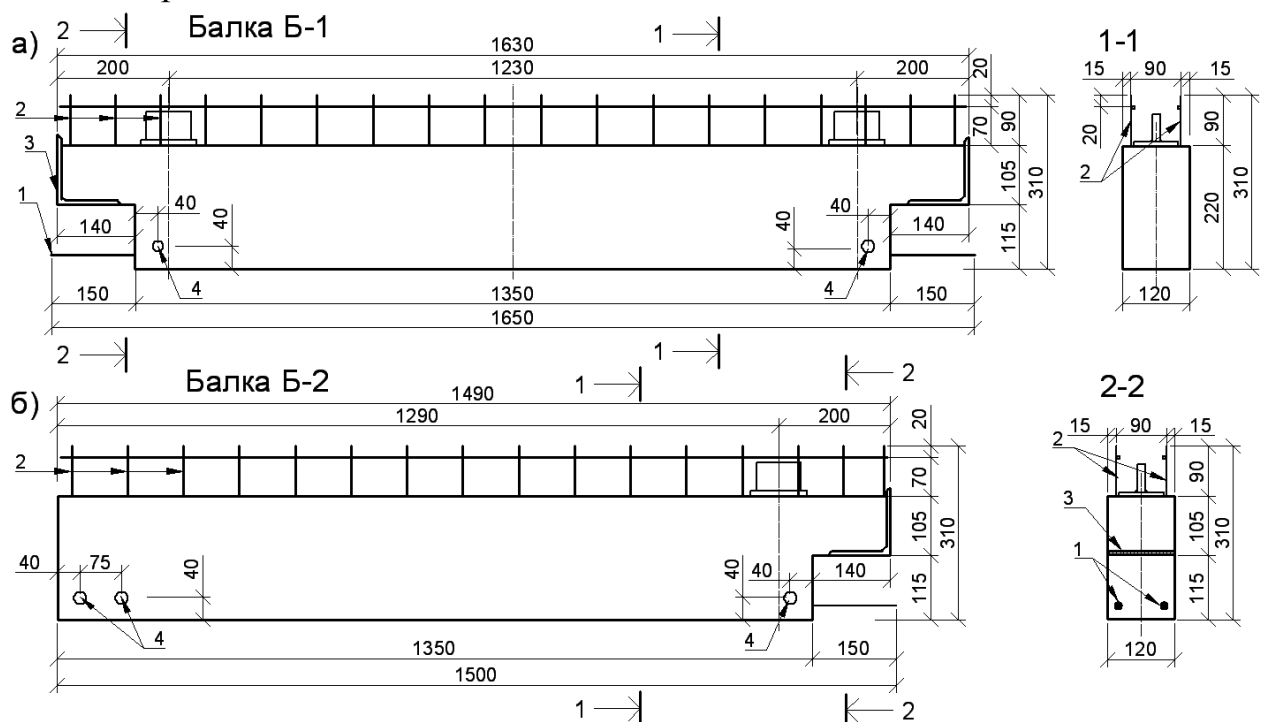


Рис.2.6. Збірні залізобетонні балки: а) Б-1 – для середніх прогонів, б) Б-2 – для крайніх прогонів. 1- випуски робочої арматури, 2 – випуски вертикальних стержнів, 3 – кутник 100x100x8 мм, 4 – закладна трубка d20 мм.

Кожна балка армована робочою арматурою із $\varnothing 12$ мм класу А500С мм 5-ма стержнями, а конструктивна поздовжня і поперечна арматура прийнята із $\varnothing 8$ мм сталі А400С. Схеми армування балок Б-1 і Б-2 показані на рис. 2.7. Робоча

арматура виконана з відгинами трьох стержнів, а саме одного середнього нижнього ряду і двох стержнів другого ряду.

У залізобетонних балках передбачено арматурні випуски двох стержнів робочої поздовжньої арматури нижнього ряду. Також передбаченні випуски і вертикальних стержнів, для об'єднання збірних балок і монолітної їх частини і плити для спільної роботи конструкції в цілому.

Клас бетону збірних залізобетонних прийнято – В30.

Для об'єднання монолітних поперечних балок над опорами і у зонах стиків прогонової будови (рис.2.3...2.5) біля торців збірних балок на їх нижній частині були передбаченні отвори 5 (рис.2.7).

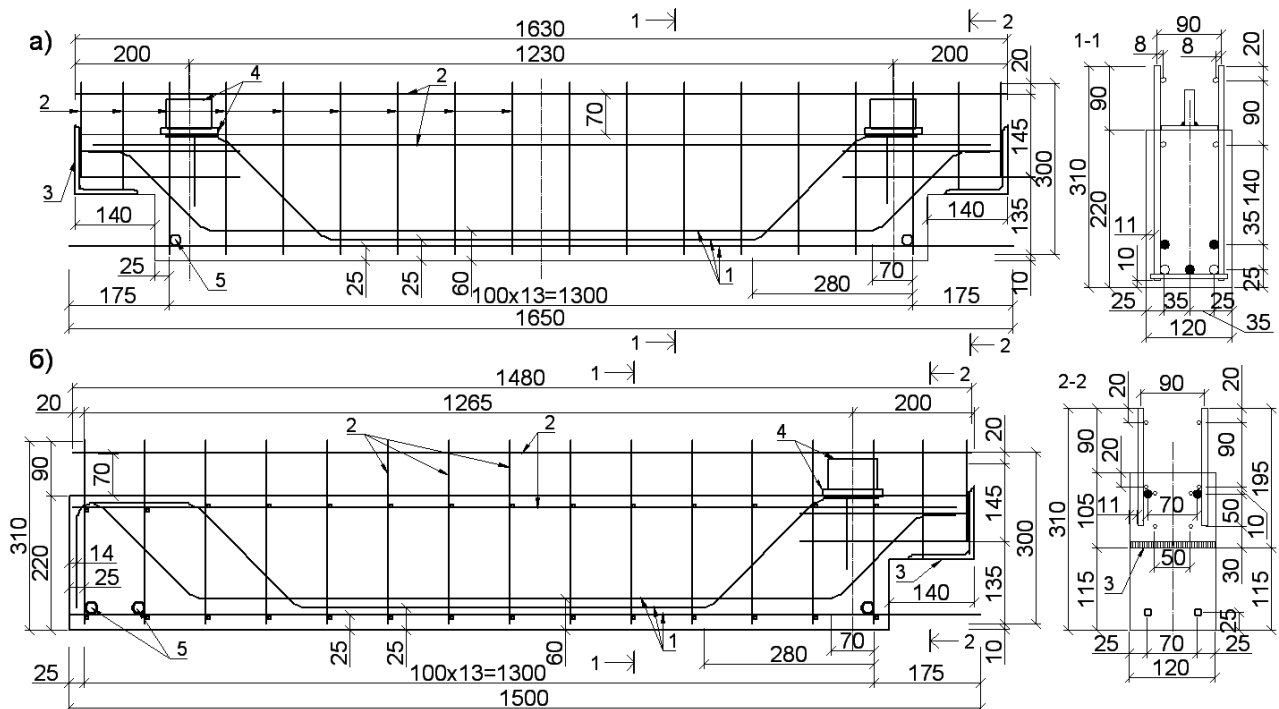


Рис.2.7. Арматування збірних залізобетонних балок: а) балки Б-1, б) балки Б-2.
1-арматура А500С Ø12; 2- арматура А400С Ø8; 3-кутник 100х100х8;
4-пластини Ст-3 $\delta=10$ мм; 5-металева труба d20 мм.

Виготовлені збірні залізобетонні балки Б-1 і Б-2 показано на рис. 2.8.

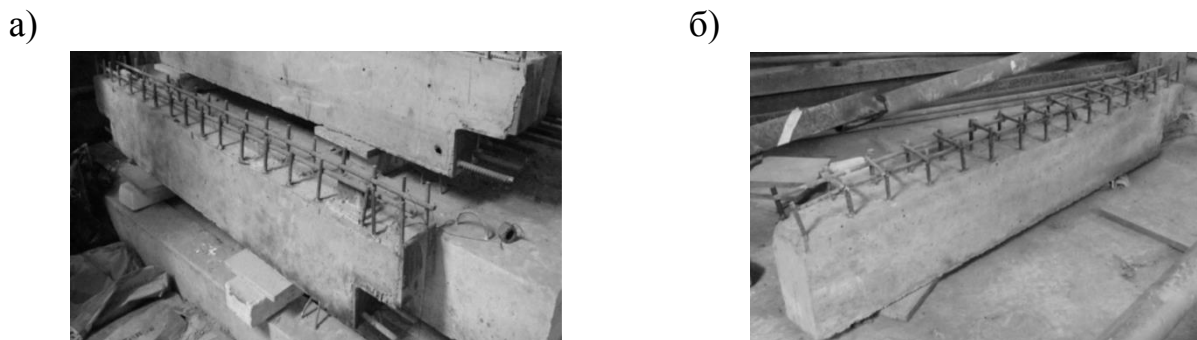


Рис.2.8. Загальний вид збірних залізобетонних балок: а) Б-1 – для середніх прогонів, б) Б-2 для крайніх прогонів

Для монтажу дослідної конструкції було виготовлено вісім балок Б-1 і чотири балки Б-2. Під час бетонування збірних залізобетонних балок взято проби бетону з яких сформовано 12 кубиків розмірами 100x100x100 мм.

Надпорні монолітні балки 2 (рис.2.3...2.5), були виконані для прямолінійної, криволінійної і перехідної частин дослідної конструкції прогонової будови мосту. Армування надпорних монолітних ділянок було виконане зовнішньою листовою арматурою у нижній зоні. Для цього розроблено арматурні каркаси для надпорних монолітних залізобетонних головних балок дослідних конструкцій з прямолінійною, криволінійною і перехідною частинами (рис.2.9... 2.13), які включали цю зовнішню листову арматуру 1.

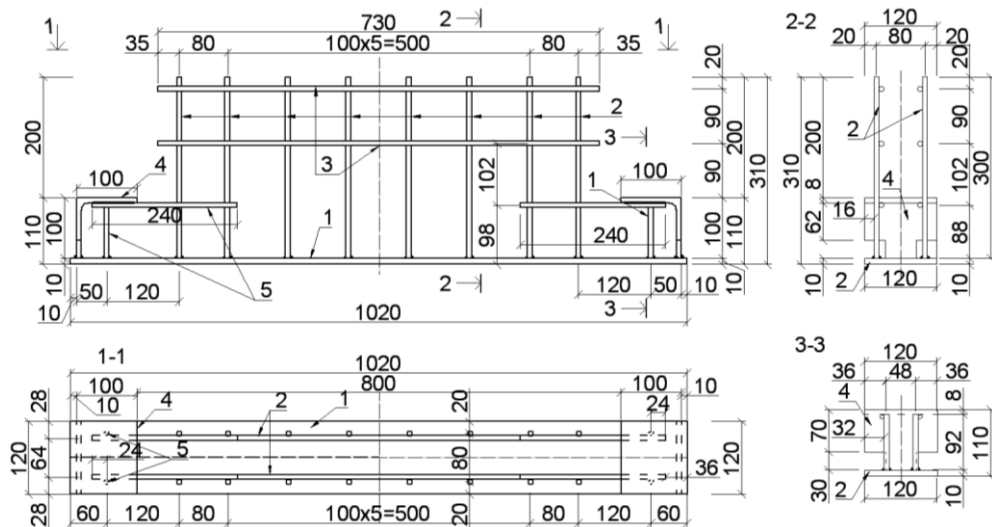


Рис.2.9. Арматурний каркас К-1 для прямолінійної надпорної монолітної балки: 1- лист із Ст-3, 2 – поперечні арматурні стержні $\varnothing 8$ мм А400С, 3 – конструктивна арматура $\varnothing 8$ мм А400С, 4 – кутник 100x100x8 мм із вирізами, 5 – анкерні стержні $\varnothing 8$ мм А400С.

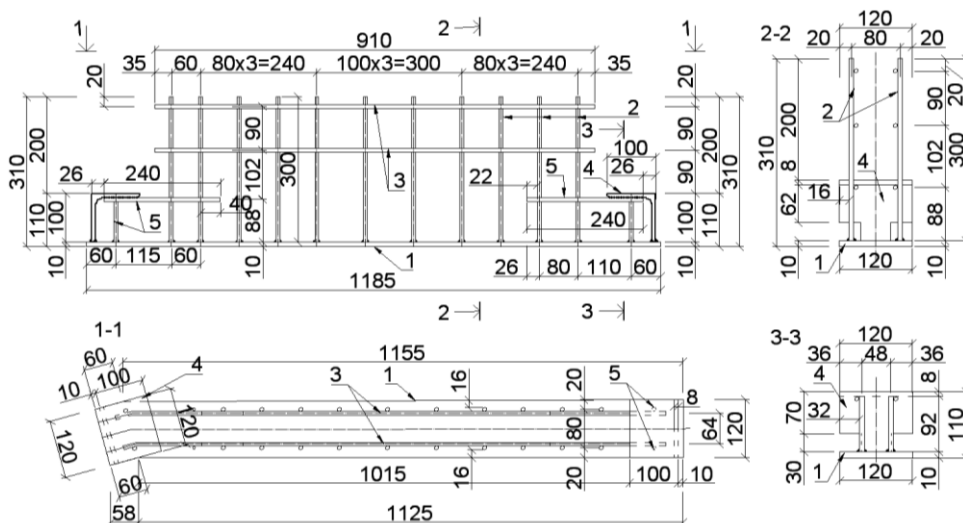


Рис.2.10. Арматурний каркас К-2 для перехідної надпорної монолітної головної балки: 1- лист із Ст-3, 2 – поперечні арматурні стержні $\varnothing 8$ мм А400С, 3 – конструктивна арматура $\varnothing 8$ мм А400С, 4 – кутник 100x100x8 мм із вирізами, 5 – анкерні стержні $\varnothing 8$ мм А400С.

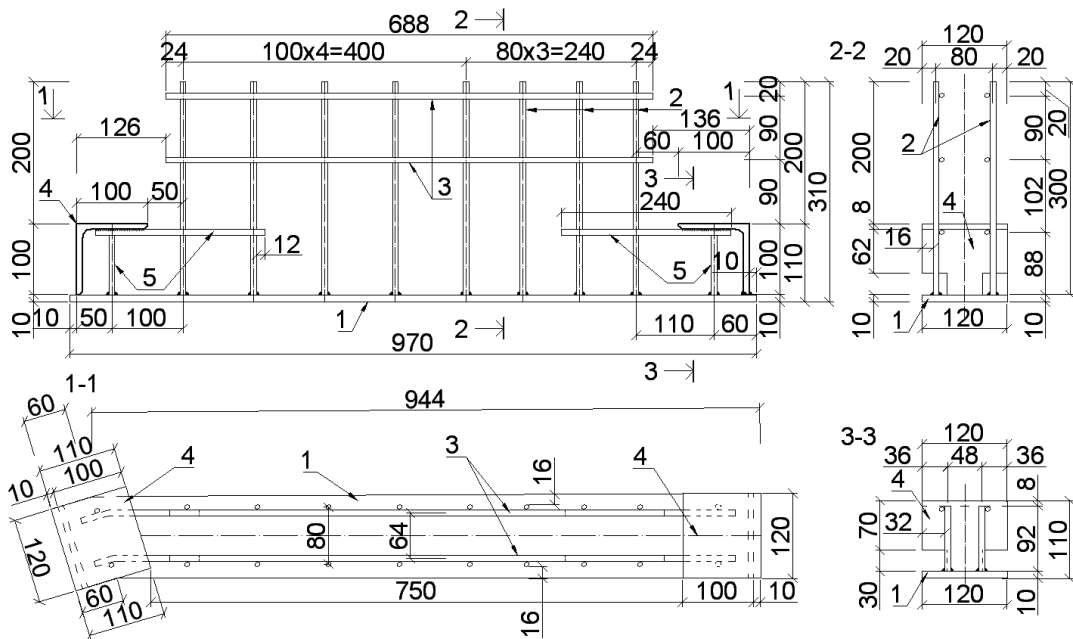


Рис.2.11. Арматурний каркас К-3 для перехідної надпорної монолітної головної балки: 1- лист із Ст-3, 2 – поперечні арматурні стержні $\varnothing 8$ мм А400С, 3 – конструктивна арматура $\varnothing 8$ мм А400С, 4 – кутник 100х100х8 мм із вирізами, 5 – анкерні стержні $\varnothing 8$ мм А400С.

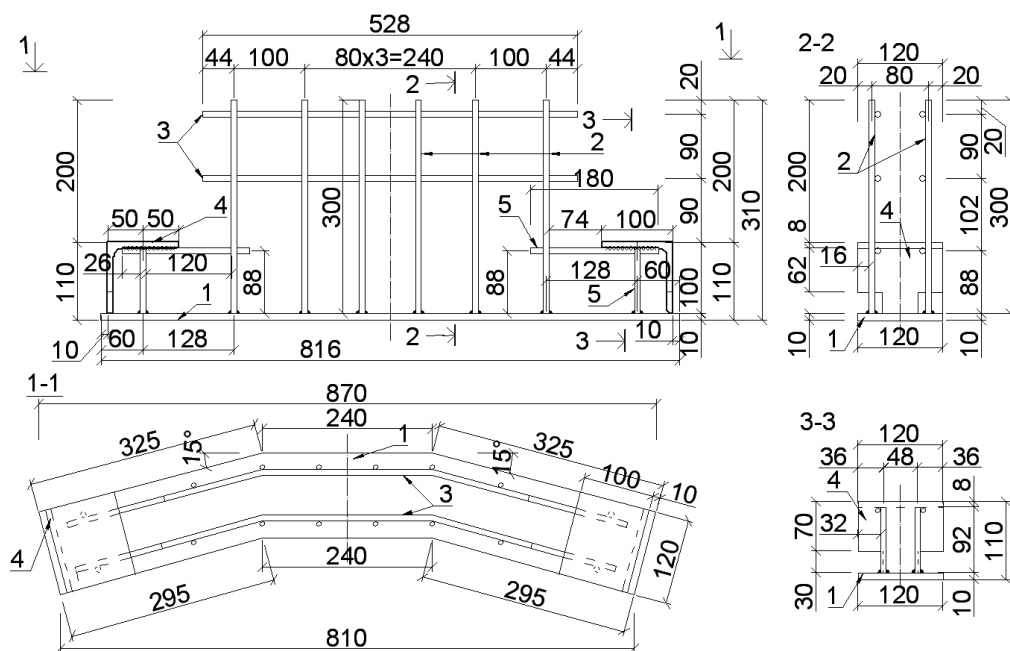


Рис.2.12. Арматурний каркас К-4 для криволінійної надпорної монолітної головної балки: 1- лист із Ст-3, 2 – поперечні арматурні стержні $\varnothing 8$ мм А400С, 3 – конструктивна арматура $\varnothing 8$ мм А400С, 4 – кутник 100х100х8 мм із вирізами, 5 – анкерні стержні $\varnothing 8$ мм А400С.

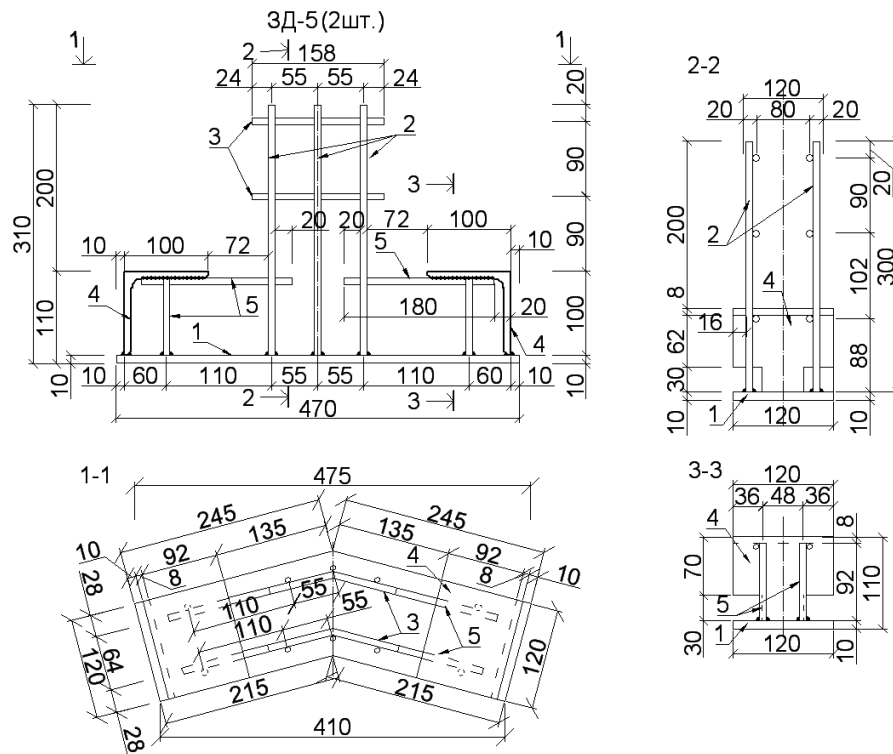


Рис.2.13. Арматурний каркас К-5 для криволінійної надопорної монолітної головної балки: 1- лист із Ст-3, 2 – поперечні арматурні стержні Ø8 мм А400С, 3 – конструктивна арматура Ø8 мм А400С, 4 – кутник 100х100х8 мм із вирізами, 5 – анкерні стержні Ø8 мм А400С.

Арматурні каркаси К-1 ... К-5 (рис. 2.9 ... 2.13) надопорних монолітних головних балок виконанні:

- основа із зовнішньої сталевий листової арматури 1 (Ст-3) товщиною 10 мм;
- арматура поперечна 2 Ø8 мм класу А400С мм приварена до сталевий листа;
- поздовжня арматура 3 виконана з Ø8 мм класу А400С, прикріплена до поперечних стержнів 2 в'язальним дротом.
- опорні частини арматурних каркасів виконані з кутників 4 розмірами 100х100х8 мм приварених торцями до листової арматури 1. В кутниках 1 у вертикальній стінці передбачені бокові вирізи - для пропуску випусків арматурних стержнів збірних балок. Для збільшення жорсткості опорної частини арматурного каркасу при монтажі збірних залізобетонних балок, між горизонтальною поличкою кутника і сталевий листом були приварені коротуни із анкерних стержнів 5 Ø8 мм класу А400С.

Армування елементів у поперечному перерізі дослідної конструкції показано на рис.2.14.

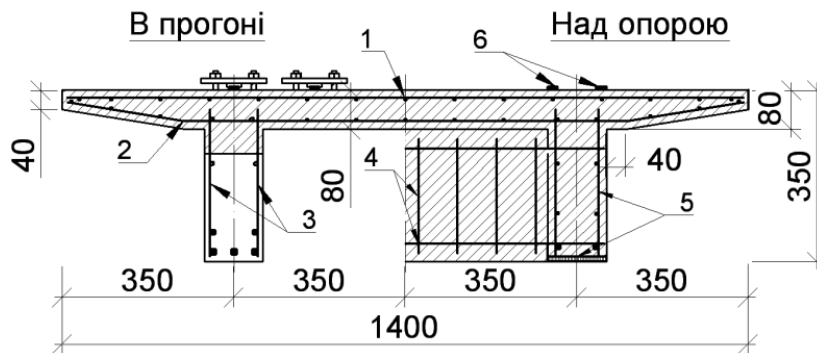


Рис.2.14. Розміщення арматурних виробів у поперечному перерізі дослідної конструкції: 1-верхня сітка плити С-1, 2-нижня сітка плити С-2, 3- арматурний каркас збірної залізобетонної балки, 4- каркас поперечної балки, 5- закладна деталь надопорної балки, 6-високоміцна неметалева стрічкова армура Sika Carbodur туну S.

Плита дослідної конструкції виконана монолітною, армована нижньою 1 і верхньою 2 сітками .

Нижня сітка виконана із арматури: поздовжньої - $\varnothing 4$ мм Вр-II і $\varnothing 8$ мм А400С, поперечної - $\varnothing 8$ мм А400С. Верхня сітка виконана із арматури: поздовжньої - $\varnothing 4$ мм Вр-II, поперечної - $\varnothing 8$ мм А400С (рис.2.15).

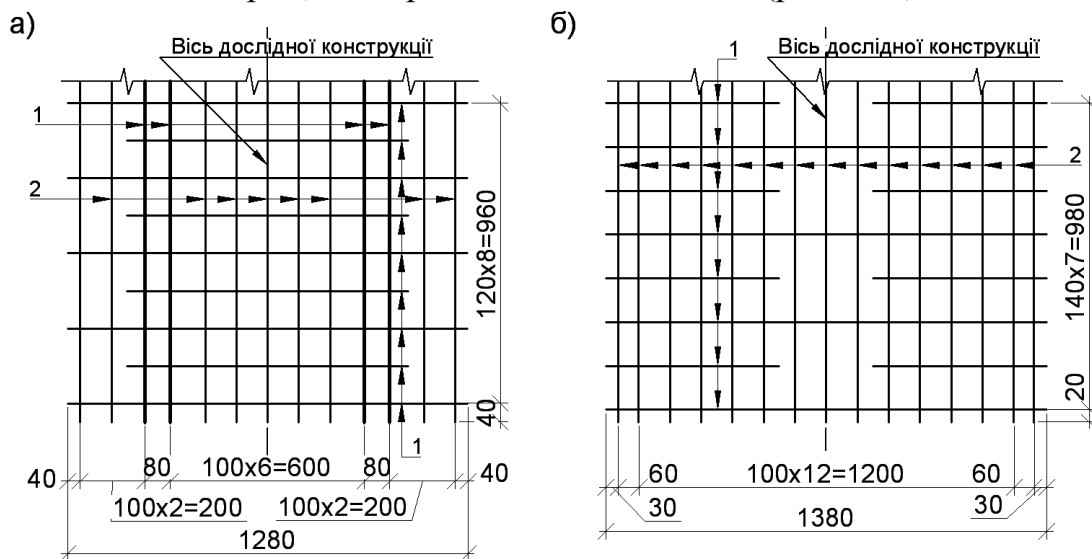


Рис. 2.15. Арматурні сітки плити: а) нижня сітка С-1, б) верхня сітка С-2: 1 - А400С $\varnothing 8$ мм, 2 - Вр-II $\varnothing 4$ мм.

Для прямолінійної частини дослідної конструкції (рис.2.3) плиту армовано однією верхньою і однією нижньою сітками довжиною по 6000 мм. Передбачено випуски поздовжніх стержнів у прогоні С-Д довжинами по 2000 мм. А для криволінійної частини дослідної конструкції (рис.2.4) плиту армовано, також однією верхньою сіткою і однією нижньою сіткою довжинами по 6200 мм. Передбачено також випуски поздовжніх стержнів сіток у прогоні С-Д довжинами по 2000 мм.

Арматуру сіток плити для шестипрогової дослідної конструкції об'єднано випусками із плит прямолінійної і криволінійної частин конструкції

внапуск на 400 мм. Поперечні стержні сіток розміщені так, як показано на рис. 2.15.

Для об'єднання збірних прогонових і монолітних надопорних балок було розроблено конструкції стиків, що показана на рис.2.16.

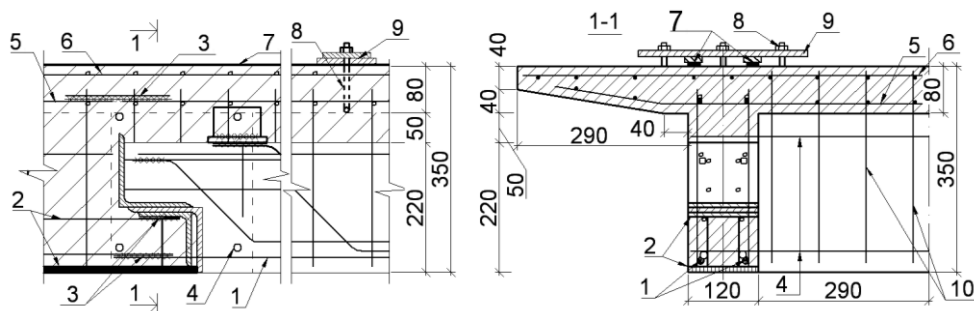


Рис.2.16. Схема конструкції стиків збірних і монолітних балок: 1 – збірна балка; 2 – арматурний каркас монолітної надопорної балки; 3 – зварний стик випусків поздовжньої арматури збірної балки і арматурного каркасу надопорної балки; 4 – арматура поперечної балки; 5,6 – нижня і верхня сітки плити С-1 і С-2; 7 – неметалева стрічкова арматура; 8 – закладні болти для анкерування кінців стрічок; 9 – деталь для анкерування кінців стрічки Sika CarboDur S212; 10 - хомути поперечної балки.

Конструкція стиків була виконана послідовно наступним чином (рис.2.16):

- 1) приварювання випусків робочої арматури збірної балки 1 до поздовжньої арматури каркасу надопорної балки 2 у нижній зоні (поздовжня арматура до якої приварюються випуски із збірних балок $\varnothing 12$ мм А500С);
- 2) приварювання коротунів 3 до поздовжньої каркасної арматури верхньої зони збірної балки і над опорного арматурного каркасу;
- 3) армування поперечної балки поздовжніми стержнями 4 із 4 $\varnothing 12$ мм А500С і хомутами 10 із $\varnothing 4$ мм Вр-II;
- 4) бетонуванням балок 2, плити 3 і армованої діафрагми 4 (рис.2.1);
- 5) наклеюванням неметалевої стрічкової арматури Sika CarboDur S212 7 на верхній поверхні плити у надопорній зоні, що на торцях притискається металевою деталлю 9 за допомогою закручуванням гайок 8 в прогоновій зоні за стиком.

Каркаси для армування поперечних балок показані на рис.2.17.

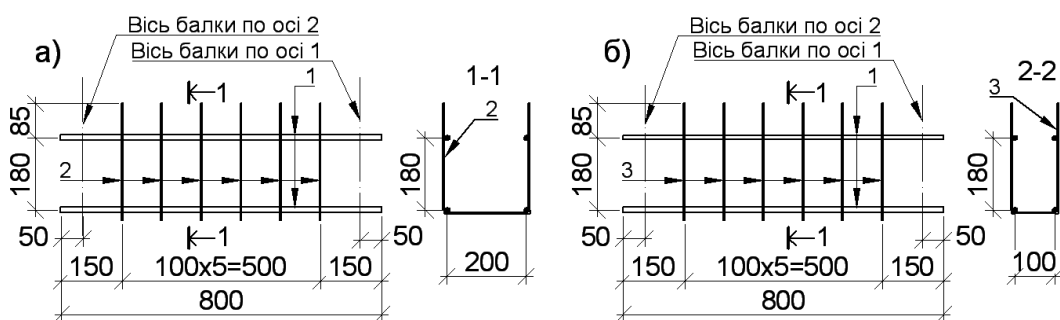


Рис.2.17. Каркаси армування поперечних балок: а) в зоні стику, б) над опорами: 1- арматурні стержні $\varnothing 12$ мм А500С, 2- хомути в зоні стиків, 3- хомути над опорами.

Схему армування монолітних балок над опорою В неметалевою стрічковою арматурою Sika Carbodur S212 шириною 20 мм на плиті прямолінійної частини дослідної конструкції (рис.2.3) показано на рис. 2.18.

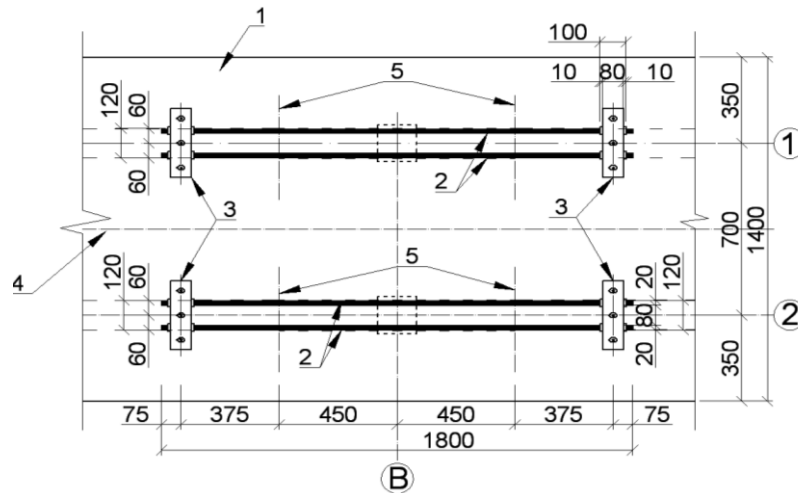


Рис.2.18. Схема армування неметалевою стрічковою арматурою над опорою В дослідної конструкції: 1 – монолітна плита дослідної конструкції, 2 – неметалева стрічкова арматура Sika Carbodur S212, 3 – анкерна деталь неметалевої стрічкової арматури, 4 – центральна вісь конструкції, 5 - осі стиків прогонових і над опорних балок

Схему армування монолітних балок над опорою С неметалевою стрічковою арматурою на плиті прямолінійної частини дослідної конструкції (рис.2.1.5) виконано аналогічно, як над опорою В (рис.2.18).

Схему армування стрічковою неметалевою арматурою над опорою Е по плиті криволінійної частини дослідної конструкції (рис.2.4) показано на рис.2.19.

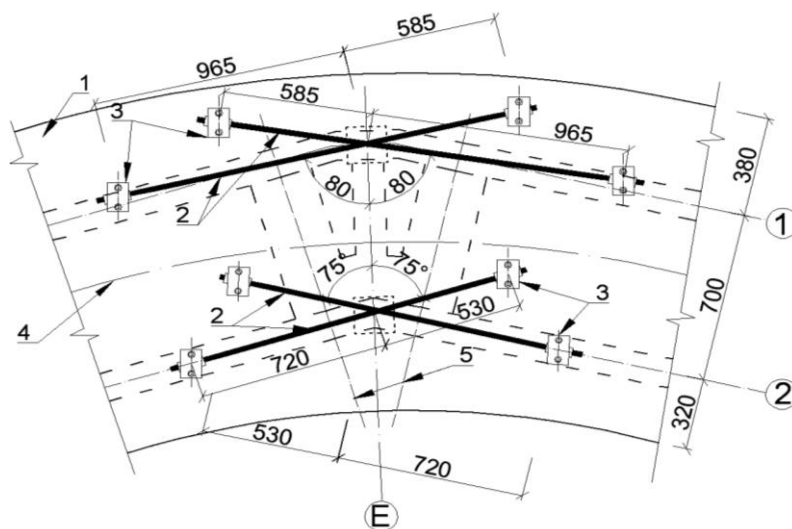


Рис.2.19. Схема армування неметалевою стрічковою арматурою над опорою Е дослідної конструкції на криволінійній ділянці: 1 – монолітна плита дослідної конструкції, 2 – неметалева стрічкова арматура Sika Carbodur S212, 3 – анкерна деталь неметалевої стрічкової арматури, 4 – центральна вісь конструкції, 5 - осі стиків прогонових і над опорних балок

Схема армування монолітних балок над опорою F неметалевою стрічковою арматурою на плиті криволінійної частини дослідної конструкції (рис.2.1.4) виконано аналогічно, як над опорою E (рис.2.19).

Схема армування перехідної частини дослідної конструкції (рис. 2.4) на плиті над опорою D показано на рис. 2.20.

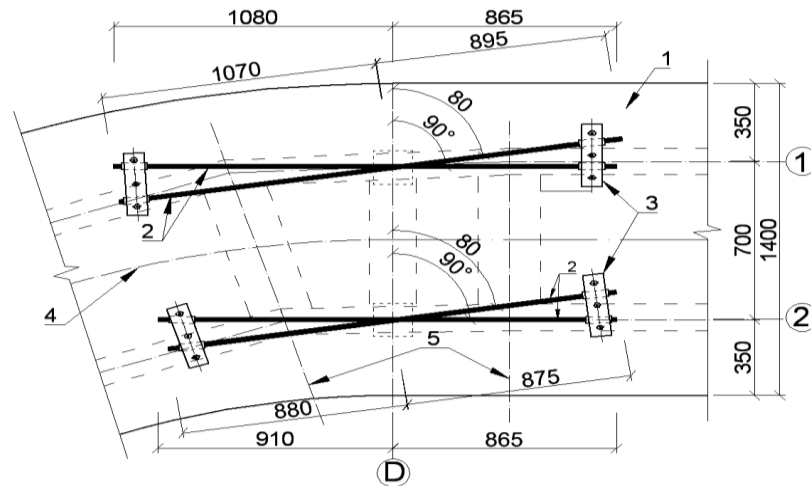


Рис.2.20. Схема армування високоміцною неметалевою стрічковою арматурою над опорою D дослідної конструкції на перехідній ділянці:

1 – монолітна плита дослідної конструкції, 2 – неметалева стрічкова арматура Sika Carbodur S212, 3 – анкерна деталь неметалевої стрічкової арматури, 4 – центральна вісь конструкції, 5 - осі стиків прогонових і над опорних балок

Схема і деталі анкерування високоміцної неметалевої стрічкової арматури Sika Carbodur S212 (див. рис. 2.18 ... 2.20) показано на рис.2.21.

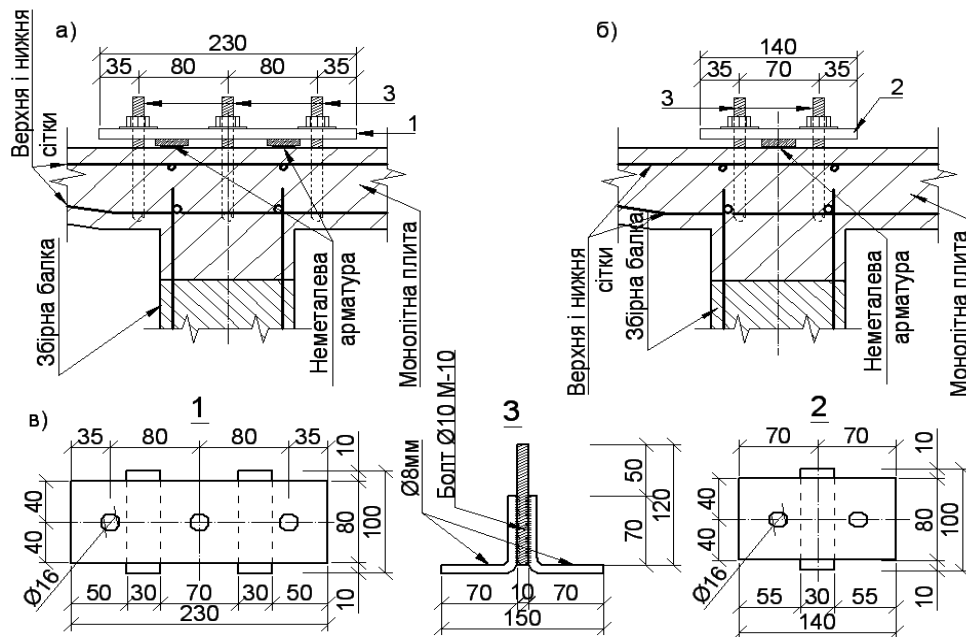


Рис.2.21. Анкерування неметалевої стрічкової арматури: а) на прямолінійній і перехідній ділянках, б) на криволінійній ділянці, в) деталі анкерування стрічкової арматури: 1,2 – пластини, 3-болт з анкерними стержнями.

2.2.Методика випробувань і послідовність монтажу та навантаження дослідної двобалкової збірно-монолітної конструкції на стенді

Підготовку до випробувань дослідних конструкцій двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів виконано у чотири етапи, а саме:

Етап I. Спорудженню стенду для випробувань;

Етап II. Монтаж збірних і замонолічування надпорних ділянок і плити прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції прогонової будови моста;

Етап III. Монтаж конструкцій металевих рам для навантаження;

Етап IV. Проведення робіт по об'єднанню прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції після їх випробувань окремо до появи тріщин.

Етап I. У лабораторії Національного університету «Львівська політехніка» на силовій підлозі виконано прив'язку стенду і нанесення осей дослідної конструкції для прямолінійної і криволінійної її частин (рис. 2.22).

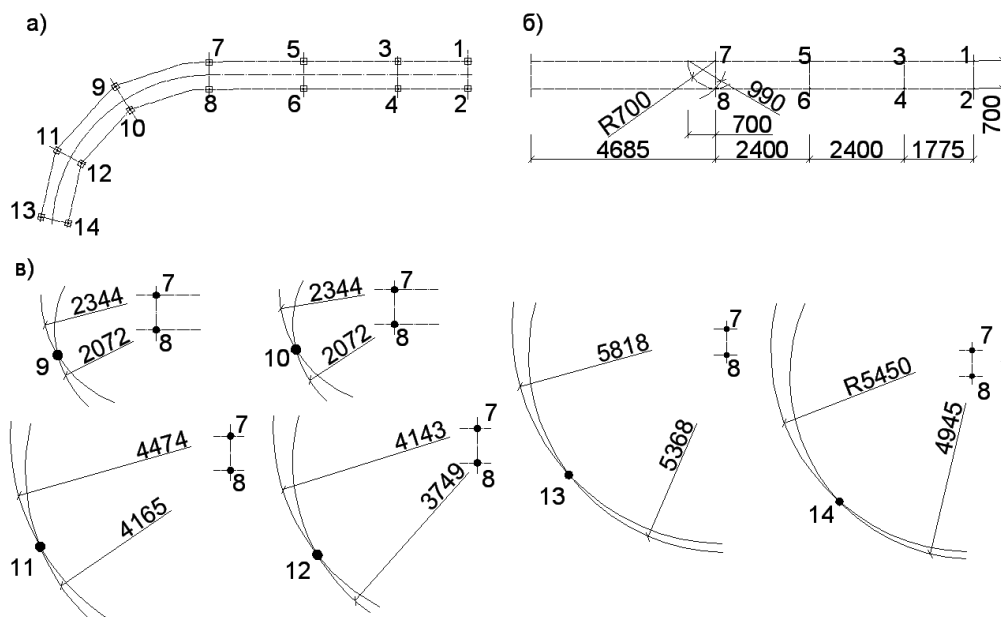


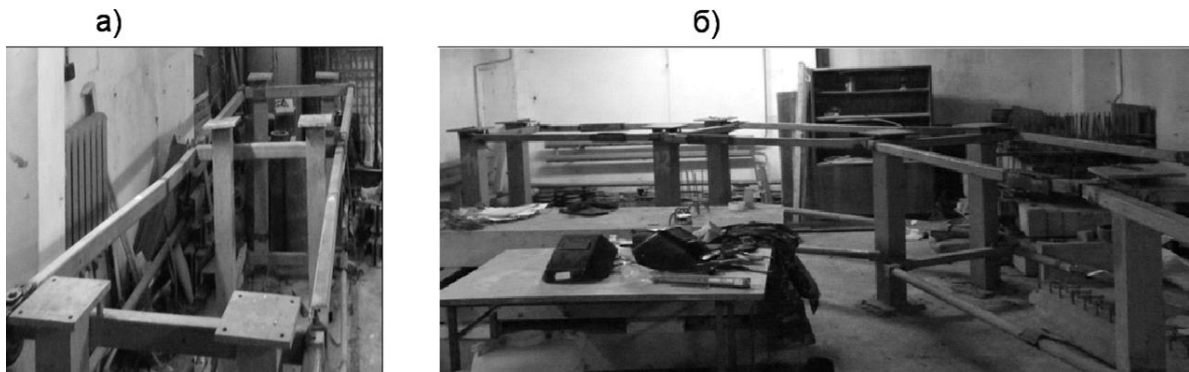
Рис. 2.22. Прив'язки опор на силовій підлозі у лабораторії: а) схема позначення і номерів опор стенду, б) прив'язка опор стенду прямолінійної ділянки, в) прив'язки опор стенду криволінійної ділянки

Після виконання прив'язки виконувались роботи з виготовлення і встановлення металевих опор із двох швелерів зварених у вид прямокутної труби 200x120x8 мм із подальшим привареними на торцях металевих пластин 200x200x12мм. Виготовленні опори встановили у проектне положення згідно із

виконаною прив'язкою на шарі цементно-піщаного розчину таким чином щоб верх пластин опор були на одному рівні.

Всі опори у поздовжньому і поперечному напрямках у двох рівнях було зв'язано за допомогою металевих труб (60x60x1.2 мм) на болтах.

Змонтований стенд показано на рис.2.23.



*Рис. 2.23. Змонтований стенд для випробувань дослідної конструкції:
а) на прямолінійній ділянці, б) на криволінійній ділянці.*

Етап II. На змонтовані опори стенду було встановлено кільцеві динамометри (ДК-10), які перед цим було протаровано на повіреному гідравлічному пресі.

Монтаж головних балок по осях 1 і 2 виконано в такій послідовності (рис. 2.24):

1) виставлення додаткових тимчасових опор 15 на верхні поздовжні зв'язки стенду 14 біля опор від А до Г по осі 1 і 2 в зонах стиків збірних і монолітних балок;

2) встановлення арматурного каркасу К-4 (рис.2.13) над опорою Г, що опиралась по центру на кільцевий динамометр 12 і по краях на тимчасові опори 15;

3) встановлення балок Б-2 з випусками у прогоні F-G. Збірні балки після встановлення опирались на кільцеві динамометри 12 на опорі Г, а з іншої сторони на опорні частини арматурних каркасів К-4 і К-5 по осях 1 і 2;

4) балки Б-1 змонтували аналогічним чином, але зі сторони прогону E-F. Збірні балки опирались на арматурні каркаси К-4 і К-5 з однієї сторони, а з іншої на тимчасові опори 15;

5) піднявши балки Б-1 у прогоні E-F зі сторони де вони опирались на тимчасові опори 15 змонтували арматурні каркаси К-2 і К-3;

6) балки Б-1 змонтували випусками у арматурні каркаси у прогоні D-E. Збірні балки опирались на опорні частини арматурних каркасів К-2 і К-3 з однієї сторони, а з іншої на тимчасові опори 15;

7) піднявши балки Б-1 у прогоні D-E зі сторони де вони опирались на тимчасові опори 15 змонтовано арматурні каркаси К-1;

8) балки Б-1 встановлені випусками у арматурні каркаси в прогоні С-Д. Збірні балки опиралися на опорні частини арматурних каркасів К-1 з однієї сторони, а з іншої на тимчасові опори 15;

9) піднявши балки Б-1 у прогоні С-Д зі сторони де вони опиралися на тимчасові опори 15 змонтували арматурний каркас К-1;

10) балки Б-1 встановлено випусками у арматурний каркас К-1 у прогоні В-С. Збірні балки опиралися на опорні частини арматурних каркасів К-1 з однієї сторони, а з іншої на тимчасові опори 15;

11) балки Б-2 встановлено випусками у арматурні каркаси у прогоні А-В. Збірні балки опиралися на кільцеві динамометри 12 на опорі А і з іншої сторони на опорні частини арматурних каркасів К-1.

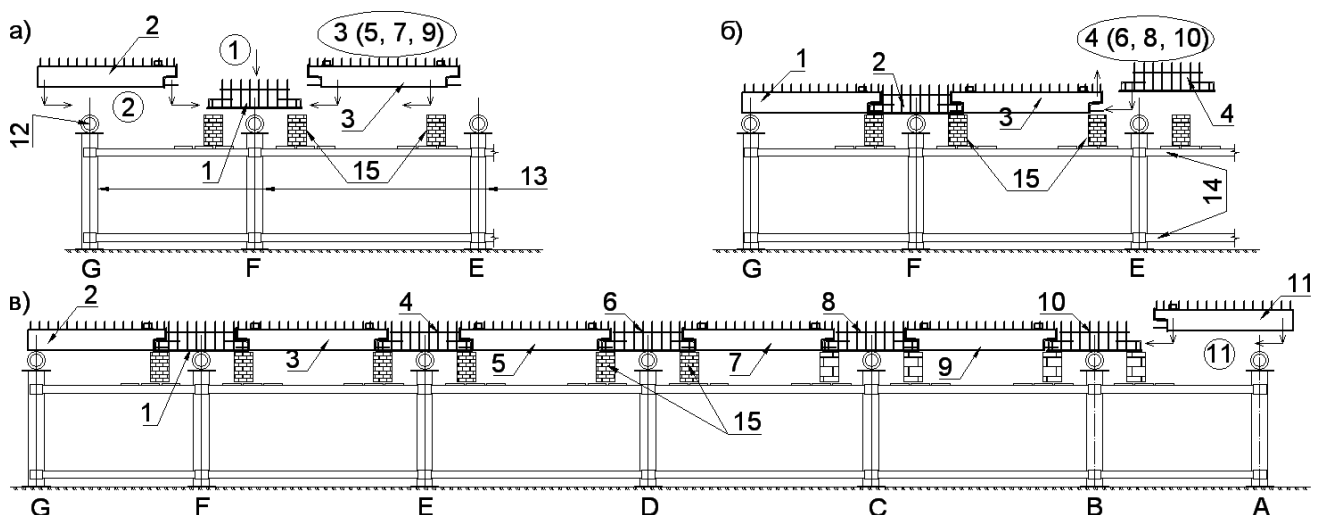


Рис. 2.24. Послідовність монтажу елементів головних балок по осі 1 і 2 дослідної конструкції: а) елементів прогонової будови 1, 3, 5, 7, 9, б) надпорних арматурних каркасів прогонової будови 4, 6, 8, 10, в) балки 11 прогонової будови:

1, 4, 6, 8, 10 - арматурні каркаси (К-1 ... К-3), 3, 5, 7, 9, – збірні залізобетонні балки Б-2; 2 і 11 - збірні залізобетонні балки Б-1; 12- кільцевий динамометр (КД-10), 13 – опори стенду, 14 – поздовжні зв'язки опор стенду, 15 – тимчасові опори.

Після монтажу елементів нерозрізних балок по осі 1 і 2 приварювали випуски робочої арматури збірних балок до поздовжньої арматури надпорних арматурних каркасів у нижній зоні конструкції. А також здійснено приварювання коротунів до поздовжньої каркасної арматури верхньої зони збірних балок і надпорних каркасів (рис.2.16).

Наступним кроком було армування поперечних балок над опорами А ... Г і у всіх зонах стиків крім тих які розміщені у прогоні С-Д. Після чого виготовлено опалубку для надпорних головних і поперечних балок та плити прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції (Рис.2.25).



Рис.2.25. Армування і опалубка монолітної надопорної частини прогонової будови дослідної конструкції на криволінійній ділянці

Виготовлення нижньої і верхньої сіток плити (рис.2.15) С-1 і С-2 виконували на опалубці дослідної конструкції (рис.2.26).

а)



б)

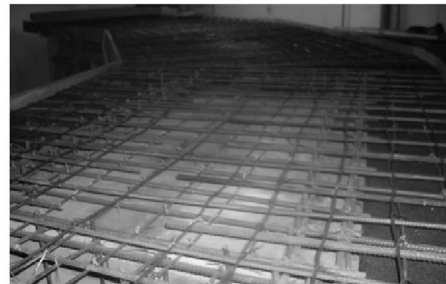


Рис.2.26. Армування плити дослідної конструкції : а) армування нижньою сіткою прямолінійної частини дослідної конструкції; б) армування нижньою і верхньою сітками плити криволінійної частини дослідної конструкції.

Після завершення робіт з виготовлення опалубки і встановлення армовиробів проведено бетонування елементів дослідної конструкції. Проектний клас бетону заводського виготовлення В30 із фракцією щебеню до 40 мм.

Замонолічування виконували таким чином, що бетоном спочатку заповнювали середини прогонів, а потім надопорні ділянки. Для ущільнення бетонної суміші в опалубці використано стаціонарну віброулаву, після чого виконано вирівнювання поверхні плити.

У ході бетонування дослідних конструкцій взяті зразки бетону у виді кубів розмірами 150x150x150 мм і призм розмірами 150x150x600 мм для визначення в подальшому фізико-механічних характеристик монолітного бетону. Проби відбирали на початку, в середині і у кінці процесу бетонування.

У результаті забетонувано прогони між опорами А-В, В-С, D-Е, Е-F, F-G. У прогоні С-D, на консолі двопрогонової прямолінійної і трипрогонової криволінійної нерозрізних частин дослідної конструкції вільно опиралися балки 7,

які призначені для об'єднання криволінійною і прямолінійною частин дослідної конструкції (рис.2.27).

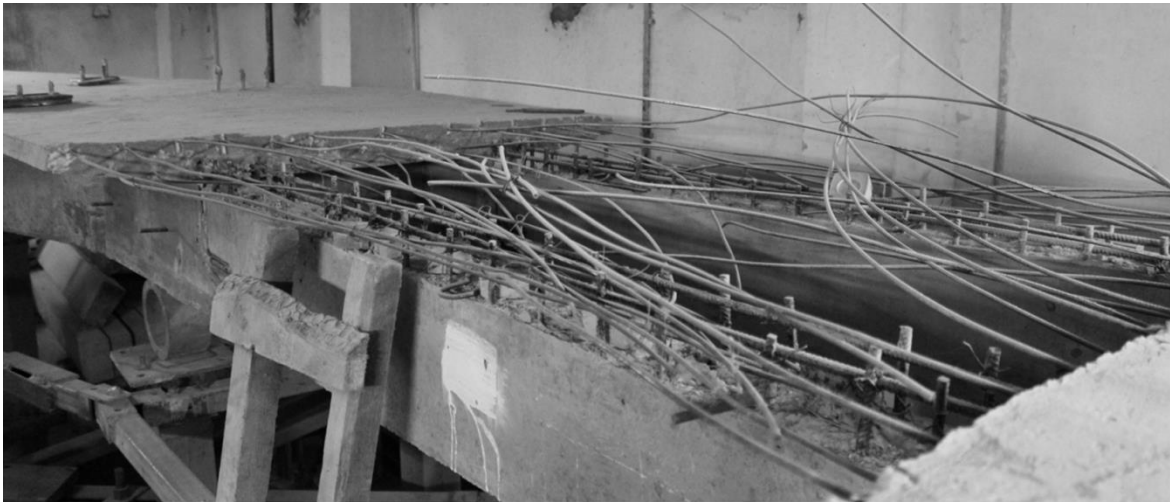


Рис.2.27. Балки 7 (рис.2.24), які вільно опираються на консолі надпорних балок в прогоні C-D по осі 1 і 2 для об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції (рис.2.5).

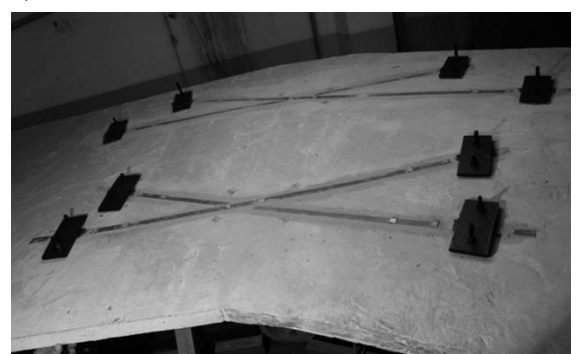
Після 14-денного затвердіння бетону в надпорних частинах прогонової будови була наклеєна неметалева стрічкова арматура Sika CarboDur типу S212.

Перед наклеюванням стрічок, були підготовлені надбалкові поверхні дослідних конструкцій шліфуванням. Наклеєна стрічкова неметалева арматура на прямолінійній і криволінійній частинах дослідній конструкції показано на рис. 2.28.

а)



б)



*Рис. 2.28. Розміщена неметалева стрічкова арматура Sika carbodur типу S212 в над опорами та в зоні стиків дослідної конструкції:
а) на прямолінійній частині, б) на криволінійній частині*

Анкерування кінців стрічки виконано шляхом притискання їх пластинами до поверхні бетону за допомогою забетонованих в плиті болтів із нанесенням між

пластиною і верхом стрічки шару клею (рис.2.29.). Деталі кріплення кінців стрічок показано на рис.2. 29.

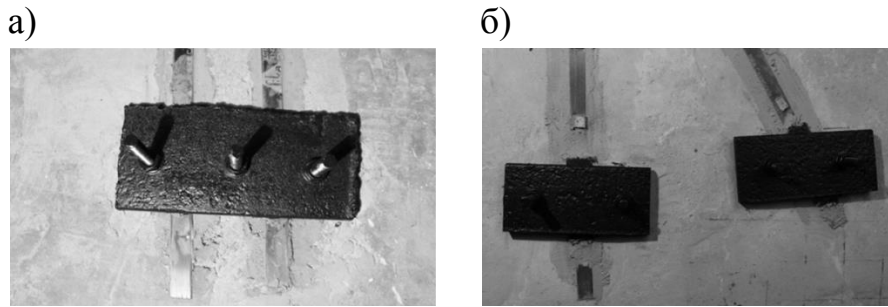


Рис. 2.29. Деталі для анкерування неметалевої стрічкової арматури на дослідній конструкції: а) на прямолінійній ділянці, б) на криволінійній ділянці

В результаті монтажу отримано дві частини дослідної конструкції: двопрогонову прямолінійну і трипрогонову криволінійну нерозрізні збірно-монолітні залізобетонні прогонові будови моста (рис.2.30).

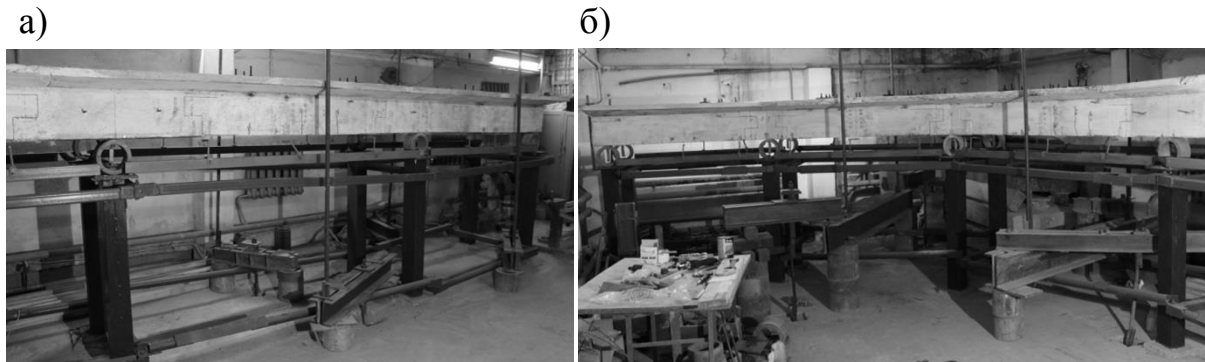


Рис.2.30. Змонтована дослідна конструкція двобалкової залізобетонної прогонової будови моста: а) прямолінійна частина, б) криволінійна частина.

Етап III. Для передачі навантаження на прямолінійну і криволінійну частини дослідної конструкції розроблено і змонтовано додаткові конструкції стенду в виді металевих рам, які показано на рис.2.31.

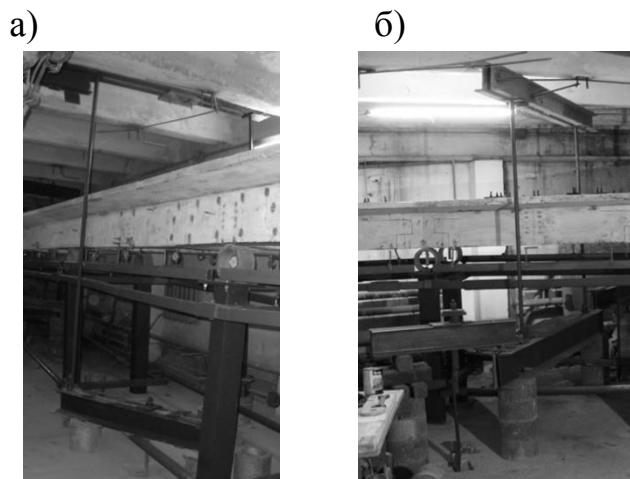


Рис.2.31. Металеві рами для навантаження дослідної конструкції: на прямолінійній частині, б) на криволінійній частині

Схема навантаження дослідної конструкції на випробувальному стенді показано на рис.2.32.

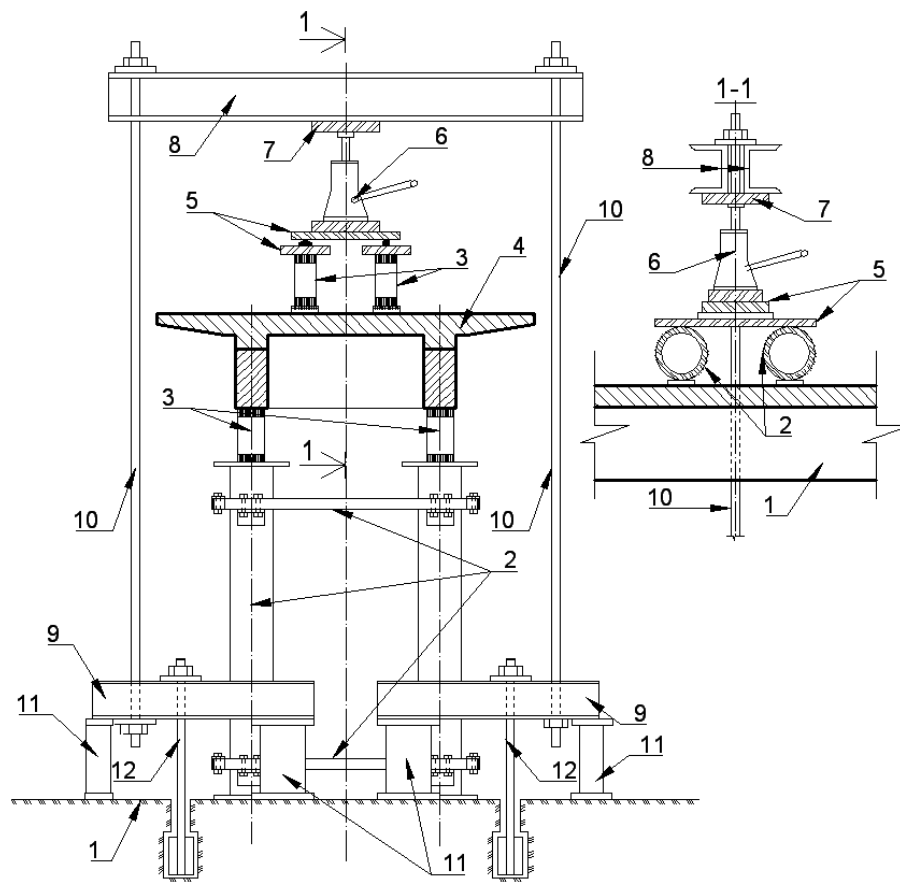


Рис.2.32. Схема встановлення і навантаження дослідної конструкції на випробувальному стенді.

У отворах силової підлоги 1 закріплено тяги 12, на кінці яких приварено коротуни з арматури. Тяги 12 проходять через нижні траверси 9 (траверси виконанні із спарених швелерів) із кріпленням у верхній зоні гайками. Траверси опираються на опори 11 з двох сторін. Тяги 10 закріплені на нижній і верхній траверсах 8, 9. Верхня траверса 8 виконана із спарених швелерів, по середині якої закріплена пластина 7 для передачі навантаження від оголовка домкрату 6 на траверсу 8. Домкрат 6 опирається на поздовжні і поперечну пластини 5, які у свою чергу опираються на кільцеві динамометри 2, які виконуватимуть роль контролю величини прикладеного навантаження на дослідну конструкцію 4. Чотири кільцеві динамометри 2 під домкратом 6, опираються на чотири металеві башмаки із пластин 100x100x8 мм, що розміщені на плиті дослідної конструкції на віддалі 300 мм у поперечному напрямку і 400 мм у поздовжньому напрямку симетрично відносно середини прогону. Через навантаження дослідної конструкції 4 домкратом 6 навантаження передається від металевій рамі і стенд на силову підлогу. Нижні траверси 9 рами виконують роль ричагів. Змонтовано чотири металеві рами в середині прогонів А-В, В-С, D-E та E-F (рис.2.31).

Після монтажу стенду, прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції (рис.2.3 і 2.4) і допоміжних конструкцій для навантаження, а саме металевих рам (рис. 2.32), проведено випробування при різних схемах навантаження.

Спочатку виконано випробування прямолінійної частини дослідної конструкції із двома схемами навантаження:

- 1) навантаження в середині прогону В-С;
- 2) навантаження в середині прогонів А-В і В-С одночасно.

Випробування дослідної конструкції із навантаженням середини прогону В-С виконано чотирма ступенями із приростом 2.15 т, що розподілялось на чотири кільцеві динамометри (рис.2.31). Максимальне сумарне навантаження склало 8.6 т і були зафіксовані у мікроскоп тріщини з шириною розкриття до 0.01мм. Після чого виконано розвантаження конструкції також ступенями.

Наступною схемою випробування прямолінійної частини дослідної конструкції із навантаженням в середині прогонів А-В і В-С одночасно виконано ступенями із приростом 2.2 т, всього було виконано дев'ять ступеней у прямому ході і максимальне склало 18т, після чого здійснювали розвантаження також ступенями.

Після випробувань прямолінійної частини дослідної конструкції виконано випробування криволінійної її частини при двох схемах навантаження:

- 1) навантаження в середині прогону D-E;
- 2) навантаження в середині прогонів D-E та E-F одночасно.

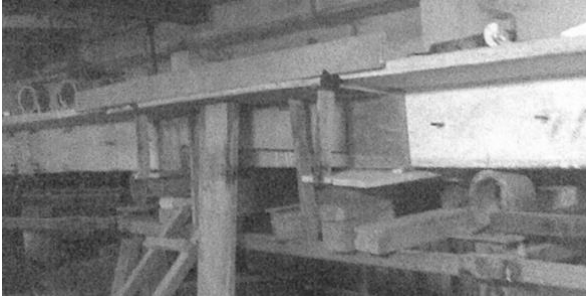
Випробування із схемою навантаження середини прогону D-E виконано дев'ятьма ступенями із приростом 1.2т, і максимальне склало 11.5т, при якому були зафіксовані через мікроскоп тріщини із розкриттям до 0.01 мм. Після прикладеного максимального навантаження виконано розвантаження конструкції ступенями.

Наступною схемою випробування криволінійної частини дослідної конструкції було навантаження в середині прогонів D-E та E-F одночасно, яке виконано ступенями із приростом 2.5т. Всього було прикладено сім ступеней навантаження у прямому ході і максимальне склало 17.6т, після чого виконано розвантаження також ступенями.

Етап IV. Після випробування прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції проведено їхнє об'єднання в шестипрогонову нерозрізну систему.

У зоні стиків збірних і монолітних головних балок у прогоні С-D виконано армування поперечних балок по схемі показаній на рис. 2.17. Після чого виконано опалубні роботи і армування сіток плити (рис.2.33).

а)



б)



*Рис. 2.33. Об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції в прогоні С-Д: а) опалубка для монолітної частини балок і плити
б) армування плити сітками*

Арматурні сітки плити виконані по схемі, що показана на рис.2.15. Використано поздовжню арматуру, що випущена із плити прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції (рис.2.33, б).

Після чого виконано бетонування із подальшим вібруванням стаціонарною віброулавою. Взято зразки бетону і сформовано бетонні кубики розмірами 150x150x150 мм для подальшого визначення фізико-механічних властивостей. Для замонолічування використано бетон заводського виготовлення, проектним класом В30 із щебенем фракції до 40 мм.

Після чотирнадцятиденного затвердіння бетону приклеєно неметалеву стрічкову арматуру Sika Carbodur S212 на підготовлену поверхню плити над опорами С і D, після чого анкеровано її кінці шляхом притискання до поверхні плити деталями (рис.2.21). Розміщення неметалевої стрічкової арматури на плиті дослідної конструкції показано на рис.3.34.

а)



б)



*Рис.2.34. Розміщення неметалевої стрічкової арматури після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції: а) над опорою С,
б) над опорою D.*

Дослідну конструкцію двобалкової шестипрогонової нерозрізної залізобетонної прогонової будови показано на рис 2.35.



Рис.2.35. Вид шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції двобалкової прогонової будови мосту для складних умов будівництва

Випробування шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції з прямолінійною і криволінійною її частинами виконано за п'яти схем навантаження, а саме:

- 1) навантаження прогону В-С;
- 2) навантаження прогонів А-В та В-С одночасно;
- 3) навантаження прогону Е-Ф;
- 4) навантаження прогону D-E;
- 5) навантаження прогонів D-E та Е-Ф одночасно;

Випробування із схемою навантаження середини прогону В-С виконано п'ятьма ступенями із приростом 1,8 т і максимальне склало 10 т, при якому були зафіксовані через мікроскоп розкриття тріщин до 0.01 мм. Після прикладеного максимального навантаження виконано розвантаження конструкції також ступенями.

Випробування із схемою навантаження середини прогону А-В та В-С одночасно виконано п'ятьма ступенями із приростом 4т. І максимальне склало 20 т. Після прикладеного максимального навантаження виконано розвантаження конструкції ступенями.

Випробування із схемою навантаження середини прогону Е-Ф виконано п'ятьма ступенями із приростом 2.5 т, і максимальне склало 11.2 т. Після

прикладеного максимального навантаження виконано розвантаження конструкції ступенями.

Випробування із схемою навантаження середини прогону D-E виконано сімома ступенями із приростом 2.0 т, і максимальне склало 13.4 т. Після прикладеного максимального навантаження було зафіксовано розвиток тріщин і виконано розвантаження конструкції також ступенями.

Випробування із схемою навантаження середини прогону D-E та E-F одночасно виконано п'ятьма ступенями із приростом 4 т і максимальне склало 21 т. Після прикладеного максимального навантаження виконано розвантаження конструкції також ступенями.

При випробуваннях дослідної конструкції при різних статичних схемах і схемах навантаження використано цілий ряд механічних приладів для замірів величин:

- прикладеного навантаження на дослідну конструкцію;
- надпорних реакцій;
- контролю осадки опор стенду;
- прогинів головних балок по довжині конструкції в осях 1 і 2;
- деформацій нормальних перерізів збірних і монолітних балок, плити і стиків, зовнішньої арматури в характерних перерізах.

Також при одному із випробувань використано оптико-цифровий метод діагностики напружено-деформованих локальних ділянок.

2.3 Послідовність проведення випробувань дослідної конструкції двобалкових збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних прогонових будов мостів для складних умов будівництва.

Для дослідження деформативності та тріщиностійкості двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів для складних умов будівництва передбачено випробування дослідної конструкції з нерозрізними прямолінійною і криволінійною її частинами (рис.2.3 ... 2.5) за три етапи.

Етап 1. Випробування дослідної конструкції двобалкової прямолінійної нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови мосту (рис.2.3) із двома схемами навантаження:

- 1) навантаження прогону В-С до появи тріщин;
- 2) навантаження прогонів А-В та В-С одночасно.

Етап 2. Випробування дослідної конструкції двобалкової криволінійної нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови мосту (рис.2.4) із двома схемами навантаження:

- 1) навантаження прогону D-E до появи тріщин;
- 2) навантаження прогонів D-E та E-F одночасно.

Етап 3. Випробування дослідної конструкції шестипрогової двобалкової нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови мосту з прямолінійною, криволінійною частинами (рис.2.4) за п'яти схем навантаження:

- 1) навантаження прогону B-C;
- 2) навантаження прогонів A-B та B-C одночасно;
- 3) навантаження прогону E-F;
- 4) навантаження прогону D-E;
- 5) навантаження прогонів D-E та E-F одночасно.

Для визначення фізико-механічних властивостей використаних бетонів передбачено випробування взірців, а саме кубиків та призм.

Основні положення опубліковано в працях автора [120,121,122,123,127].

2.4. Схеми розміщення приладів при випробуванні частин дослідної конструкції на стенді.

Статичне навантаження на дослідні конструкції при випробуваннях виконувалось ступенями у прямому і зворотньому ходах за допомогою гідродомкрата силового візка і металевих рам стенду. Величину навантаження контролювали за показами мікроіндикаторів у тарованих кільцевих динамометрах (ДК-10) на дослідній конструкції (схема навантаження конструкції див. рис.2.32) під гідравлічним стаціонарним домкратом (рис. 2.36).

а)



б)



Рис.2.36 Навантаження дослідної конструкції: а) на прямолінійній частині, б) на криволінійній частині.

Для вимірювання реакцій головних балок на опорах стенду застосовано повірені кільцеві динамометри (ДК-10) із вмонтованим у них мікроіндикаторами

(0.001 мм). Загальний вид кільцевих динамометрів на опорах стенду показано на рис. 2.37.

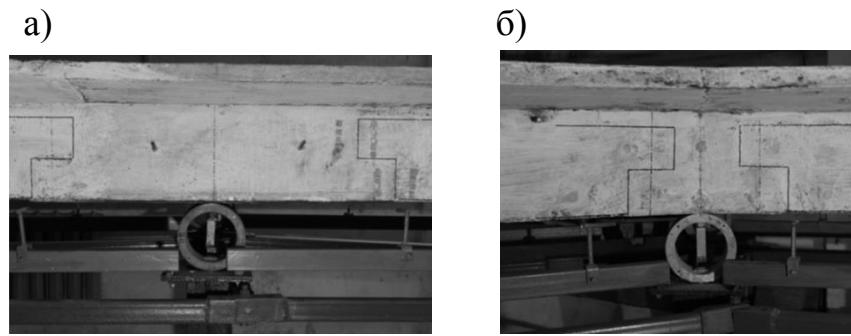


Рис.2.37. Кільцеві динамометри встановлені на опорах: а) на прямолінійній частині, б) на криволінійній частині

Для вимірювання прогинів головних балок використано індикатори годинникового типу (0.01 мм). За допомогою спеціальних пристроїв, прилади закріплювали на поздовжні труби, що опиралися на верхні частини опор стенду у кожному з прогонів; також було передбачено встановлення приладів на торцях дослідної конструкції (рис.2.38).

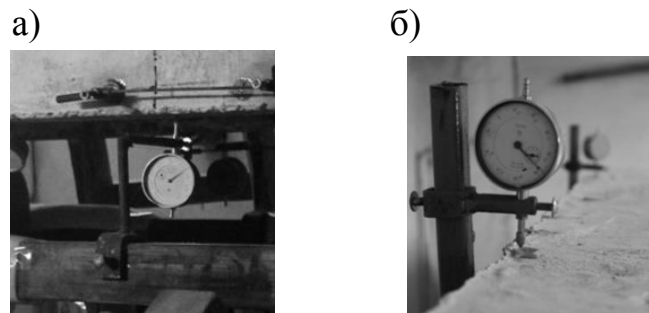


Рис.2.38. Розміщення прогиномірів: а) в прогонах, б) на торцях.

По довжині дослідної конструкції прогиноміри розміщували у середині прогонів, в зоні стиків та на торцях по осях 1 і 2 головних балок (рис.2.39).

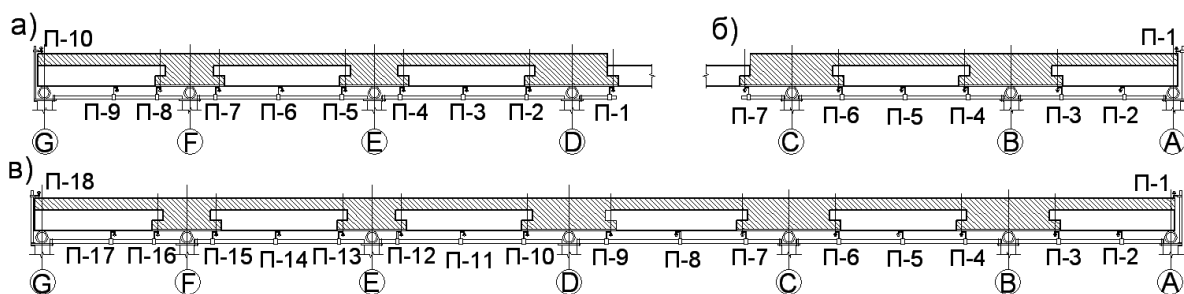


Рис. 2.39. Розміщення кільцевих динамометрів і прогиномірів на дослідній конструкції: а) і б) криволінійній і прямолінійній частині дослідної конструкції до їх об'єднання, в) після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції в шести прогонову нерозрізну.

Для контролю величини осадки опор стенду при навантаженні дослідної конструкції використано прогиноміри Максимова та Аістова. Вони

розміщувались на металевих трубах, що закріплювались до верхніх пластин опор стенду над опорами: А, В і С - на першому етапі випробувань, D, E, F і G – на другому етапі випробувань, А ... G – на третьому етапі випробування. Розміщення прогиномірів Максимова та Аістова на опорах стенду показано на рис. 2.40.

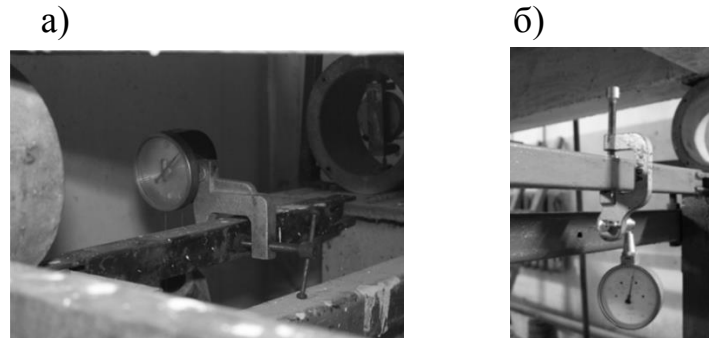


Рис. 2.40. Розміщення приладів на опорах стенду для вимірювання осадки:
а) прогиномір Максимова б) прогиномір Аістова.

Для визначення деформацій нормальних перерізів в середині прогонів, над опорами і у зонах стиків використано індикатори (0.01 мм) та мікроіндикатори (0.001 і 0.002 мм) годинникового типу, що закріплювали на конструкцію із базою 150 і 200 мм.

Для вимірювання деформацій бетону в середині навантажених прогонів, при випробуванні дослідної конструкції прилади були розміщені: 1) на нижній грані головних балок, 2) на рівні першого та другого рядів робочої арматури збірних балок, 3) на рівні монолітної частини головних балок, 4) на верхній частині монолітної плити (рис.2.41,а).

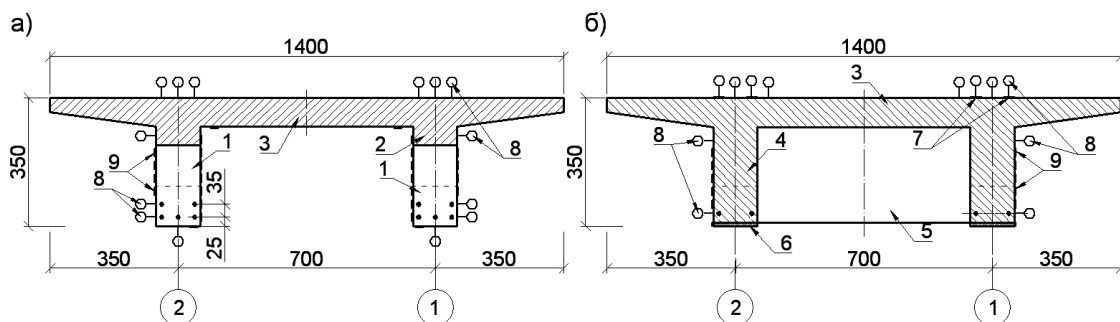


Рис.2.41. Схема розміщення приладів для вимірювання деформацій нормальних перерізів дослідної конструкції: а) в середині навантажених прогонів, б) над опорою біля навантажених прогонів: 1- збірні балки, 2 – монолітна частина балки в прогоні, 3 – монолітна плита, 4- монолітна надопорна балка, 5- монолітна поперечна балка, б - зовнішнє листове армування нижньої зони над опорних балок, 7- неметалева стрічкова арматура Sika carbodur S212, 8 – мікроіндикатори, 9 – компораторні марки.

Для вимірювання деформацій бетону і арматури на опорах, прилади були розміщені: 1) на нижній грані зовнішньої листової арматури нижньої частини

головних балок, 2) у верхній частині головних балок під плитою, 3) на верхній частині плити, 4) на неметалевій стрічковій надопорній арматурі зверху плити (Рис.2.41, б).

У зоні стику збірних балок із монолітними прилади були розміщені: 1) на нижній грані збірно-монолітних головних балок, 2) на бокових гранях головних балок, 3) на плиті дослідної конструкції над стиками та на неметалевій стрічковій арматурі також над стиком (рис.2.42).

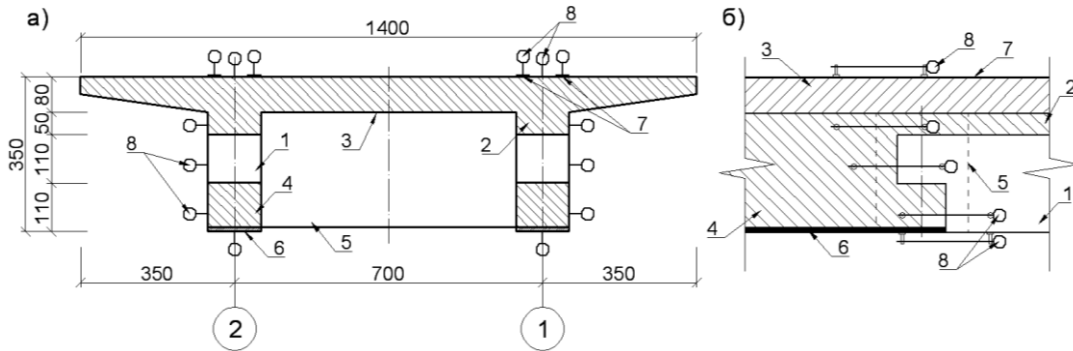


Рис.2.42. Схеми розміщення приладів для визначення деформацій нормальних перерізів в зоні стиків у прогонах які навантажували при різних статичних схемах: а) у поперечному перерізі, б) з боку по довжині області стику: 1- збірні балки, 2 – монолітна частина балки в прогоні, 3 – монолітна плита, 4- монолітна надопорна балка, 5- монолітна поперечна балка, 6 - зовнішнє листове армування нижньої зони над опорних балок, 7- неметалева стрічкова арматура Sika carbodur S212, 8 – мікроіндикатори,

Для замірів деформацій бетону, зовнішнього армування верхньої і нижньої зон балок в прогонах і над опорами при випробуваннях також використано компаратор на базі мікроіндикатора (0.001). Компараторні марки (пластини з алюмінію розмірами 20x20x1.2 мм із отвором $d=1$ мм) з базою 100 мм наклеєні на нижні і бокові грані збірних і монолітних головних балок в середині навантажених прогонів і над опорами між навантаженими прогонами та в зонах стиків. Також компараторні марки були наклеєні на листову арматуру знизу надопорних балок, на монолітну плиту зверху та на неметалеву стрічкову надопорну арматуру.

Детальне розміщення приладів в перерізах дослідної конструкції на кожному з етапів випробування наведено в підрозділах 3.1 ... 3.3, у яких і наведено результати випробувань.

Для фіксації появи видимих тріщин головних балках дослідної конструкції використано мікроскоп із ціною поділки 0.01 мм. На ступенях навантаження проводили огляд мікроскопом бокових і нижніх поверхонь дослідної конструкції в прогонах, на яких були розміщені візки навантажень при кожній із схем навантаження.

Висновки до розділу 2

1. Дослідження особливостей роботи, а саме деформативності і тріщиностійкості запропонованих двобалкових збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних прогонових будов мостів для складних умов будівництва, було розроблено дослідну конструкцію і програму експериментальних досліджень.
2. Для проведення експериментальних досліджень було розроблено програму і методику випробування дослідної конструкції двобалкової збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови мосту складеної з прямолінійної і криволінійної частин, до і після їх об'єднання в шестипрогонову нерозрізну систему за різних схем статичного навантаження.
3. Особливостями розробленої двобалкової збірно-монолітної нерозрізної дослідної конструкції прогонової будови мосту, яку було включено в програму випробувань є:
 - виконання її просторовою у масштабі 1:10 із прямолінійною і криволінійною нерозрізними частинами;
 - застосування зовнішнього листового сталюого армування для підсилення зони стиску нижньої частини головних балок над опорами.
4. У відповідність з розробленою програмою, проведено випробування прямолінійної і криволінійної нерозрізних частин дослідної конструкції двобалкової збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови мосту до об'єднання і шестипрогонової нерозрізної системи після їх об'єднання за різних схем статичного навантаження.

РОЗДІЛ 3

РЕЗУЛЬТАТИ ВИПРОБУВАНЬ ДОСЛІДНИХ КОНСТРУКЦІЙ ДВОБАЛКОВИХ ЗБІРНО-МОНОЛІТНИХ НЕРОЗРІЗНИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ, ЇХ АНАЛІЗ ТА ПОРІВНЯННЯ

Експериментальні дослідження деформативності і тріщиностійкості дослідних конструкцій нерозрізних двобалкових збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів з прямолінійною і криволінійною її частинами включали у себе три етапи випробування з різними статичними схемами і схемами навантаження:

- 1) випробування прямолінійної двопрогонової нерозрізної частини дослідної конструкції;
- 2) випробування криволінійної трипрогонової нерозрізної частини дослідної конструкції;
- 3) випробування шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції після об'єднаної прямолінійною і криволінійною її частин.

3.1 Результати випробування прямолінійної частини двобалкової збірно-монолітної двопрогонової нерозрізної залізобетонної прогонової будови мосту.

На першому етапі дослідження деформативності та тріщиностійкості двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів для складних умов будівництва (рис.2.3.) виконано випробування прямолінійної частини дослідної конструкції із двома прогонами і однією консоллю (рис.3.1).



Рис.3.1. Загальний вид прямолінійної частини дослідної конструкції на стенді зі сторони балки по осі 2.

3.1.1. Випробування дослідної конструкції прогонової будови моста із навантаженням прогону В-С

Статичну схему дослідної конструкції і схему її навантаження показано на рис. 3.2.

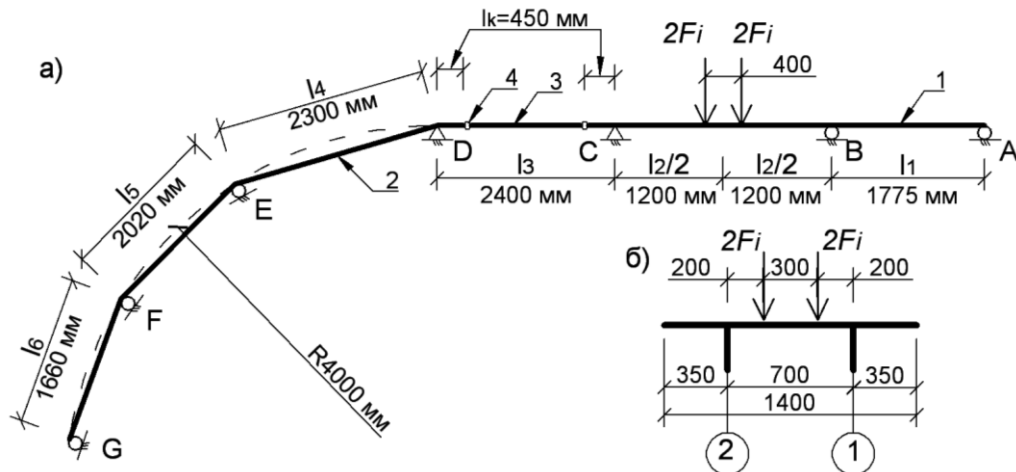


Рис. 3.2. Схема навантаження прямолінійної частини дослідної конструкції одним силовим візком: а) по довжині, б) по ширині. 1 і 2- прямолінійна і криволінійна нерозрізні частини дослідної конструкції, 3- підвісна балка, 4 – шарнір.

Навантаження проводилось чотирма ступенями в прямому ході і максимальне склало - 84.62 кН, при якому було зафіксовано появу тріщин із розкриттям до 0.01 мм. Після відліків по усіх приладах і зарисування схем поширення тріщин виконано розвантаження дослідної конструкції також ступенями.

Таблиця 3.1.

Величини прикладеного навантаження в прогоні В-С прямолінійної частини дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні В-С			
	I	II	III	IV
4F _i	22.16	43.44	65.50	84.62

За показниками мікроіндикаторів, розміщених в кільцевих динамометрах (ДК-10), визначено опорні реакції на кожному ступені навантаження дослідної конструкції, величини яких зведено в таблицю 3.2 (Додаток до розділу 3), а їх зміну відносно прикладеного навантаження графічно відображено на рис. 3.3.

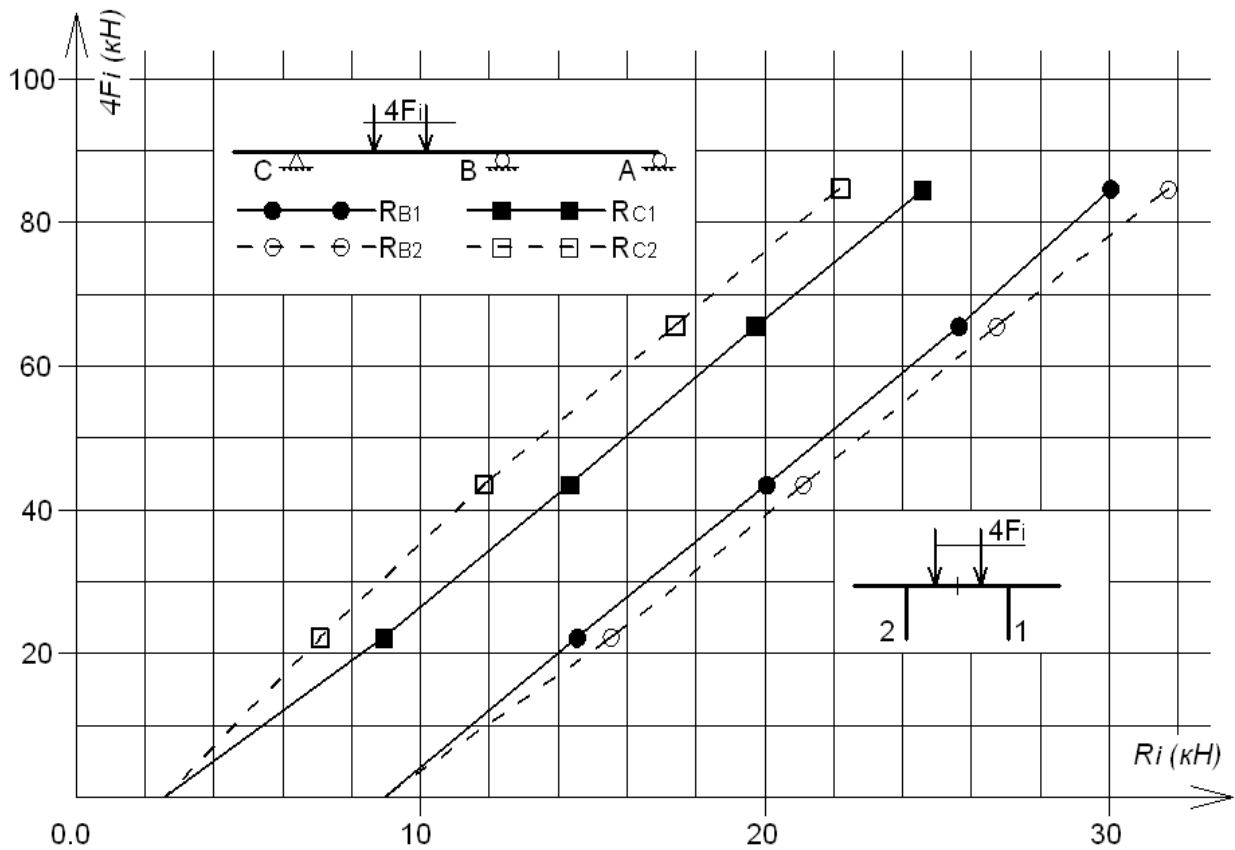


Рис. 3.3. Зміна опорних реакцій на опорах В і С по осях 1 і 2 головних балок при навантаженні дослідної конструкції із врахуванням її власної ваги

На першому ступені навантаження 1-й проліт на опорі А був піднятий на величину більшу від зворотнього ходу кільцевого динамометра, в результаті отримано статичну схему дослідної конструкції, яку показано на рис.3.4.

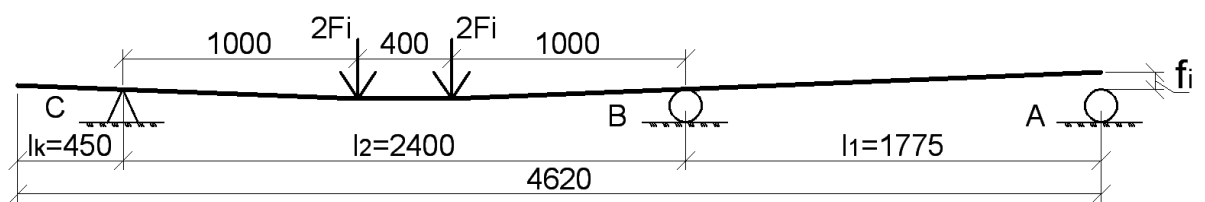


Рис.3.4. Статична схема дослідної конструкції після першого ступеня навантаження

Як видно із рис.3.3. реакції головних балок на кожному ступені навантаження розвивалися із лінійною залежністю і практично, на опорах В і С по осях 1 і 2, були рівні між собою, а на четвертому ступені навантаження були різні із відхиленням від 1- 8% від середнього значення.

Зміну згинального моменту, від величини прикладеного навантаження, в середині навантаженого прогону на кожному ступені навантаження прямолінійної дослідної конструкції показано графічно на рис.3.5.

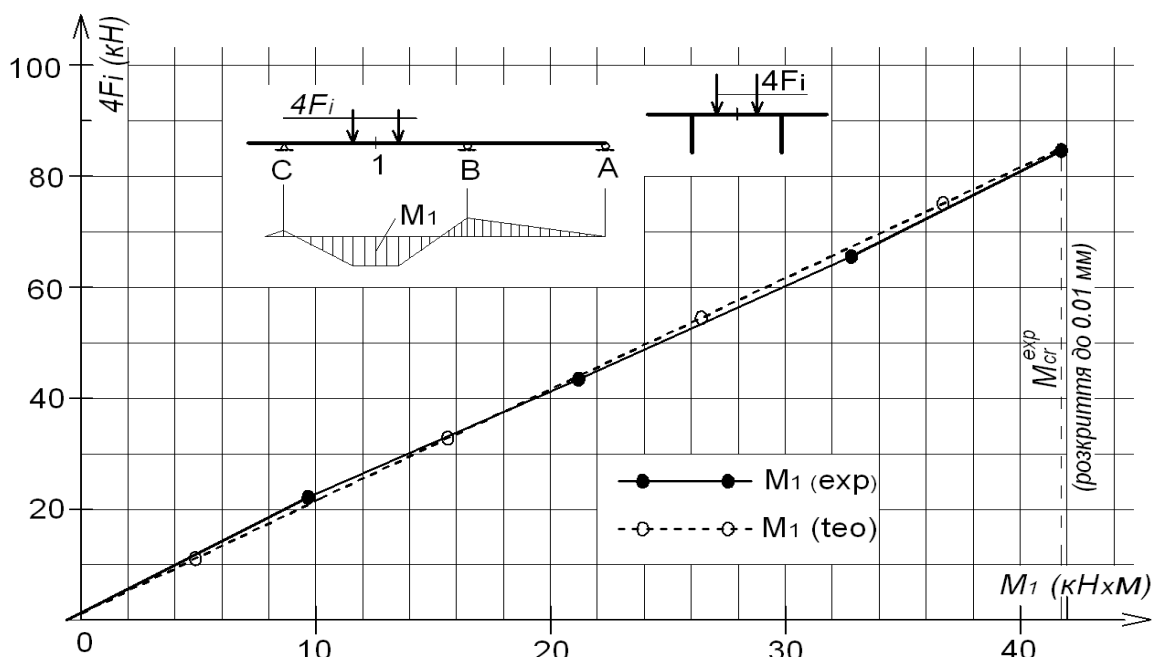


Рис.3.5. Сумарний згинальний момент в середині прогону В-С по осях 1 і 2 дослідної конструкції на кожному ступені навантаження.

Прогини головних балок дослідної конструкції по осях 1 і 2, на кожному ступені навантаження, зведено в таблицю 3.3 (Додаток до розділу 3), а графічно їх зображено на рис.3.6.

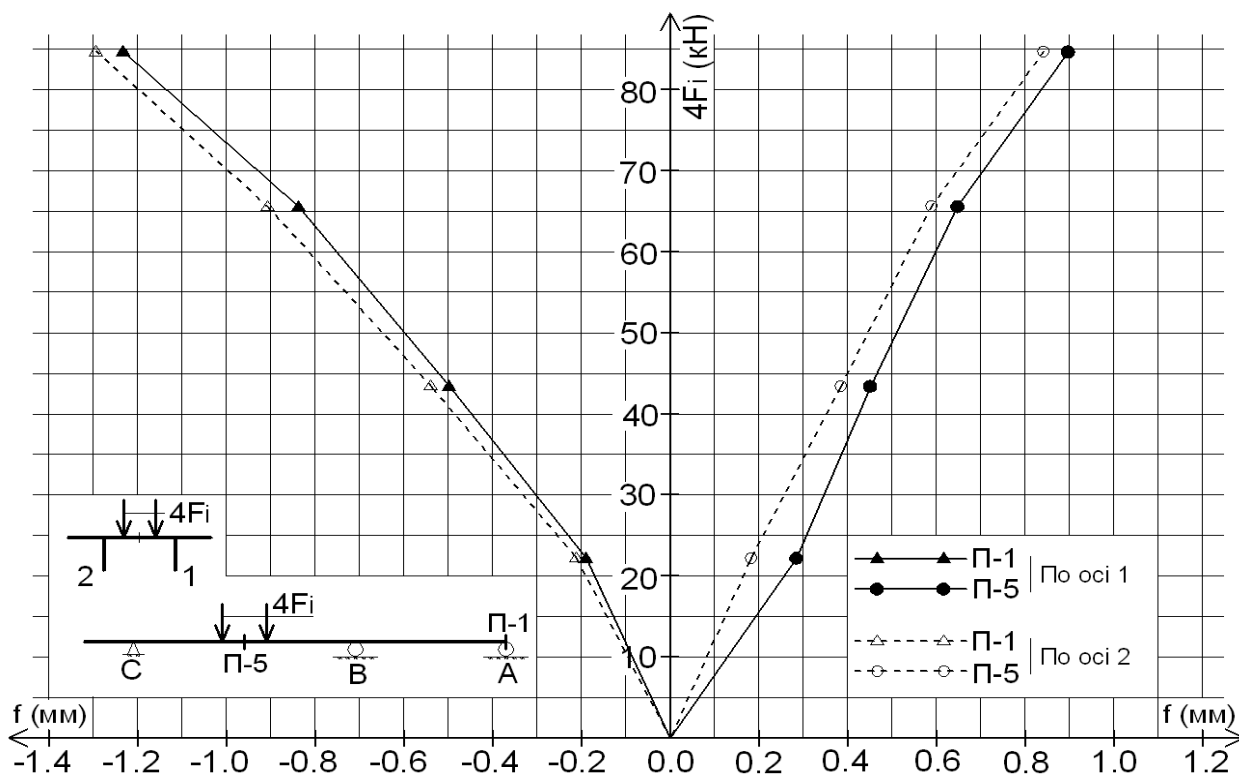


Рис.3.6. Залежність прогинів у прогоні В-С і переміщення над опорою А дослідної конструкції від величини прикладеного навантаження

Максимальні прогини головних балок на четвертій ступені навантаження, коли було зафіксовано появу тріщин, склали: для балки по осі 1 – 0.58 мм і балки по осі 2 – 0.55 мм.

Прогини балки по осі 2 на кожному ступені навантаження прогону В-С в середньому менші до 14.3% ніж у балки по осі 1.

Підйом торця конструкції над опорою А балки по осі 1 у середньому менший на 7.7% ніж балки по осі 2 на кожному ступені навантаження.

Для визначення відносних деформацій нормальних перерізів в середині прогону В-С використано мікроіндикатори (0.001 мм) та індикатори (0.001 мм) годинникового типу, які були розміщені на дослідній конструкції по схемі, що показана на рис. 3.7.

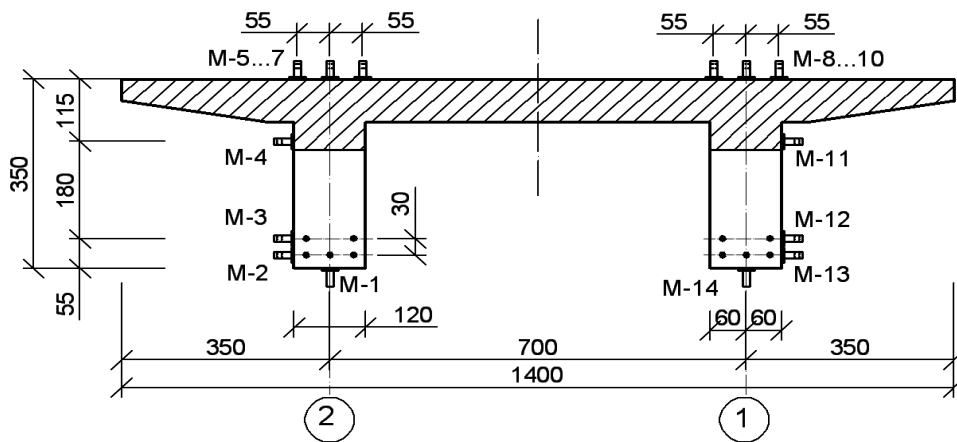


Рис.3.7. Схема розміщення приладів у середині прогону В-С

Вигляд на дослідну конструкцію із розміщенням приладів в середині прогону В-С показано на рис.3.8.

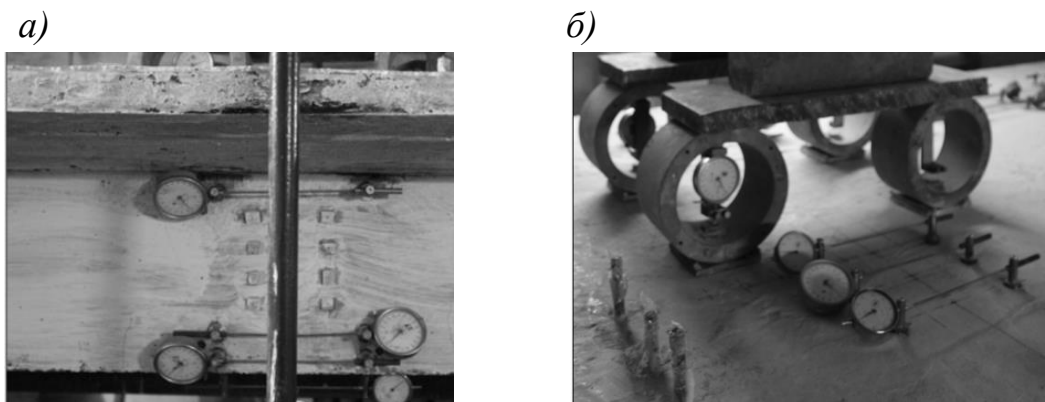


Рис.3.8. Розміщення приладів на дослідній конструкції в середині прогону В-С:
а) на боковій і нижній гранях збірної балки, б) на плиті.

За показниками приладів, відносні деформації нормальних перерізів дослідної конструкції в середині прогону В-С на кожному ступені навантаження зведено в таблицю 3.4 (Додаток до розділу 3), а побудовані графіки показано на рис.3.9.

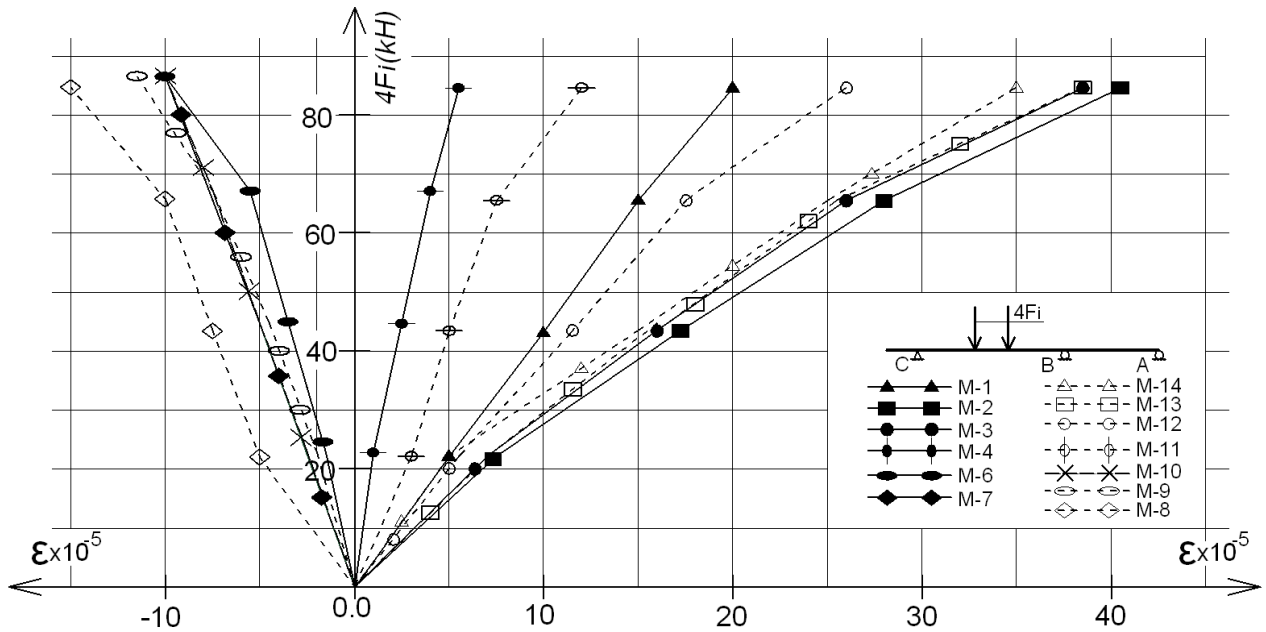


Рис. 3.9. Графік зміни відносних деформацій в перерізі середини прогону В-С

Як видно із графіка, що зображено на рис. 3.9, збірні балки в прогоні В-С і їх монолітні частини знаходяться в зоні розтягу, а верхня грань монолітної плити в зоні стиску, отже нейтральна вісь проходить у плиті.

Відносні деформації бетону збірних балок на рівні першого ряду робочої арматури по осі 1 і 2 практично збігаються із відхиленням в середньому на 7.8%.

Відносні деформації бетону збірних балок на рівні другого ряду робочої арматури по осі 1 і 2 значно відрізняються.

Відносні деформації верхньої грані монолітної плити дослідної конструкції над балкою по осі 1 і 2 збігаються із незначним відхиленням.

При випробуванні зафіксовано відсутність осадки опор стенду.

Визначено деформативність стиків збірних і монолітних головних балок нижньої зони в прогоні В-С біля опори В. Графічно залежність деформацій від величини прикладеного навантаження показано на рис.3.10

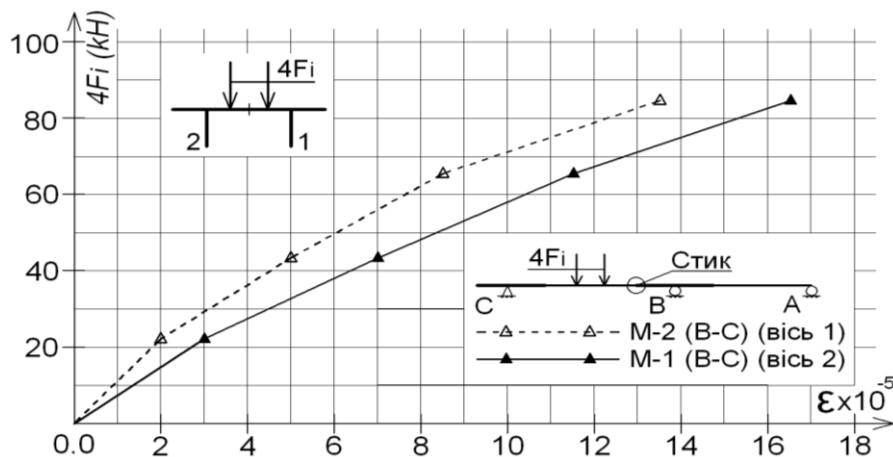


Рис. 3.10. Деформативність нижніх граней балок в зоні стиків біля опори В у навантаженому прогоні В-С дослідної конструкції

М-1 і М-2 – прилади розміщені на нижній грані головних балок по осях 1 і 2 в зоні стику.

Після четвертого ступеня навантаження ($M_{cr}^{exp} = 41.74$ кН·м) дослідної конструкції було зафіксовано через мікроскоп появу тріщин у збірних прогонових балках із розкриттям до 0.01 мм.

Характер поширення тріщин в середині навантаженого прогону В-С балки дослідної конструкції по осі 1 на внутрішній і зовнішній гранях показано на рис.3.11.

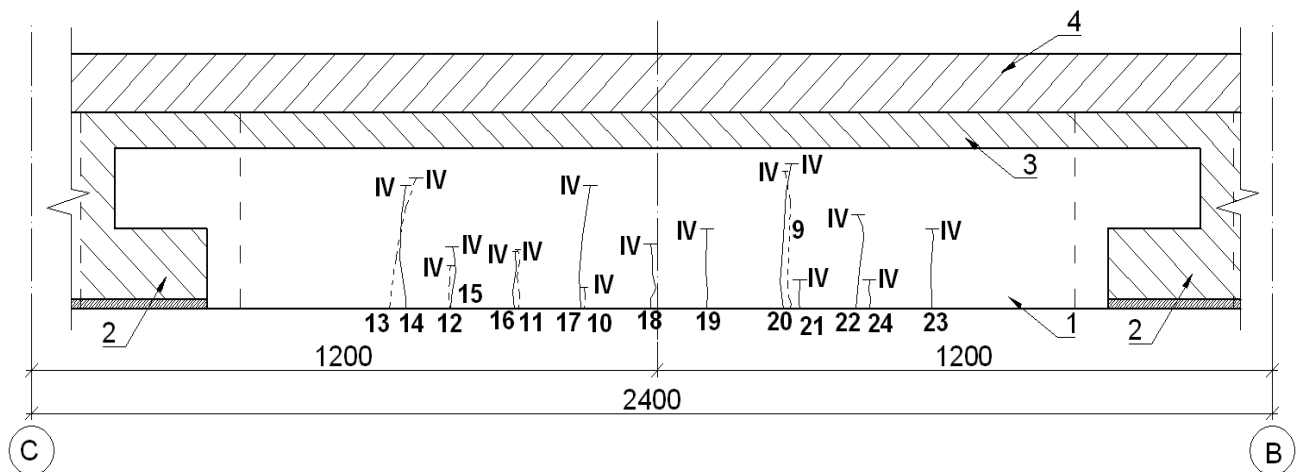


Рис. 3.11. Характер поширення тріщин 9-24 головної балки в середині прогону В-С прямолинійної частини дослідної конструкції по осі 1: 1- збірна прогонова балка, 2 – над опорна монолітна балка, 3 монолітна частина балки в прогоні, 4 – монолітна плита.

Вид на головну балку дослідної конструкції із зарисованими на ній поширенням тріщин на зовнішній і внутрішній гранях показано на рис.3.12 і 3.13.



Рис. 3.12. Поширення тріщин 14-24 на балці в прогоні В-С по осі 1 прямолинійної частини дослідної конструкції зовнішньої грані

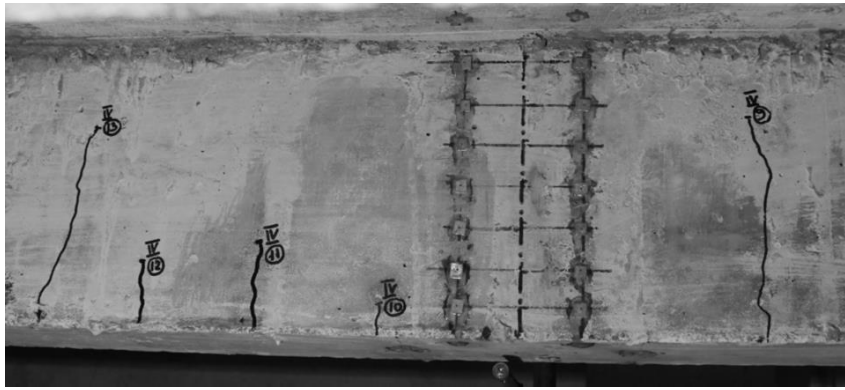


Рис.3.13. Поширення тріщин 9-13 на балці по осі 1 прямолінійної частини дослідної конструкції внутрішньої грані

Схема поширення тріщин в середині навантаженого прогону В-С балки дослідної конструкції по осі 2 на внутрішній і зовнішній гранях показано на рис.3.14.

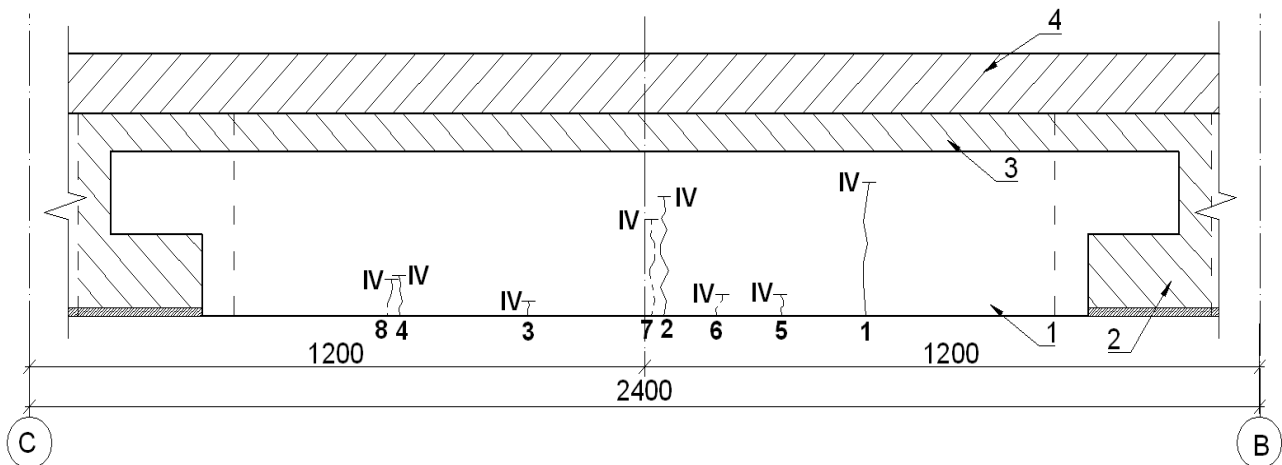


Рис. 3.14. Поширення тріщин 1-8 головної балки по осі 2 в середині прогону В-С прямолінійної частини дослідної конструкції: 1- збірна прогонова балка, 2 – над опорна монолітна балка, 3 монолітна частина балки в прогоні, 4 – монолітна плита.

Вид на балку по осі 2 дослідної конструкції із зарисованими на ній тріщинами показано на рис.3.15 і 3.16



Рис. 3.15. Поширення тріщин 1-4 на балці по осі 2 прямолінійної частини дослідної конструкції на зовнішній грані

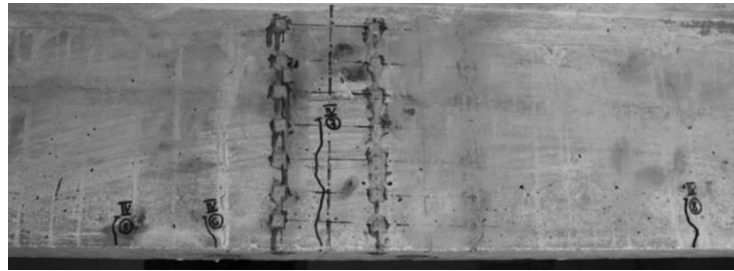


Рис. 3.16. Поширення тріщин 5-8 на балці по осі 2 прямолінійної частини дослідної конструкції на внутрішній грані

Тріщини поширювались із кроком в середньому 100 мм одна від одної по осі 1 і 2 головних балок на їх зовнішніх і внутрішніх бокових гранях, у прогоні В-С прямолінійної частини дослідної конструкції.

3.1.2. Результати випробування прямолінійної частини дослідної конструкції прогонової будови моста із навантаженням прогонів А-В та В-С

Статичну схему і схему навантаження дослідної конструкції показано на рис. 3.17.

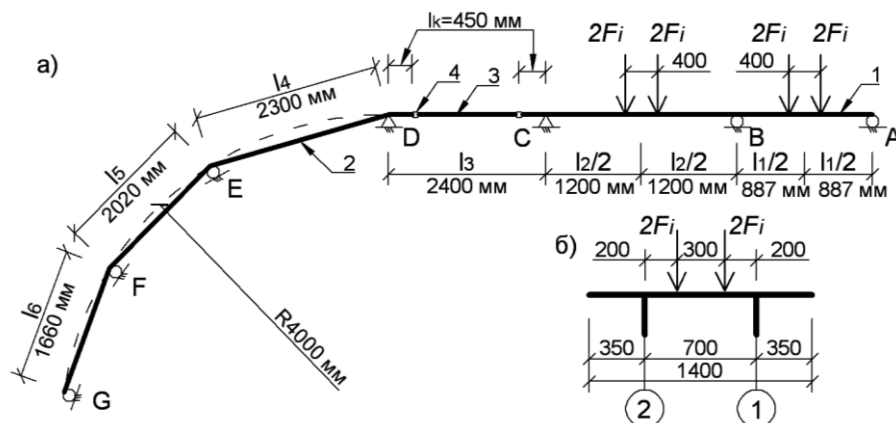


Рис. 3.17. Схема навантаження двох прогонів прямолінійної частини дослідної конструкції: а) по довжині, б) по ширині. 1 і 2- прямолінійна і криволінійна нерозрізні частини дослідної конструкції, 3- підвісна балка, 4 – шарнір.

Навантаження прогонів А-В і В-С дослідної конструкції силовими візками показано на рис.3.18.

а)



б)



Рис.3.18. Візки навантаження: а) в середині прогону А-В, б) в середині прогону В-С.

Прикладені на кожному ступені сумарні навантаження ($2 \times 4F_i$) дослідної конструкції у прогонах А-В та В-С зведено в таблицю 3.5.

Таблиця 3.5.

Навантаження в прогонах А-В та В-С прямолінійної дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогонах А-В та В-С								
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
$2 \times 4F_i$	21.65	39.7	58	78.4	94.6	116	134	156	176.4

Максимальне сумарне навантаження прикладене в двох прогонах дослідної конструкції склало 176.4 кН.

Величини опорних реакцій головних балок по осях 1 і 2 дослідної конструкції на кожному ступені навантаження зведено в таблицю 3.6 (Додаток до розділу 3). За показниками цих таблиць побудовано графіки залежностей опорних реакцій головних балок по осі 1 і 2 дослідної конструкції від величини прикладного навантаження, які зображено на рис. 3.19.

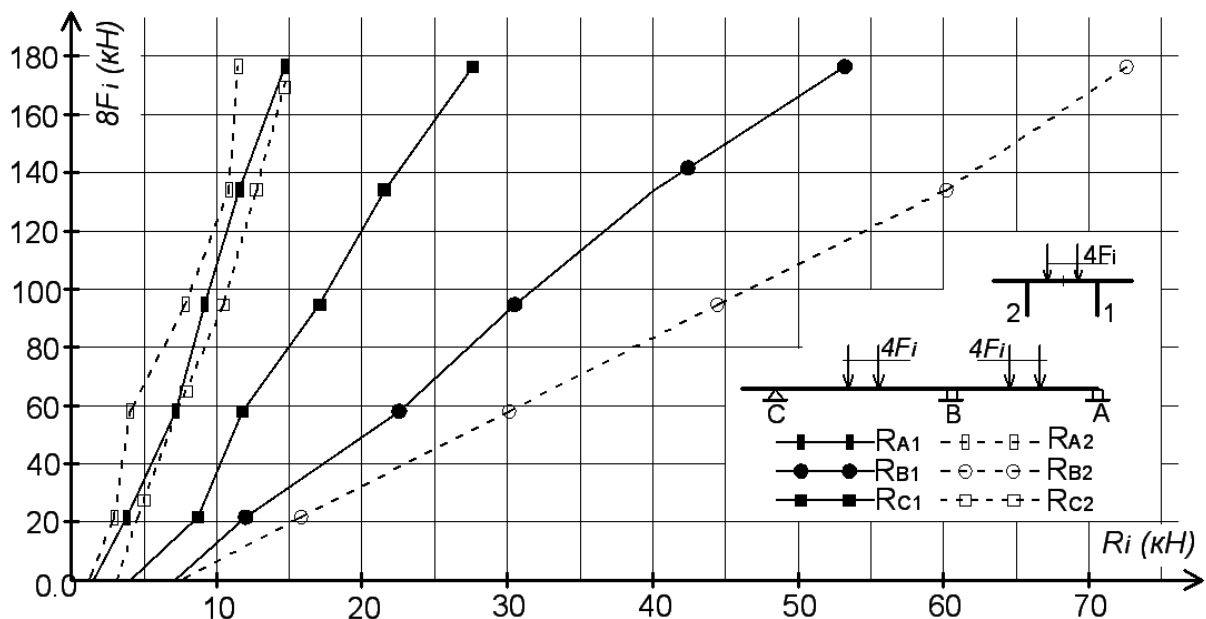


Рис.3.19. Графік зміни опорних реакцій головних балок дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С із врахуванням власної ваги конструкції

Як видно із рис.3.19. опорні реакції головних балок над опорою В на кожному ступені навантаження розвивалися із лінійною залежністю, а над опорами А і С менш лінійно. Із графіку видно нерівномірний розподіл навантаження від силових візків в прогонах А-В і В-С на кільцеві динамометри ДК-10, що розміщенні на опорах стенду балок по осі 1 і 2.

Зміна згинальних моментів на кожному ступені навантаження прямолінійної частини дослідної конструкції в середині прогонів А-В та В-С і над опорою В показано графічно на рис.3.20.

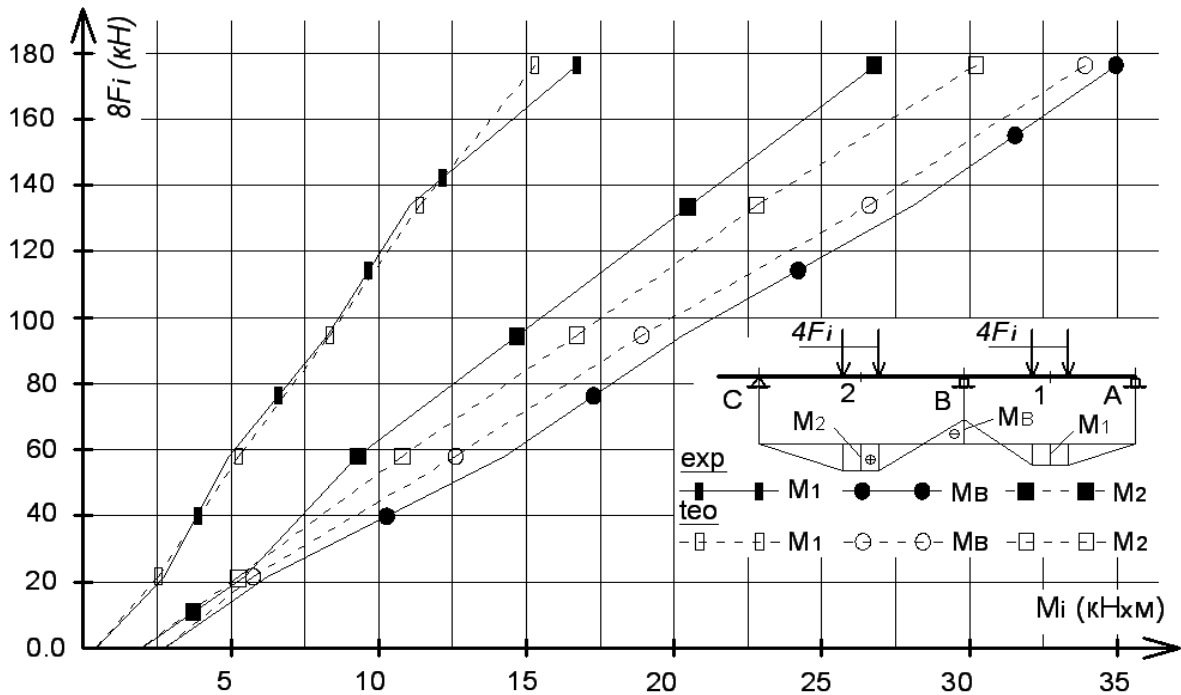


Рис.3.20. Залежність згинальних моментів в перерізах дослідної конструкції від величини прикладеного навантаження.

Схема розміщення прогиномірів (П-1 ... П-7) під головними балками прямолінійної частини дослідної конструкції по осі 1 і 2 показано на рис.2.39, б.

Прогини головних балок по осі 1 і 2 в середині прогонів А-В та В-С зведено в таблицю 3.7 (Додаток до розділу 3), а їхню зміну в залежності від величини прикладеного навантаження графічно зображено на рис.3.21.

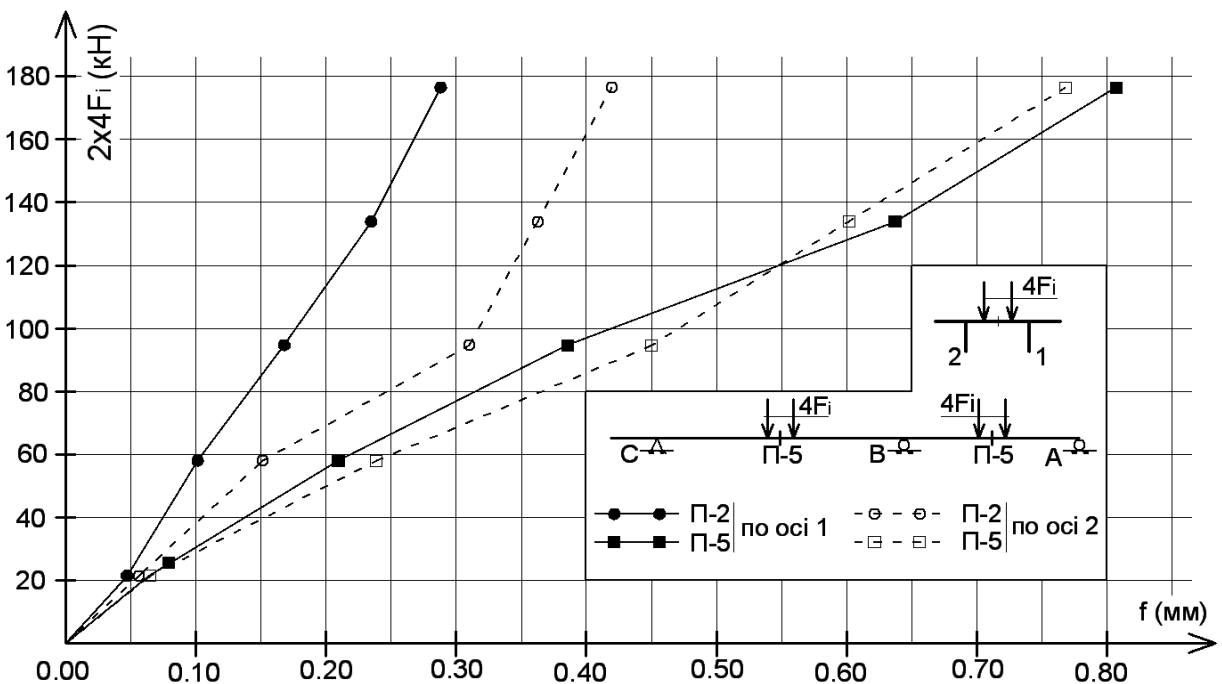


Рис.3.21. Графік зміни прогинів головних балок по осях 1 і 2 прямолінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В і В-С.

Прогини головних балок в прогоні В-С по осі 1 і 2 дослідної конструкції розвивались на кожному ступені прикладеного навантаження із відхиленнями в середньому до 2 %. А відхилення прогинів головних балок в прогоні А-В по осі 1 і 2 на кожному із прикладених ступенів навантаження в середньому відрізнялися на 36 %. Максимальний прогин головних балок по осі 2 в прогоні А-В склав - 0.42 мм, а в прогоні В-С по осі 1 – 0.81 мм. При визначенні прогинів було враховано деформації надпорних кільцевих динамометрів. Осадку опор А, В і С за показниками прогиномірів Аістова не було зафіксовано.

Схема розміщення приладів, для замірів деформацій нормальних перерізів над опорою В дослідної конструкції, показано на рис.3.22.

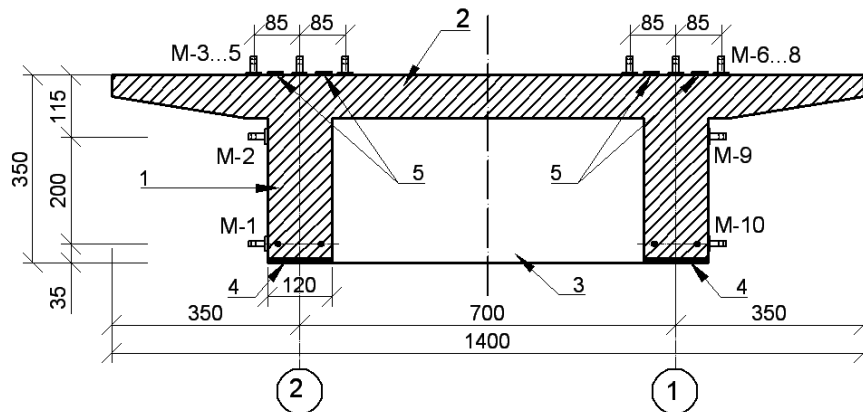
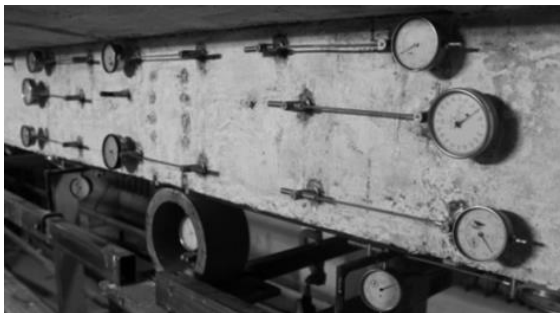


Рис.3.22.Схема розміщення приладів на поперечному перерізі дослідної конструкції над опорою В: 1 – надпорна монолітна балка, 2 – монолітна плита, 3 – монолітна поперечна балка, 4- зовнішнє стальне армування, 5 – зовнішнє неметалеве високоміцнє армування

Вид на прямолінійну ділянку дослідної конструкції над опорою В з встановленими приладами показано на рис. 3.23.

а)



б)



Рис.3.23.Загальний вид на конструкцію із розміщеними приладами: а) на боковій поверхні над опорою В та зони стиків, б) на плиті над опорою В та в зоні стиків

Величини відносних деформацій нормальних перерізів прямолінійної частини дослідної конструкції на опорі В зведено в таблицю 3.8 (Додаток до розділу 3) і графічно їх зображено на рис.3.24.

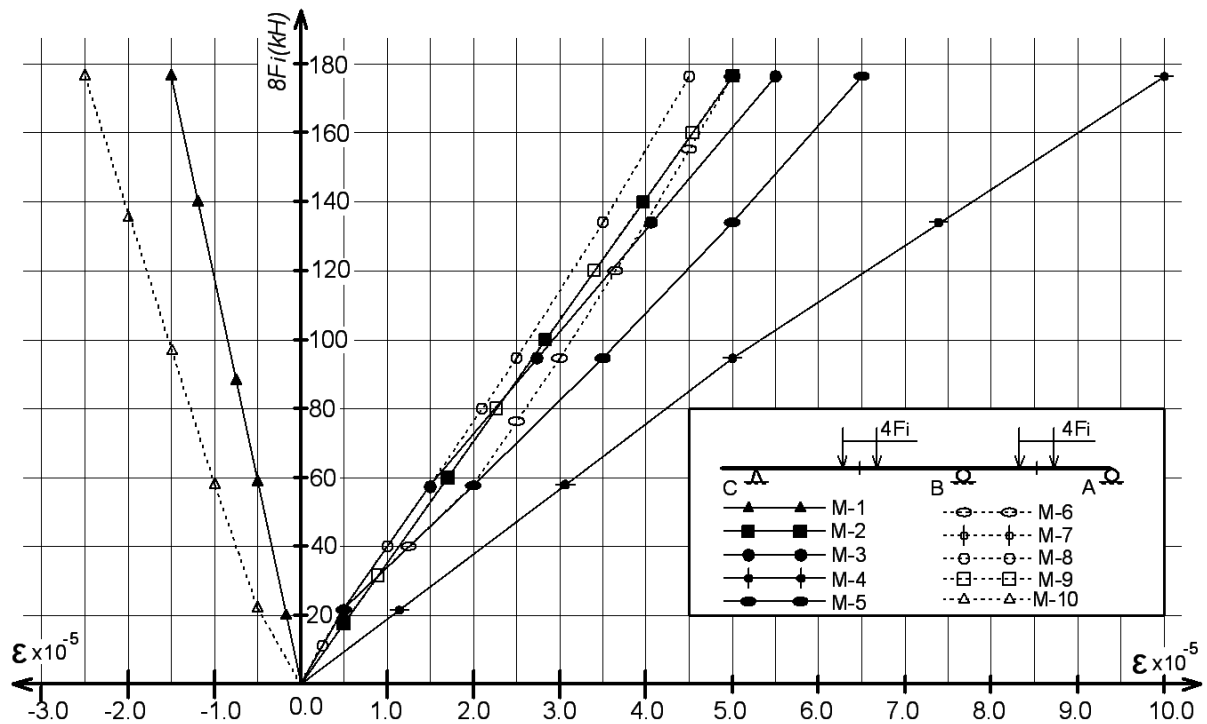


Рис.3.24. Залежність відносних деформацій нормальних перерізі над опорою В від величини прикладеного навантаження.

Максимальні відносні деформації стиску зафіксовано на нижніх гранях головних балок біля зовнішнього сталюого листового армування нижньої зони. А максимальні відносні деформації розтягу зафіксовано на верхній грані плити.

По приладах розміщених у верхній зоні головних балок (М-2 і М-9) розвитку деформацій не виявлено.

Схема розміщення приладів у поперечному перерізі дослідної конструкції в середині прогону В-С показано на рис.3.25.

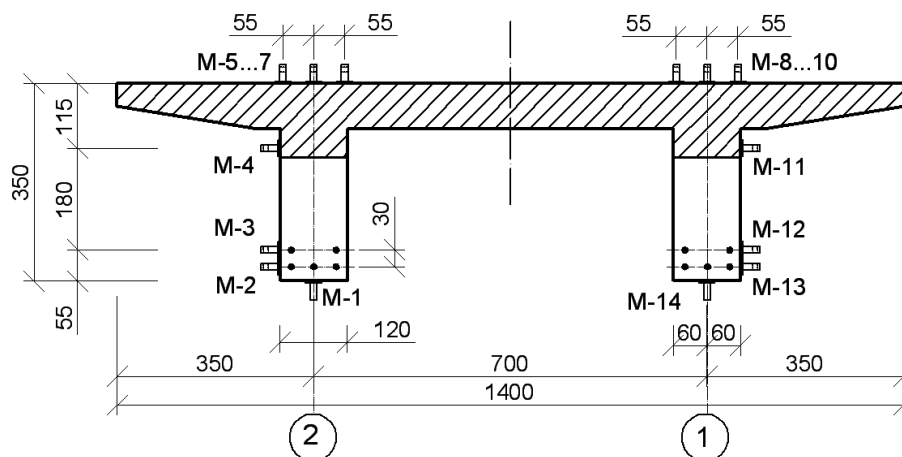


Рис.3.25. Схема розміщення приладів у поперечному перерізі дослідної конструкції в середині прогону В-С

Загальний вид розміщення приладів в середині прогону В-С показано на рис. 3.26.

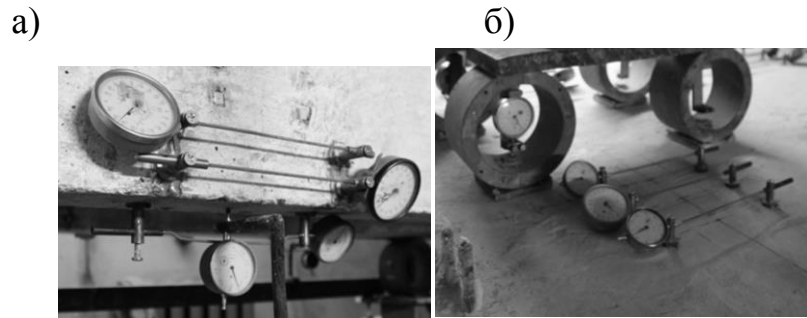


Рис.3.26. Розміщення приладів в середині прогону В-С прямолинійної частини дослідної конструкції: а) на збірній балці, б) на монолітній плиті.

Відносні деформації нормальних перерізів дослідної конструкції в середині прогону В-С зведено в таблицю 3.9 (Додаток до розділу 3).

Графік залежностей відносних деформацій нормальних перерізів дослідної конструкції в середині прогону В-С від величини прикладеного навантаження показано на рис. 3.27.

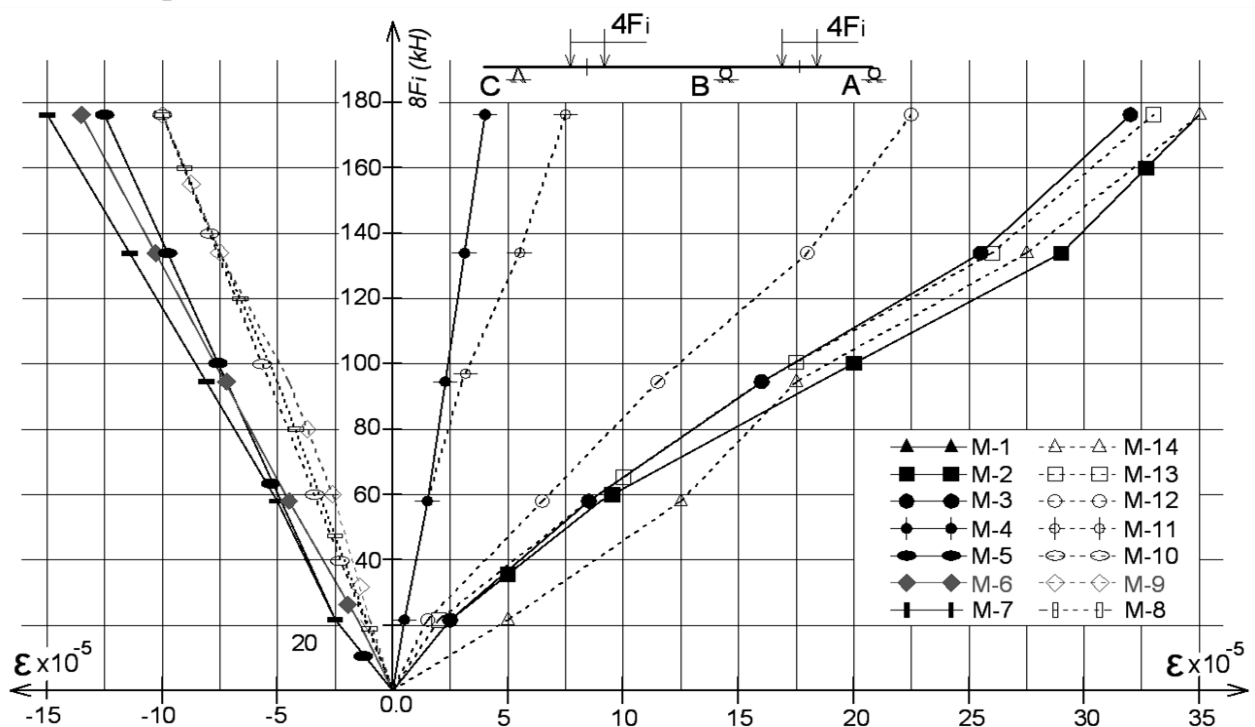


Рис.3.27. Залежність відносних деформацій нормальних перерізі в середині прогону В-С від величини прикладеного навантаження.

Відносні деформації розтягу на рівні першого і другого рядів арматури збірних балок по осі 1 і 2 дослідної конструкції розвивалися із лінійною залежністю. Відносні деформації стиску на верхній частині монолітної плити також розвивались із лінійною залежністю. Можна стверджувати що конструкція на кожному ступені прикладеного навантаження працювала в пружній стадії

роботи. Відносні деформації на рівні першого ряду робочої арматури збірних балок по осі 1 і 2 відрізняються не значно.

Із графіка на рис.3.27 видно, що у цій частині дослідної конструкції по осі 2 більші деформації ніж по осі 1. Це можна пояснити тим, що балка по осі 2 із врахуванням неоднорідності бетону конструкції, нерівномірністю розподілу навантаження від силового візка і частково різною жорсткістю кільцевих динамометрів під конструкцією на опорах стенду є більш навантажена.

Стики біля опори В у прогонах А-В і В-С розміщені в зонах нульових моментів і при випробуванні визначено незначну їх деформативність нижніх граней і максимальні відносні деформації склали до 0.00002.

3.2 Результати випробування криволінійної частини двобалкової збірно-монолітної трипрогонової нерозрізної дослідної конструкції

На другому етапі дослідження деформативності і тріщиностійкості двобалкових збірно-монолітних нерозрізних залізобетонних прогонових будов мостів для складних умов будівництва, виконано випробування криволінійної трипрогонової нерозрізної частини дослідної конструкції з малою консоллю (рис.2.4). Радіус заокруглення криволінійної частини дослідної конструкції по центральній осі - 4000 мм.

Випробування криволінійної частини дослідної конструкції виконано при двох схемах навантаження: в прогоні D-E, в прогоні D-E та E-F одночасно.

3.2.1. Результати випробування криволінійної частини дослідної конструкції прогонової будови моста із навантаженням прогону D-E

Статичну схему дослідної конструкції і схему її навантаження показано на рис. 3.28.

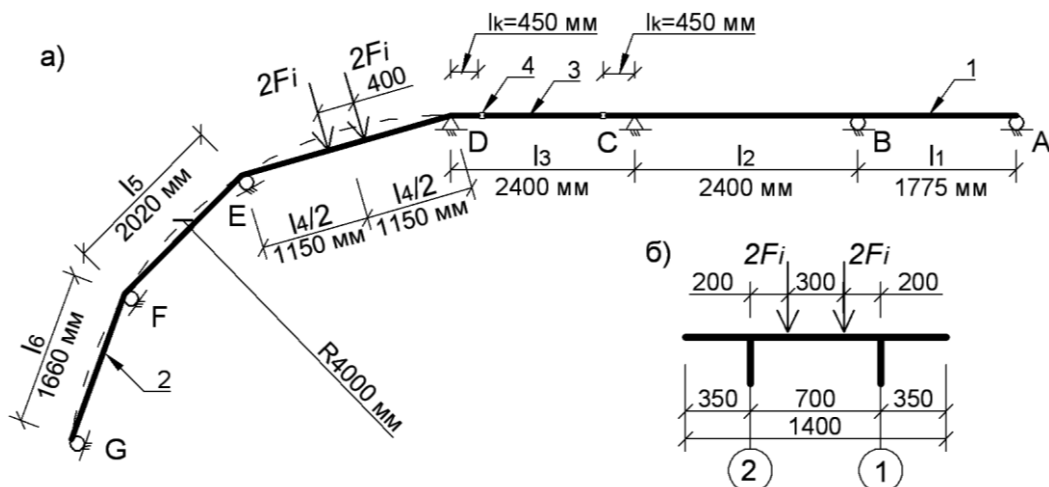


Рис. 3.28. Схема навантаження прогону E-F криволінійної частини дослідної конструкції: а) і б) по довжині і по ширині моста. 1 і 2- прямолінійна і криволінійна нерозрізні частини дослідної конструкції, 3- підвісна балка, 4 – шарнір.

Вид на конструкцію на стенді із візком навантаження при випробуваннях показано на рис.3.29.



Рис.3.29. Криволінійна частина дослідної конструкції при випробуванні за першою схемою (навантаження прогону D-E)

Навантаження проводили ступенями, величини яких зведено в таблицю 3.10.

Таблиця 3.10.

Навантаження в прогоні D-E криволінійної частини дослідної конструкції (кН).

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні D-E								
	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
4Fi	11.78	25.59	38.73	49.32	64.23	77.76	90.41	102.96	112.67

Максимальне сумарне навантаження на дев'ятому ступені склало 112.7 кН, після чого було зафіксовано через мікроскоп появу на збірних балках навантаженого прогону тріщин із розкриттям їх до 0.01 мм. Після відліків показників по приладах і позначення поширення тріщин, проведено розвантаження конструкції ступенями, на яких також записували відліки по приладах у журнал.

За показниками мікроіндикаторів кільцевих динамометрів над опорами D, E, F та G по осях 1 і 2 визначено опорні реакції, величини яких зведено в таблицю 3.11 (Додаток до розділу 3) і графічно зображено на рис 3.30.

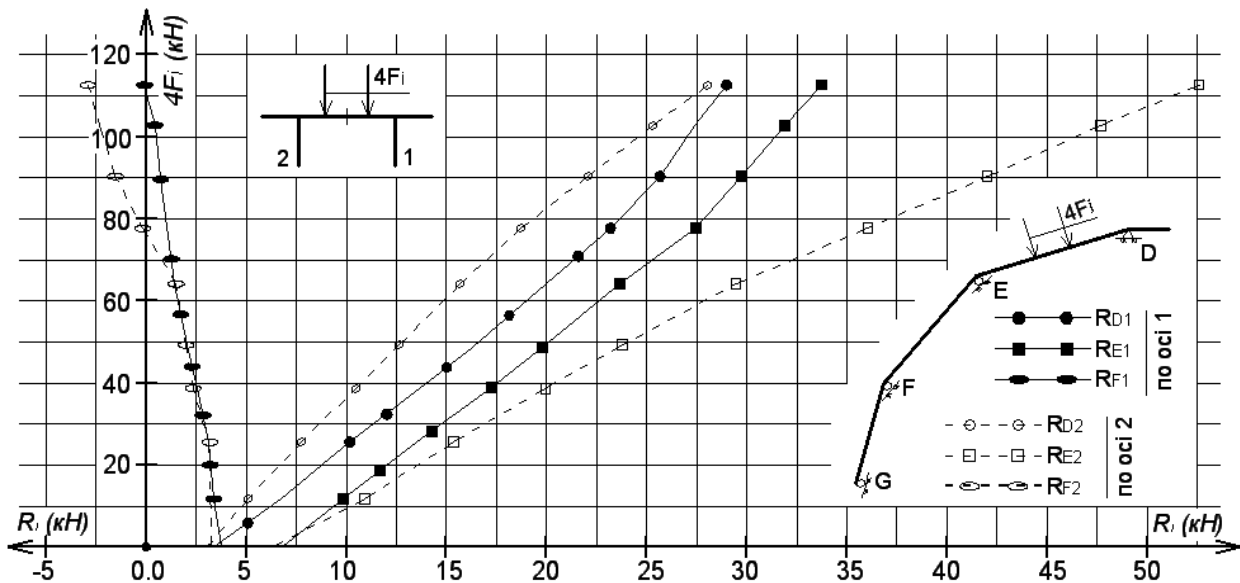


Рис.3.30 Графік зміни опорних реакцій головних балок криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E

Як видно із рис. 3.30 навантаження від силового візка рівномірно із певним відхиленням розподілялося на кільцеві динамометри над опорами D та E по осі 1 і D по осі 2 дослідної конструкції, а реакція над опорою E по осі 2 дослідної конструкції в середньому на 56% перевищувала реакцію над опорою E по осі 1. Реакції над опорами F і G по осі 1 і 2 дослідної конструкції мали від'ємні значення.

Згинальні моменти, на основі експериментальних даних і теоретичних розрахунків в середині прогону D-E та над опорою E криволінійної частини дослідної конструкції показано графічно на рис.3.31.

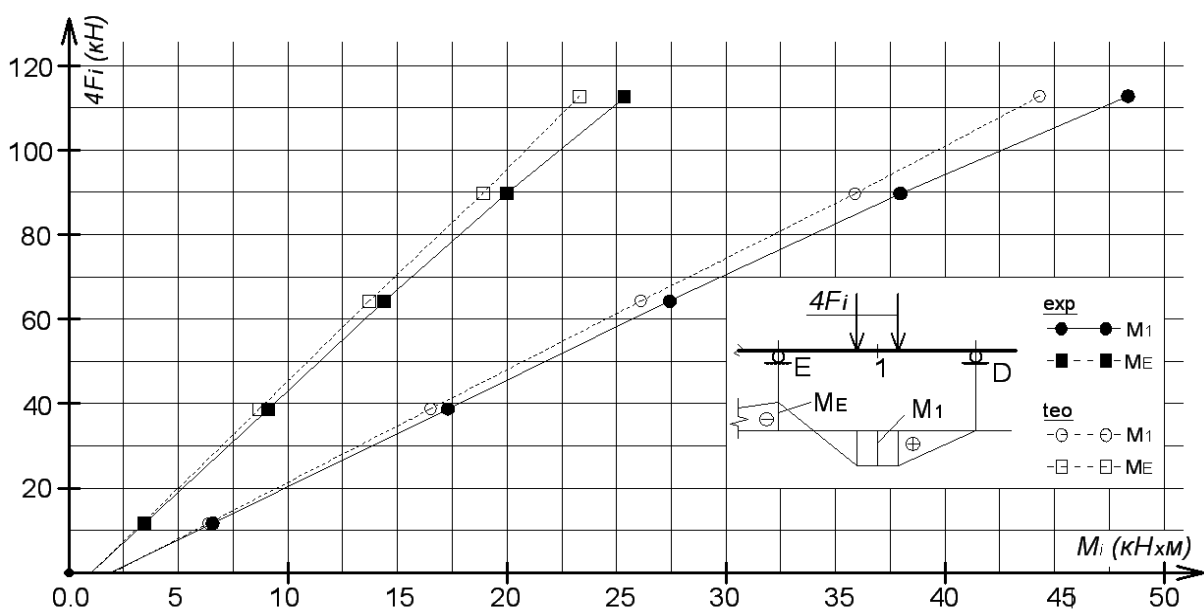


Рис.3.31. Згинальні моменти в середині прогону D-E та над опорою E криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E

Величини прогинів головних балок в середині навантаженого прогону, а саме між опорами D – E, зведено в таблицю 3.12 (Додаток до розділу 3). Схема розміщення і нумерація прогиномірів (П-1... П-10) показана на рис.2.39, а.

Графік залежності прогинів головних балок дослідної конструкції від величини сумарних навантажень показано графічно на рис.3.32.

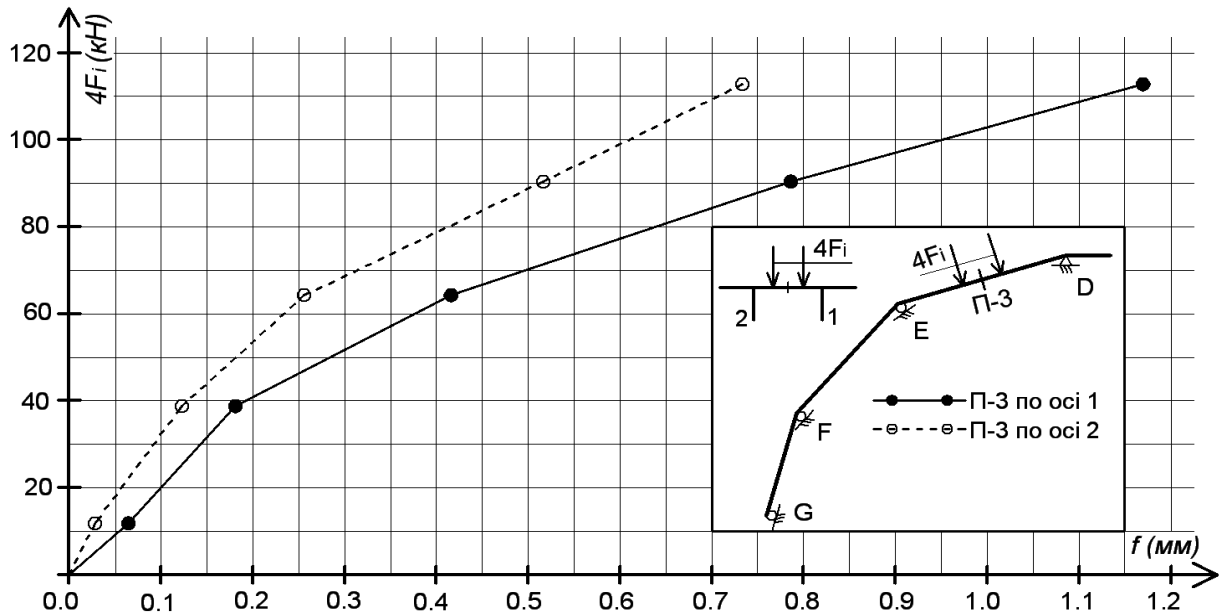


Рис. 3.32. Прогини головних балок в середині прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції при його навантаженні.

Максимальні прогини головних балок дослідної конструкції по осі 1 – 1.170 мм, а по осі 2 - 0.733 мм. Такі відмінності максимальних прогинів головних балок по осі 1 і 2 дослідної конструкції при навантаженні в прогоні D-E можна пояснити різними величинами прольотів і кривизни балок по осях (зовнішня і внутрішня криві). В середньому прогини головних балок в середині прогону D-E по осі 1 і 2 відрізняються на 36%.

Схема розміщення приладів для замірів деформацій нормальних перерізів в середині прогону D - E показано на рис. 3.33.

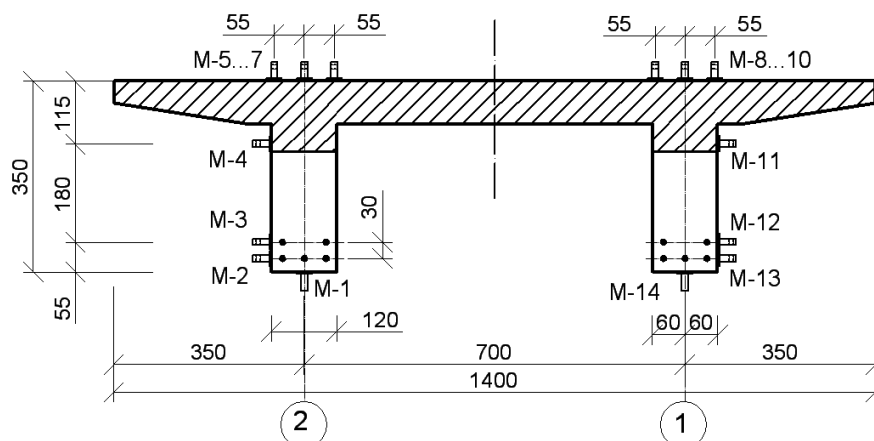


Рис. 3.33. Розміщення приладів в середині прогону D-E дослідної конструкції

Величини відносних деформацій нормальних перерізів в середині прогону D-E, визначених за показниками приладів зведено в табл.3.13 (Додаток до розділу 3)

Залежність відносних деформацій перерізу середини прогону D-E від величини сумарного навантаження показано графічно на рис.3.34.

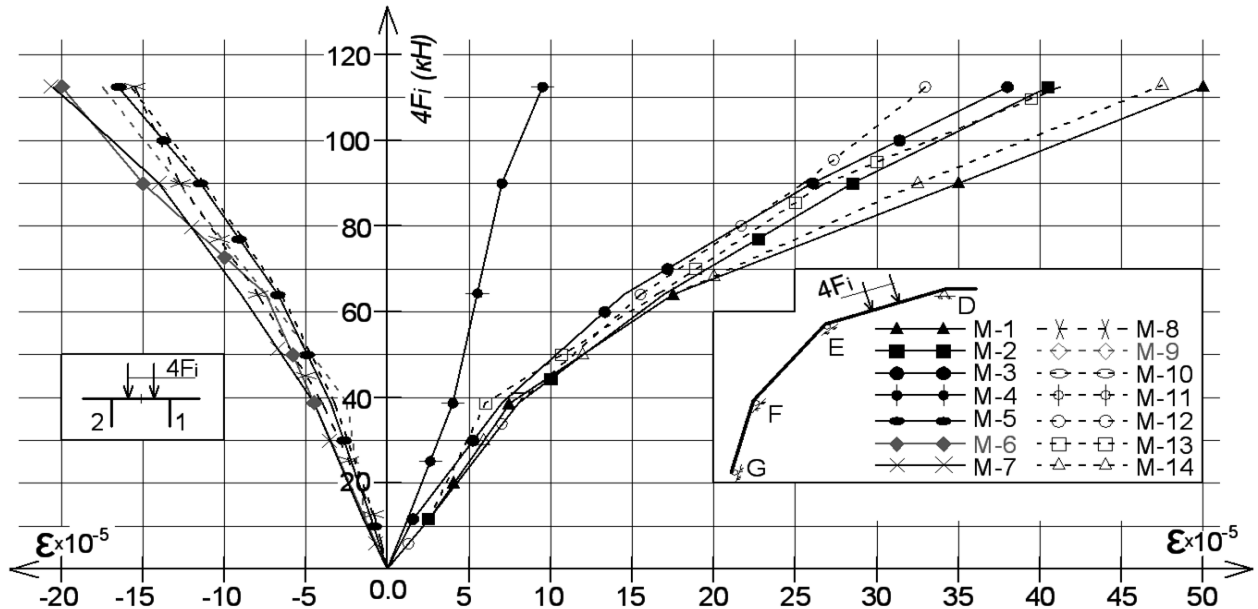


Рис. 3.34. Відносні деформації криволінійної частини дослідної конструкції в середині прогону D-E.

Як видно із графіка на рис.3.34 відносні деформації розвивалися на кожному ступені навантаження не лінійно. В збірній балці, монолітній її частині і плиті по осі 2 дослідної конструкції вони були незначно більші ніж в цих елементах конструкції по осі 1.

Схема розміщення приладів в нормальному перерізі криволінійної частини дослідної конструкції над опорою E показано на рис.3.35.

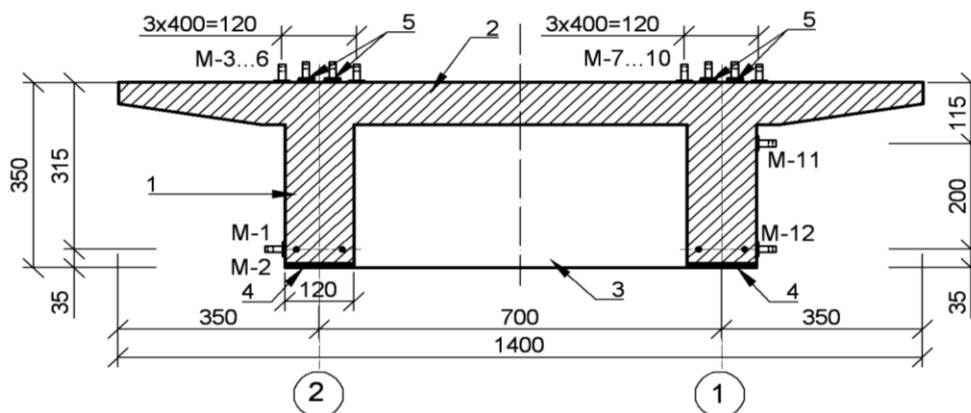


Рис. 3.35. Розміщення приладів в перерізі криволінійної частини дослідної конструкції над опорою E: 1, 2 і 3 - монолітні головні балки, плита та діафрагма, 4 - зовнішнє стальне листове армування, 5- неметалева стрічкова арматура Sika Carbodur S212.

На рисунку 3.36. показано розміщення приладів над опорою E та в зонах стиків.

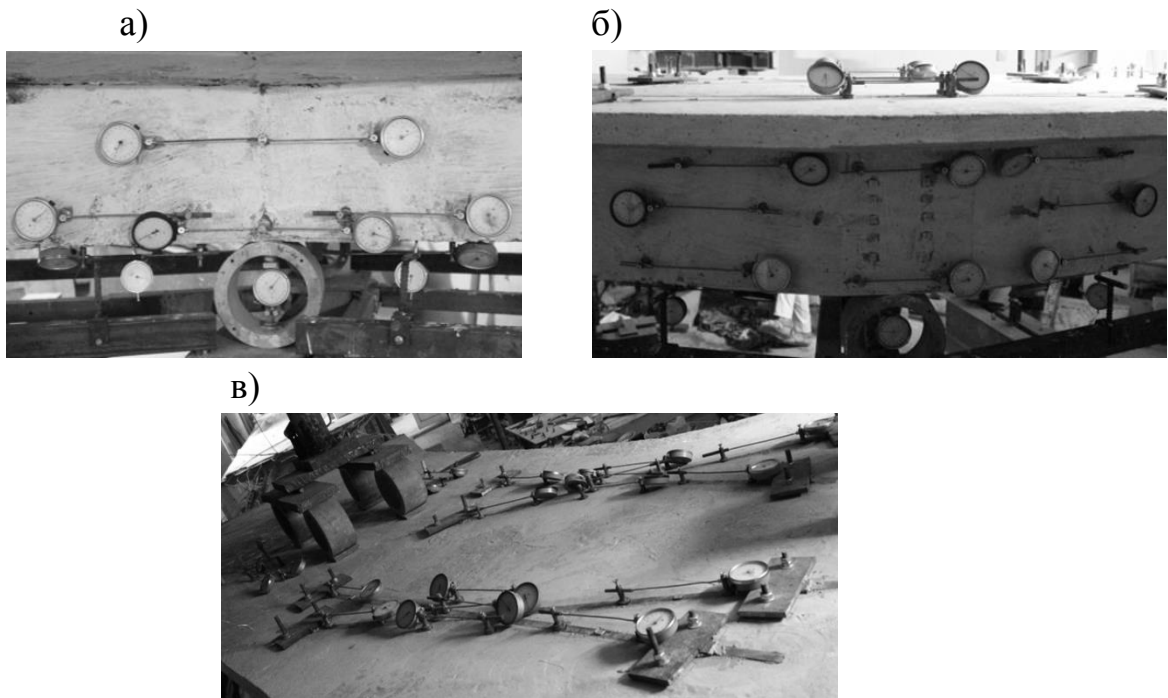


Рис.3.36. Загальний вид розміщення приладів на криволінійній частині дослідній конструкції над опорою E і у зонах стиків: а) на боковій поверхні по осі 2, б) на боковій поверхні в зоні стику по осі 1, в) на верхній грані плити.

Відносні деформації нормальних перерізів криволінійної частини дослідної конструкції над опорою E зведено в таблицю 3.14 (Додаток до розділу 3). а графік залежності відносних деформацій на опорою E від величин сумарних навантажень показано на рис.3.37.

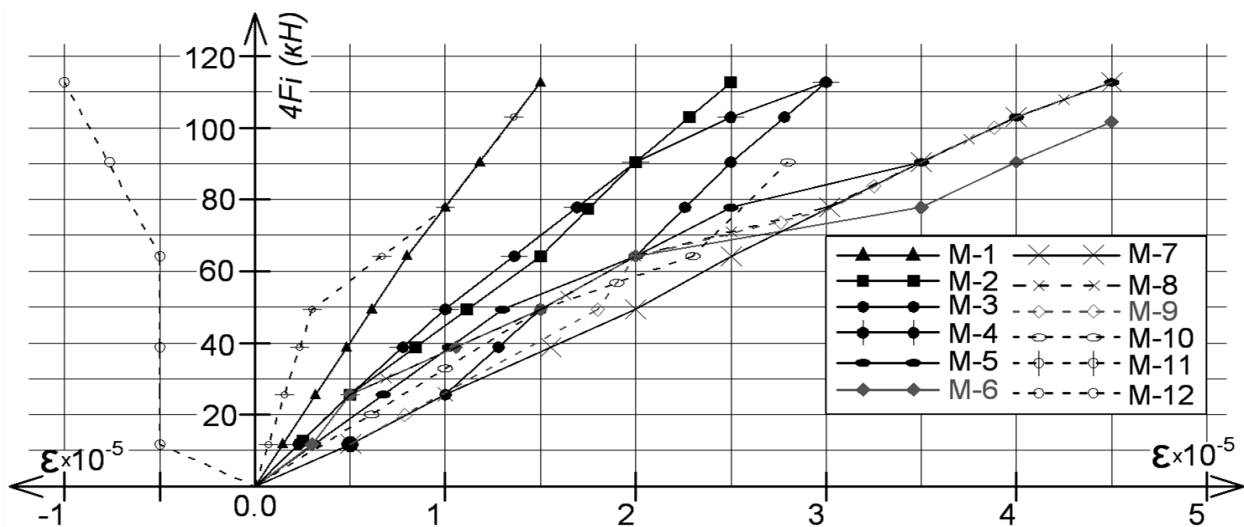


Рис. 3.37. Відносні деформації нормальних перерізів криволінійної частини дослідної конструкції над опорою E

Як видно із графіка (рис.3.37) відносні деформації над опорою E - незначні і значно менші ніж у середині прогону D-E.

Деформативність нижніх граней стиків в прогоні D-E показано графічно на рис.3.38 і 3.39.

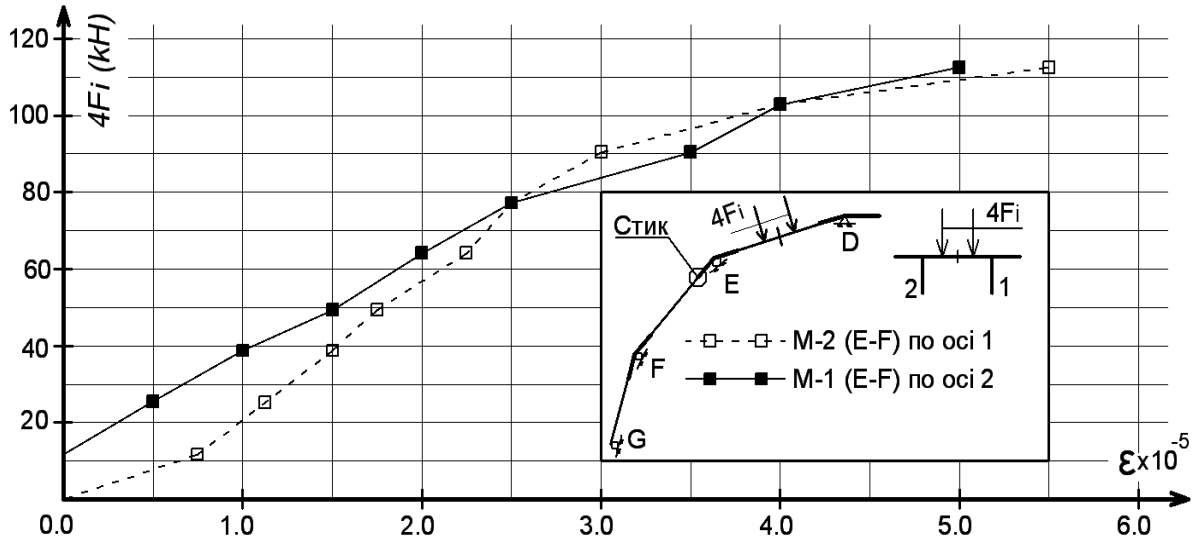


Рис. 3.38. Деформативність головних балок в зоні стиків біля опори E в прогоні D-E

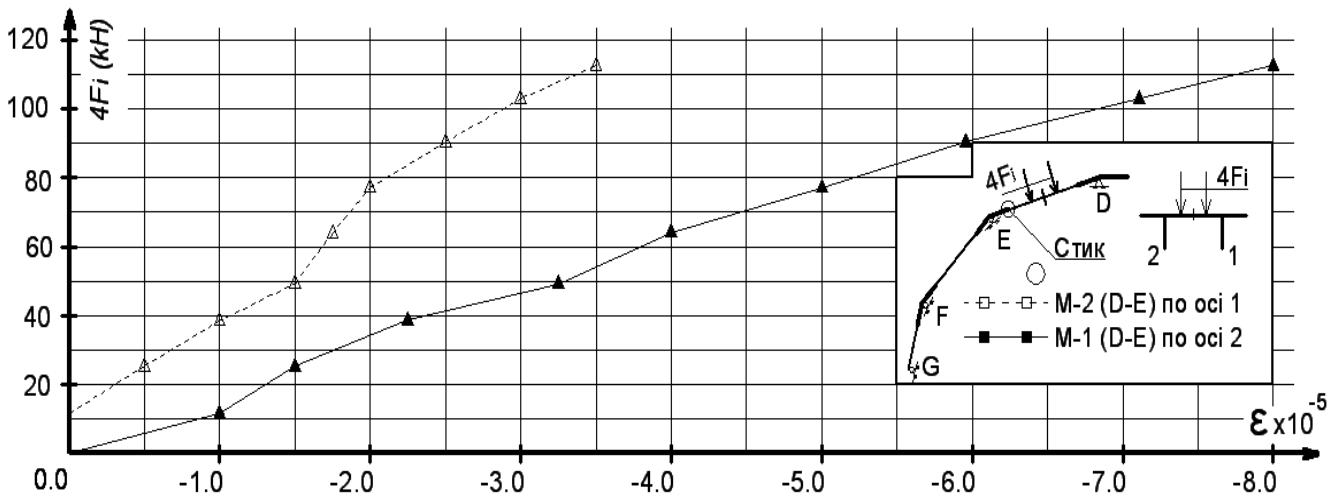


Рис. 3.39. Деформативність головних балок в зоні стиків біля опори E в прогоні E-F

Як видно із графіків на рис. 3.38 і 3.39 нижня грань стиків біля опори E в прогоні D-E знаходиться в зоні стиску, а стики в прогоні E-F біля опори E в зоні розтягу.

Появу тріщини було зафіксовано на восьмому ступені навантаження ($4F_i=103$ кН). Згинальний момент при якому було зафіксовано появу тріщин в середині прогону D-E рівний $M_{cr}^{exp}=43.16$ кНм.

Характер поширення тріщин на внутрішній і зовнішній бокових гранях збірної балки в прогоні D-E по осі 1 дослідної конструкції показано на рис.3.40.

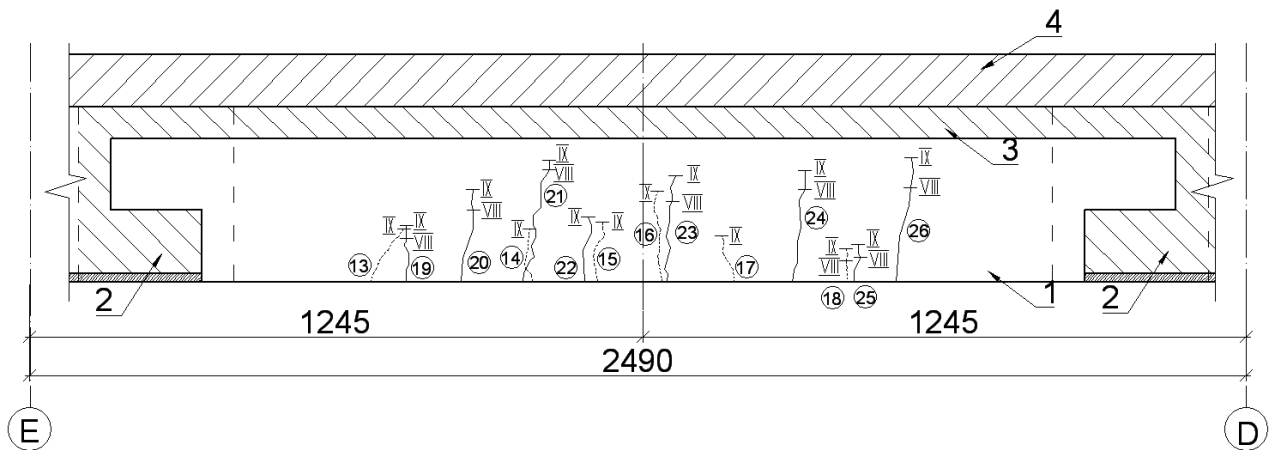


Рис. 3.40. Поширення тріщин 13-26 головної балки в середині прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції по осі 1: 1- збірна прогонова балка, 2 – над опорна монолітна балка, 3 монолітна частина балки в прогоні, 4 – монолітна плита.

Тріщини 13-19 виникли на боковій внутрішній грані головної балки, а тріщини 19-26 на зовнішній грані.

Вид на збірні балки в середині прогону D-E по осі 1 дослідної конструкції із зарисованими на ній тріщинами показано на рис.3.41 і 3.42.

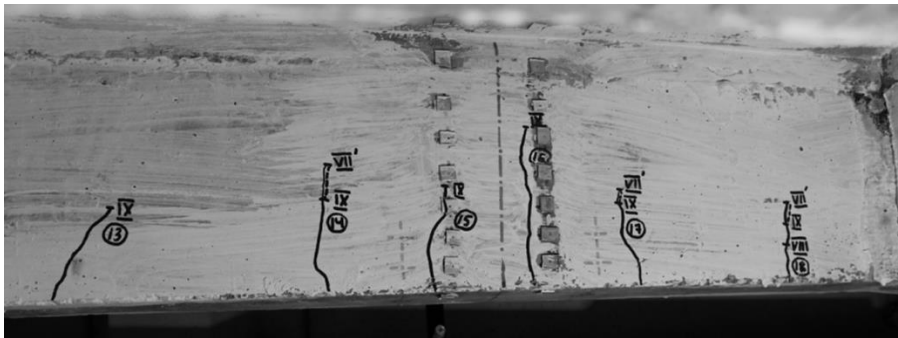


Рис. 3.41. Поширення тріщин на внутрішній грані збірної балки в середині прогону D-E по осі 1 дослідної конструкції



Рис. 3.42. Поширення тріщин на зовнішній грані збірної балки в середині прогону D-E по осі 1 дослідної конструкції

Крок поширення тріщин склав 80-100 мм.

Характер поширення тріщин на внутрішній і зовнішній бокових гранях збірної балки в прогоні D-E по осі 2 дослідної конструкції показано на рис.3.43.

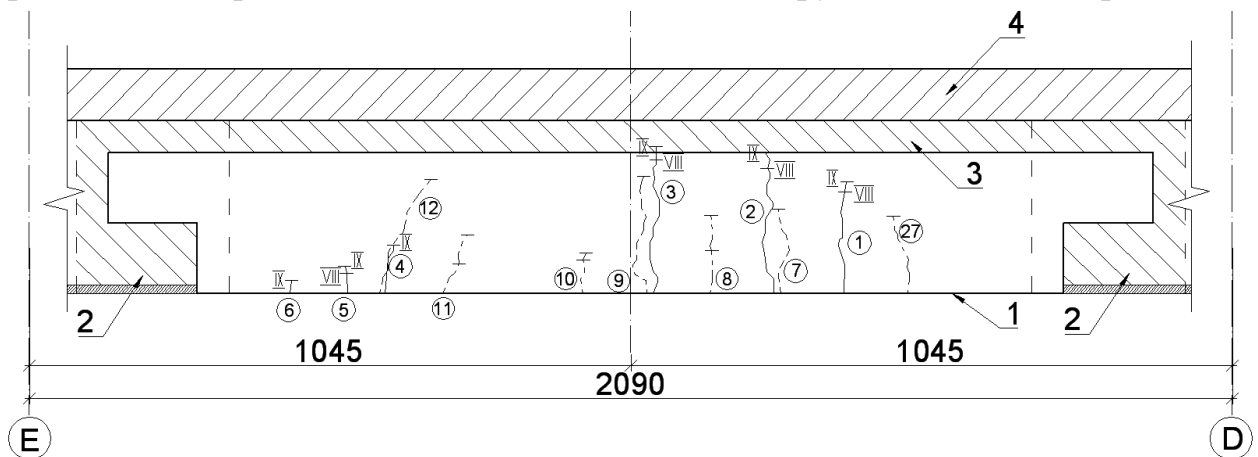


Рис. 3.43. Поширення тріщин 1-12 і 27 головної балки в середині прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції по осі 1: 1- збірна прогонова балка, 2 – над опорна монолітна балка, 3 монолітна частина балки в прогоні, 4 – монолітна плита.

Тріщини 1-6 виникли на боковій зовнішній грані головної балки, а тріщини 7-12 і 27 на внутрішній грані дослідної конструкції.

Вид на збірні балки в середині прогону D-E по осі 2 дослідної конструкції із зарисованими на ній тріщинами показано на рис.3.44 і 3.45.



Рис. 3.44. Поширення тріщин на зовнішній грані збірної балки в середині прогону D-E по осі 2 дослідної конструкції

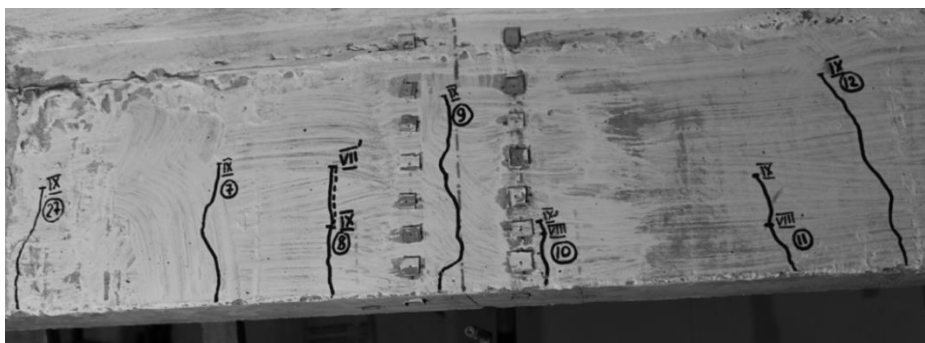


Рис. 3.45. Поширення тріщин на зовнішній грані збірної балки в середині прогону D-E по осі 2 дослідної конструкції

Крок поширення тріщин на балці по осі 1 і 2 склав 80-100 мм.

3.2.2. Результати випробування криволінійної частини дослідної конструкції прогону будови моста із навантаженням прогонів D-E і E-F

Статичну схему дослідної конструкції і схему її навантаження показано на рис.3.46.

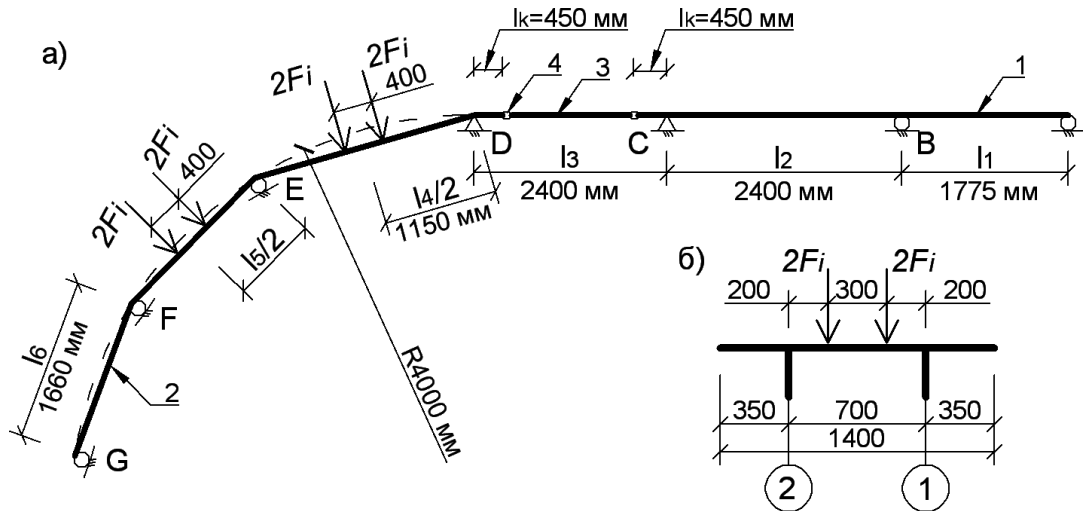


Рис. 3.46. Схема навантаження криволінійної частини дослідної конструкції двома силовими візками: а) по довжині, б) по ширині. 1, 2- прямолінійна і криволінійна нерозрізні частини дослідної конструкції, 3- підвісна балка, 4 - шарнір

Вид на криволінійну частину дослідної конструкції із двома візками навантаження в прогонах D-E та E-F показано на рис. 3.47.

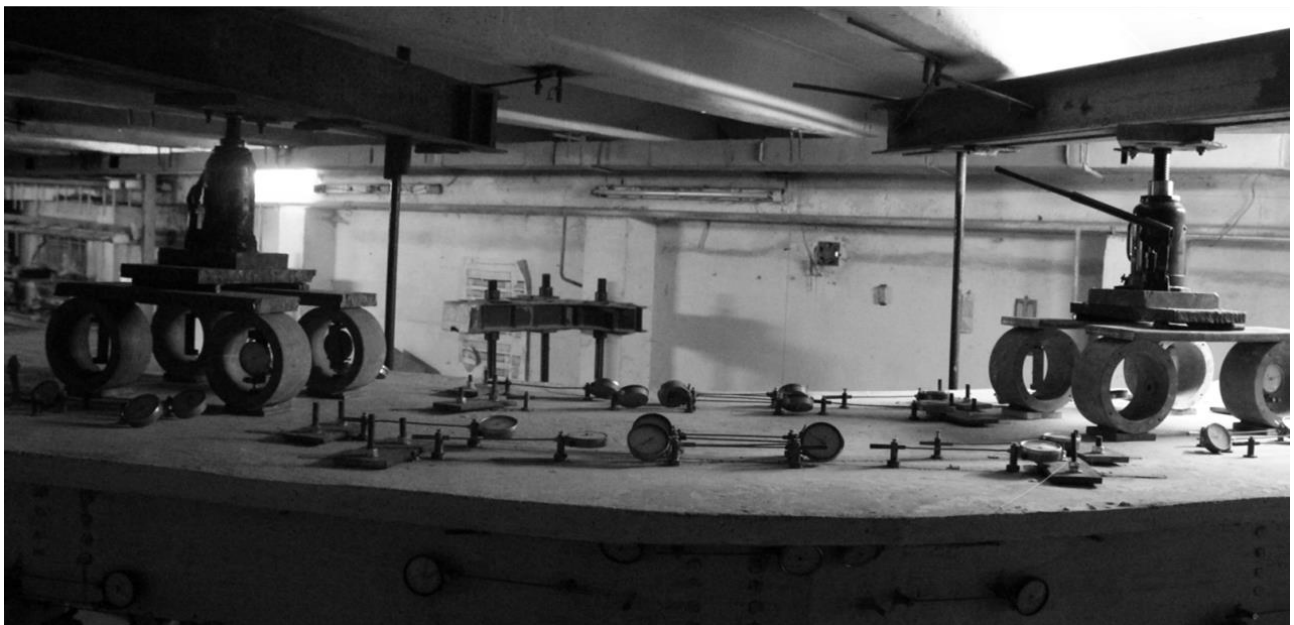


Рис.3.47. Загальний вид криволінійної частини дослідної конструкції з навантаженням прогонів D-E та E-F

Величини сумарних величин прикладеного навантаження в прогонах D-E та E-F на кожному ступені зведено у таблицю 3.15.

Таблиця 3.15.

Величини навантаження в прогонах D-E та E-F криволінійної частини дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні D-E та E-F						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
2x4F	24.34	53.25	77.99	103.71	126.64	152.94	172.90

Завантаження дослідної конструкції проводилось за сім ступенів.

Максимальна величина навантаження на сьомому ступені склала 173 кН, після чого проведено розвантаження конструкції також ступенями.

Величини опорних реакцій на опорах D, E, F та G головних балок на кожному ступені навантаження зведено в таблицю 3.16 (Додаток до розділу 3) і представлено на графіку рис.3.48.

На рис. 3.48 показано графік зміни опорних реакцій на опорах D, E і F при навантаженні двох прогонів D-E та E-F дослідної конструкції на кожному ступені.

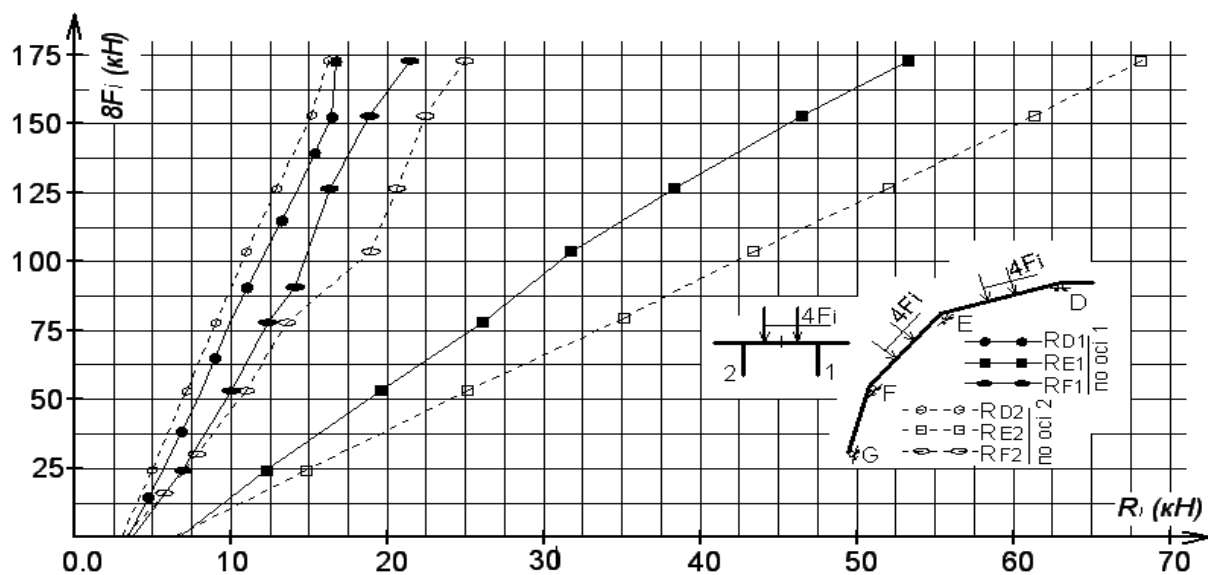


Рис.3.48. Графік зміни опорних реакцій на опорах D, E і F головних балок криволінійної частини дослідної конструкції із врахуванням її власної ваги при навантаженні прогонів D-E та E-F.

З графіків на рис.3.48. видно, що :

- над опорою D реакції головної балки по осі 1 більші в середньому на 8 % ніж по осі 2;
- над опорою E реакції головної балки по осі 2 більша в середньому на 30 % ніж по осі 1;
- над опорою F реакції головної балки по осі 2 більша в середньому на 20 % ніж по осі 1.

Згинальні моменти криволінійної частини дослідної конструкції в середині прогонів D-E та E-F і над опорою E на кожному ступені навантаження показано графічно на рис.3.49.

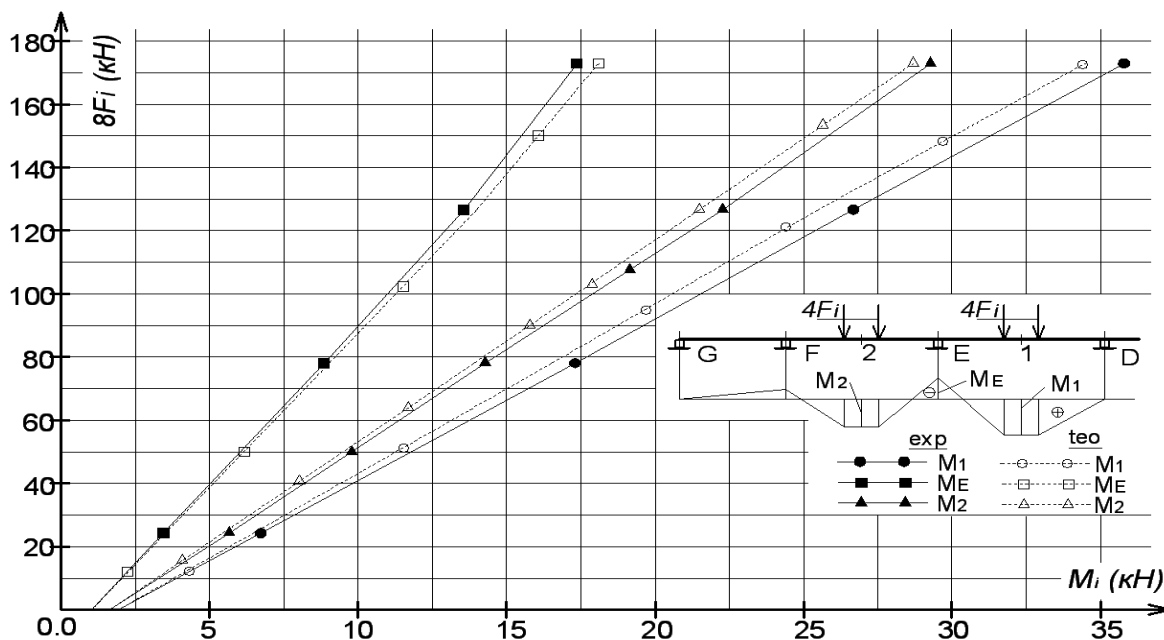


Рис.3.49. Згинальні моменти криволінійної дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F

Прогини балок криволінійної частини дослідної конструкції на кожному ступені навантаження зведено у таблицю 3.17. (Додаток до розділу 3) Схема розміщення прогиномірів і їхня нумерація показана на рис.2.39, а.

Прогини на кожному ступені навантаження показано на графіках рис. 3.50.

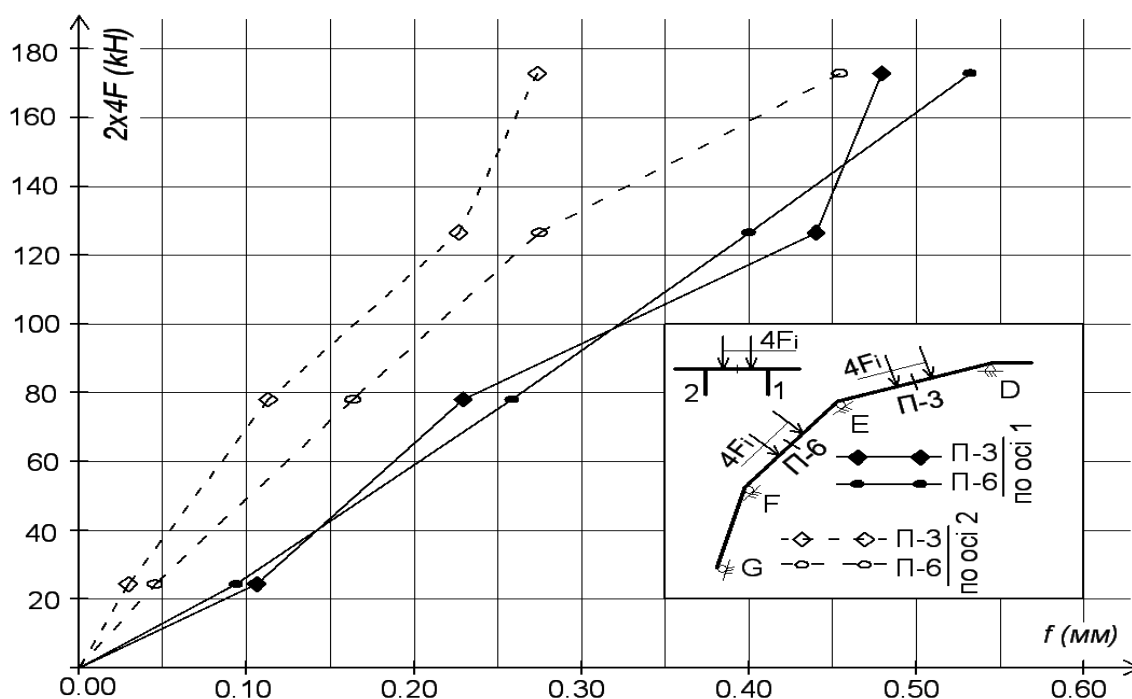


Рис.3.50. Прогини головних балок криволінійної частини дослідної конструкції в прогонах D-E та E-F на кожному ступені навантаження

Із графіка, який зображено на рис. 3.50 випливає, що:

- прогини балок в прогоні D-E по осі 1 більші в середньому на 50% ніж прогини балки по осі 2;
- прогини балок в прогоні E-F по осі 1 більші в середньому на 30% ніж прогини балки по осі 2.

Якщо ж порівнювати максимальні прогини головних балок в прогонах D-E та E-F то отримуємо наступні відхилення:

- прогини балки дослідної конструкції по осі 1 в прогонах D-E та E-F приблизно рівні, із незбіжністю до 1 %;
- прогини балки дослідної конструкції по осі 2 в прогонах D-E та E-F відрізняються в середньому на 30%.

Максимальні прогини балок криволінійної частини дослідної конструкції на сьомому ступені навантаження рівні:

- в середині прогону D-E по осі 1 – 0.585 мм;
- в середині прогону D-E по осі 2 – 0.420мм;
- в середині прогону E-F по осі 1 – 0.630 мм;
- в середині прогону E-F по осі 2 – 0.620 мм.

Схема розміщення приладів, над опорою E криволінійної частини дослідної конструкції для вимірювання деформацій нормальних перерізів, показана на рис.3.51.

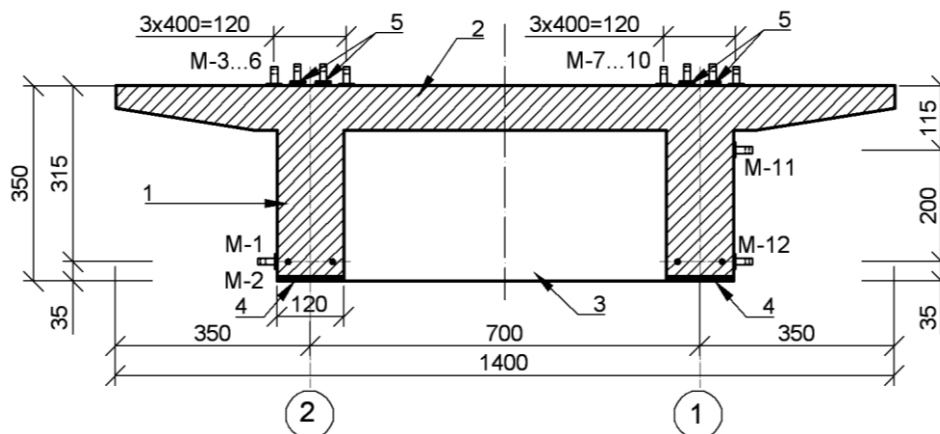


Рис.3.51. Схема розміщення приладів на конструкції балок 1 і 2 над опорою E:
1, 2 і 3 - монолітні головні балки, плита та діафрагма, 4 – зовнішнє стальне листове армування, 5- неметалева стрічкова арматура Sika Carbodur S212

Величини відносних деформацій у місцях встановлення приладів на в перерізі над опорою E криволінійної частини дослідної конструкції зведено в таблицю 3.18 (Додаток до розділу 3).

Графік зміни відносних деформацій у перерізі над опорою E криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F показано на рис.3.52.

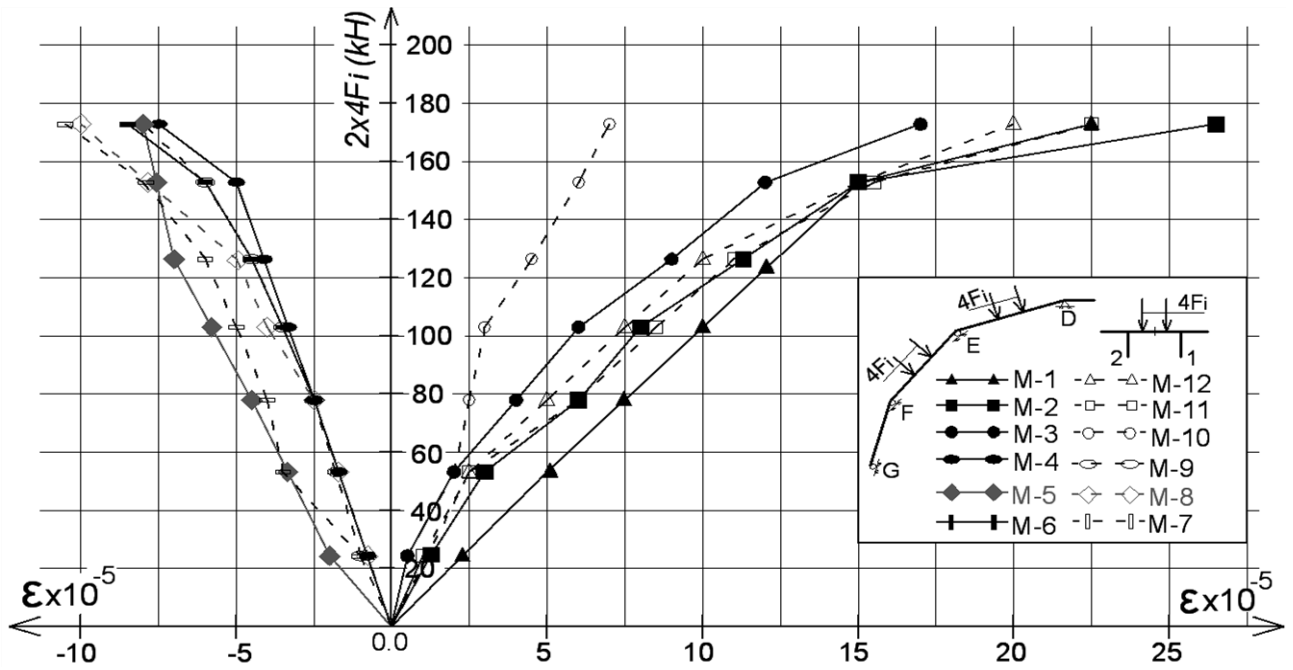


Рис.3.52. Відносні деформації перерізу криволінійної частини дослідної конструкції над опорою E

З графіків на рис.3.52 видно, що:

а) відносні деформації на рівні нижніх граней біля зовнішнього армування сталевим листом балок по осі 1 і 2 приблизно рівні між собою із середнім відхиленням 6%;

б) відносні деформації на верхній грані плити по осі 1 і 2 відрізняються, а саме по осі 1 відносні деформації більші.

Також видно що на першому ступені навантаження зовнішня неметалева арматура розтягнутої зони дослідної конструкції включилася в роботу разом із монолітною плитою (М-4, М-5, М-8 і М-9).

Схема розміщення приладів на криволінійній частині дослідної конструкції у нормальному перерізі в середині прогону D-E показана на рис.3.53.

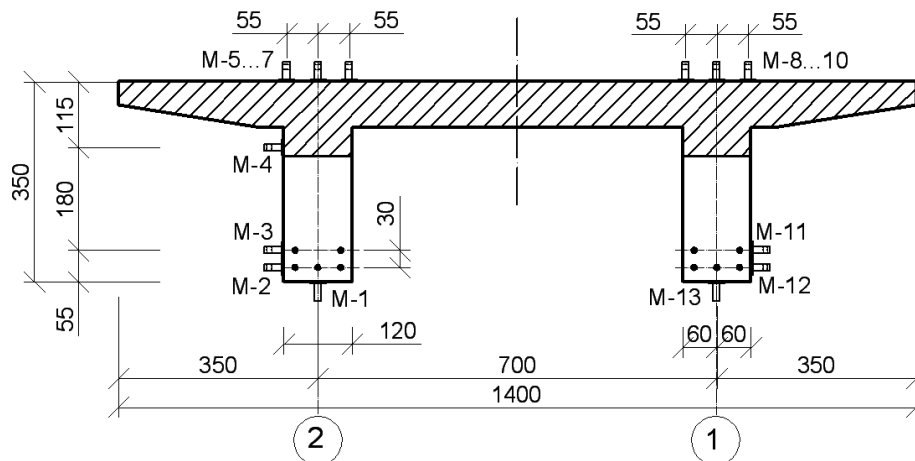


Рис. 3.53. Розміщення приладів в нормальному перерізі середини прогону D-E

Величини відносних деформацій у місцях встановлення приладів перерізу середини прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції зведено в таблицю 3.19 (Додаток до розділу 3).

Зміна відносних деформацій у перерізі середини прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F показано на рис.3.54.

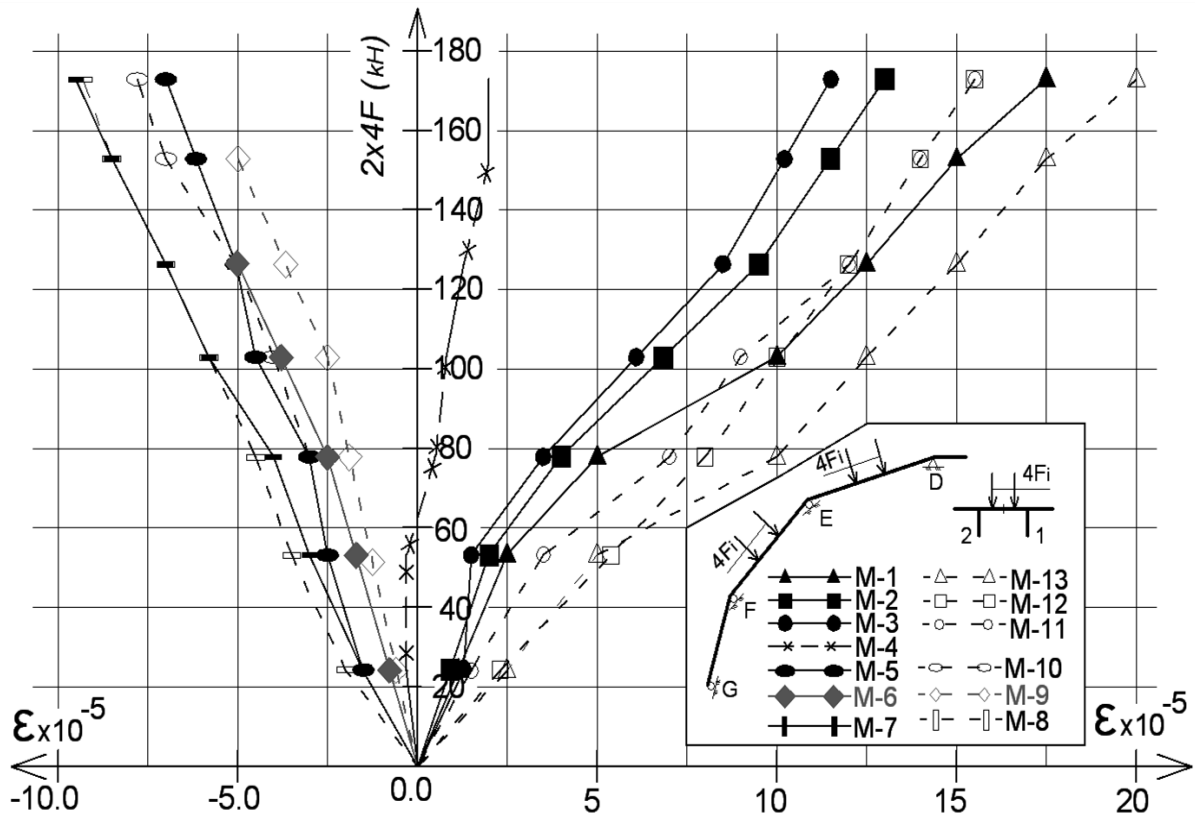


Рис.3.54. Відносні деформації нормального перерізу в середині прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції.

Як видно із графіка на рис. 3.54:

а) відносні деформації на рівні низу збірних балок по осі 1 більші в середньому на 25-33 %. ніж у балці по осі 2;

б) відносні деформації на рівні верху монолітної плити над балкою по осі 1 більші в середньому на 13 %. ніж монолітної плити над балки по осі 2;

в) відносні деформації на рівні монолітної частини головної балки по осі 2 на першому і другому ступенях мали від'ємне значення (стиск), а починаючи від третьої і до сьомого ступеня навантаження набули додатніх значень (розтяг).

Схема розміщення приладів на криволінійній частині дослідної конструкції у середині прогону E-F показана на рис.3.55.

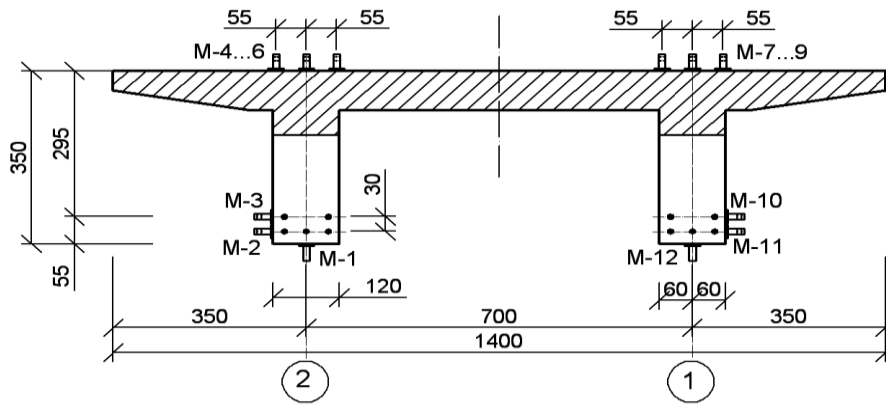


Рис. 3.55. Розміщення приладів в середині прогону E-F криволінійної частині дослідної конструкції

Відносні деформації в нормальному перерізі середині прогону E-F криволінійної частині дослідної конструкції зведено в таблицю 3.20 (Додаток до розділу 3).

Графік зміни відносних деформацій в середині прогону E-F при навантаженні прогонів D-E та E-F на кожному ступені показано на рис.3.56.

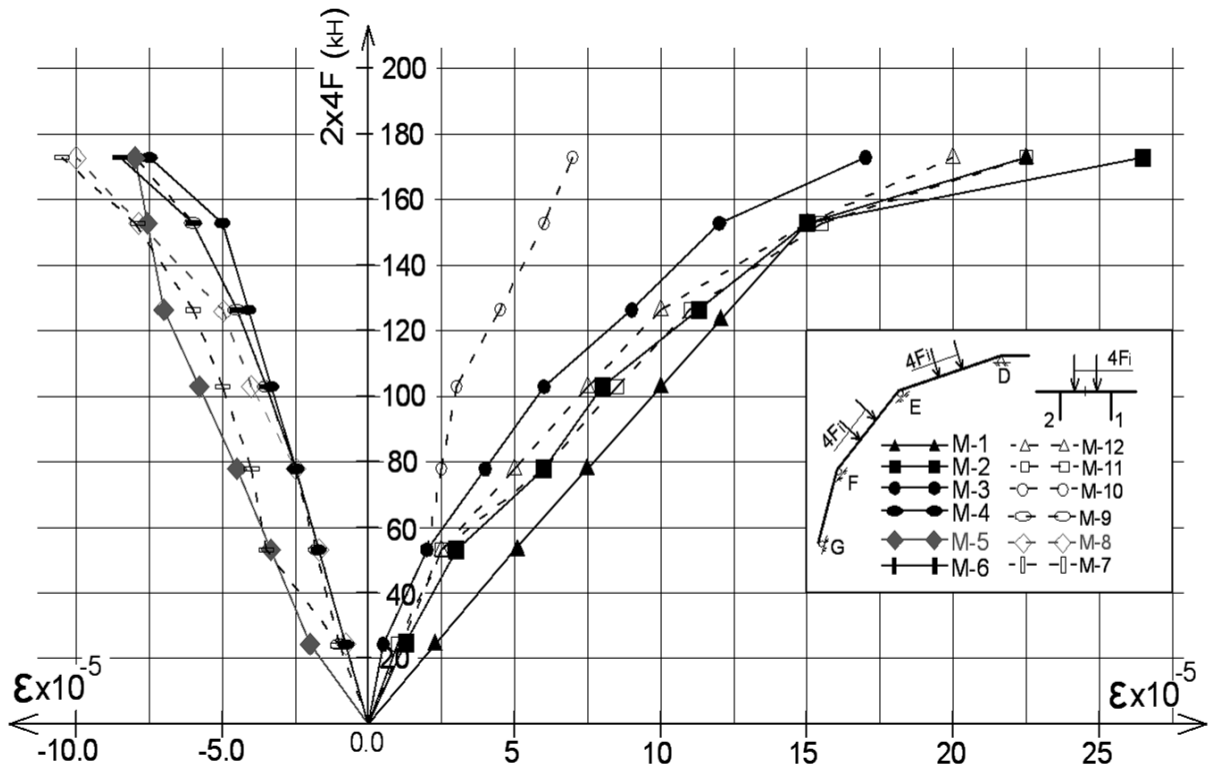


Рис. 3.56. Відносні деформації криволінійної частини дослідної конструкції в середині прогону E-F

Як видно із графіків на рис.3.56:

- відносні деформації на рівні нижньої грані збірної балки по осі 1 в середньому менші на 20 % ніж в балці по осі 2;
- відносні деформації на рівні першого ряду арматури збірної балки по осі 1 в середньому менші на 3 % ніж в балці по осі 2;

- в) відносні деформації на рівні другого ряду арматури збірної балки по осі 1 в середньому більші на 45 % ніж в балці по осі 2;
- г) відносні деформації на рівні верху монолітної плити над балки по осі 1 в середньому більші на 5 % ніж плити над балки по осі 2.

Деформативність нижніх граней стиків збірних і монолітних балок по осі 1 і 2 криволінійної частини дослідної конструкції біля опори E в прогонах D-E та E-F при навантаженні показано на рис.3.57.

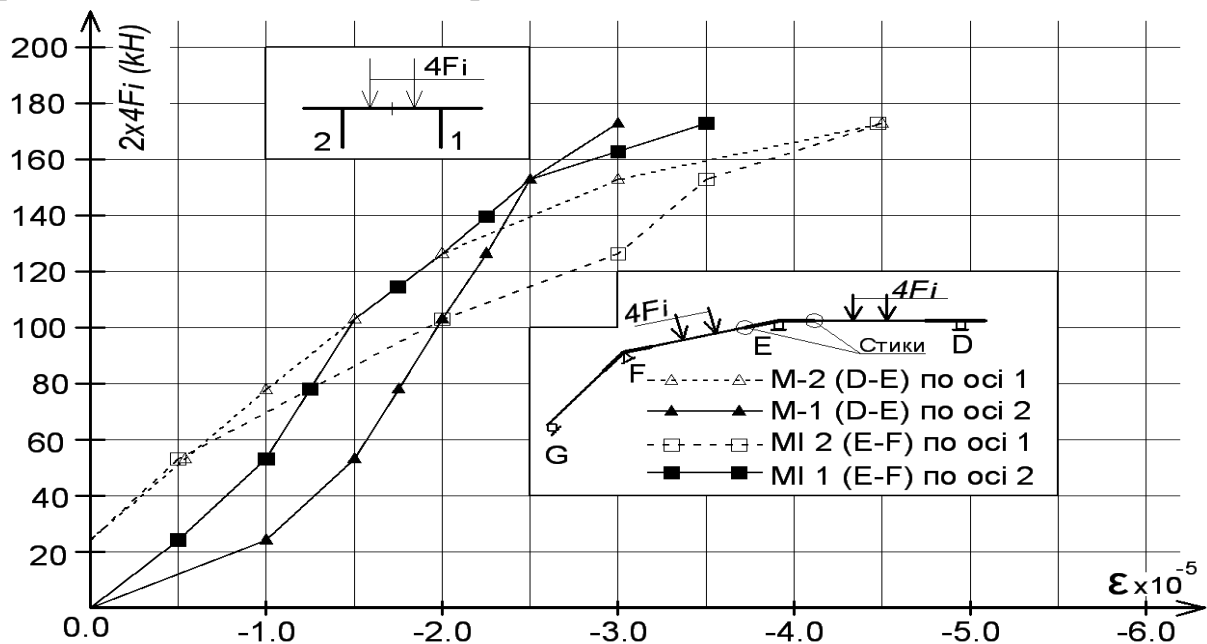


Рис. 3.57 Деформативність головних балок в зоні стиків збірних і монолітних головних балок біля опори E в прогоні D-E

Як видно із графіка на рис. 3.57 біля опори E в прогонах D-E та E-F нижні грані стиків розміщені в зоні стиску.

3.3. Результати випробування двобалкової збірно-монолітної шести прогонової нерозрізної прогонової будови мосту з об'єднанням прямолінійної і криволінійної частин

На третьому етапі експериментальних досліджень проведено випробування об'єднаних прямолінійної і криволінійної частин в шестипрогонову нерозрізну дослідну конструкцію прогонової будови моста (рис.2.5).

3.3.1. Результати випробування дослідної шестипрогонової конструкції прогонової будови моста із навантаженням прямолінійного прогону B-C.

Навантаження дослідної конструкції проводилось п'ятьма ступенями в другому прогоні. Статичну схему дослідної конструкції і схему її навантаження показано на рис. 3.58.

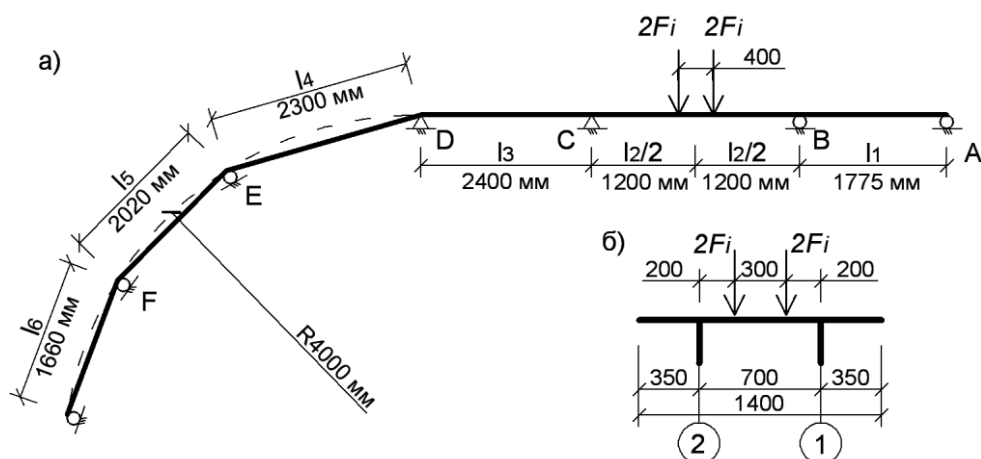


Рис. 3.58. Розміщення навантаження на прямій ділянці в другому прогоні дослідної конструкції

Величини сумарного навантаження на кожному ступені навантаження шестипрогової дослідної конструкції зведено в таблицю 3.21.

Таблиця 3.21.

Навантаження в прогоні В-С шестипрогової дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні В-С				
	I	II	III	IV	V
4Fi	18.28	39.20	59.20	80.07	99.07

Максимальне навантаження на дослідну конструкцію слало близько 100 кН, після чого виконали її розвантаження також ступенями.

Величини опорних реакції головних балок по осях 1 і 2 на кожному ступені навантаження визначених на основі експериментальних даних, зведено в таблицю 3.22 (Додаток до розділу 3).

Графік зміни опорних реакцій головних балок в залежності від величини сумарного навантаження зображено на рис.3.59.

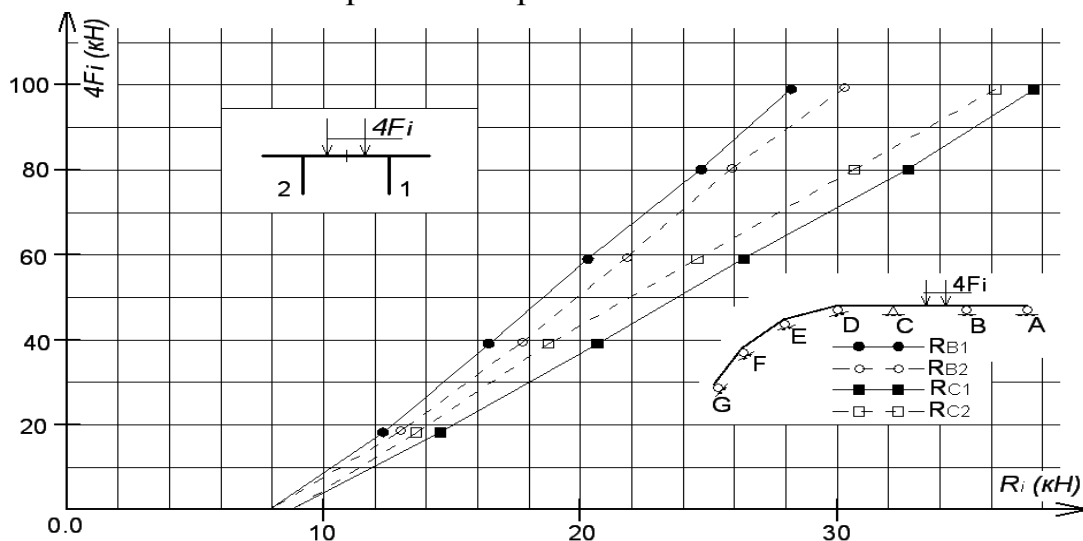


Рис. 3.59. Графік зміни опорних реакцій балок в осях 1 і 2 на кожному ступені навантаження в прогоні В-С дослідної конструкції.

З графіка на рис.3.59 видно, що надпорні реакції головних балок дослідної конструкції на опорі В по осі 2 більші ніж по осі 1 в середньому на 9%, а на опорі С по осі 1 більші ніж по осі 2 в середньому на 10%.

При цьому сума реакцій на опорах В і С головної балки по осі 1 в середньому близькі до реакцій по осі 2 з відхиленням до 2%.

Крім цього вже на першому ступені навантаження дослідної конструкції головні по осях 1 і 2 балки звільнили кільцеві динамометри над опорою А і не опиралися, що вплинуло на зміну статичної схеми.

Згинальні моменти в середині прогону В-С і над опорою С на кожному ступені навантаження прямолінійної частини дослідної конструкції показано графічно на рис.3.60.

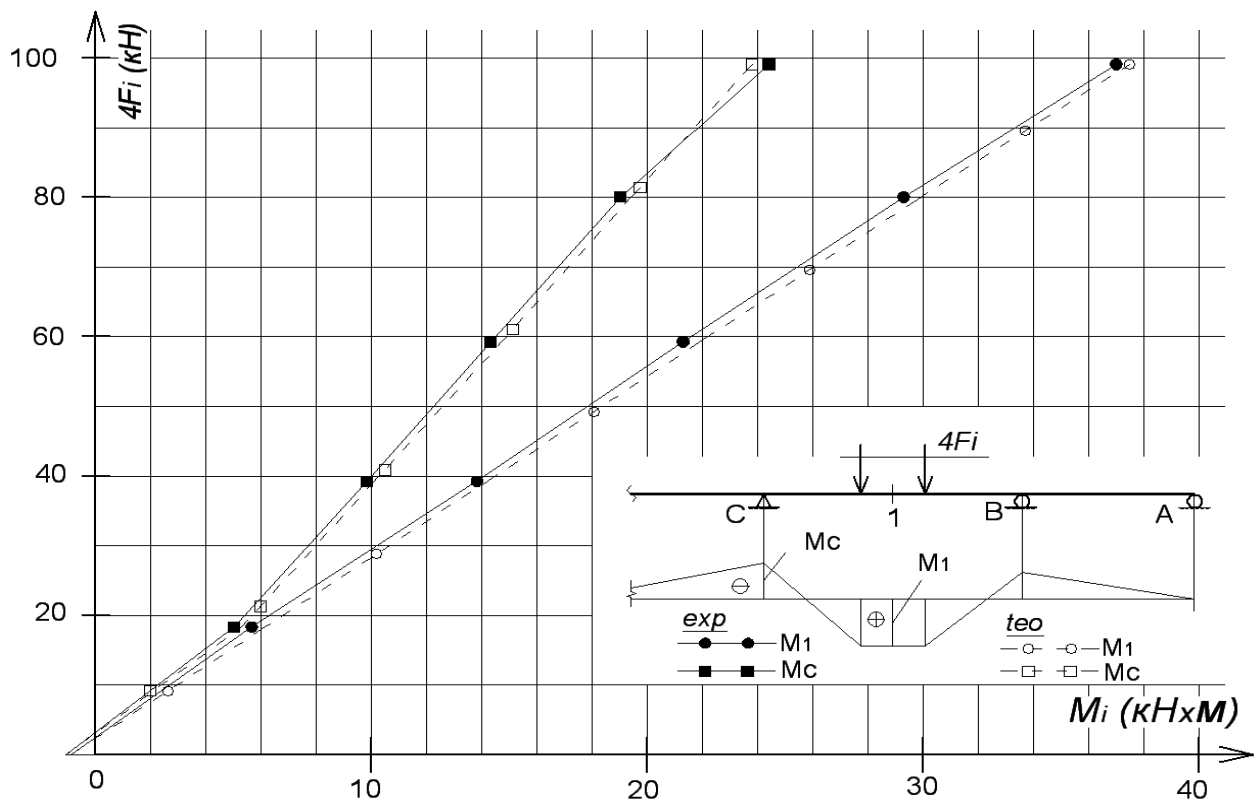


Рис.3.60. Згинальні моменти в середині прогону В-С та над опорою В шести прогонової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогону В-С

Максимальні прогини головних балок дослідної шести прогонової конструкції в середині навантаженого прогону В-С зведено в таблицю 3.23 (Додаток до розділу 3). Схема розміщення прогиномірів показана на рис.2.39, в.

Прогини головних балок шестипрогонової дослідної конструкції на кожному ступені навантаження показано графічно на рис.3.61.

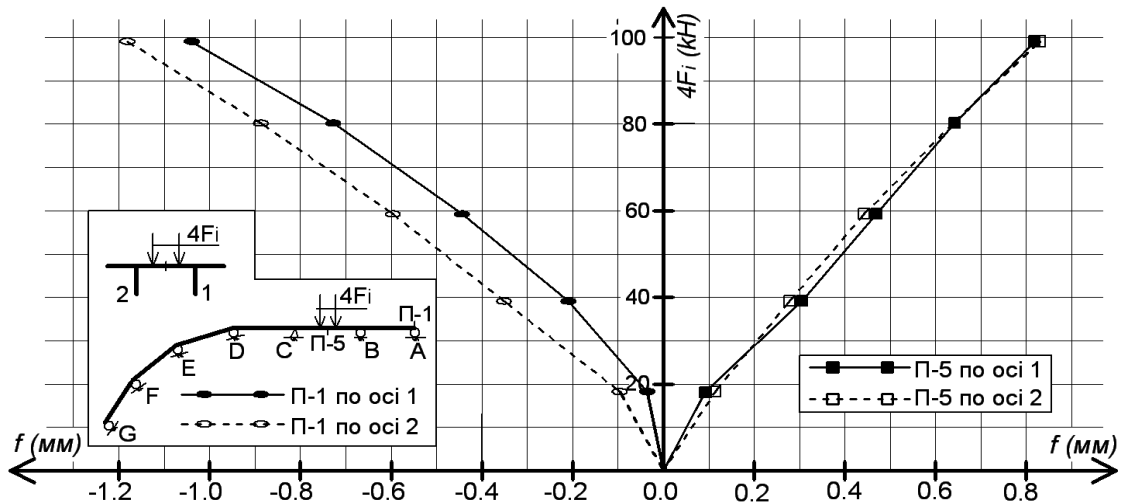


Рис.3.61. Прогини головних балок шестипрогової дослідної конструкції у навантаженому прогоні В-С і підняття на опорі А

Як видно із графіка на рис. 3.61:

- прогини головних балок в прогоні В-С шести прогової дослідної конструкції по осях 1 і 2 майже однакові і відрізняються в середньому на 2%;
- підняття головних балок над опорою А дослідної конструкції по осі 1 і 2 відрізняються у середньому на 22%.

Максимальні прогини головних балок в прогоні В-С шестипрогової дослідної конструкції на останньому ступені навантаження склали:

- по осі 1 – 0.818 мм;
- по осі 2 – 0.830 мм;

Схема розміщення приладів для замірів деформацій у поперечному перерізі шестипрогової дослідної конструкції в середині прогону В-С показана на рис.3.62.

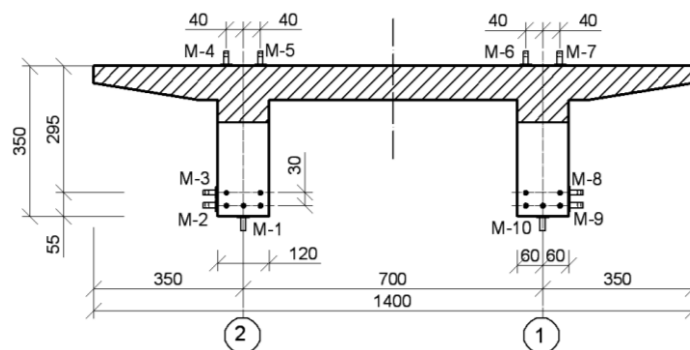


Рис.3.62. Розміщення приладів в середині прогону В-С дослідної шестипрогової конструкції

За показами приладів встановлених по схемі рис.3.62 були визначені відносні деформації нормальних перерізів всередині прогону В-С, які зведено в таблицю 3.24 (Додаток до розділу 3).

Розвиток відносних деформацій при збільшенні величини навантаження шестипрогонової дослідної конструкції на кожному ступені показано графічно на рис. 3.63.

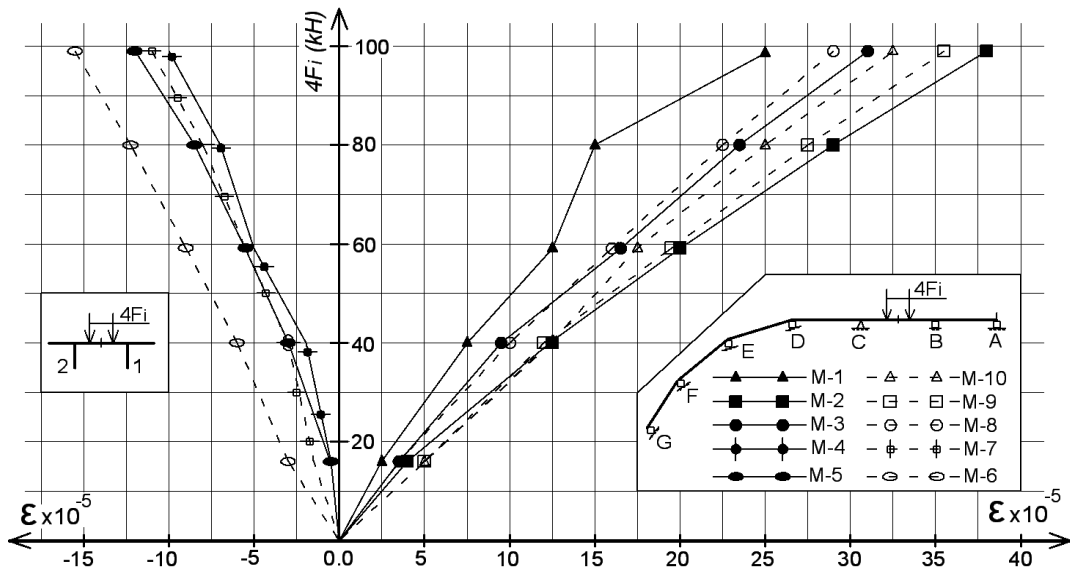


Рис.3.63. Графік зміни відносних деформацій бетону нормального перерізу в прогоні В-С

Як видно з графіків на рис.3.63:

а) відносні деформації бетону нормального перерізу в середині прогону В-С шестипрогонової дослідної конструкції на рівні центру ваги робочої арматури збірних балок по осі 1 і 2 відрізняються незначно, в середньому до 3%;

б) відносні деформації нормального перерізу в середині прогону В-С на рівні верхньої грані монолітної плити над балками по осі 1 і 2 шестипрогонової дослідної конструкції відрізняються в середньому до 6%.

Деформації нижніх граней стиків головних балок біля опори В показано на рис.3.64.

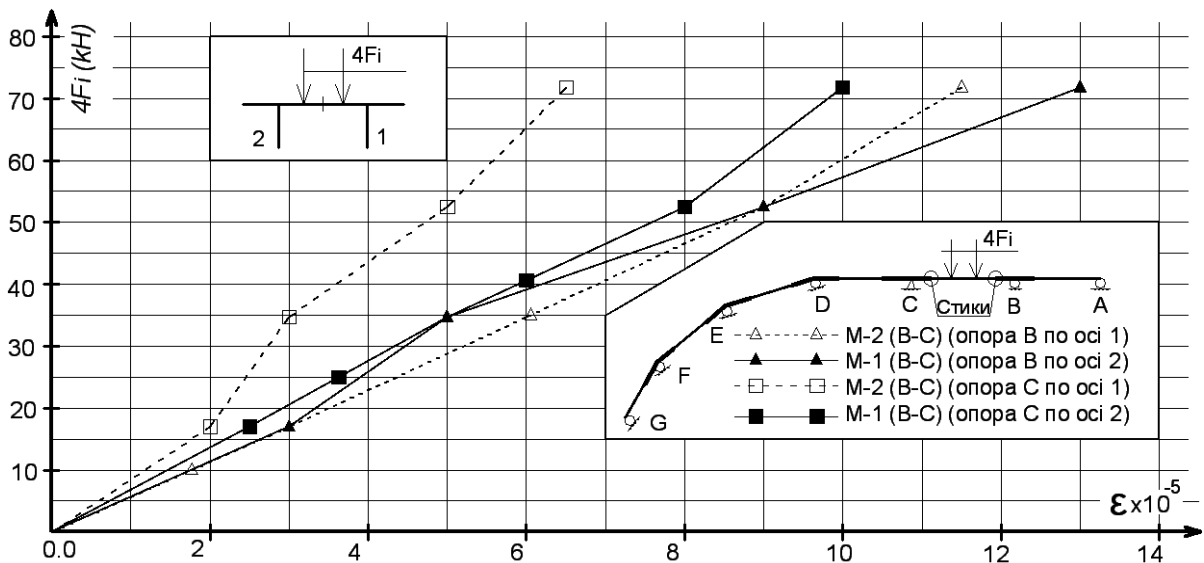


Рис.3.64. Деформативність нижніх граней стиків головних балок

Стики головних збірних і монолітних балок в прогоні В-С по осях 1 і 2 шестипрогонової дослідної конструкції знаходяться в зоні розтягу.

3.3.2. Результати випробування шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції прогонової будови моста з навантаженням прогонів А-В і В-С

Статичну схему дослідної конструкції і схему її навантаження показано на рис.3.65.

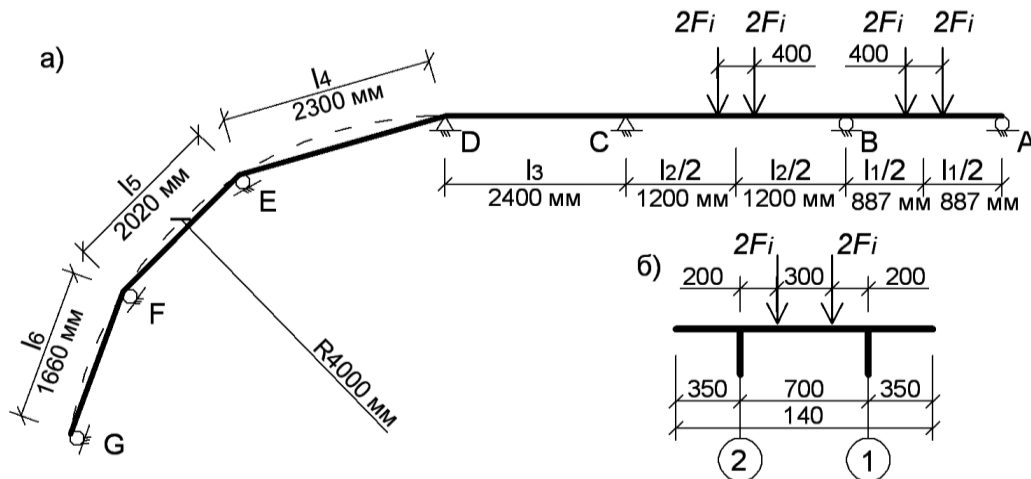


Рис. 3.65. Схема розміщення навантаження на шести прогонової дослідній конструкції в прогонах А-В та В-С: а) по довжині, б) по ширині.

При цій схемі випробування навантаження проведено з прикладанням його п'яти ступенями у прямому ході приростом близько 40кН. Максимальне навантаження склало 195.2 кН після чого виконано розвантаження з такими ж ступенями. Величини навантаження прикладеного на кожній ступені зведено в таблицю 3.25.

Таблиця 3.25.

Величини прикладеного навантаження в прогонах А-В та В-С шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогонах А-В та В-С				
	I	II	III	IV	V
$2 \times 4F_i$	37.74	76.68	117.4	150.60	195.20

Величини опорних реакцій головних балок, які виникали при навантаженні дослідної конструкції визначено за показниками кільцевих динамометрів зведено в таблицю 3.26 (Додаток до розділу 3).

Графіки залежності опорних реакцій від величини сумарного навантаження показані на рис.3.66.

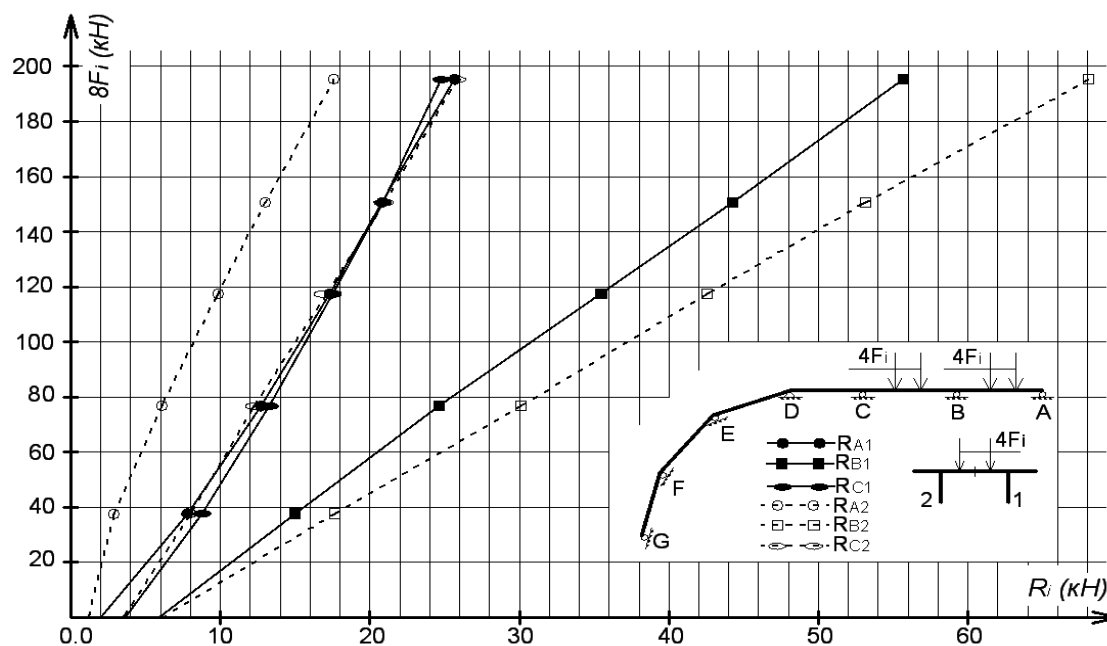


Рис. 3.66. Графік зміни опорних реакцій головних балок в осях 1 і 2 при навантаженні шести прогонової дослідної конструкції в прогонах А-В та В-С.

Аналіз змін і порівняння величин опорних реакцій, за рис.5.66 показує, що опорні реакції балок по осях 1 і 2 шестипрогової дослідної конструкції дещо відрізняються, а саме: а) над опорою А в середньому на 42%; б) над опорою В на 20%; в) над опорою С на 1 %.

Якщо порівняти суму реакції над опорами А, В і С балок по осі 1 і окремо по осі 2, то їхнє середнє відхилення становитиме коло 1%.

Згинальні моменти в середині прогонів А-В та В-С і над опорою В шестипрогової дослідної конструкції при навантаженні прямолінійних прогонів А-В та В-С показано графічно на рис.3.67.

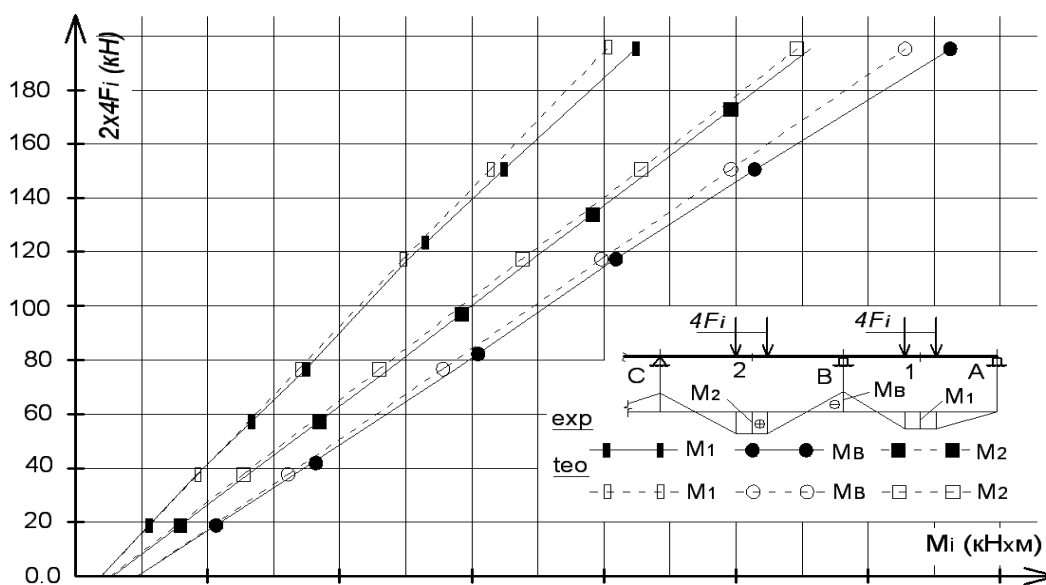


Рис.3.67 Згинальні моменти прямолінійної частини шести прогонової дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С

Величини прогинів головних балок в прогоні В-С шестипрогової дослідної конструкції зведено в таблицю 3.27 (Додаток до розділу 3). Графіки залежності прогинів від сумарного навантаження прикладеного на шестипрогову дослідну конструкцію показано на рис. 3.68

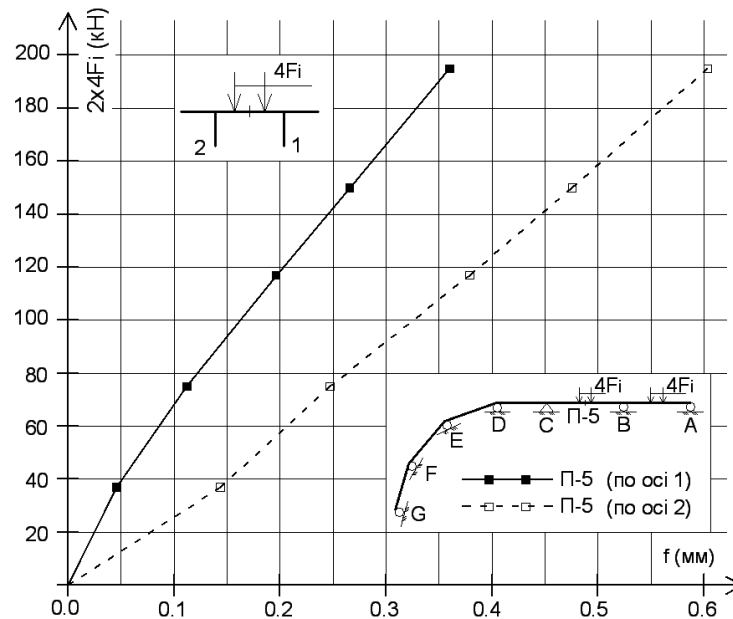


Рис. 3.68. Прогини головних балок в середині прогону В-С шестипрогової дослідної конструкції на кожному ступені навантаження.

З графіків на рис. 3.68 максимальні прогини головних балок на п'ятому ступені навантаження шестипрогової дослідної конструкції склали: для балки по осі 1 – 0.36 мм, а для балки по осі 2 – 0.60 мм

Прогини в середині прогону В-С на кожному ступені навантаження балок по осі 2 дослідної шестипрогової конструкції в середньому розвивались на 47% більші ніж по осі 1.

Розміщення приладів у поперечному перерізі шестипрогової дослідної конструкції над опорою В показано на рис.3.69.

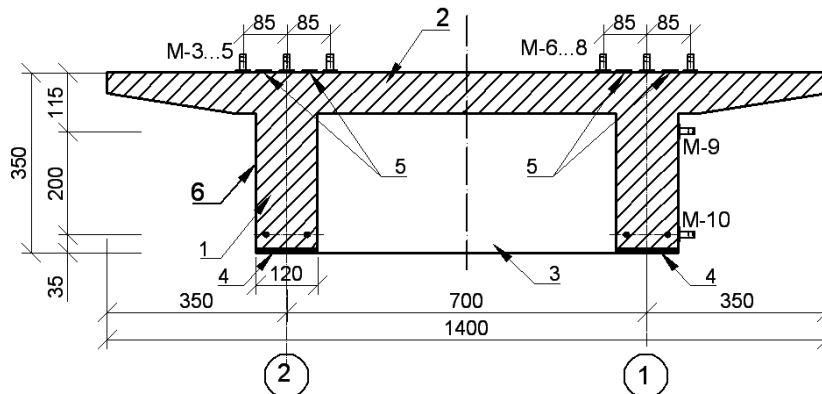


Рис. 3.69. Розміщення приладів над опорою В дослідної шестипрогової конструкції: 1, 2 і 3 - монолітні головні балки, плита та діафрагма, 4 – зовнішнє стальне листове армування, 5- неметалева стрічкова арматура Sika Carbodur S212

Відносні деформації нормальних перерізів над опорою В дослідної шести прогонової конструкції зведено в таблицю 3.28 (Додаток до розділу 3).

Графіки залежності відносних деформацій нормального перерізу на опорі В шестипрогової дослідної конструкції від величини прикладеного навантаження показані на рис. 3.70.

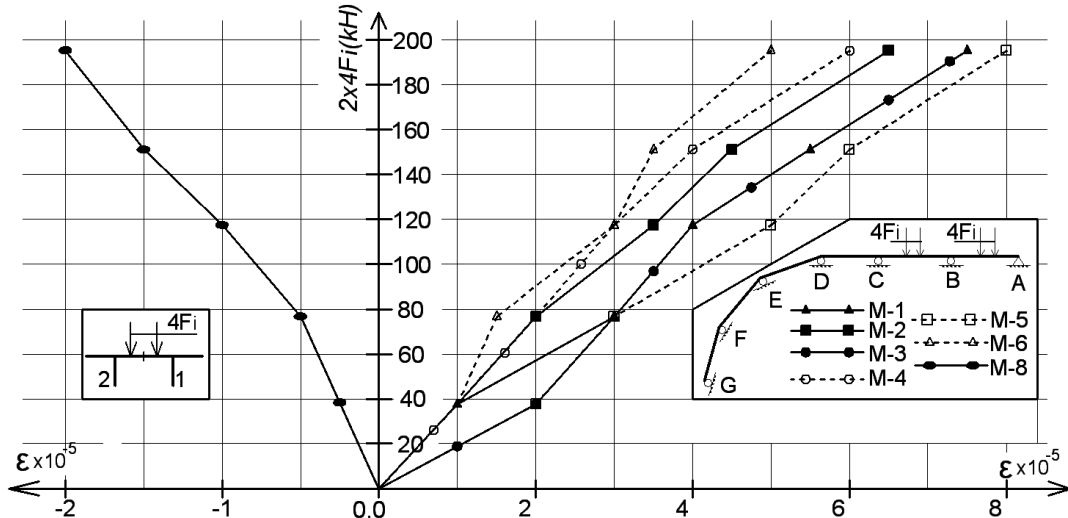


Рис. 3.70. Відносні деформації нормальних перерізів дослідної шести прогонової конструкції над опорою В

З графіків на рис.3.70 видно, що відносні деформації верху плити над балками по осях 1 і 2 дослідної шести прогонової конструкції над опорою В відрізняються в середньому на 10 %.

Схему розміщення приладів для заміру деформацій шести прогонової дослідної конструкції в середині прогону В-С показано на рис. 3.71.

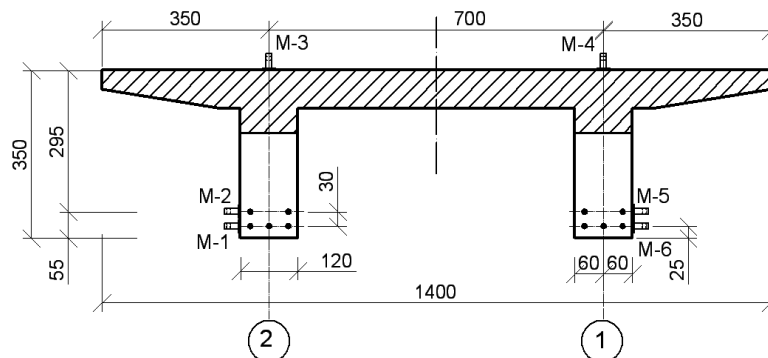


Рис. 3.71. Розміщення приладів в середині прогону В-С шестипрогової дослідної конструкції

Відносні деформації нормальних перерізів в середині прогону В-С шести прогонової дослідної конструкції зведено в таблицю 3.29 (Додаток до розділу 3).

Графік залежностей відносних деформацій нормальних перерізів в середині прогону В-С дослідної конструкції від величини сумарного навантаження на кожній із ступені показано на рис.3.72.

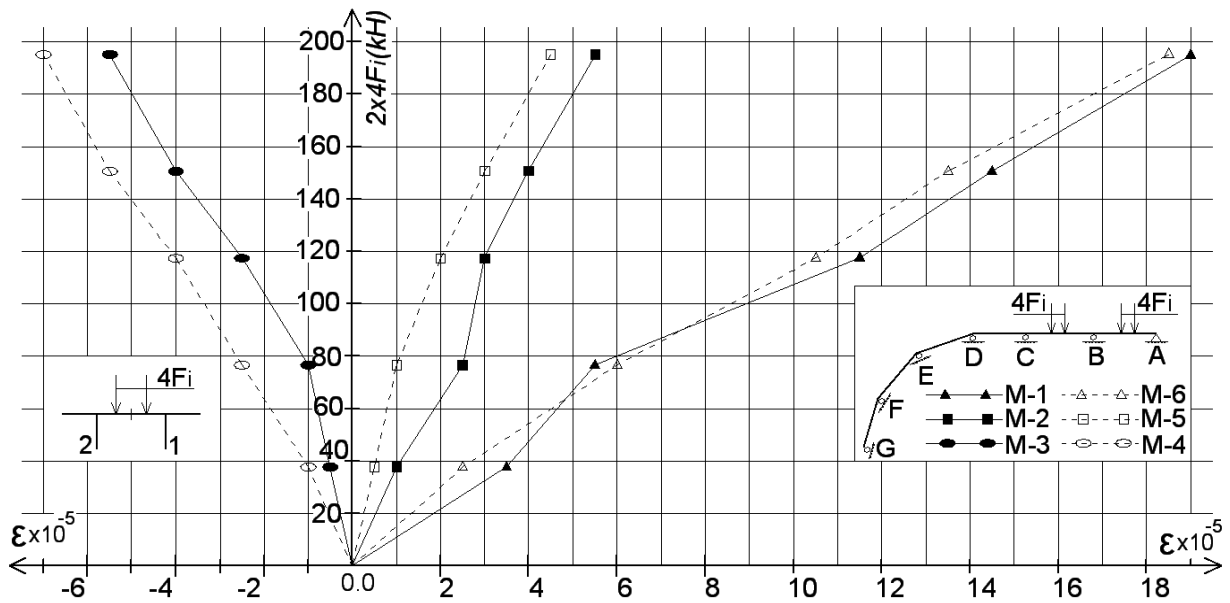


Рис. 3.72 Відносні деформації нормальних перерізів в середині прогону В-С шести прогонової дослідної конструкції

Із графіка на рис. 3.72.видно, що при порівнянні відносні деформації нормальних перерізів в прогоні В-С шести прогонової дослідної конструкції: а) на рівні першого ряду робочої арматури в балках по осі 1 і 2 відрізняються в середньому на 6 %; б) на рівні другого ряду робочої арматури в балках по осі 1 і 2 відрізняються в середньому на 30 %; в) на верхній грані монолітної плити над балками по осі 1 і 2 відрізняються в середньому на 35 %.

Відносні деформації на рівня центру ваги робочої арматури збірних балок по осі 1 і 2 шестипрогонової дослідної конструкції в середньому відрізняються до 10%.

3.3.3. Результати випробування шестипрогонової дослідної конструкції моста із навантаженням прогону Е-Г

Статичну схему і схему навантаження дослідної конструкції показано на рис. 3.73.

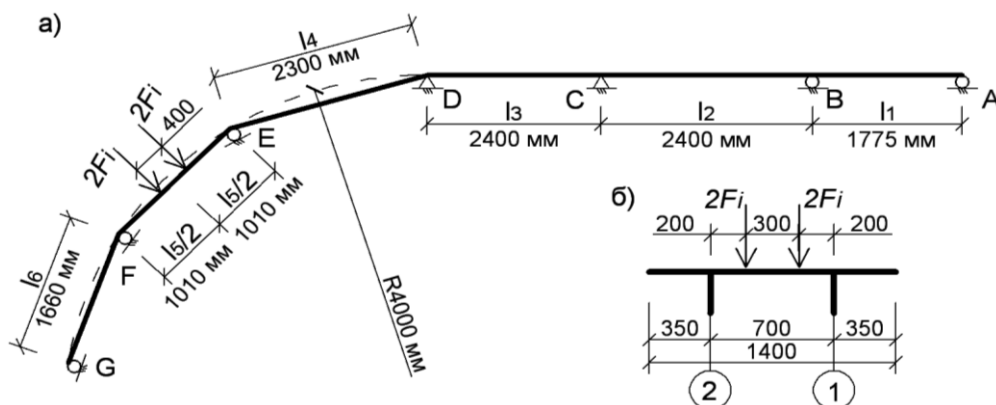


Рис. 3.73. Схема навантаження шести прогонової дослідної конструкції в прогоні Е-Г: а) по довжині, б) по ширині.

Навантаження криволінійної частини в прогоні E-F шестипрогонової дослідної конструкції виконано п'ятьма ступенями, величини яких зведено в таблицю 3.30.

Табл. 3.30

Величини прикладеного навантаження в прогоні E-F шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження прогону E-F				
	I	II	III	IV	V
4F	24.29	48.88	79.57	97.00	109.6

Опорні реакції балок в осях 1 і 2 шестипрогонової дослідної конструкції при навантаженні прогону E-F зведено в таблицю 3.31 (Додаток до розділу 3).

Залежність величин опорних реакцій балок в осях 1 і 2 дослідної шестипрогонової конструкції від прикладеного навантаження показано на рис. 3.74.

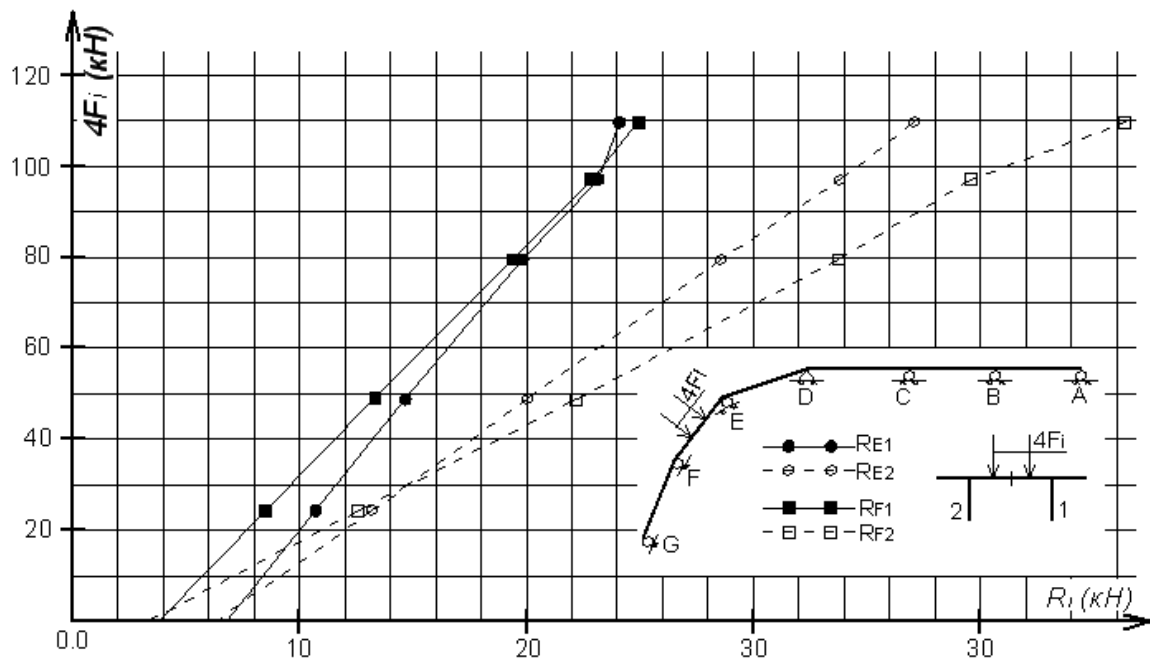


Рис. 3.74. Графіки зміни реакцій на опорах E та F в навантаженому прогоні E-F шестипрогонової дослідної конструкції.

З графіків на рис.3.65 видно, що:

- реакції в навантаженому прогоні над опорою E відрізняються по осі 1 і 2 в середньому на 42%, а над опорою F на 49%.

Графік зміни згинального моменту в середині навантаженого прогону E-F криволінійної частини шестипрогонової дослідної конструкції уна кожному ступені навантаження показано на рис.3.75.

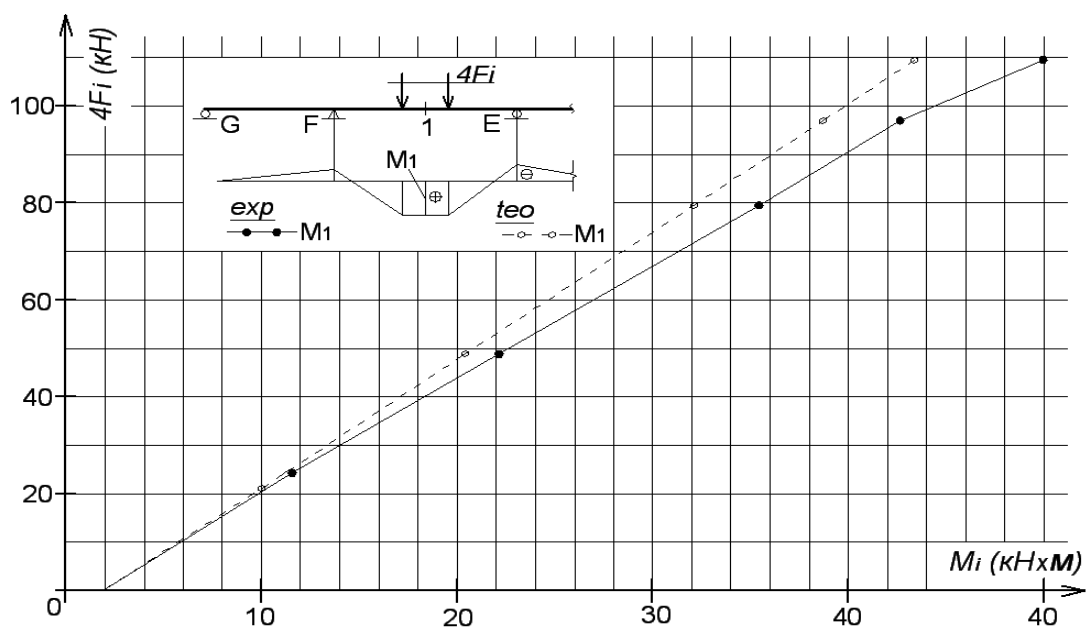


Рис.3.75. Згинальний момент в середині навантаженого прогону E-F шести прогонової дослідної конструкції.

Прогини балок по осях 1 і 2 в прогоні E-F шестипрогонової дослідної конструкції зведено в таблицю 3.32 (Додаток до розділу 3). Схема розміщення прогиномірів і їхня нумерація показано на рис.2.29, в.

Залежність прогинів головних балок в середині прогону E-F дослідної шести прогонової конструкції від величини прикладеного навантаження показано на рис.3.76.

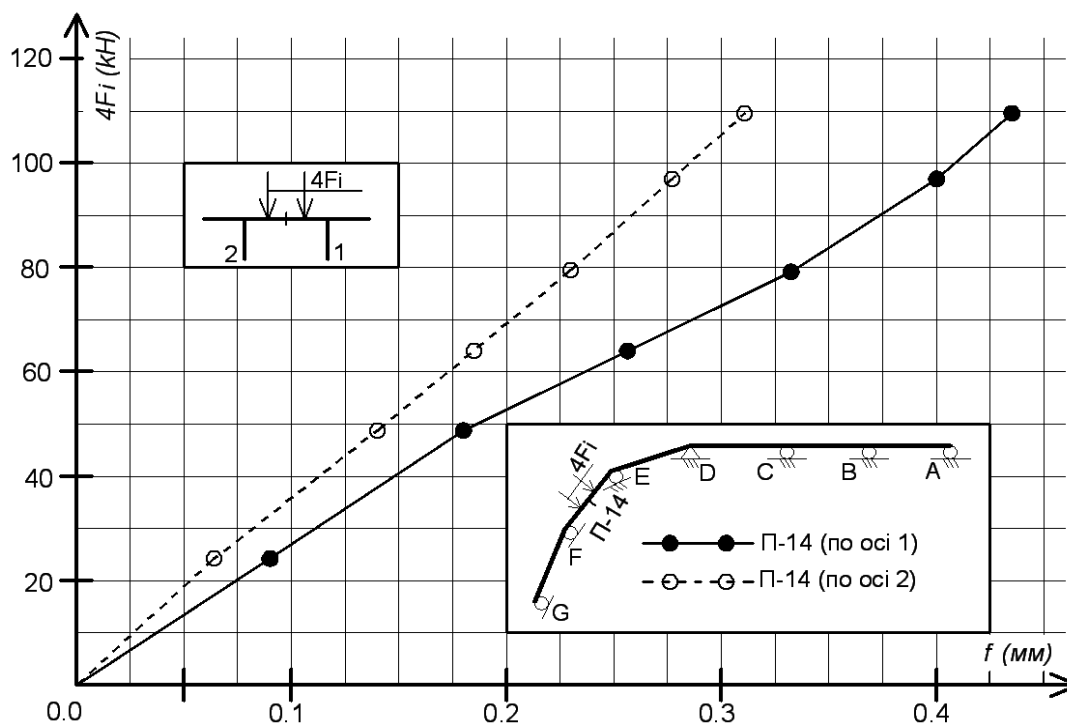


Рис.3.76. Графік зміни прогинів балок в прогонах E-F шестипрогонової дослідної конструкції

З графіків на рис. 3.76 видно, що:

- прогини головних балок по осі 1 і 2 в середині прогону Е-Ф дослідної конструкції в середньому відрізняються на 28%;
- максимальні прогини головних балок в середині навантаженого прогону склали по осі 1 – 0.435 мм і по осі 2 – 0.311 мм.

Схема розміщення приладів на дослідній шести прогоновій конструкції в середині прогону Е-Ф показана на рис.3.77.

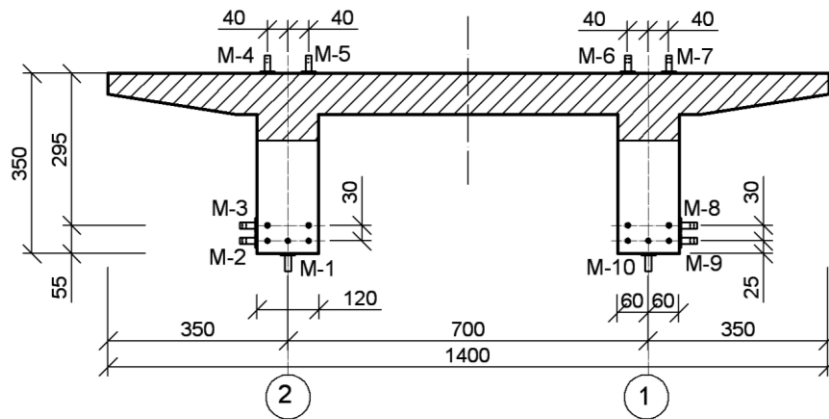


Рис.3.77 Розміщення приладів у поперечному перерізі шестипрогонової дослідної конструкції в прогоні Е-Ф

Величини відносних деформацій нормальних перерізів дослідної шести прогонової конструкції в середині прогону Е-Ф зведено у таблицю 3.33 (Додаток до розділу 3).

Відносні деформації перерізу дослідної шестипрогонової конструкції в середині прогону Е-Ф на кожному ступені навантаження зображено графічно на рис.3.78.

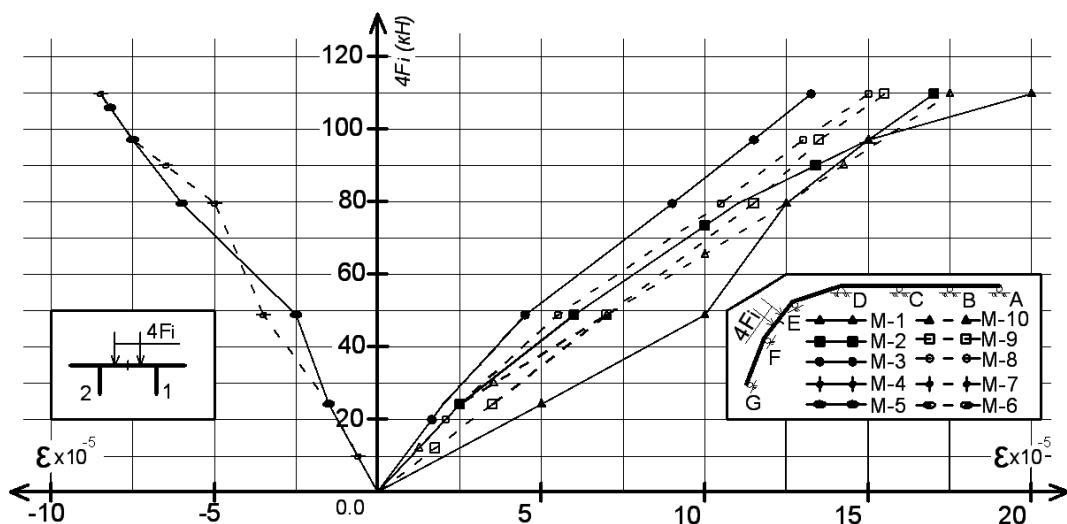


Рис.3.78. Відносні деформації в середині прогону Е-Ф дослідної шести прогонової конструкції

З графіків на рис.3.78 видно, що:

- відносні деформації в середині прогону E-F на рівні центру ваги робочої арматури в збірних балках по осі 1 і 2 дослідної шестипрогової конструкції відрізняються в середньому до 8%;

- відносні деформації верхньої грані монолітної плити в середині прогону E-F дослідної конструкції над головними балками по осі 1 і 2 відрізняються в середньому до 2%.

При цій схемі випробування шестипрогової дослідної конструкції визначено, що:

- реакції головних балок більші на внутрішній кривій ніж на зовнішній;
- прогини головних балок в середині прогону E-F більші на зовнішній кривій ніж на внутрішній;
- відносні деформації нормальних перерізів головних балок в середині прогону E-F більші на зовнішній кривій ніж на внутрішній.

Деформативність нижніх граней стиків головних балок по осі 1 і 2 дослідної конструкції біля опори E в прогоні E-F показано графічно на рис.3.79.

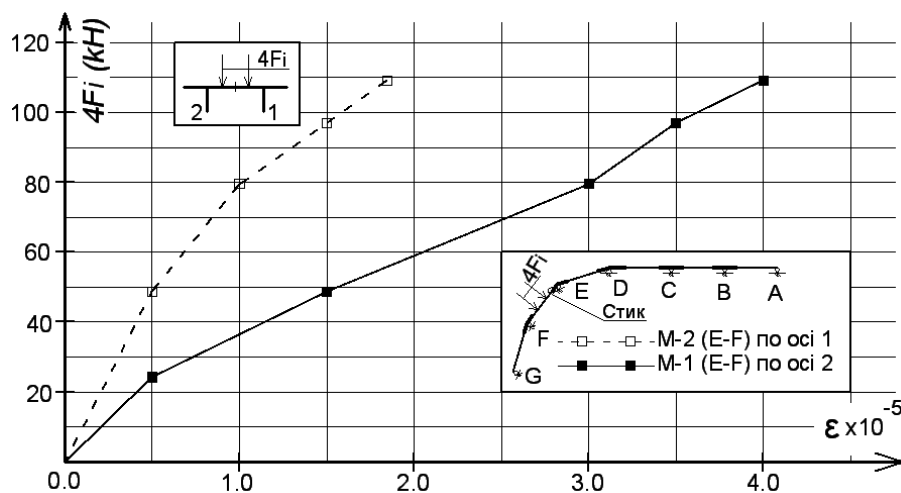


Рис.3.79. Деформативність нижніх граней стиків головних збірних і монолітних балок біля опори E

Як видно із графіків на рис.3.79, нижні грані стиків збірних і монолітних головних балок дослідної конструкції по осях 1 і 2 біля опори E в навантаженому прогоні E-F знаходяться в зоні розтягу

3.3.4. Результати випробування шестипрогової дослідної конструкції прогової будови моста із навантаженням прогону D-E

Статичну схему дослідної конструкції і схему її навантаження показано на рис. 3.80.

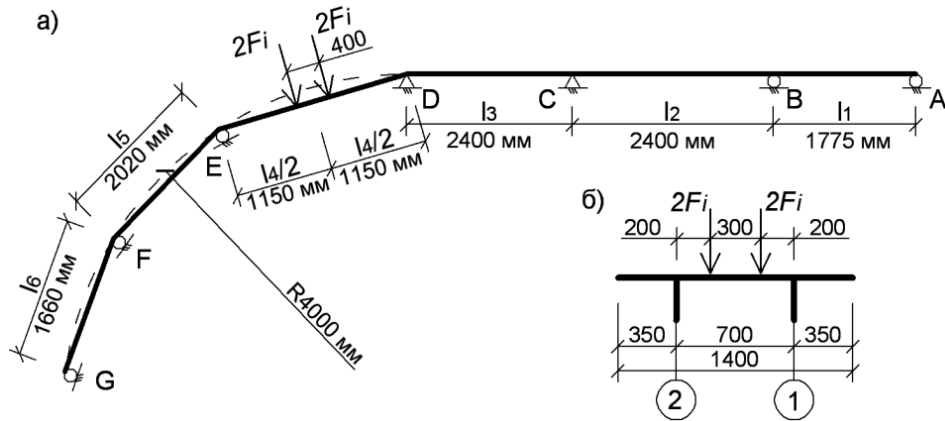


Рис. 3.80. Схема навантаження шестипрогової конструкції в прогоні D-E

Навантаження шестипрогової дослідної конструкції в прогоні D-E виконано сімома ступенями, а їхні величини зведено в таблицю 3.33.

Таблиця 3.33

Величини прикладеного навантаження в прогоні D-E шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження прогону D-E						
	I	II	III	IV	V	VI	VII
4Fi	19.12	38.27	59.29	78.68	99.24	119.50	131.40

Опорні реакції на всіх опорах балок шестипрогової дослідної конструкції на кожному ступені навантаження зведено в таблицю 3.34 (Додаток до розділу 3).

Графік зміни опорних реакцій головних балок шести прогової дослідної конструкції, із врахування її власної ваги, на кожному ступені навантаження показано на рис. 3.81.

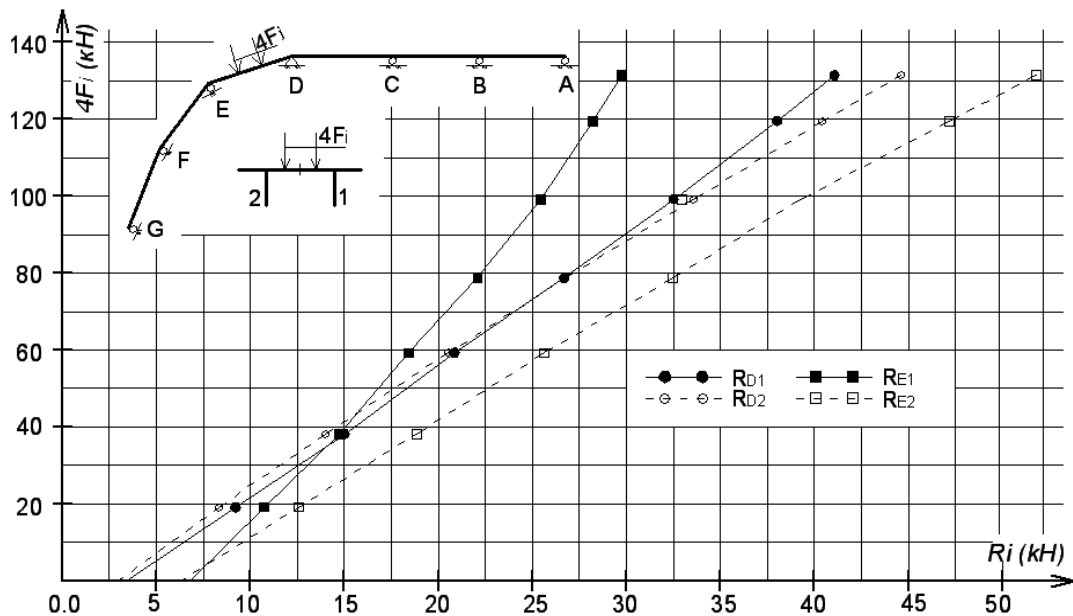


Рис.3.81. Зміна реакцій на опорах балок по осях 1 і 2 шестипрогової дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E.

Згинальні моменти в середині навантаженого прогону D-E шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції показано графічно на рис.3.82.

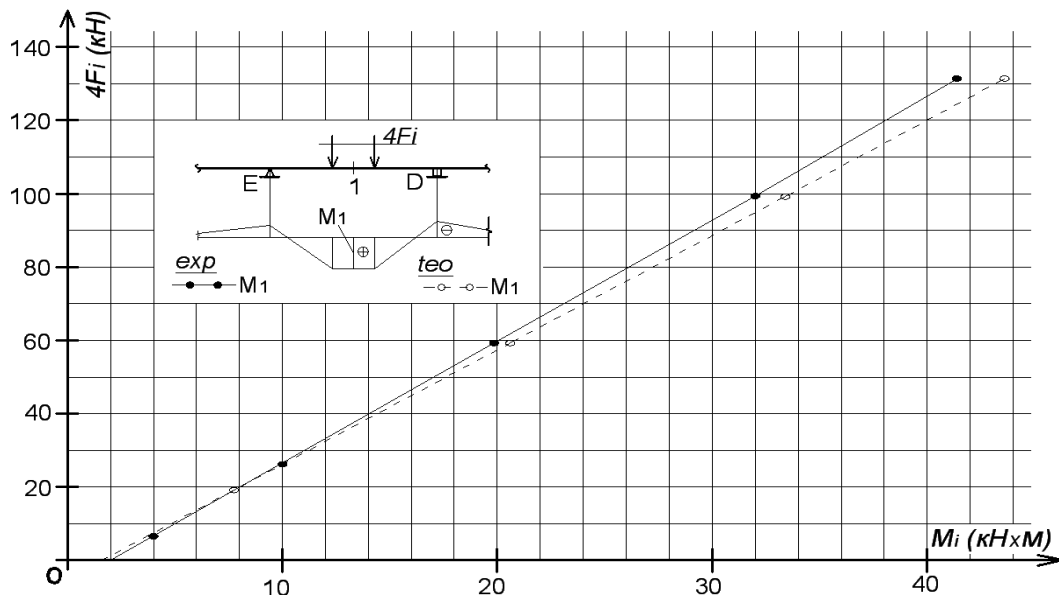


Рис.3.82 Згинальні моменти в середині прогону D-E шести прогонової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні цього ж прогону

Прогини головних балок на кожному ступені навантаження в прогоні D-E шестипрогонової дослідної конструкції зведено в таблицю 3.35 (Додаток до розділу 3). Схема розміщення і нумерація прогиномірів показано на рис. 3.5, в.

Графік зміни прогинів головних балок в осях 1 і 2 дослідної шестипрогонової конструкції на кожному ступені її навантаження в прогоні D-E показано на рис. 3.83.

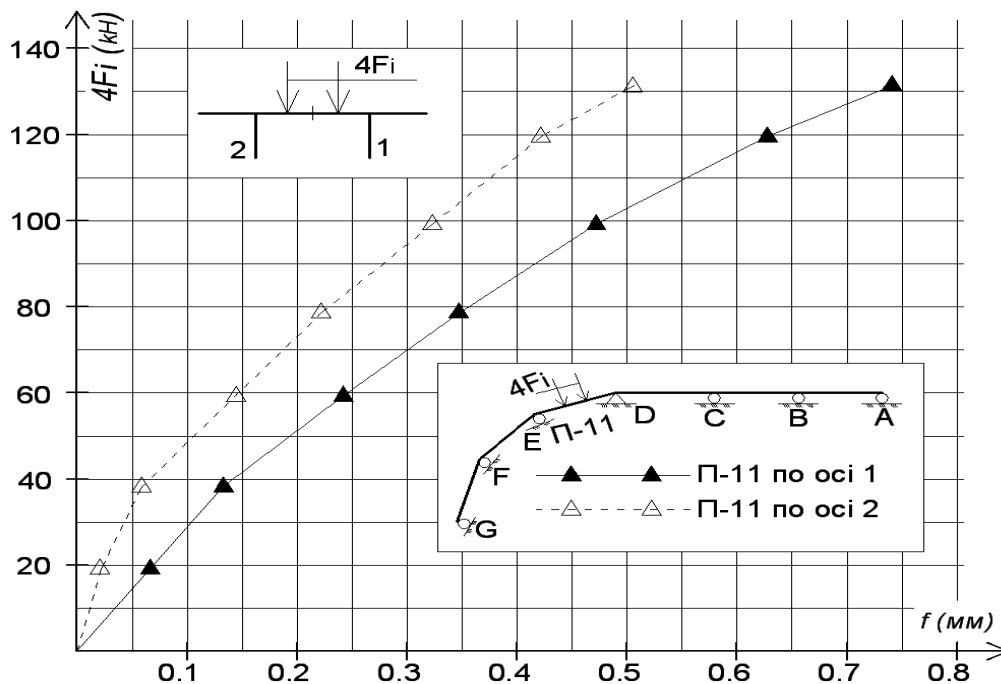


Рис. 3.83. Графік прогинів головних балок при навантаженні в прогоні D-E шестипрогонової дослідної конструкції.

З графіків на рис. 3.72 видно, що:

- максимальні прогини головних балок дослідної конструкції по осі 1 – 0.741 мм, а по осі 2 - 0.506 мм;
- в середньому прогини по осі 1 головної балки навантаженого прогону відрізняються від прогинів головної балки по осі 2 на 36%.

Схема розміщення приладів для заміру деформацій нормальних перерізів в середині прогону D-E дослідної шестипрогонової конструкції показана на рис.3.84.

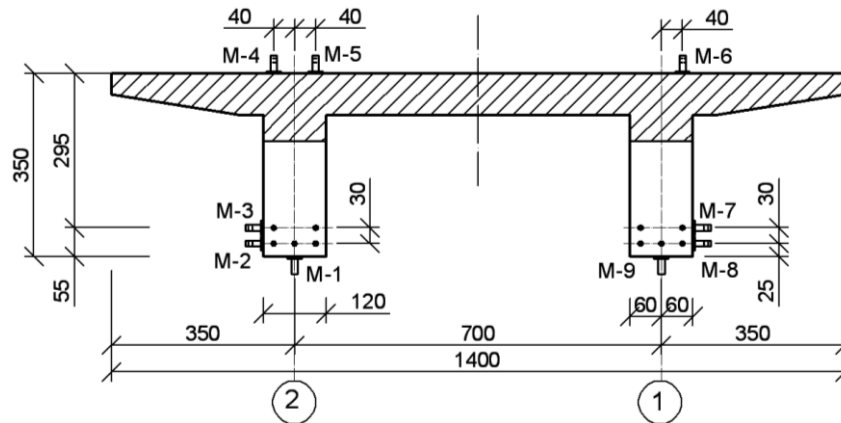


Рис.3.84. Розміщення приладів у поперечному перерізі дослідної шестипрогонової конструкції у середині прогону D-E.

Відносні деформації нормальних перерізів у середині прогону D-E дослідної шести прогонової конструкції зведено в таблицю 3.36 (Додаток до розділу 3)

Розвиток відносних деформацій в середині прогону D-E при навантаженні прогону D-E дослідної шестипрогонової конструкції показано на рис.3.85.

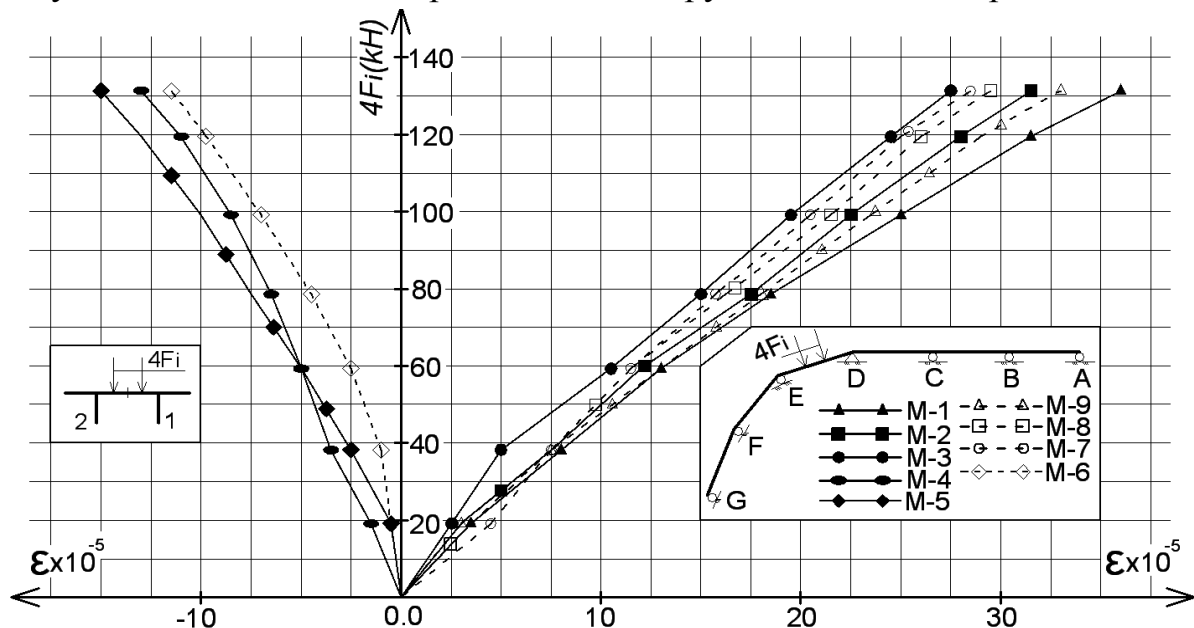


Рис. 3.85. Відносні деформації нормального перерізу в середині прогону D-E шестипрогонової дослідної конструкції

Із графіків на рис.3.85 видно, що: відносні деформації в середині прогону D-E на рівні центру ваги робочої арматури в збірних балках по осях 1 і 2 дослідної шести прогонової конструкції збігаються на 99 % та відносні деформації на рівні верхньої грані монолітної плити над балками по осях 1 і 2 шестипрогонової дослідної конструкції відрізняються в середньому до 33%.

Деформативність стиків збірних і монолітних балок на криволінійній ділянці дослідної конструкції біля опор и E показано на рис.3.86 і 3.87.

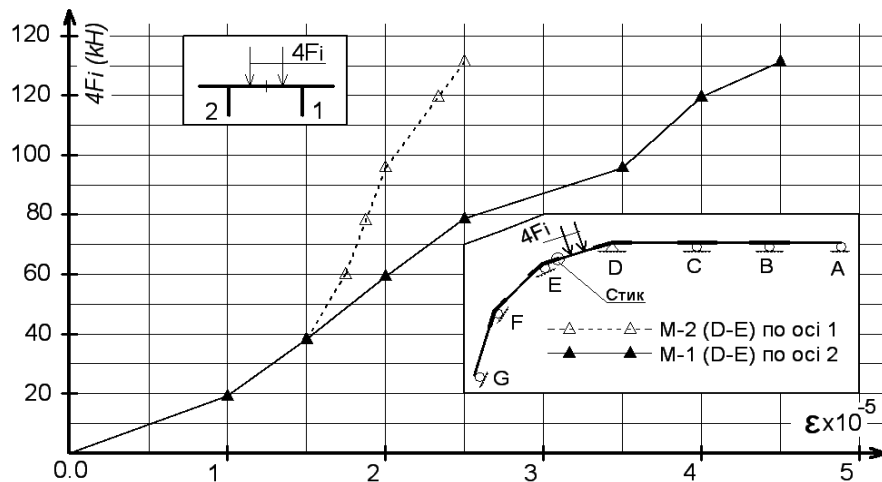


Рис.3.86. Деформативність стиків біля опори E в прогоні D-E.

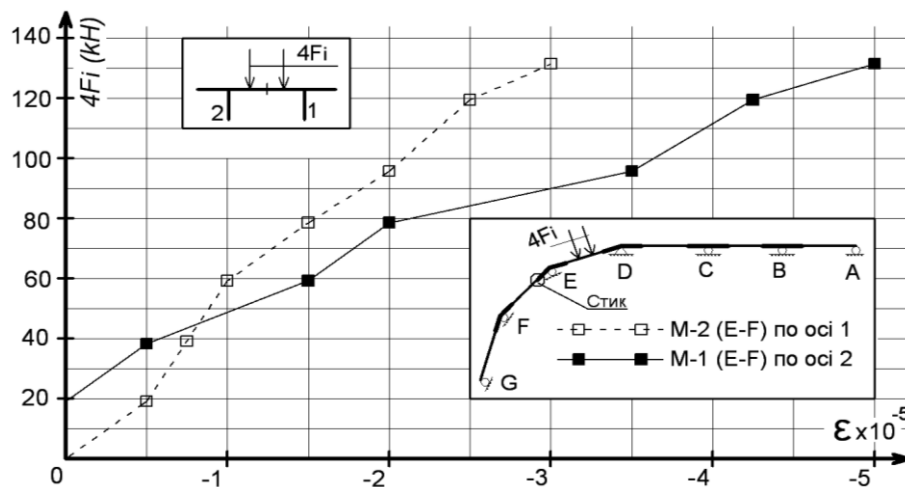


Рис.3.87. Деформативність стиків балок біля опори E в прогоні E-F.

Нижня грань стиків біля опори E в прогоні D-E знаходяться в зоні розтягу, а у прогоні E-F в зоні стиску.

3.3.5. Результати випробування шестипрогонової дослідної конструкції прогонової будови моста криволінійної частини із навантаженням прогонів D-E і E-F одночасно

Статичну схему дослідної конструкції і схему її навантаження показано на рис. 3.88.

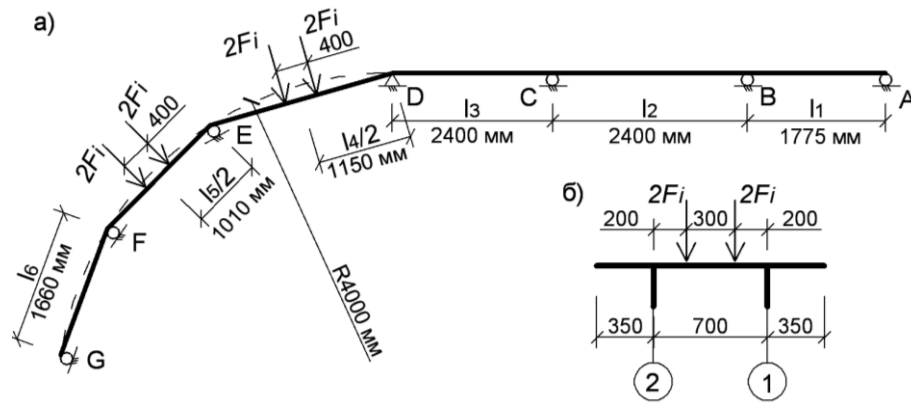


Рис. 3.88 Схема навантаження дослідної шести прогонової конструкції в прогонах D-E та E-F

Сумарні навантаження в прогонах D-E та E-F шести прогонової дослідної конструкції на кожному ступені зведено в таблицю 3.37.

Таблиця 3.37.

Навантаження в прогонах D-E та E-F шестипрогонової дослідної конструкції

Навантаження	Ступінь навантаження в прогонах D-E та E-F				
	I	II	III	IV	V
$2 \times 4F_i$	41.10	78.91	119.90	165.52	208.41

Опорні реакції головних балок визначено за показниками кільцевих динамометрів дослідної шестипрогонової конструкції на кожному ступені навантаження в прогонах D-E та E-F зведено в таблицю 3.38. (Додаток до розділу 3).

Залежність опорних реакцій та згинальних моментів головних балок при навантаженні прогонів D-E та E-F дослідної шестипрогонової конструкції від величини сумарного навантаження зображено графічно на рис.3.89 і 3.90..

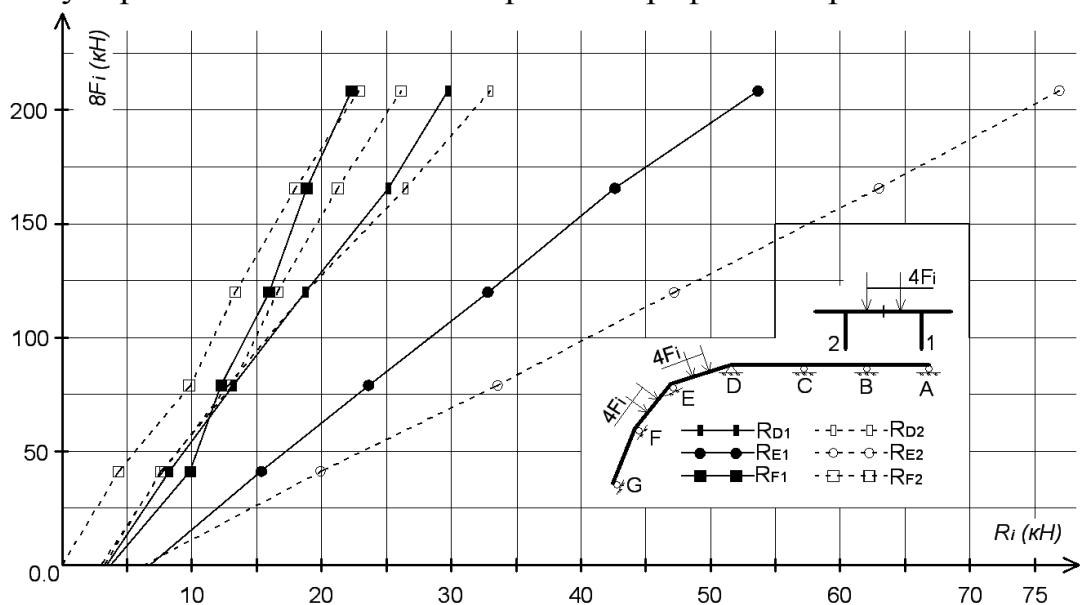


Рис. 3.89. Опорні реакції головних балок на кожному ступені навантаження шести прогонової дослідної конструкції в прогонах D-E та E-F

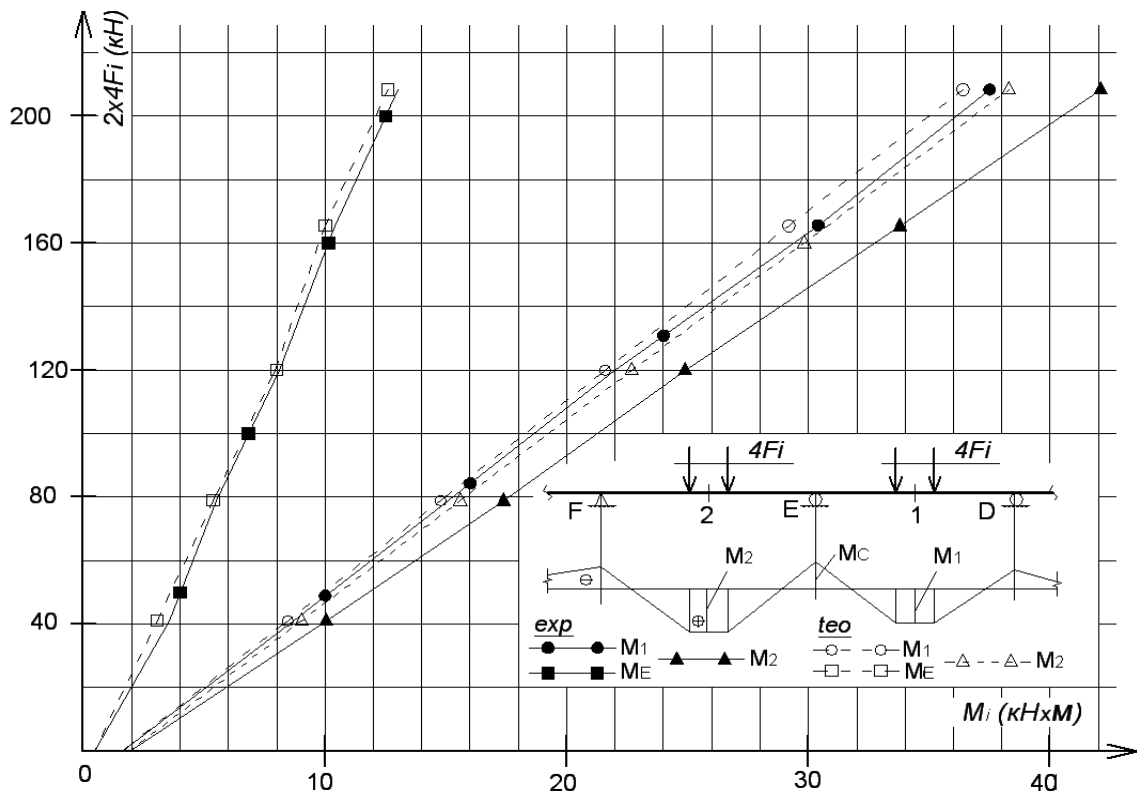


Рис.3.90 Згинальні моменти в середині прогонів D-E та E-F та над опорою E шести прогонової нерозрізної дослідної конструкції

Із графіків на рис.3.89 видно, що:

а) реакції головних балок по осях 1 і 2 шестипрогонової дослідної конструкції над опорою D відрізняються в середньому на 6 %, над опорою E на 36%, а над опорою F на 11%;

б) якщо просумувати реакції у навантажених прогонах балок по осях 1 і 2 дослідної шестипрогонової конструкції окремо і їх порівняти з сумою реакцій головних балок на всіх опорах то отримаємо в результаті незбіжність в середньому на 24%. Це очевидно пояснюється включенням в роботу ненавантажених прогонів з навантаженими прогонами D-E та E-F.

Величини прогинів балок по осях 1 і 2 шестипрогонової дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E та E-F зведено в таблицю 3.39 (Додаток до розділу 3). Нумерація прогиномірів і їхнє розміщення на дослідній конструкції показано на рис. 3.5, в.

Графіки зміни прогинів головних балок по осях 1 і 2 шестипрогонової дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F показано на рис. 3.91

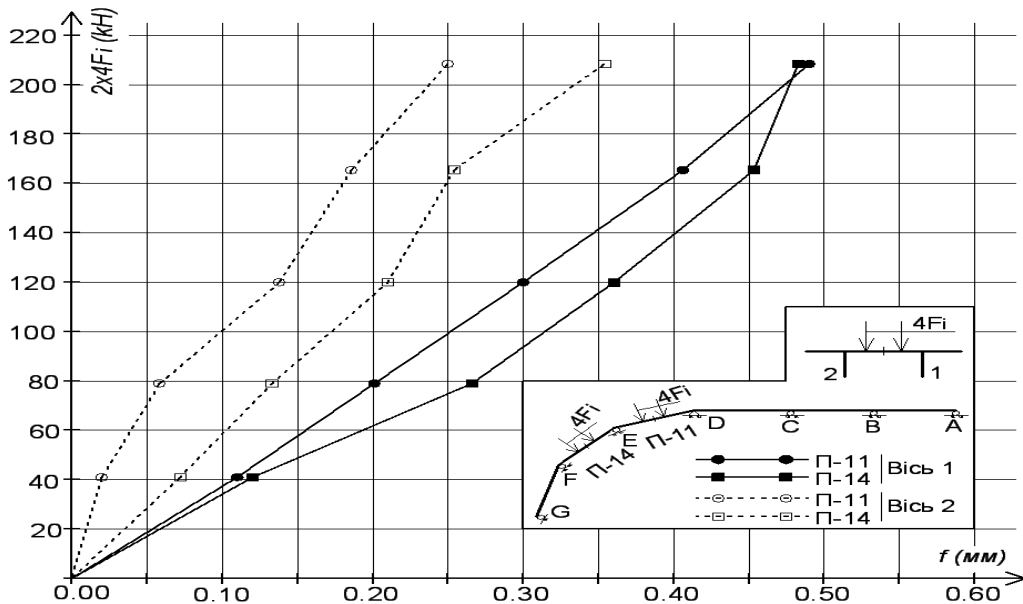


Рис.3.91 Графік прогинів балок по осях 1 і 2 шестипрогової дослідної конструкції при навантаженні в прогонів D-E та E-F.

З графіків приведених на рис.3.90. впливає, що:

- прогини головних балок в прогоні D-E дослідної шестипрогової конструкції по осі 1 в середньому більші на 57% ніж по осі 2;
- прогини головних балок в прогоні E-F дослідної конструкції по осі 1 в середньому більші на 41% ніж по осі 2.
- максимальні прогини головних балок дослідної конструкції на останньому ступені навантаження склали:
 - в середині прогону D-E по осі 1 – 0.490 мм, а по осі 2 – 0.250 мм.
 - в середині прогону E-F по осі 1 – 0.483, а по осі 2 – 0.354.

Схема розміщення приладів в перерізі над опорою E дослідної конструкції показано на рис.3.92.

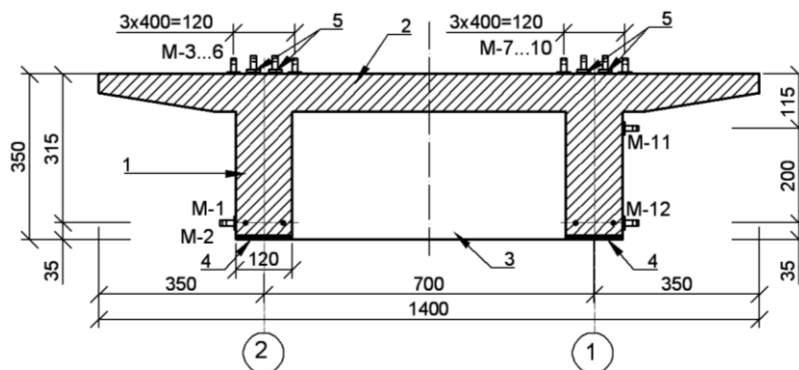


Рис. 3.92. Розміщення приладів в перерізі над опорою E шестипрогової дослідної конструкції

Величини відносних деформацій перерізу над опорою E зведено в таблицю 3.40 (Додаток до розділу 3).

Розвиток відносних деформацій нормального перерізу над опорою E від дії сумарної величини навантаження на кожній ступені показано графічно на рис.3.93.

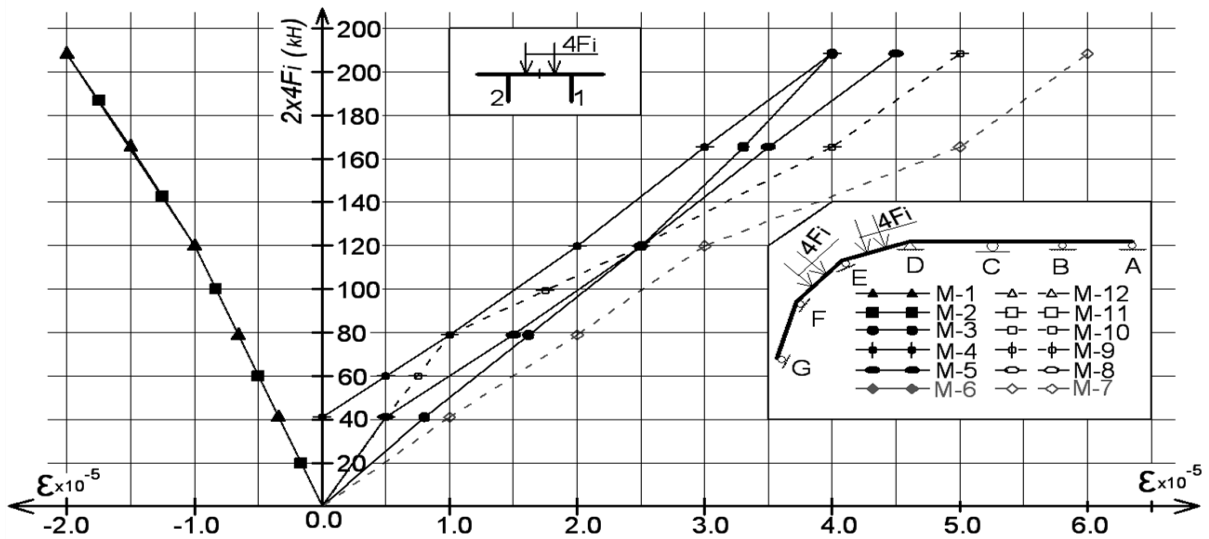


Рис. 3.93. Відносні деформації нормального перерізу над опорою E шестипрогонової дослідної конструкції

З графіків приведених на рис.3.92 випливає, що:

- відносні деформації бетону верхньої грані монолітної плити над балками по осі 1 і 2 відрізняються в середньому на 23%;
- відносні деформації неметалевої стрічкової арматури монолітної плити над балками по осі 1 і 2 відрізняються в середньому від 3 до 19%.

Схема розміщення приладів для визначення відносних деформацій в середині прогону D-E на шести прогонової дослідній конструкції показано на рис. 3.94.

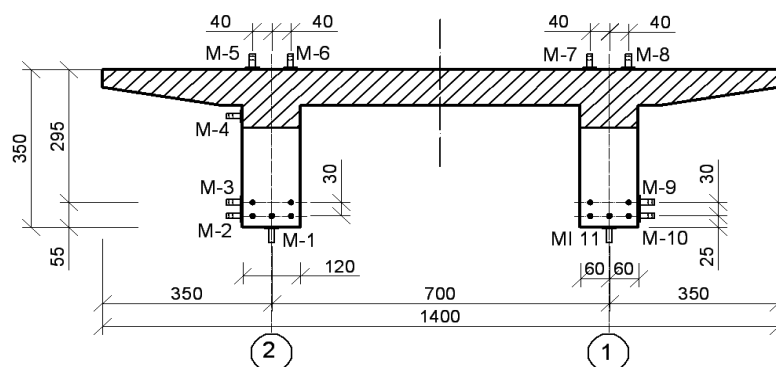


Рис.3.94. Розміщення приладів в середині прогону D-E дослідної шести прогонової конструкції

Результати визначення відносних деформацій нормальних перерізів середини прогону D-E дослідної шестипрогонової конструкції зведено в таблицю 3.41 (Додаток до розділу 3).

На рис. 3.95. зображено графіки залежності розвитку відносних деформацій нормальних перерізів у середині прогону D-E від сумарного навантаження прогонів D-E та E-F шестипрогової дослідної конструкції.

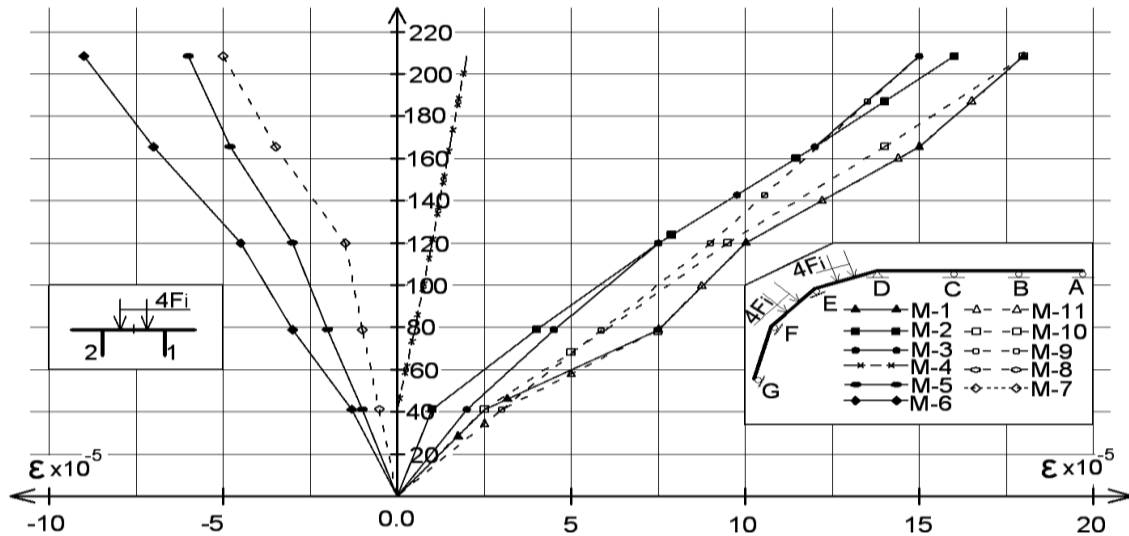


Рис. 3.95. Відносні деформації нормальних перерізів шести прогової дослідної конструкції в середині прогону D-E при навантаженні прогонів D-E та E-F

Відносні деформації на рівні центру ваги робочої арматури збірних балок в прогоні D-E в осях 1 і 2 дослідної конструкції відрізняються в середньому на 17%, а відносні деформації на рівні верхньої грані плити над балками по осі 1 і 2 різняться в середньому до 34%.

Як видно із графіка (рис.3.95) монолітна частина балки нижче плити знаходились у зоні розтягу.

Схему розміщення приладів при навантаженні прогонів D-E та E-F дослідної шестипрогової конструкції в середині прогону E-F показано на рис.3.96.

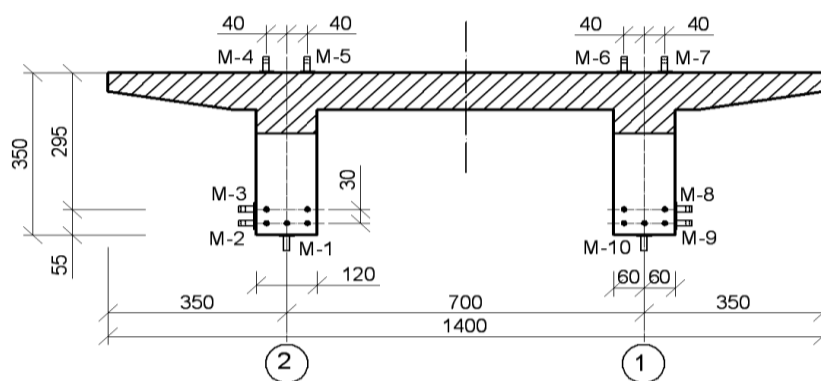


Рис. 3.96. Розміщення приладів в середині прогону E-D при навантаженні прогонів D-E та E-F дослідної шестипрогової конструкції

Величини відносних деформацій нормальних перерізів у середині прогону E-F дослідної конструкції зведено в таблицю 3.42 (Додаток до розділу 3).

На рис.3.97. зображено графік розвитку відносних деформацій нормальних перерізів дослідної шестипрогонової конструкції в середині прогону E-F у залежності від прикладеного сумарного навантаження в прогонах D-E та E-F.

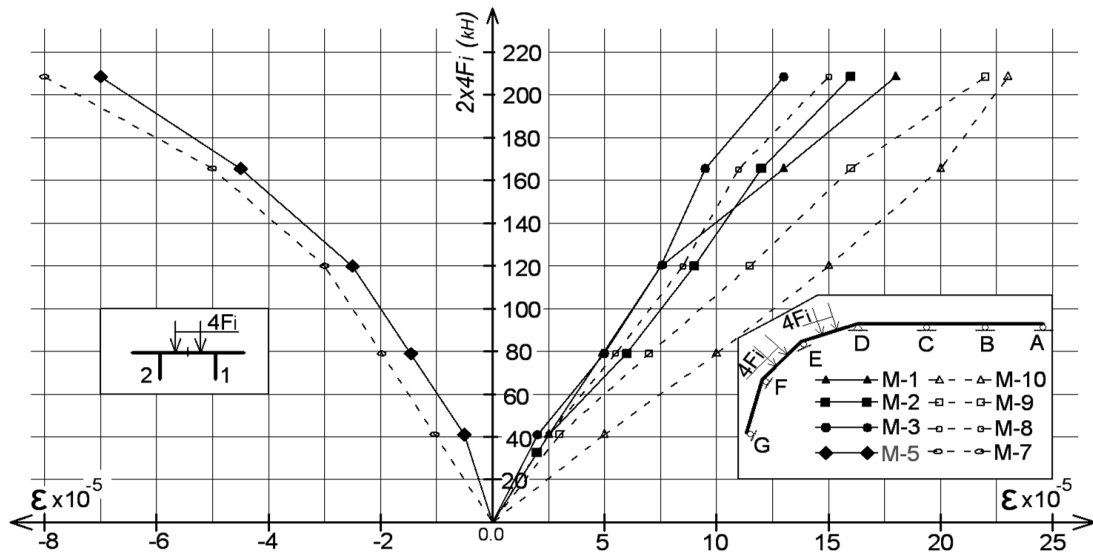


Рис. 3.97. Відносні деформації нормального перерізу середини прогону E-F при навантаженні прогонів D-E та E-F дослідної шести прогонової конструкції

З графіків на рис.3.97 видно, що відносні деформації дослідної конструкції в середині прогону E-F по осі 1 більші ніж по осі 2, а саме:

- на рівні центру ваги робочої арматури збірних балок по осі 1 більші в середньому до 20 % ніж по осі 2;
- на рівні верху плити над балкою по осі 1 в середньому на 17% більші ніж над балкою по осі 2.

Деформативність нижніх граней стиків над опорою E і в прогонах D-E та E-F показано на рис.3.98.

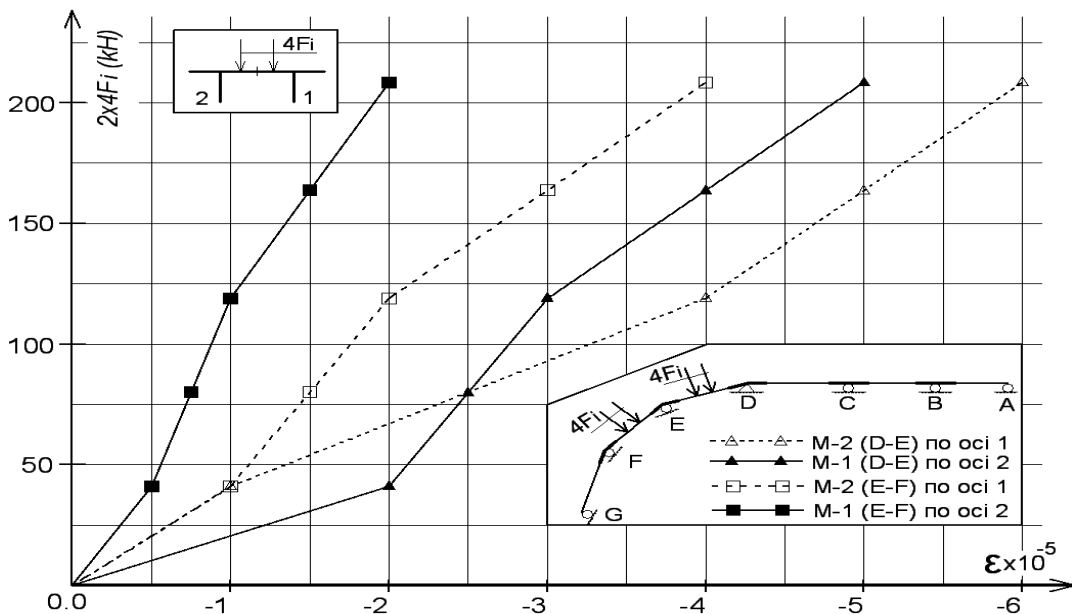


Рис.3.98. Деформативність стиків головних балок біля опори E в прогоні D-E та E-F.

Як видно із графіків на рис. 3.98. нижні грані стиків знаходяться в зонах стиску.

3.4. Порівняння експериментальних величин деформативності дослідної конструкції при зміні її статичної схеми

Проведення випробування дослідних конструкцій прямолінійної і криволінійної частин двобалкової нерозрізної збірно-монолітної прогонової будови мосту окремо і після їх об'єднання в одну шестипрогонову нерозрізну систему дали можливість отримати експериментальні результати за їх деформативністю для порівняння.

3.4.1. Порівняння результатів випробування прямолінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогону В-С до і після об'єднання її з криволінійною частиною

Статичні схеми до і після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції в шестипрогонову нерозрізну систему із навантаженням прогону В-С показано на рис. 3.2 і 3.58.

Під час випробувань до і після об'єднання дослідних конструкцій, за допомогою індикаторів годинникового типу (0,01 мм), проводились вимірювання прогинів головних балок. Прилади були розміщені в середині прогону між опорами В і С та на опорі А по осях 1 і 2 дослідної конструкції. Схема розміщення прогиномірів на дослідній конструкції показано на рис 2.29. б,в.

За величинами експериментальних даних побудовані графіки залежностей прогинів від величини прикладеного навантаження до і після об'єднання частин дослідної конструкції в одну нерозрізну шестипрогонову систему (рис. 3.99).

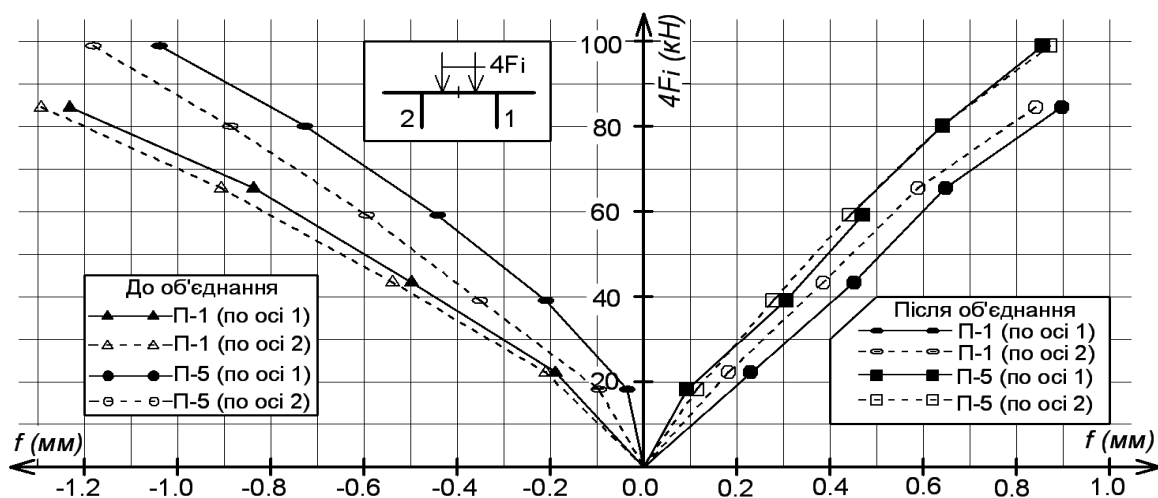


Рис. 3.99 Прогини головних балок в осях 1 і 2 дослідної конструкції до і після зміни статичної схеми при навантаженні прогону В-С.

В результаті порівняння експериментальних даних, приведених на графіках рис.3.101. встановлено, що прогини головних балок в середині прогону В-С після об'єднання прямолінійної і криволінійною частин дослідної конструкції, зменшилось в середньому по осі 1 на 25% і по осі 2 на 16.7%. При цьому підняття дослідної конструкції на опорі А після об'єднання зменшилося в середньому на 42 % по осі 1 і на 26 % по осі 2.

Для порівняння деформацій бетону були визначені середні величини за показами мікроіндикаторів годинникового типу (0,001) розміщених у середині прогону В-С. На рис. 3.100 показано поперечний переріз в середині прогону В-С дослідної конструкції прогонової будови моста із нанесеним центрами ваги робочої арматури і місця визначених усереднених величин відносних деформацій за показами мікроіндикаторів: М-1, М-3, М-5 і М-7 - для конструкції до об'єднання, та мікроіндикатори М-2, М-4, М-6 і М-7 - для конструкції після об'єднання.

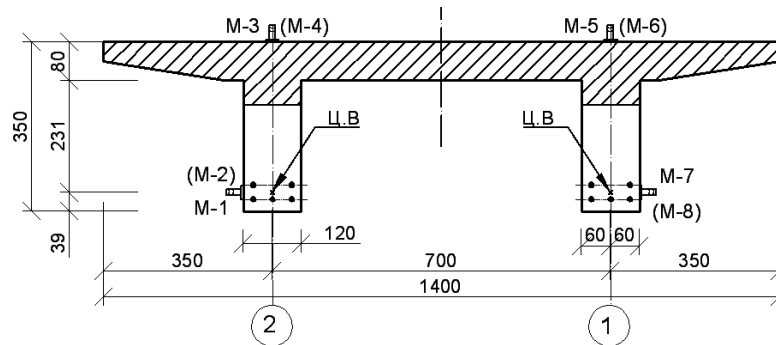


Рис. 3.100. Розміщення арматури і мікроіндикаторів для визначення середніх величин деформацій у поперечному перерізі дослідної конструкції в середині прогону В-С при навантаженні прогону В-С.

Відносні деформації на рівні центру ваги арматури (розтяг) і верхньої грані плити (стиск) до і після об'єднання дослідних конструкцій в одну шестипрогову нерозрізну систему показані на рис.3.101.

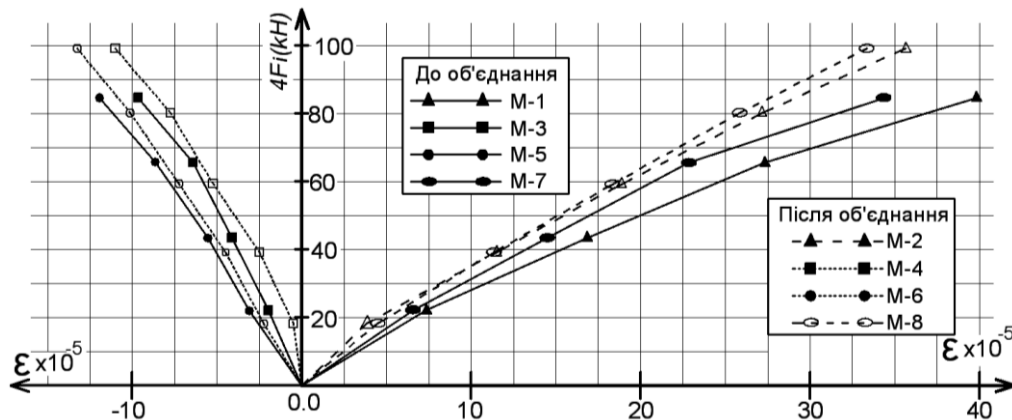


Рис.3.101. Відносні деформації дослідних конструкцій до і після об'єднання їх в одну шестипрогову нерозрізну систему в перерізі прогону В-С при навантаженні прогону В-С

Із даних порівняння, отриманих в результаті випробування двопрогонової прямолінійної частини до і після об'єднання її з криволінійною частиною дослідної конструкції в шестипрогонову нерозрізну систему встановлено, що величина відносних деформацій після об'єднання значно зменшились, а саме:

а) на рівні центра ваги арматури для головної балки по осі 1 зменшились у середньому на 13,5 %, для головної балки по осі 2 на 24,6 %;

б) на рівні верхньої грані плити над балкою по осі 1 зменшились у середньому 8,5%, для головної балки по осі 2 на 19,9 %.

3.4.2. Порівняння результатів випробування прямолінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогонів А-В і В-С до і після об'єднання її з криволінійною частиною

Статичні схеми до і після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції в шести прогонову нерозрізну систему із навантаженням прогонів А-В та В-С показано на рис. 3.17 і 3.65.

За величинами експериментальних даних було побудовано графіки залежностей прогинів від величини навантаження до і після об'єднання частин дослідної конструкції в нерозрізну шестипрогонову систему (рис. 3.102).

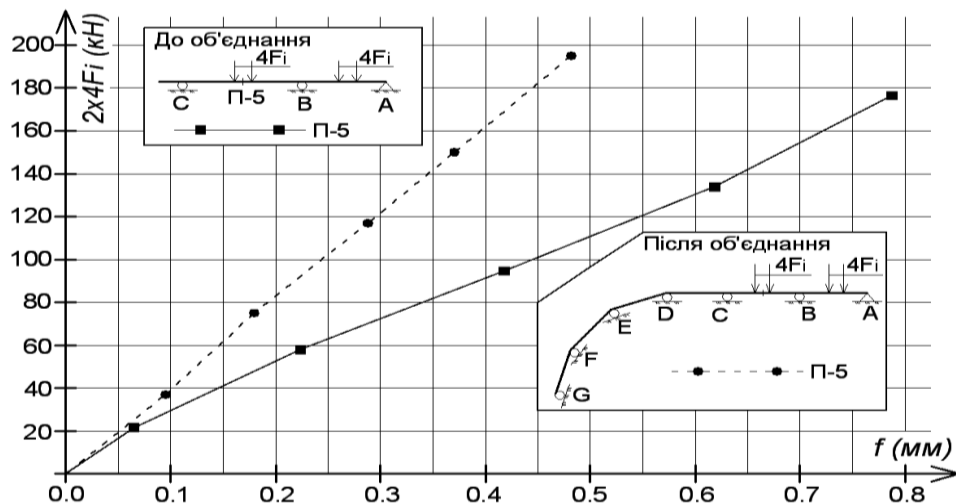


Рис.3.102. Середні величини прогинів балок в прогоні В-С по осі 1 і 2 дослідної конструкції до і після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції при навантаженні прогону В-С.

Після зміни статичної схеми максимальні середні прогини головних балок по осі 1 і 2 в середині прогону В-С дослідної конструкції зменшились на 44 %.

На рис.3.103 показано поперечний переріз дослідної конструкції над опорою В із місць де визначались середні величини відносних деформацій за допомогою мікроіндикаторів: М-1, М-3 і М-5 - для конструкції до об'єднання; М-2, М-4 і М-6 - для конструкції після об'єднання.

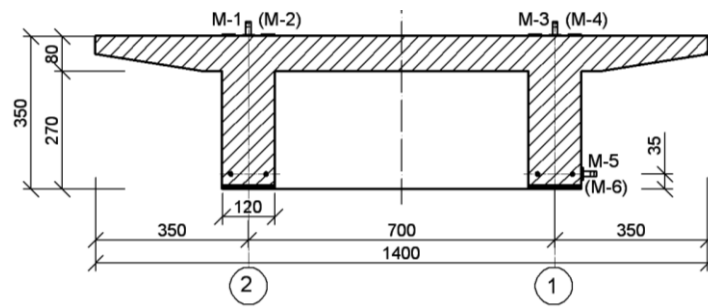


Рис. 3.103. Розміщення мікроіндикаторів для визначення середніх відносних деформацій в переріз дослідної конструкції на опорі В при навантаженні прогонів А-В та В-С.

Порівнявши отримані усереднені величини відносних деформацій нормальних перерізів дослідної конструкції на опорі В до і після зміни статичної схеми (рис. 3.104) на кожному ступені навантаження відображено графічно на рис.3.104.

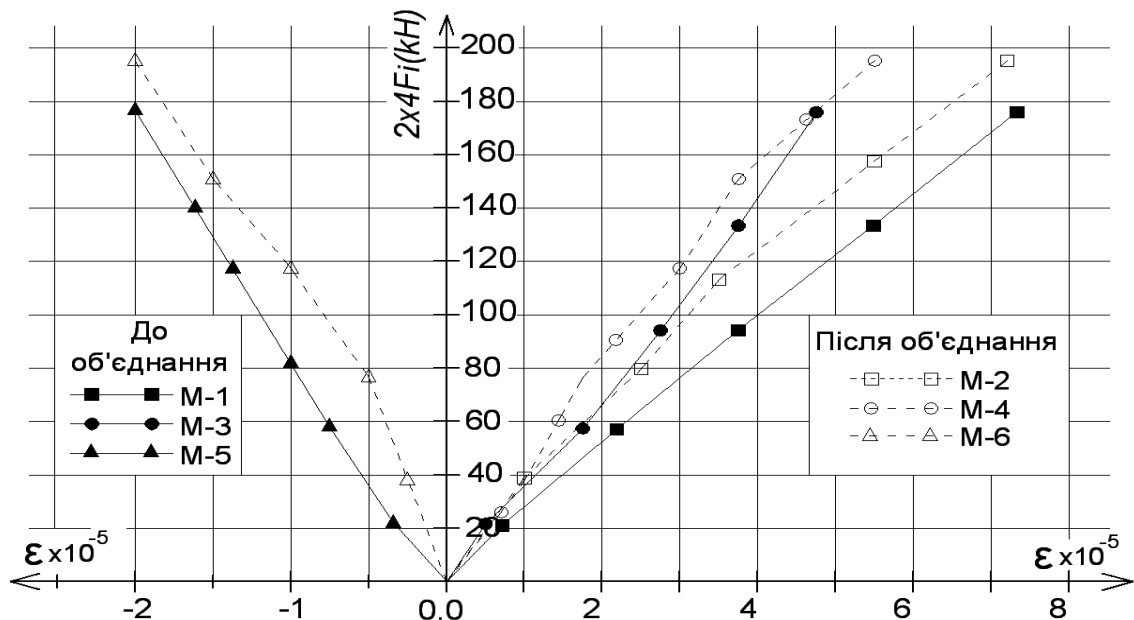


Рис.3.104. Відносні деформації в перерізі над опорою В дослідної конструкції до і після об'єднання в шестипрогонову нерозрізну систему при навантаженні прогонів А-В та В-С

В результаті порівняння експериментальних даних встановлено, що відносні деформації нормальних перерізів над опорою В при різних статичних схемах випробувань значно змінились, а саме:

- відносні деформації на рівні центру ваги арматури стиснутої зони монолітної балки по осі 2 зменшились в середньому на 21%;
- відносні деформації на верхній грані монолітної плити над балкою по осі 2 зменшились в середньому на 21%;
- відносні деформації на верхній грані монолітної плити над балкою по осі 1 зменшились в середньому на 28%;

На рис.3.105 показано поперечний переріз дослідної конструкції в середині прогону В-С із нанесеними центром ваги робочої арматури і місць визначених середніх величин відносних деформацій за показами мікроіндикаторів М-1, М-3, М-5 і М-7 - для конструкції до об'єднання і М-2, М-4, М-6 і М-8 - для конструкції після об'єднання.

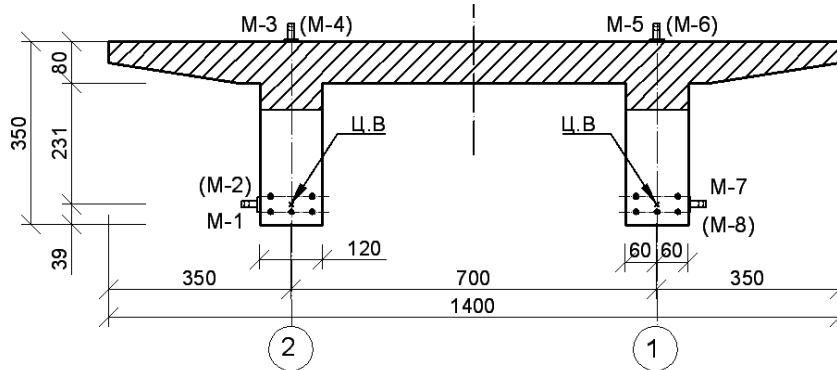


Рис.3.105. Розміщення приладів для визначення середніх величин відносних деформацій в середині прогону В-С дослідної конструкції

Відносні деформації в середині прогону В-С, на рівні центру ваги робочої арматури збірної балки (розтяг) і верху монолітної плити (стиск) до і після об'єднання частин дослідної конструкції в одну нерозрізну систему показано на рис.3.106.

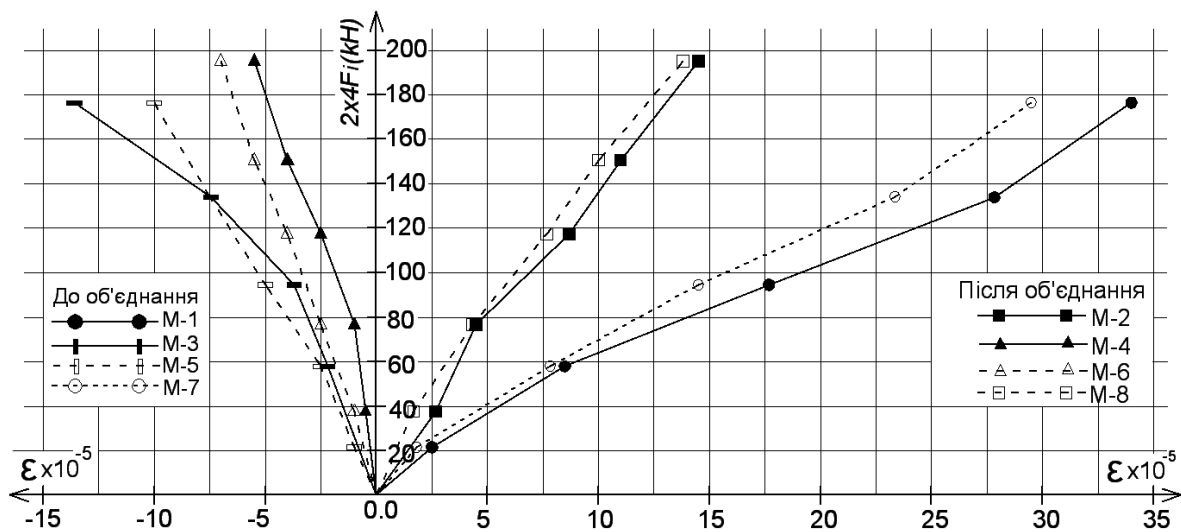


Рис.3.106. Відносні деформації в перерізі середини прогону В-С дослідної конструкції до і після об'єднання в нерозрізну систему при навантаженні прогонів А-В та В-С

Із графіків на рис.3.106. видно, що відносні деформації на рівні центра ваги арматури для головної балки по осі 1 зменшились у середньому на 60%, для головної балки по осі 2 на 62% після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції. Відносні деформації на рівні верхньої грані монолітної плити над балкою по осі 1 зменшились у середньому на 36 %, для

головної балки по осі 2 на 60 % після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідних конструкцій в шестипрогонову нерозрізну систему.

3.4.3. Порівняння результатів випробування криволінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогону D-E до і після об'єднання її прямолінійною частиною

Статичні схеми до і після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції із навантаженням прогону D-E показано рис. 3.28 і 3.80.

В результаті порівняння результатів експериментальних досліджень побудовано графіки прогинів головних балок до і після зміни статичної схеми на кожному ступені навантаження прогону D-E дослідної конструкції (рис.3.107).

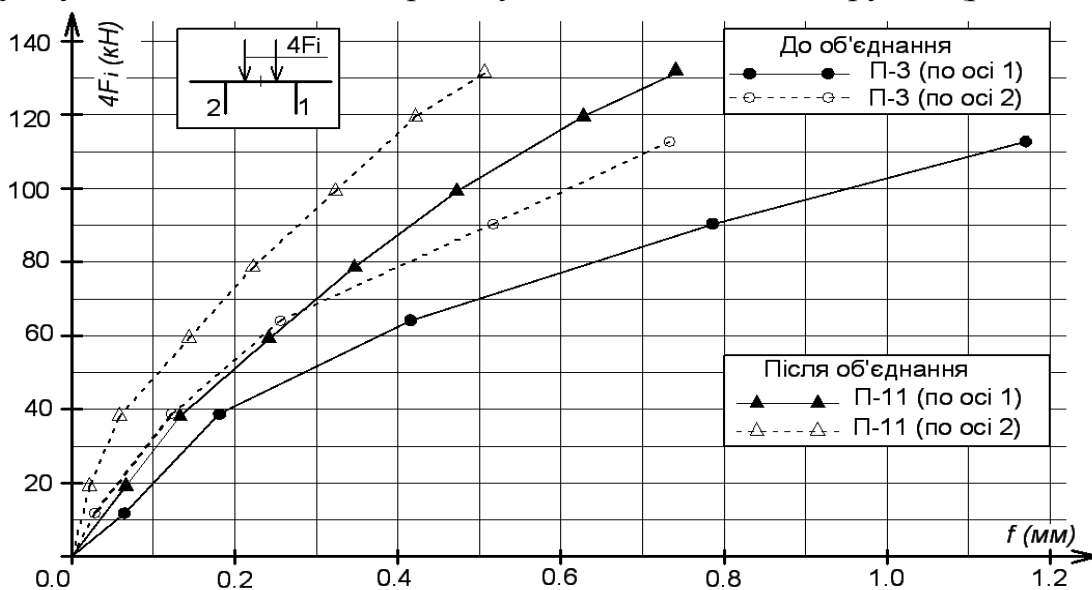


Рис.3.107. Максимальні прогини балок в прогоні D-E дослідної конструкції до і після зміни статичної схеми

В результаті порівняння встановлено, що після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції в шести прогонову нерозрізну систему максимальні прогини балок в прогоні D-E по осі 1 зменшились на 43 %, а по осі 2 на 45%.

Якщо ж порівняти прогини в середині прогону D-E криволінійної дослідної конструкції по осях 1 і 2 до і після об'єднання її з прямолінійною частиною, отримуємо закономірність:

а) прогини до зміни статичної схеми по осі 1 більші від прогинів по осі 2 дослідної конструкції в середньому на 37% ;

б) прогини після зміни статичної схеми по осі 1 більші від прогинів по осі 2 дослідної конструкції в середньому на 38%.

Для замірів середніх величин відносних деформацій нормальних перерізів в середині прогону D-E використано мікроіндикатори годинникового типу, розміщення яких на конструкції показано на рис.3.108.

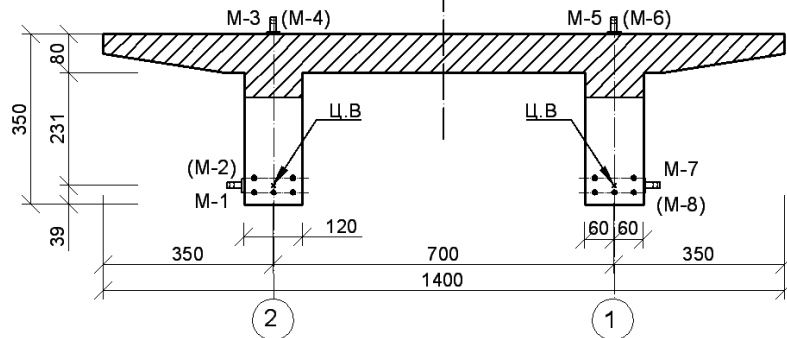


Рис.3.108. Розміщення арматури і мікроіндикаторів для визначення середніх величин відносних деформацій в середині навантаженого прогону D-E дослідної конструкції

Порівняння результатів випробування, а саме середніх відносних деформацій нормальних перерізів дослідної конструкції в середині прогону D-E до і після зміни статичної схеми показано графічно на рис.3.109.

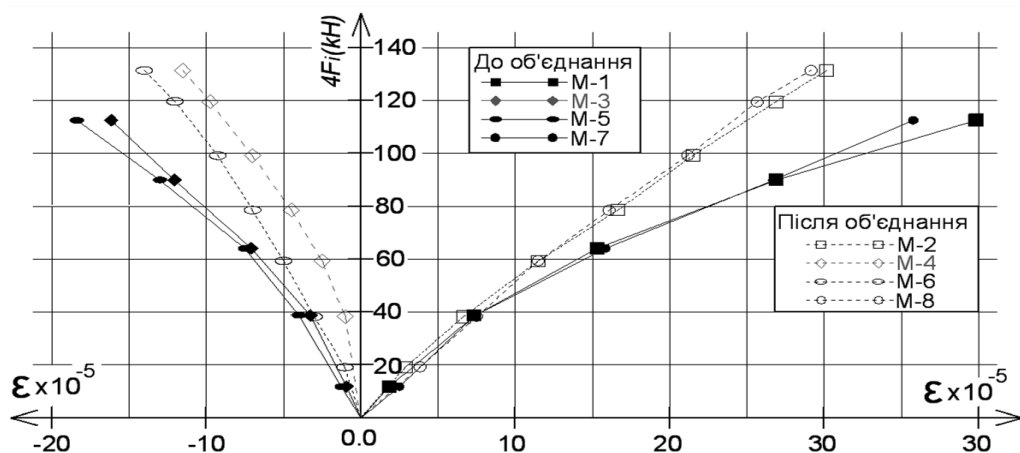


Рис.3.109. Відносні деформації в середині навантаженого прогону D-E до і після зміни статичної схеми дослідної конструкції

В результаті порівняння середніх відносних деформацій нормальних перерізів в середині прогону D-E визначені на основі експериментальних даних до і після об'єднання криволінійної і прямолінійної частин дослідної конструкції, визначено, що:

- на рівні центру ваги робочої арматури (M-7 і M-8) збірної балки по осі 1 відносні деформації зменшились в середньому на 23%;
- на рівні центру ваги робочої арматури (M-1 і M-2) збірної балки по осі 2 відносні деформації зменшились в середньому на 25 %;
- на верхній грані монолітної плити (M-5 і M-6) над збірною балкою по осі 1 відносні деформації в середньому зменшились на 35 %;

г) на верхній грані монолітної плити (М-3 і М-4) над збірною балкою по осі 2 відносні деформації в середньому зменшились на 54 %.

3.4.4. Порівняння результатів випробування криволінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогонів D-E та E-F до і після об'єднання її з прямолінійною частиною

Статичні схеми до і після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції в шести прогонову нерозрізну систему із навантаженням прогонів D-E та E-F показано на рис. 3.46. і 3.88.

Зміна прогинів головних балок в осі 1 і 2 в середині навантажених прогонів D-E та E-F до і після об'єднання криволінійної і прямолінійної частин дослідної конструкції показано графічно на рис.3.110. Схему розміщення прогиномірів з їхньою нумерацією показано на рис.2.39. а,б.

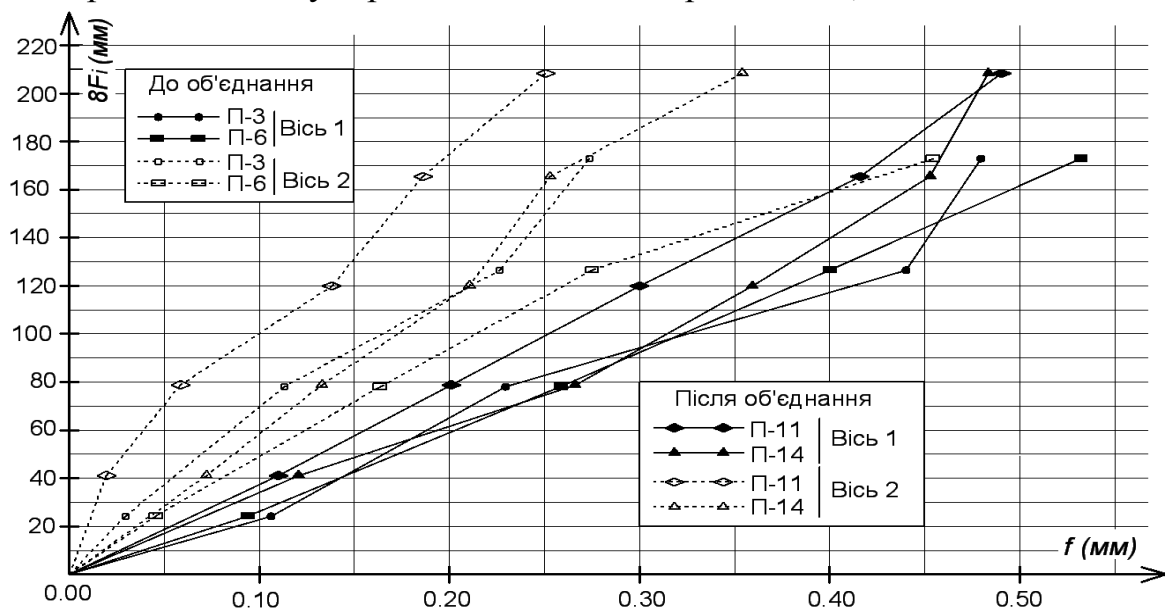


Рис.3.110 Прогини головних балок в осях 1 і 2 в навантажених прогонах дослідної конструкції до і після об'єднання криволінійної частини з прямолінійною

На основі порівняння експериментальних даних за показами прогиномірів було встановлено, що максимальні прогини головних балок по осі 1 і 2 дослідної конструкції в середині навантажених прогонів D-E та E-F при зміні статичної схеми, а с значно зменшились (пропорційно), а саме:

- а) прогини в середині прогону D-E по осі 1 в середньому зменшились на 21%;
- б) прогини в середині прогону D-E по осі 2 в середньому зменшились на 38%;
- в) прогини в середині прогону E-F по осі 1 в середньому зменшились на 8%;
- г) прогини в середині прогону E-F по осі 2 в середньому зменшились на 26%.

Визначення прогинів головних балок дослідної конструкції виконано із врахуванням деформацій надпорних кільцевих динамометрів та зафіксованих величин осадок опор стенду.

Для порівняння величин відносних деформацій нормальних перерізів в навантажених прогонах D-E та E-F дослідної конструкції до і після зміни статичної схеми, використано покази механічних приладів: індикаторів (0.01 мм) та мікроіндикаторів (0.001 мм) годинникового типу. Вони були розміщені в перерізах конструкції середини прогонів D-E та E-F (рис.3.111) і над опорою E (рис.3.114).

На рис.3.111 показано поперечний переріз дослідної конструкції в середині прогонів D-E та E-F із нанесеними центрами ваги робочої арматури і місця замірів середніх показів відносних деформацій мікроіндикаторами: M-1, M-3, M-5 і M-7 - для конструкції до об'єднання; M-2, M-4, M-6 і M-8 - для конструкції після об'єднання.

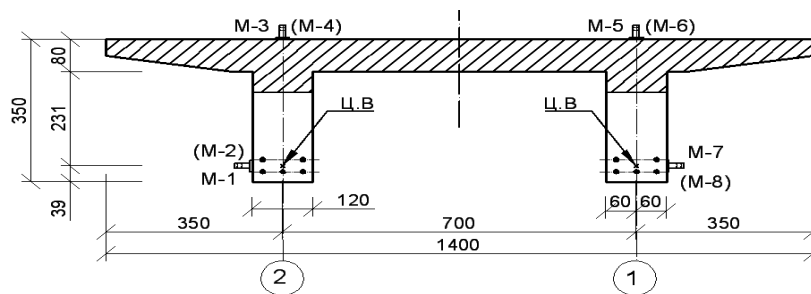


Рис.3.111. Розміщення арматури і мікроіндикаторів в середині навантажених прогонів D-E та E-F дослідної конструкції до і після об'єднання в шестипрогонову нерозрізну систему.

Відносні деформації в середині прогону D-E, на рівні центру ваги робочої арматури збірної балки (розтяг) і верхньої грані монолітної плити (стиск) до і після об'єднання обох частин дослідної конструкції в одну шестипрогонову нерозрізну систему показано на рис.3.112.

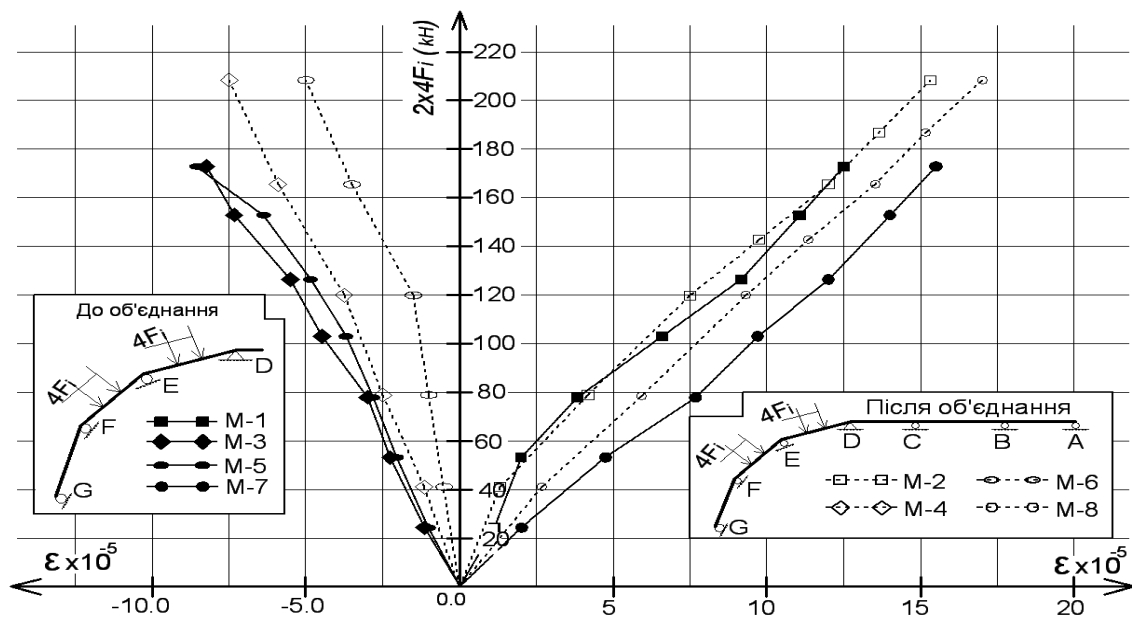


Рис.3.112. Відносні деформації нормальних перерізів балок по осях 1 і 2 в середині прогону D-E дослідної конструкції до і після об'єднання її частин

В результаті порівняння величин відносних деформацій в середині прогону D-E при зміні статичної схеми дослідної конструкції було встановлено, що:

- відносні деформації нормального перерізу на рівні центру ваги робочої арматури для балки по осі 1 зменшились у середньому на 17%, балки по осі 2 зменшились на 5%;
- відносні деформації на рівні верхньої грані плити над балкою по осі 1 зменшились у середньому на 61 %, а над балкою по осі 2 на 27 %.

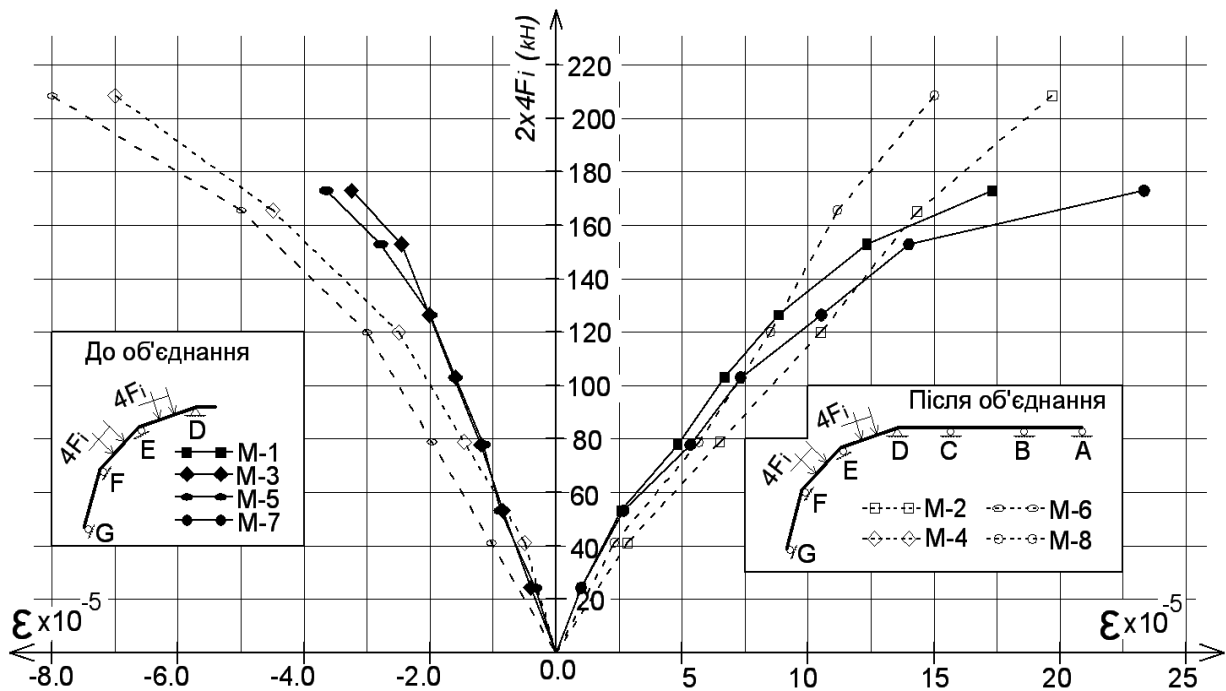


Рис.3.113. Відносні деформації нормальних перерізів балок по осях 1 і 2 в середині прогону E-F дослідної конструкції до і після об'єднання її частин в шестипрогову нерозрізну систему

В результаті порівняння було встановлено, що: відносні деформації на рівні центра ваги арматури середини прогону E-F балки по осі 1 зменшились у середньому на 17% і для балки по осі 2 збільшились на 19%, а відносні деформації на рівні верхньої грані плити над балкою по осі 1 збільшились у середньому на 60 %, для головної балки по осі 2 на 33 % після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин в шестипрогову нерозрізну систему

На рис.3.114 показано поперечний переріз дослідної конструкції над опорою E із нанесеними місцями замірів середніх величин відносних деформацій мікроіндикаторами: M-1, M-3, M-5, M-7, M-9 і M-11 - для конструкції до об'єднання; M-2, M-4, M-6, M-8, M-10 і M-12 - для конструкції після об'єднання. Де M-5, M-6, M-9, M-10 – показники відносних деформацій неметалевої стрічкової арматури.

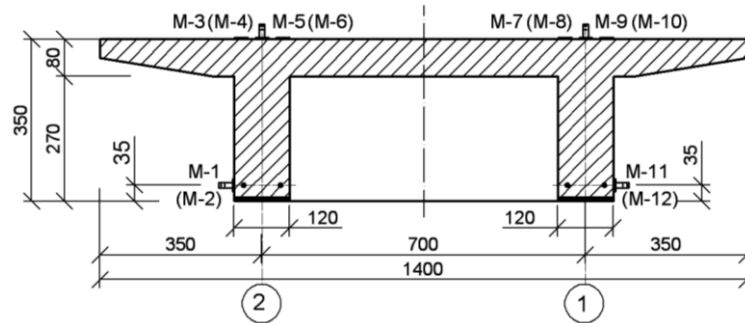


Рис.3.114. Розміщення мікроіндикаторів в перерізі на опорі E дослідної конструкції до і після об'єднання її прямолінійної і криволінійної частин.

Отримавши усереднені показники відносних деформацій нормальних перерізів дослідної конструкції над опорою E до і після зміни статичної схеми (рис. 6, а) на кожному ступені навантаження відображено графічно, що показано на рис.3.115

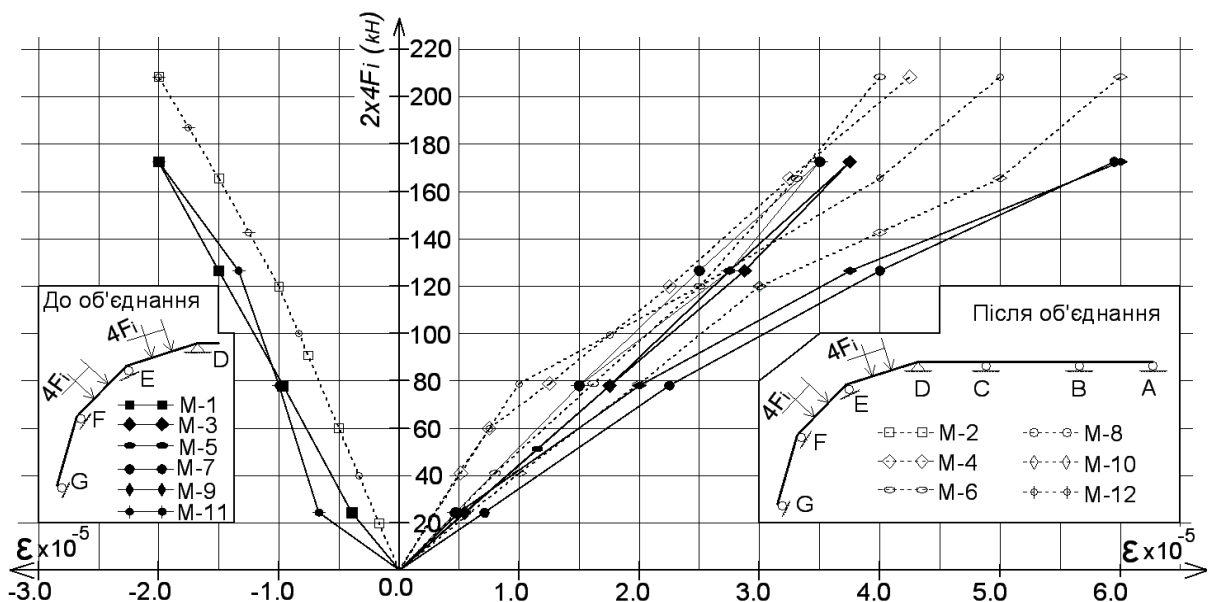


Рис.3.115 Відносні деформації нормальних перерізів балок по осях 1 і 2 над опорою E двобалкової дослідної конструкції до і після об'єднання її частин в шестипрогонову нерозрізну систему

При порівнянні результатів отриманих на основі експериментальних даних встановлено, що відносні деформації нормальних перерізів на опорі E при різних статичних схемах випробувань значно відрізняються в сторону зменшення в шести прогоновій нерозрізній конструкції, а саме:

- відносні деформації на рівні центру ваги арматури нижньої зони монолітної балки по осі 1 зменшились в середньому на 31%;
- відносні деформації на верхній грані монолітної плити над балкою по осі 1 зменшились в середньому на 39%;
- відносні деформації композитної стрічкової арматури в розтягнутій зоні над балкою по осі 1 зменшились в середньому на 9%;

г) відносні деформації на рівні центру ваги арматури нижньої зони монолітної балки по осі 2 зменшились в середньому на 29%;

д) відносні деформації на верхній грані монолітної плити над балкою по осі 2 зменшились в середньому на 21%;

е) відносні деформації композитної стрічкової арматури в розтягнутій зоні над балкою по осі 2 зменшились в середньому на 7.5%;

Основні положення результатів експериментальних досліджень опубліковано в працях автора [121,122,123,124,125,128].

Висновки до розділу 3

- 1) Отримано нові експериментальні результати величин згинальних моментів, моментів тріщиноутворення, прогинів і деформацій нормальних перерізів прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції до і після їх об'єднання в нерозрізну шестипрогонову систему за різними схемами статичного навантаження.
- 2) Встановлено, що величини згинальних моментів, при яких було зафіксовано появу тріщин в прямолінійній ($M_{cr}^{exp} = 41.74$ кН_{хм}) і криволінійній ($M_{cr}^{exp} = 43.16$ кН_{хм}) частинах дослідної конструкції збігаються із різницею до 3 %.
- 3) Встановлено, що експериментальні величини згинальних моментів в середині крайніх навантажених прогонів прямолінійної (В-С) і криволінійної (D-E) частин дослідної конструкції після їх об'єднання в шестипрогонову нерозрізну систему за однакової величини навантаження зменшились до 30%.
- 4) Встановлено, що експериментальні величини прогинів в середині навантажених крайніх прогонів прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції після їх об'єднання в шестипрогонову нерозрізну систему за однакової величини навантаження зменшились до 35%.
- 5) Встановлено, що експериментальні величини відносних деформацій, в середині навантажених прогонів прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції після їх об'єднання в шестипрогонову нерозрізну систему, за однакової величини навантаження, зменшились до 37%.
- 6) Встановлено, що величини прогинів криволінійної частини дослідної конструкції, за різними статичними схемами та при симетричному навантаженні, головних балок по осі 1 збільшувались до 40% від прогинів балок по осі 2, за рахунок різних довжин цих балок, які вписані в криві різних радіусів, що необхідно враховувати при проектуванні прогонових будов мостів складної форми в плані.

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНОК ДЕФОРМАТИВНОСТІ І ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ НЕРОЗРІЗНИХ ДВОБАЛКОВИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ ЇХ АНАЛІЗ І ПОРІВНЯННЯ З РЕЗУЛЬТАТАМИ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

4.1. Теоретичні розрахунки деформативності та тріщиностійкості дослідної конструкції та порівняння їх із результатами експериментальних досліджень

Для порівняння з експериментальними даними виконано теоретичні розрахунки прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції до і після їх об'єднання в шестипрогонову нерозрізну систему згідно діючих норм.

Статичний розрахунок полягав у визначенні згинальних моментів по осі дослідної конструкції у характерних перерізах: в середині навантажених прогонів та на опорах за лініями впливу згинальних моментів рис.1...6. (Додаток до розділу 4)

Розрахункові схеми дослідних конструкції розглянуто, як стержневі системи, таким чином, що опорні реакції приймалися, як сумарні по осі конструкції.

Експериментальні величини прогинів балок по осі 1 і 2 дослідної конструкції приймалися як середні, які порівнювались із величинами прогинів отриманими в результаті теоретичних розрахунків. В побудові графіків залежностей навантаження-прогини маркування місць визначення прогинів дослідної конструкції показано на схемі рис.2.39 (Розділ 2).

Прогини і утворення тріщин прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції до і після об'єднання в шестипрогонову нерозрізну систему теоретично визначено згідно із діючими нормами ДБН В.2.3-14:2006.

Формули по визначенню прогинів і моменту тріщино утворення дослідної конструкції наведено в додатку до розділу 4. Фізико-механічні характеристики бетонів та металеві і неметалевої арматури дослідної конструкції, прийняті при теоретичних розрахунках для визначення прогинів і тріщиностійкості наведено в таблиці 7 (Додаток до розділу 4).

4.1.1. Деформативність і тріщиностійкість прямолінійної частини дослідної конструкції

Статичний розрахунок прямолінійної частини дослідної конструкції виконано за двох схем навантаження, а саме:

- при навантаженні одного прогону В-С;
- при навантаженні двох прогонів А-В та В-С.

Розрахункова схема прямолінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогону В-С показана на рис.4.1.

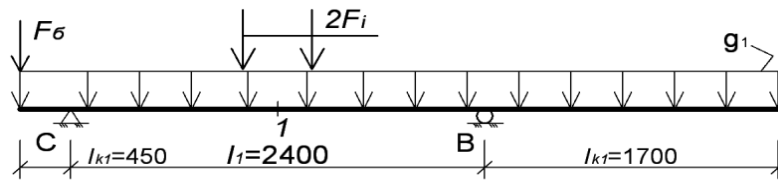


Рис.4.1. Розрахункова схема прямолінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогону В-С

Як показано в розділі 3 на рис.3.4., при навантаженні прямолінійної частини дослідної конструкції в прогоні В-С на першому ступені навантаження, конструкція над опорою А піднялася вверх, таким чином, у розрахунковій схемі від опори В утворилась консоль.

Навантаження в розрахунковій схемі на кожному ступені зведено в таблицю 4.1.

Таблиця 4.1.

Навантаження прямолінійної частини дослідної конструкції в прогоні В-С

Види навантаження		Ступінь навантаження в прогоні В-С			
		I	II	III	IV
Прикладене навантаження	$2F_i$ (кН)	22.16	43.44	65.50	84.62
Власна вага дослідної конструкції	g_1 (кН/м.п.)	5.4	5.4	5.4	5.4
Навантаження від підвісних балок	F_6 (кН)	1	1	1	1

Згинальні моменти в середині прогону В-С на кожному ступені навантаження, які отримано теоретичним розрахунком відображено графічно на рис. 4.2, де і показано експериментальні результати. Збіжність цих результатів спостерігається з різницею в середньому до 3%.

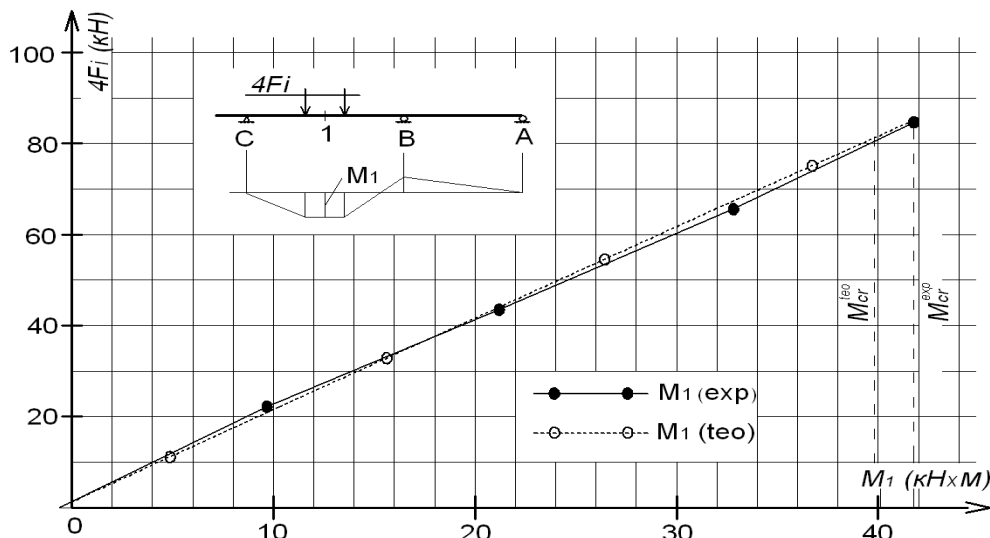


Рис.4.2. Експериментальні і теоретичні величини згинальних моментів прямолінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогону В-С.

Згинальний момент при якому виникають тріщини в середині прогону В-С прямолинійної частини дослідної конструкції пораховано теоретично згідно формул нормативу [35]. Теоретична величина згинального моменту тріщиноутворення дослідної конструкції становить: $M_{cr}^{teo} = 39.72$ кН_м, для перерізу середини прогону В-С прямолинійної частини дослідної конструкції. А величина згинального моменту тріщиноутворення експериментально визначена для цього ж прогону становить $M_{cr}^{exp} = 41.74$ кН_м, що на 4.8% більше від величини згинального моменту отриманої в результаті розрахунків за формулами діючих норм (Додаток до розділу 4).

Величини середніх експериментальних прогинів головних балок по осі 1 і 2 в середині прогону В-С на кожному ступені навантаження відображено графічно на рис.4.3, де і показано середні прогини балок отримані розрахунком за формулами нормативів (Додаток до розділу 4).

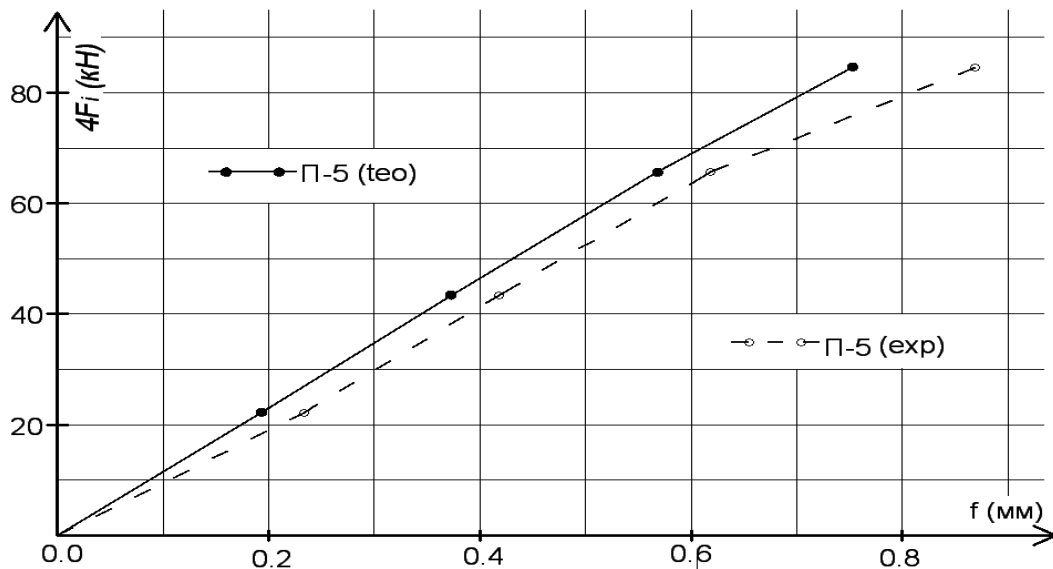


Рис.4.3. Теоретичні та експериментальні прогини прямолинійної частини дослідної конструкції в прогоні В-С при навантаженні прогону В-С

Результати розрахунків, за формулами нормативів, прогинів головних балок прямолинійної частини дослідної конструкції відрізняються від експериментальних даних в середньому до 9 %

Розрахункова схема прямолинійної частини дослідної конструкції із навантаженням двох прогонів А-В та В-С показана на рис.4.4.

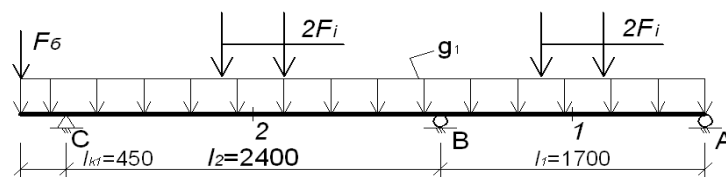


Рис.4.4. Розрахункова схема прямолинійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С

Величини навантаження на кожному ступені в розрахунковій схемі зведено в таблицю 4.2.

Таблиця 4.2.

Навантаження прямолінійного стержня при навантаженні прогонів А-В та В-С

Види навантаження		Ступінь навантаження в прогонах А-В та В-С								
		I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX
Прикладене навантаження	$2Fi$ (кН)	21.65	39.7	58	78.4	94.6	116	134	156	176.4
Власна вага дослідної конструкції	g_1 (кН/м.п.)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
Навантаження від підвісних балок	F_6 (кН)	1	1	1	1	1	1	1	1	1

Згинальні моменти в середині прогонів А-В та В-С і над опорою В на кожному ступені навантаження, які отримано розрахунком за лініями впливу (Додаток до розділу 4) відображено графічно на рис. 3.20, де і показано експериментальні результати. Збіжність цих результатів спостерігається з різницею в середньому до 9%.

Величина середніх експериментальних прогинів головних балок по осі 1 і 2 в середині прогону А-В та В-С на кожному ступені навантаження прямолінійної частини дослідної конструкції відображено на рис.4.5, де і показано прогини балок отримані розрахунком за формулами нормативів.

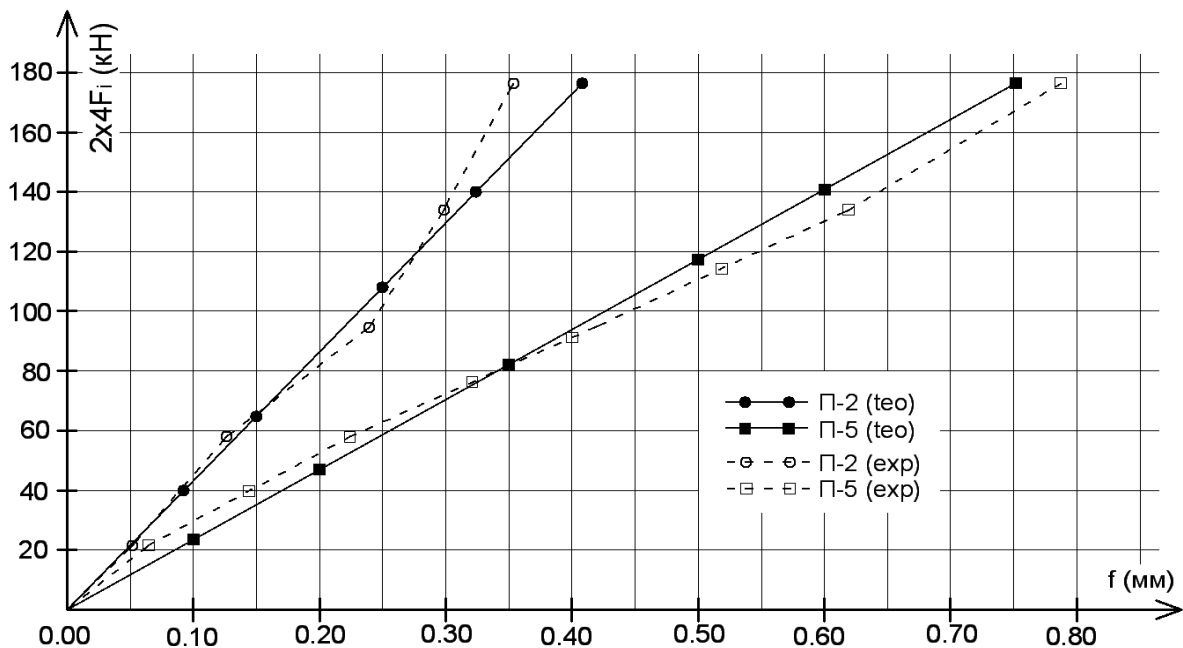


Рис.4.5. Теоретичні та експериментальні прогини у прогонах А-В та В-С прямолінійної частини дослідної конструкції при їх навантаженні

Результати теоретичних розрахунків прогинів головних балок в прогонах А-В та В-С відрізняються від експериментальних даних в середньому до 7 %.

Згинальні моменти в середині прогону D-E та над опорою E на кожному ступені навантаження, які отримано розрахунком за лініями впливу (Додаток до розділу 4), відображено графічно на рис. 3.31 де і показано експериментальні результати. Збіжність цих результатів спостерігається з різницею в середньому до 6% (рис.4.7).

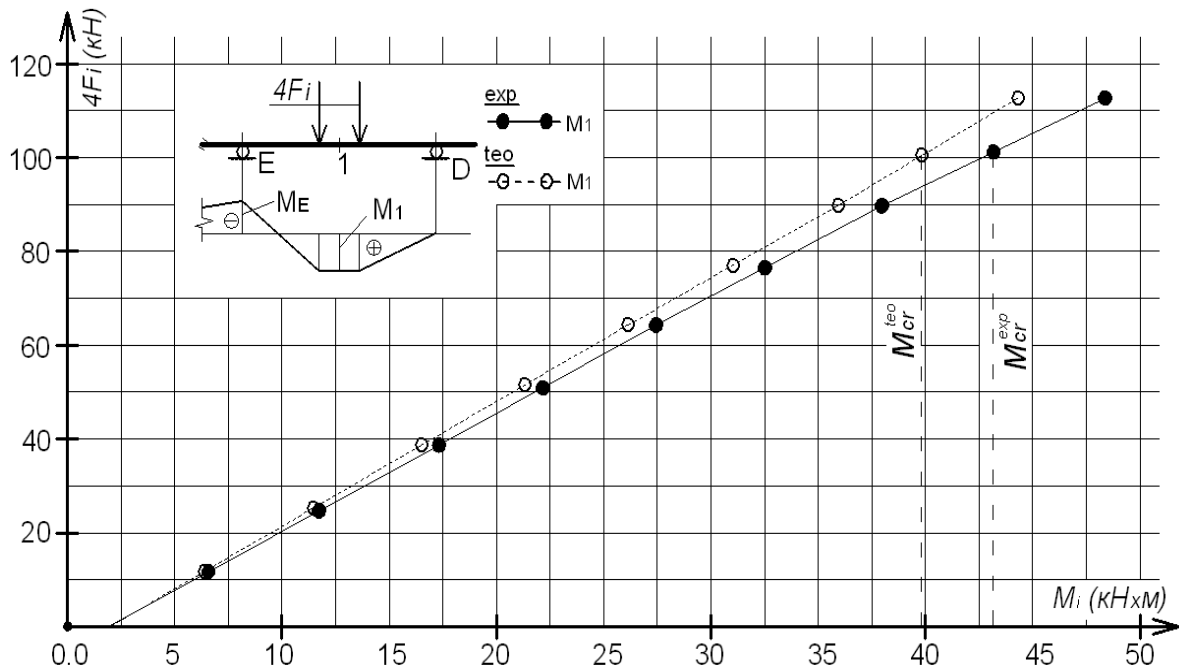


Рис.4.7. Експериментальні і теоретичні величини згинальних моментів криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E.

Згинальний момент при якому виникають тріщини в середині прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції пораховано теоретично згідно формул нормативу [35]. Теоретична величина згинального моменту тріщиноутворення дослідної конструкції становить: $M_{cr}^{teo} = 39.72$ кН·м, для перерізу середини прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції. А величина згинального моменту, при випробуванні криволінійної частини дослідної конструкції, при якій зафіксовано появу тріщин із розкриттям до 0.01 мм становить: $M_{cr}^{exp} = 43.16$ кН·м, що на 7.9% більше від величини згинального моменту отриманої в результаті теоретичних розрахунків (рис.4.7).

Величина середніх експериментальних прогинів головних балок по осі 1 і 2 в середині прогону D-E на кожному ступені навантаження криволінійної частини дослідної конструкції відображено на рис.4.8, де і показано прогини балок отримані розрахунком за формулами діючих норм [35].

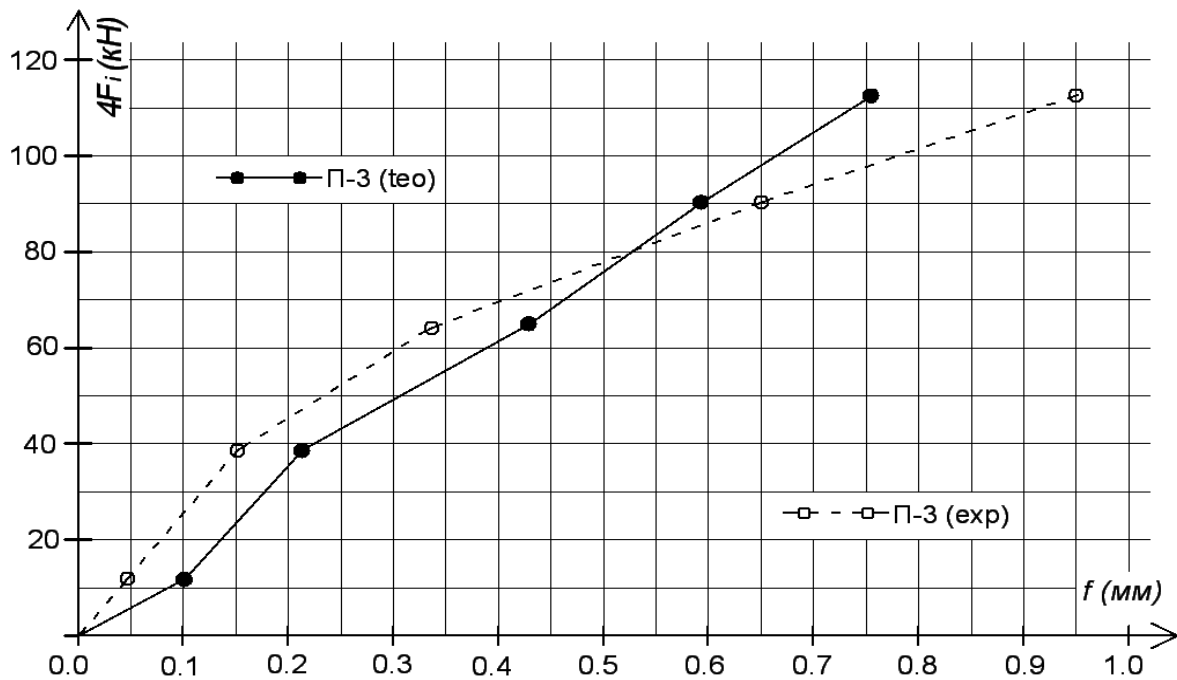


Рис.4.8. Теоретичні та експериментальні прогини криволінійної частини дослідної конструкції в прогоні D-E при навантаженні прогону D-E

Результати розрахунків прогинів головних балок в прогоні D-E, за формулами діючих норм, відрізняються від експериментальних даних в середньому до 6 %.

Розрахункову схему криволінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогонів D-E та E-F показано на рис.4.6, б.

Величина навантаження в розрахунковій схемі на кожному ступені зведено в таблицю 4.4.

Таблиця 4.4.

Навантаження криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F

Види навантаження		Ступінь навантаження в прогонах D-E та E-F						
		I	II	III	IV	V	VI	VII
Прикладене навантаження	$2F_i$ (кН)	24.3	53.2	77.9	103.7	126.6	152.9	172.9
Власна вага дослідної конструкції	g^2 (кН/м.п.)	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4
Навантаження від підвісних балок	F_6 (кН)	1	1	1	1	1	1	1

Величини згинальних моментів в середині прогонів D-E та E-F і над опорою E криволінійної частини дослідної конструкції на кожному ступені навантаження, які отримано розрахунком, за лініями впливу, показано графічно

на рис.3.49 де і показано експериментальні результати. Збіжність цих результатів спостерігається з різницею в середньому до 4%.

Прогини в середині прогонів А-В та В-С на кожному ступені навантаження, які отримано теоретичним розрахунком відображено графічно на рис.4.9, де і показано експериментальні результати.

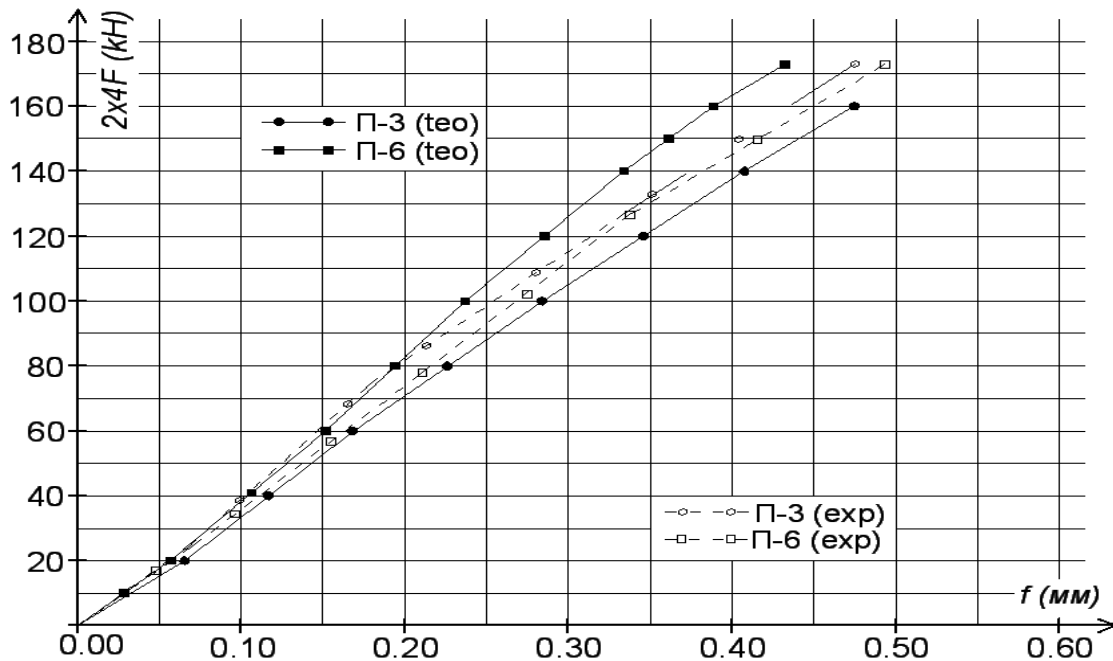


Рис.4.9. Теоретичні та експериментальні прогини криволінійної частини дослідної конструкції в прогонах D-E та E-F при навантаженні цих прогонів

Результати розрахунків, за формулами діючих норм, прогинів головних балок в прогонах D-E та E-F відрізняються від експериментальних даних в середньому до 4 %.

4.1.3. Деформативність прямолінійної частини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції

Розрахункова схема шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції прийнята стержневою, довжина якої є середньою довжиною головних балок по осі 1 і 2. Розрахунки за формулами діючих норм виконано за п'яти схем навантаження, аналогічно, як і у експериментальних випробуваннях.

Розрахункові схеми із навантаженням прямолінійної частини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції показано на рис.4.10.

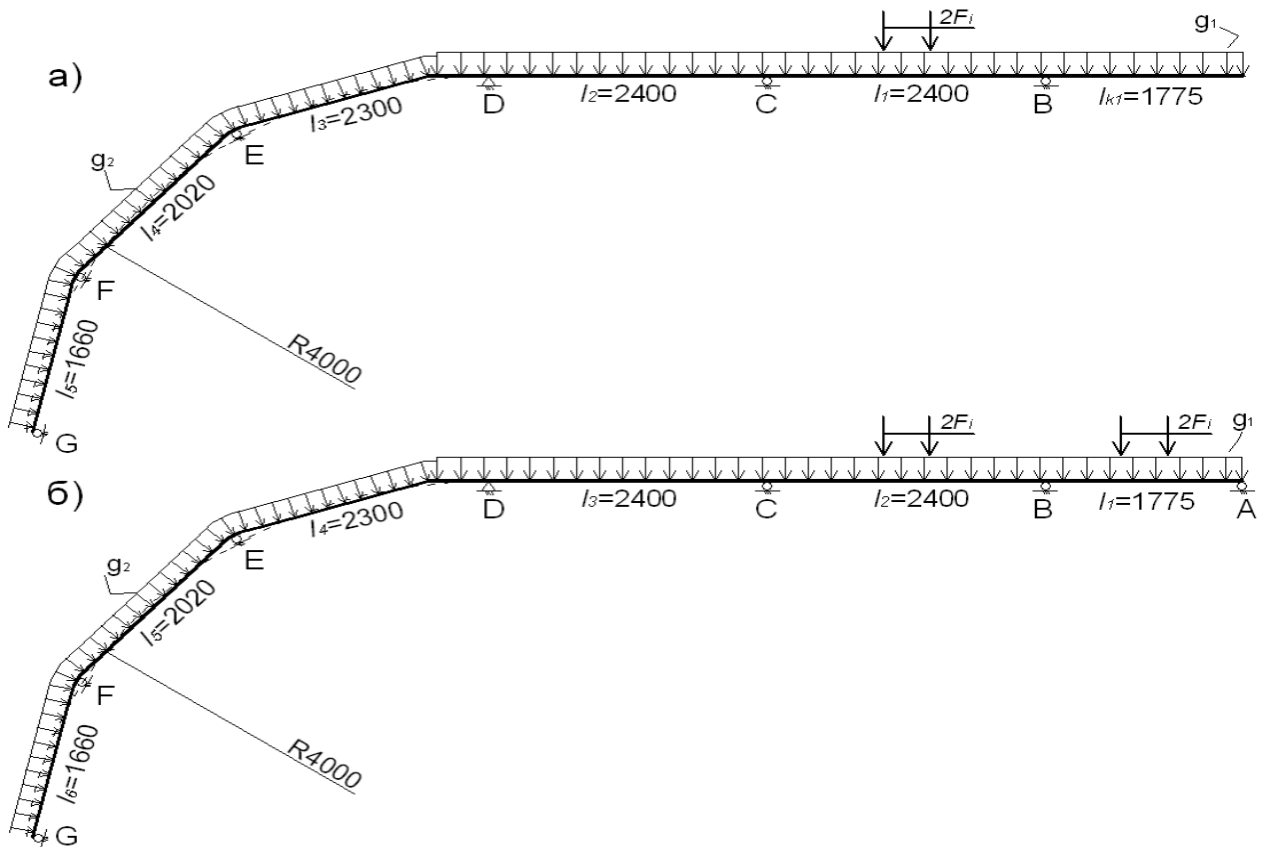


Рис.4.10. Розрахункові схеми шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції із навантаженням прямолінійної її частини: а) при навантаженні прогону В-С, б) при навантаженні прогонів А-В та В-С

Розрахункову схему для розрахунку шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогону В-С показано на рис.4.10, а.

Як показано в розділі 3 на рис.3.4, при навантаженні прямолінійної частини дослідної конструкції в прогоні В-С на першому ступені, прогін А-В було піднято над опорою А, таким чином, у розрахунковій схемі від опори В утворилась консоль.

Величини навантаження шестипрогової дослідної конструкції в розрахунковій схемі на кожному ступені зведено в таблицю 4.5.

Таблиця 4.5.

Навантаження прогону В-С шестипрогової дослідної конструкції

Види навантаження		Ступінь навантаження в прогоні В-С				
		I	II	III	IV	V
Прикладене навантаження	$2F_i$ (кН)	18.28	39.20	59.20	80.07	99.07
Власна вага дослідної конструкції	g_1 (кН/м.п.)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
	g_2 (кН/м.п.)	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4

Згинальні моменти в середині прогону В-С які отримано розрахунком, за лініями впливу, відображено графічно на рис. 3.5, де і показано експериментальні результати. Збіжність цих результатів з різницею в середньому до 9%.

Після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції в нерозрізну систему величини згинальних моментів отриманих експериментом і теоретичним розрахунком у прогоні В-С зменшилися в середньому до 24 %.

Прогини в середині прогону В-С шестипрогової дослідної конструкції, які отримано розрахунком, за формулами діючих норм, відображено графічно на рис.4.11, де і показано експериментальні результати.

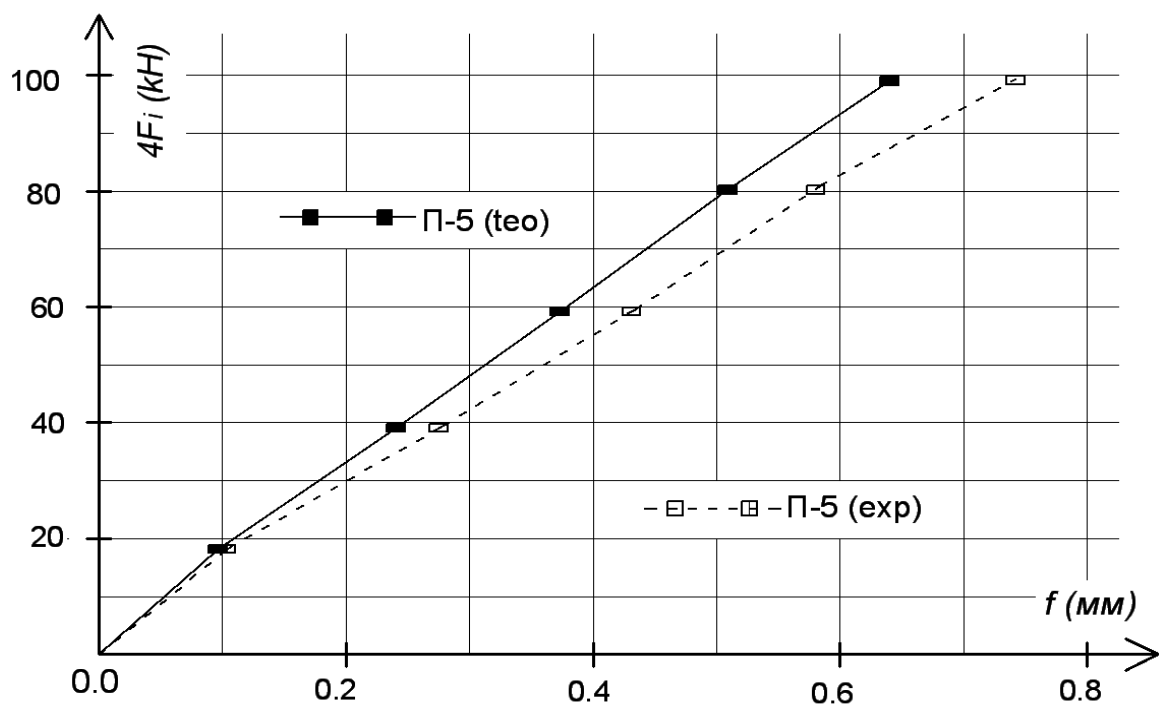


Рис.4.11. Теоретичні та експериментальні прогини прогону В-С шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні цього ж прогону

Збіжність результатів теоретичного розрахунку прогинів та величин прогинів отриманих експериментально - збіжні із різницею до 9%.

Розрахункова схема для теоретичного розрахунку шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С показана на рис.4.10., б.

Величини навантаження, в розрахунковій схемі, на кожному ступені зведено в таблицю 4.6.

Таблиця 4.6.

Навантаження в прогонах А-В та В-С шестипрогової дослідної конструкції

Види навантаження		Ступінь навантаження в прогонах А-В та В-С				
		I	II	III	IV	V
Прикладене навантаження	$2 \times 2F_i$ (кН)	37.7	76.6	117.4	150.6	195.2
Власна вага дослідної конструкції	g^1 (кН/м.п.)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
	g^2 (кН/м.п.)	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4

Величини згинальних моментів у середині прогонів А-В та В-С і на опорі В на кожному ступені навантаження, які отримано розрахунком, за лініями впливу, відображено графічно на рис. 3.67, де і показано експериментальні результати. Збіжність цих результатів спостерігається з різницею в середньому до 4%.

Прогини в середині прогону В-С шестипрогової дослідної конструкції на кожному ступені навантаження, які отримано розрахунком, за формулами діючих норм, відображено графічно на рис.4.12, де і показано експериментальні результати.

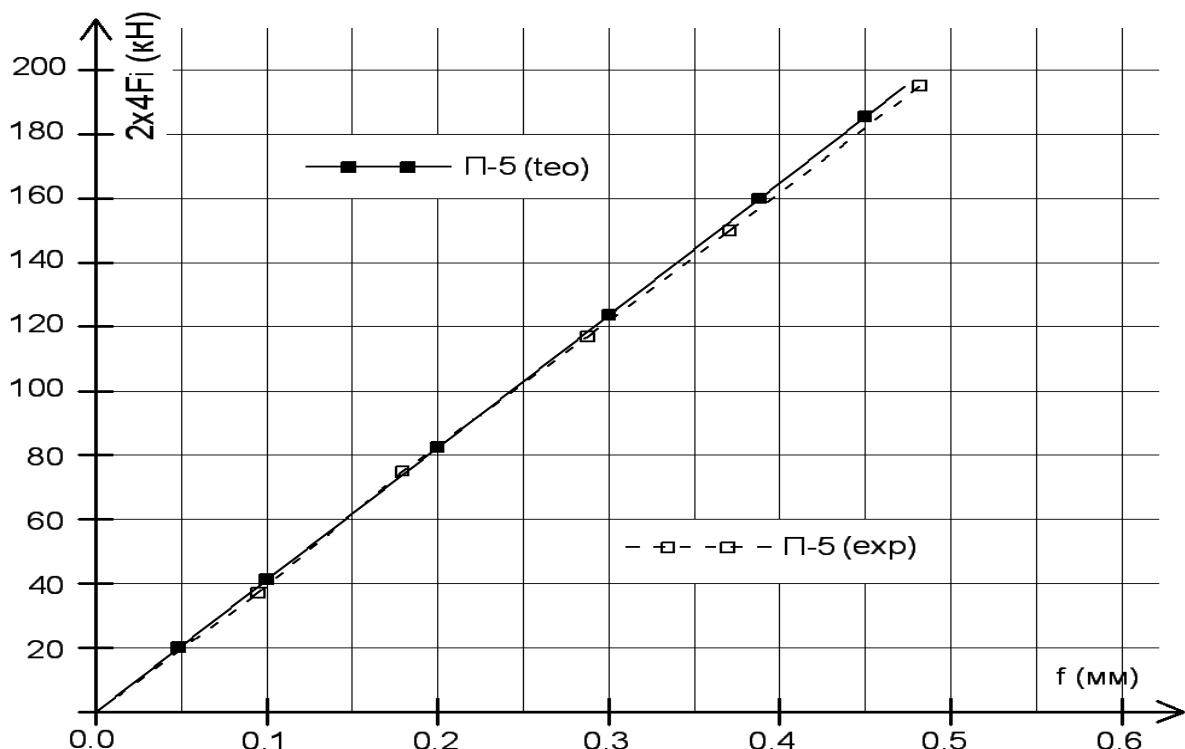


Рис.4.12. Теоретичні та експериментальні прогини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції в прогоні В-С при навантаженні прогонів А-В та В-С

Збіжність результатів розрахунку, за формулами діючих норм, прогинів та експериментальних величин прогинів в середньому збіжні із різницею до 4%.

4.1.4. Деформативність криволінійної частини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції

Розрахункові схеми із навантаженням криволінійної частини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції показано на рис.4.13.

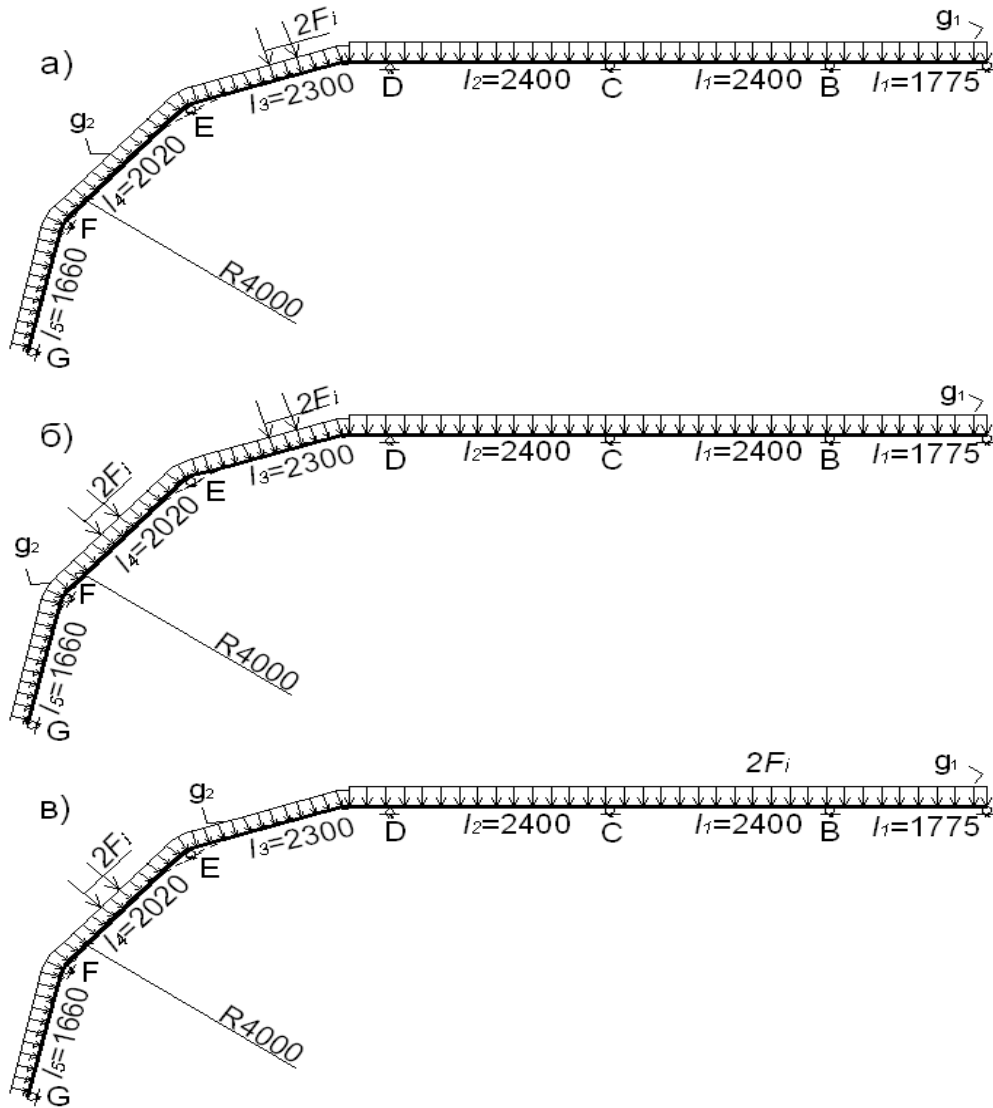


Рис.4.13. Розрахункові схеми шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції із навантаженням криволінійної її частини: а) при навантаженні прогону D-E, б) при навантаженні прогонів D-E та E-F, в) при навантаженні прогону E-F

Розрахункова схема, для теоретичного розрахунку, шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E показано на рис.4.13, а.

Величини навантаження в розрахунковій схемі із навантаженням прогону D-E криволінійної частини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції на кожному ступені зведено в таблицю 4.7.

Таблиця 4.7.

Величини навантаження прогону D-E шестипрогової дослідної конструкції

Види навантаження		Ступінь навантаження в прогоні D-E						
		I	II	III	IV	V	VI	VII
Прикладене навантаження	$2 \times 2F_i$ (кН)	24.3	53.2	77.9	103.7	126.6	152.9	172.9
Власна вага дослідної конструкції	g^1 (кН/м.п.)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
	g^2 (кН/м.п.)	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4

Згинальні моменти в середині прогону D-E на кожному ступені навантаження, які отримано розрахунком за лініями впливу відображено графічно на рис. 3.82, де і показано експериментальні результати. Збіжність цих результатів спостерігається з різницею в середньому до 3%.

Після об'єднання криволінійної і прямолінійної частин дослідної конструкції в шестипрогову нерозрізну систему величини згинальних моментів отриманих експериментом і теоретичним розрахунком у прогоні D-E зменшилися в середньому до 13%.

Прогини шестипрогової дослідної конструкції в середині прогону D-E на кожному ступені навантаження, які отримано розрахунком, за формулами діючих норм, відображено графічно на рис.4.14, де і показано експериментальні результати.

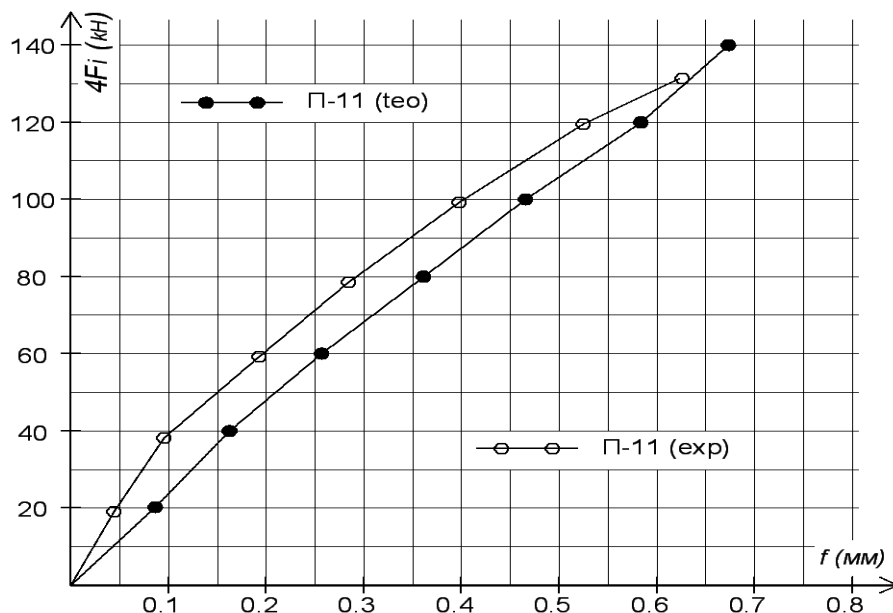


Рис.4.14. Теоретичні та експериментальні прогини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції в прогоні D-E при навантаженні цього ж прогону

Результати теоретичного розрахунку прогинів та величини прогинів отриманих експериментально збіжні із різницею до 4%.

Розрахункова схема шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні криволінійної її частини прогонів D-E та E-F показано на рис.4.13, б.

Величини навантаження в цій розрахунковій схемі на кожному ступені зведено в таблицю 4.8.

Таблиця 4.8.

Величина навантаження в прогонах D-E та E-F шестипрогової дослідної конструкції

Види навантаження		Ступінь навантаження в прогонах D-E та E-F				
		I	II	III	IV	V
Прикладене навантаження	$2 \times 2F_i$ (кН)	41.1	78.9	119.9	165.5	208.4
Власна вага дослідної конструкції	g^1 (кН/м.п.)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
	g^2 (кН/м.п.)	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4

Згинальні моменти в середині прогонів D-E та E-F і над опорою E на кожному ступені навантаження за розрахунком по лініях впливу відображено графічно на рис. 3.90, де і показано експериментальні результати. Збіжність цих результатів спостерігається з різницею в середньому до 8%.

Прогини шестипрогової дослідної конструкції в середині прогону D-E та E-F, що отримано розрахунком відображено графічно на рис.4.15, де і показано експериментальні результати.

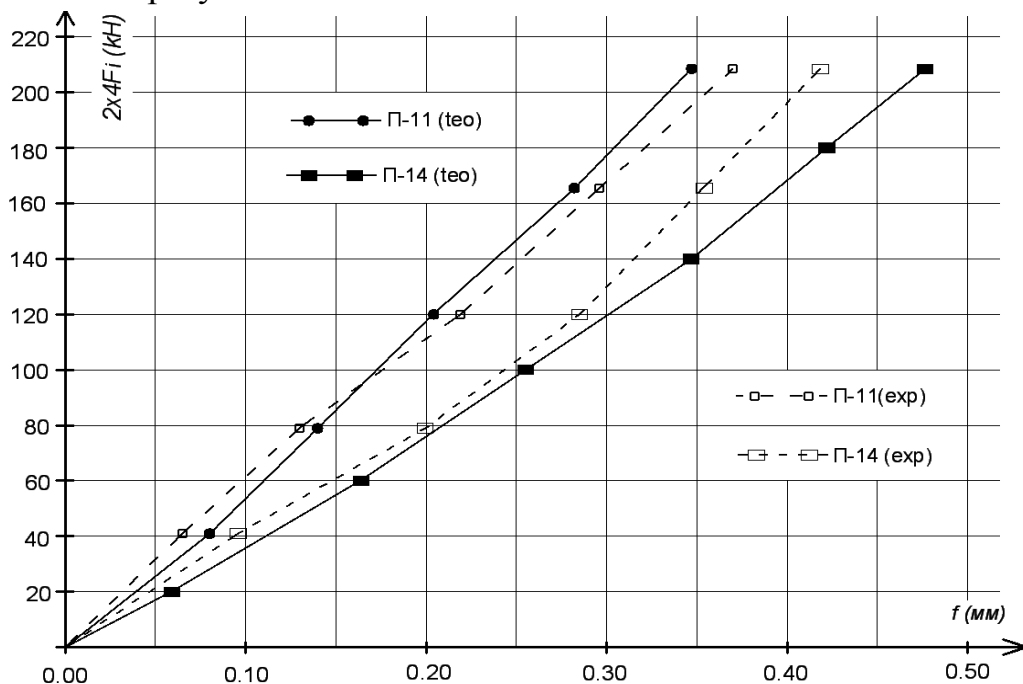


Рис.4.15. Теоретичні та експериментальні прогини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції в прогонах D-E та E-F при навантаженні цих прогонів

Результати розрахунку, за формулами діючих норм, прогинів та величини прогинів отриманих експериментально збіжні із різницею до 9%.

Розрахункову схему, для теоретичного розрахунку, шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогону E-F показано на рис.4.13, в. Навантаження в цій розрахунковій схемі на кожному ступені зведено в таблицю 4.9.

Таблиця 4.9.

Величини навантаження в прогоні E-F шестипрогонової дослідної конструкції

Види навантаження		Ступінь навантаження в прогоні E-F				
		I	II	III	IV	V
Прикладене навантаження	$2 \times 2F_i$ (кН)	24.29	48.88	79.57	97.00	109.6
Власна вага дослідної конструкції	g^1 (кН/м.п.)	5.4	5.4	5.4	5.4	5.4
	g^2 (кН/м.п.)	4.4	4.4	4.4	4.4	4.4

Згинальні моменти в середині прогону E-F на кожному ступені навантаження, які отримано за розрахунком по лініях впливу, відображено графічно на рис. 3.75, де і показано експериментальні результати. Збіжність цих результатів спостерігається з різницею в середньому до 5%.

Прогини шестипрогонової дослідної конструкції в середині прогону E-F на кожному ступені навантаження, які отримано розрахунком відображено графічно на рис.4.16, де і показано експериментальні результати.

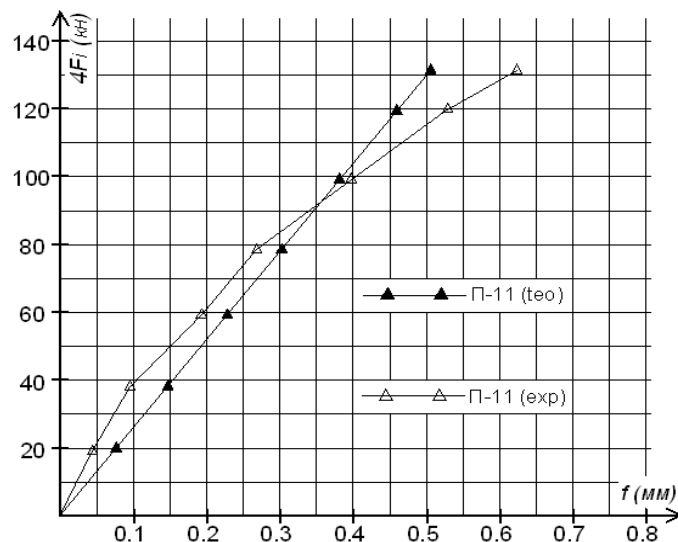


Рис.4.16 Теоретичні та експериментальні прогини шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції в прогоні E-F при навантаженні цього прогону

Основні результати досліджень опубліковано у працях автора [121,122,123,124,128]

4.2. Числові розрахунки деформативності ідеалізованої моделі дослідної конструкції за методом скінчених елементів у постановці лінійних залежностей

Для дослідження напружено-деформованого стану і розподілу деформацій нормальних перерізів прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції проведено числові розрахунки за методом скінчених елементів у ПК «ЛІРА САПР». Були розроблені розрахункові моделі, елементи яких приймалися об'ємними із врахуванням фізико-механічних характеристик у постановці лінійних залежностей.

При створенні розрахункових моделей дослідної конструкції враховано:

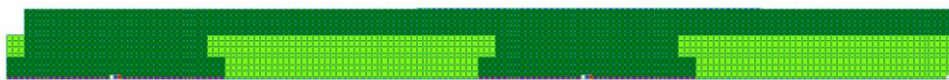
1. різні класи бетону елементів: збірних прогонових балок, монолітних надпорних і поперечних балок, плити та монолітної частини стику між прямолінійною і криволінійною частинами дослідної конструкції на етапі їх об'єднання в шестипрогову нерозрізну систему;
2. зовнішнє стальне листове армування стисненої зони нижніх частин головних надпорних монолітних балок;
3. зовнішнє неметалеве армування надпорних монолітних балок та в зонах стиків.

Моделі для розрахунку виконано для прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції, яку було випробувано в лабораторних умовах.

4.2.1. Деформативність моделі прямолінійної частини дослідної конструкції при різних схемах навантаження

Розрахункову модель прямолінійної двопрогової нерозрізної дослідної конструкції двобалкової прогонової будови мосту, виконано із об'ємних елементів, що показано на рис. 4.17 ... 4.19.

а)



б)

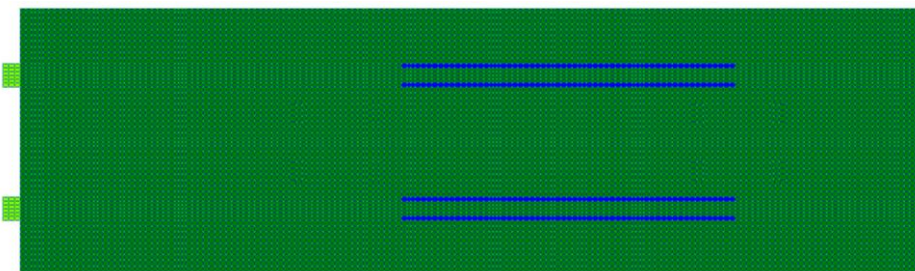


Рис.4.17. Загальний вид моделі прямолінійної частини дослідної конструкції:
а) фасад, б) вид зверху.

Характерні поперечні перерізи моделі для розрахунку показано на рис.4.18.



Рис.4.18. Поперечні перерізи моделі прямолинійної частини дослідної конструкції:
а) в середині прогону, б) над опорами.

Головні та поперечні балки, що розміщені над опорами і у зоні стиків показано на рис.4.19.

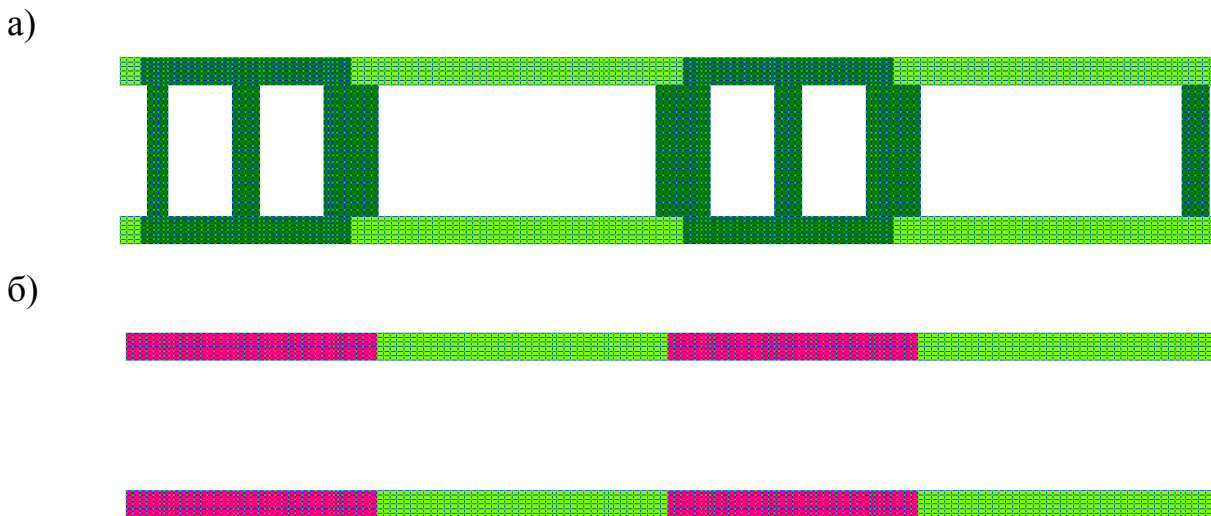


Рис.4.19. Головні та поперечні балки моделі прямолинійної частини дослідної конструкції: а) на рівні обтирання збірних балок на монолітні, б) на рівні зовнішнього листового армування стисненої зони

Розрахунок прямолинійної моделі дослідної конструкції двобалкової нерозрізної прогонової будови мосту виконано за двох схем навантаження, а саме:

1. із навантаження прогону В-С (Рис.3.2);
2. із навантаженням прогонів А-В та В-С одночасно (Рис.3.17).

При розрахунку за розрахунковою моделлю прямолинійної частини дослідної конструкції з двома нерозрізними прогонами прикладене навантаження в прогоні В-С п'ятьма ступенями із приростом 20 кН, величини якого зведено в таблицю 4.10.

Таблиця.4.10.

Величини навантаження в прогоні В-С моделі двоугонової нерозрізної дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні В-С				
	I	II	III	IV	V
$4F_i$ (кН)	20	40	60	80	100

Навантаження розподілялось на чотири ділянки із розмірами 30x90 мм. А розміщення його аналогічне, як при випробуваннях дослідної конструкції в лабораторних умовах (Рис.3.2).

В результаті проведення числових розрахунків на програмному комплексі «ЛІРА САПР» отримано наступні результати:

- вертикальні переміщення (прогини) моделі та їх розподіл;
- переміщення в поперечному напрямку;
- розподіл напружень нормальних перерізів по довжині моделі і в перерізах.

На рисунку 4.20. показано розподіл вертикальних переміщень плити на V ступені навантаження.

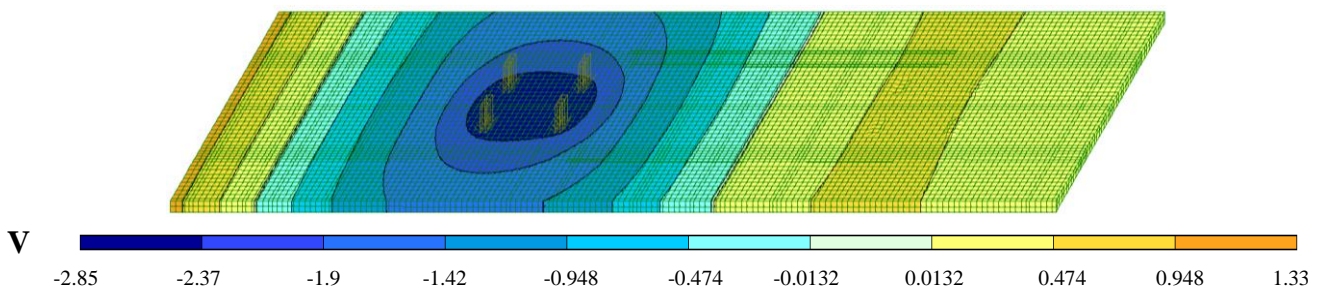


Рис.4.20. Розподіл вертикальних переміщень плити моделі на V ступені навантаження (мм).

Розподіл вертикальних переміщень головних і поперечних балок на V ступені навантаження показано на рисунку 4.21.

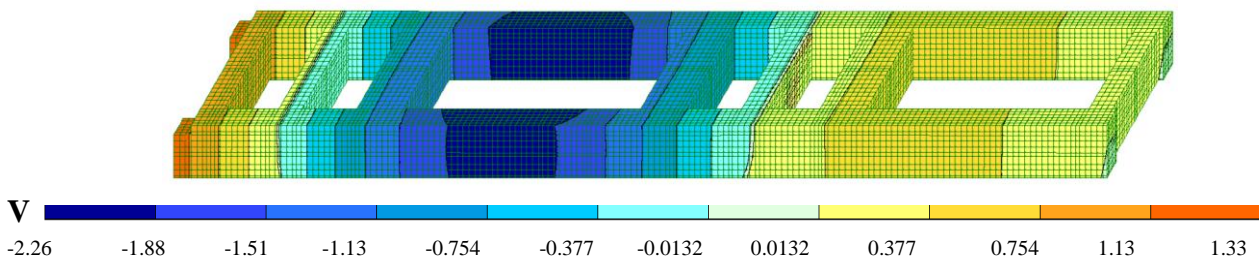


Рис.4.21. Розподіл вертикальних переміщень головних і поперечних балок моделі дослідної конструкції на V ступені навантаження (мм)

Деформативність в перерізі середини прогону В-С моделі прямолінійної частини дослідної конструкції двобалкової прогонової будови мосту в поперечному напрямку при навантаженні на V ступені показано на рис.4.22.

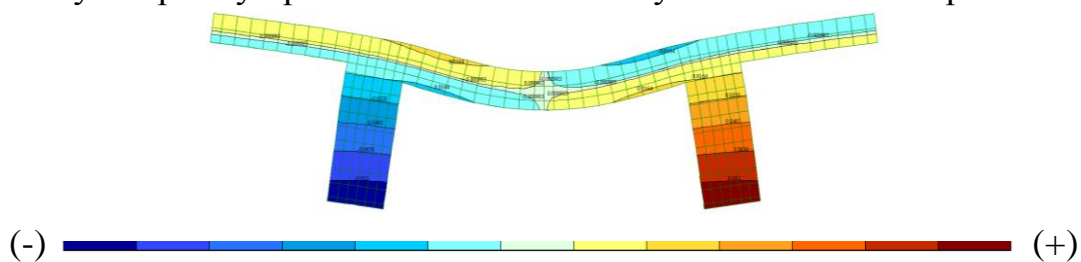


Рис.4.22. Деформативність моделі прямолінійної частини дослідної конструкції в поперечному напрямку у середині навантаженого прогону

Розподіл напружень на плиті і головних балок моделі прямолінійної частини дослідної конструкції на п'ятому ступені навантаження показано на рис.4.23 і 4.24.

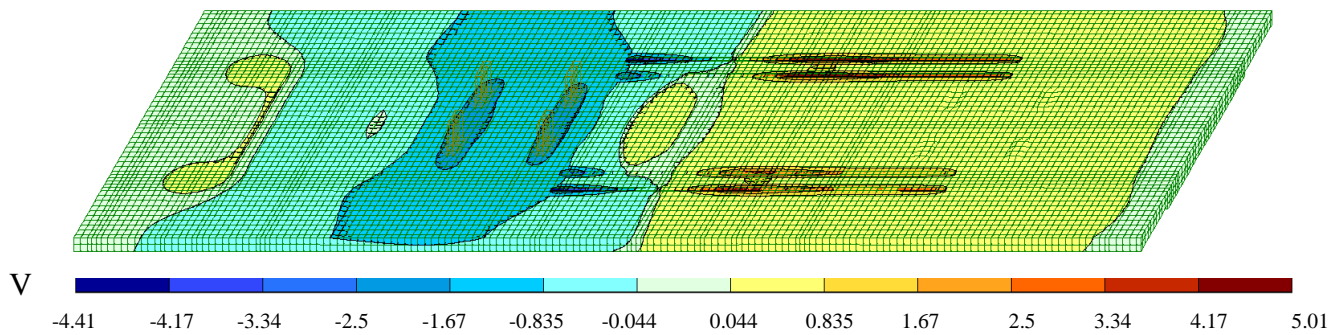


Рис.4.23. Ізополя напружень на поверхні плити моделі прямолінійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження (кН/см²)

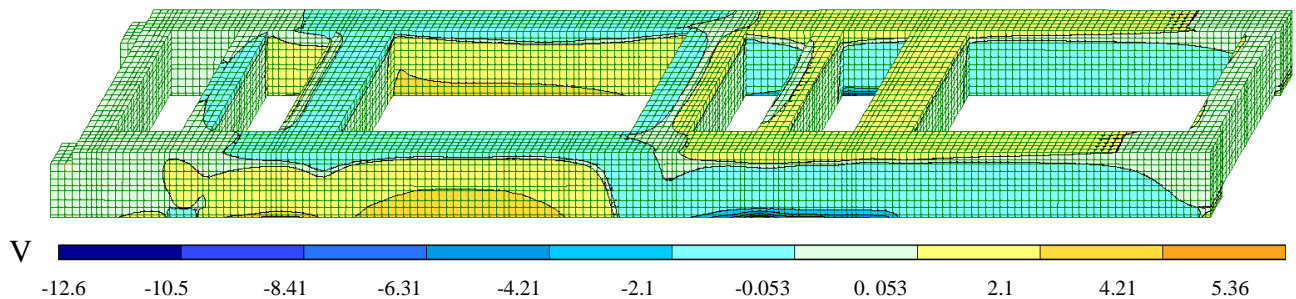


Рис.4.24. Ізополя напружень головних і поперечних балок моделі прямолінійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження (кН/см²)

Розподіл напружень в середині прогону В-С моделі прямолінійної частини дослідної конструкції показано на рис.4.25.

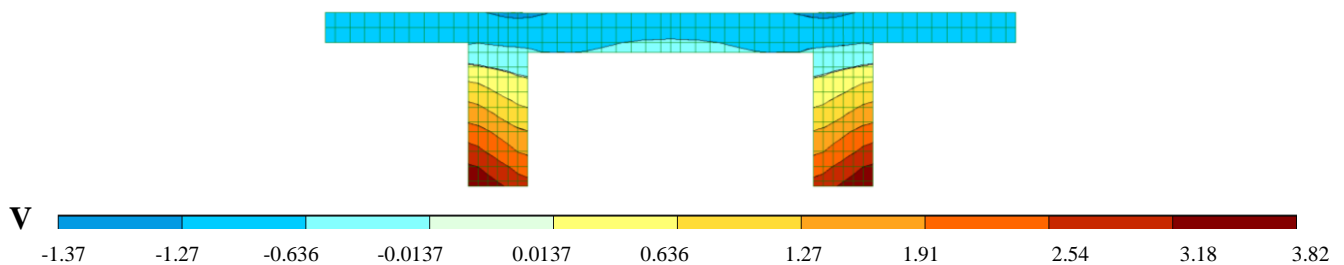


Рис. 4.25. Розподіл напружень в середині прогону В-С моделі прямолінійної частини дослідної конструкції при навантаженні на V ступені (кН/см²).

Із результатів проведення числових розрахунків на моделі прямолінійної частини дослідної конструкції, яку навантажено в прогоні В-С впливає:

1. максимальні вертикальні переміщення плити зосереджені на ділянці між прикладеними навантаженнями, які зменшувались по віддаленню від цієї області (Рис. 4.20.);
2. прогини головних балок в прогоні В-С на кожному ступені навантаження: I - 0.45 мм, II - 0.905мм, III - 1.36мм, IV - 1.81мм та V - 2.26мм (Рис.4.21.);

3. максимальні переміщення в поперечному напрямку нижніх частин головних балок спостерігається в середині прогону, який навантажували, і ця величина поступово спадає по напрямку до діафрагм опор В і С (Рис.4.22.);
4. розподіл напружень на плиті моделі - прогнозований, а саме: в прогоні В-С - мінімальні напруження (стиск) знаходяться в зоні дії навантаження і зменшуються в напрямку до опори В, а максимальні напруження (розтяг) над опорою В і поступово затухає в напрямку до опори А (Рис.4.23.);
5. максимальні напруження (розтяг) збірних балок знаходяться в середині навантаженого прогону і поступово зменшуються в напрямку до опори В і С (Рис.4.24.);
6. зона стику біля опори В в напрямку опори С попадає в ділянку де напруження мають перемінні знаки (зона нульових моментів) (Рис.4.24.);
7. в перерізі над опорою В: неметалева стрічка знаходиться в зоні додатніх напружень, а металеве зовнішнє армування над опорами в зоні мінімальних напружень (стиск) (рис.4.22 і 4.23.);
8. максимальні напруження (розтяг) в середині прогону В-С моделі при навантаженні цього ж прогону знаходяться на бокових нижніх зовнішніх гранях балок, що можна пояснити впливом діафрагм на перерозподіл деформацій між усіма елементами прогонової будови моделі мосту (Рис.4.25).

При числовому розрахунку моделі із навантаженням прогонів А-В та В-С прямолінійної частини дослідної конструкції виконано з прикладанням 5 ступеней, величини яких зведено в таблицю 4.11.

Таблиця.4.11.

Величини навантаження в прогоні В-С моделі прямолінійної частини дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні В-С				
	I	II	III	IV	V
4F _i	40	80	120	160	200

Чотириох точкове навантаження розподілялось на чотири ділянки із розмірами 30x90 мм в кожному з прогонів А-В та В-С. А схема розміщення навантаження в цих прогонах аналогічне, як при випробуваннях дослідної конструкції в лабораторних умовах (Рис.3.17).

В результаті проведення числових розрахунків на моделі прямолінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогонів А-В та В-С на програмному комплексі «ЛІРА САПР» отримано наступні результати:

1. вертикальні переміщення (прогини) моделі та їх розподіл;
2. переміщення в поперечному напрямку;

3. розподіл напружень нормальних перерізів по довжині моделі і в перерізах.

На рисунках 4.26. і 4.27. показано розподіл вертикальних переміщень плити та головних балок моделі при навантаженні в прогонах А-В та В-С прямолинійної частини дослідної конструкції.

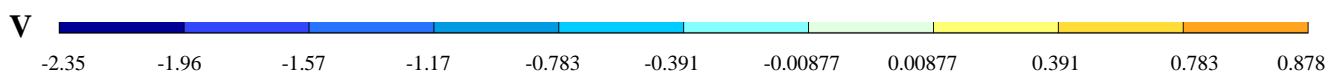
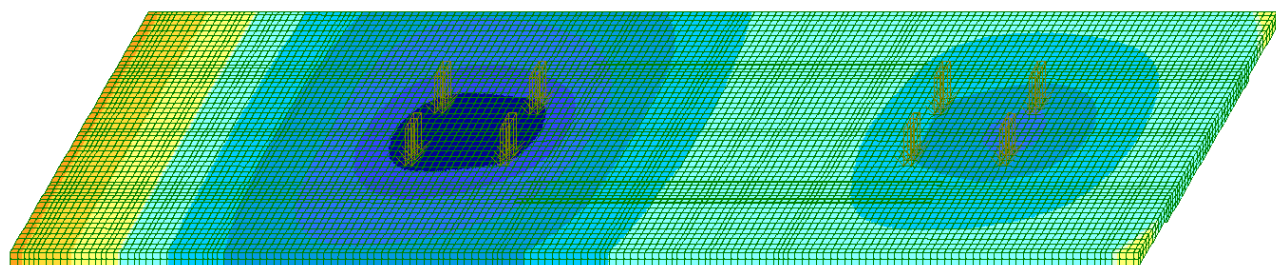


Рис.4.26. Ізополя вертикальних переміщень моделі плити прямолинійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження (мм)

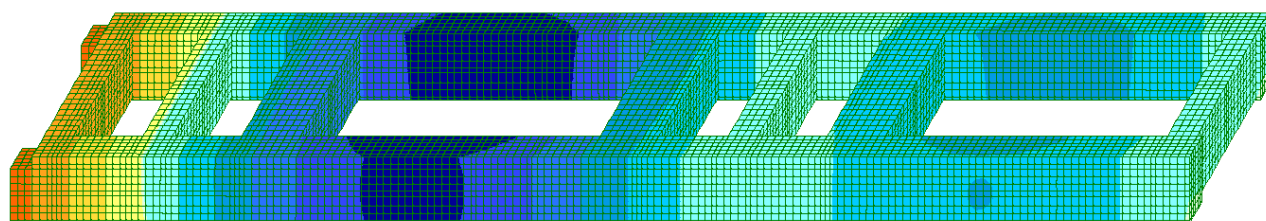


Рис.4.27. Ізополя вертикальних переміщень головних і поперечних балок моделі прямолинійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження

Деформативність в поперечному напрямку моделі прямолинійної частини дослідної конструкції показано на рис.4.28.

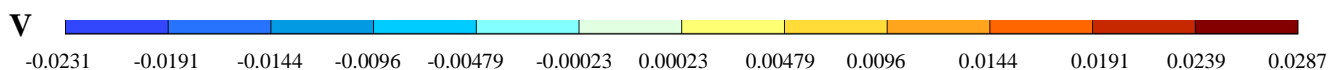
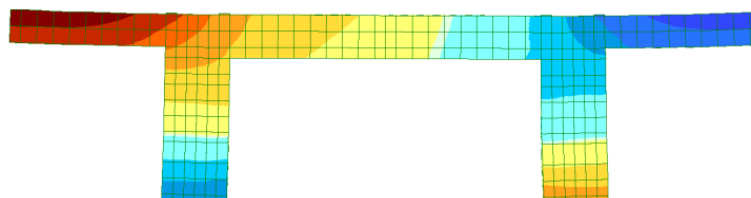


Рис.4.28. Деформативність моделі в поперечному напрямку середини прогону В-С прямолинійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження (мм)

Ізополя напружень (кН./см²) на поверхні моделі прямолинійної частини дослідної конструкції показано на рис. 4.29 і 4.30.

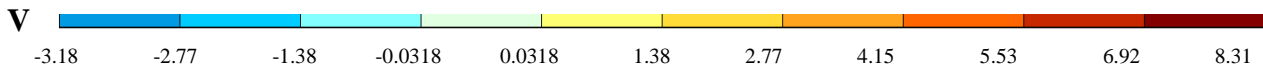
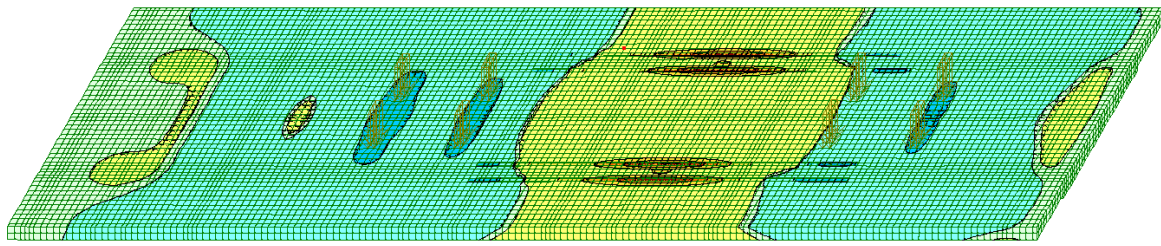


Рис.4.29. Ізополя напружень на поверхні плити моделі прямолінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С на V ступені,

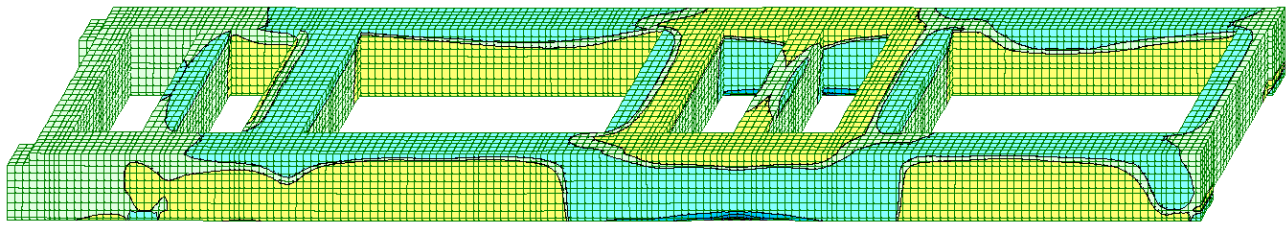
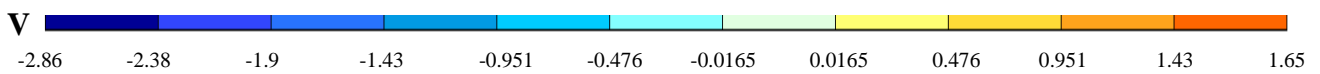
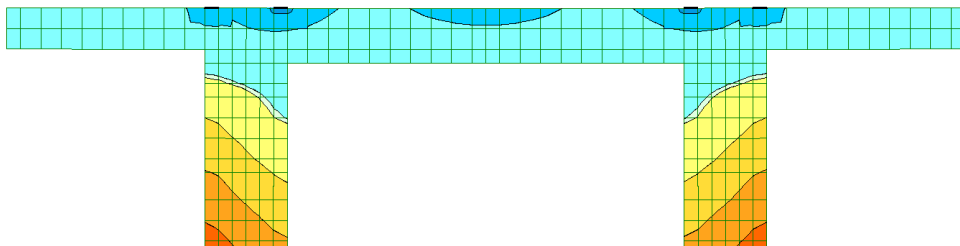


Рис.4.30. Ізополя напружень на поверхні головних балок моделі прямолінійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження (кН/см²)

Розподіл напружень в середині прогонів А-В та В-С при навантаженні цих прогонів на V ступені показано на рис.4.31.

а)



б)

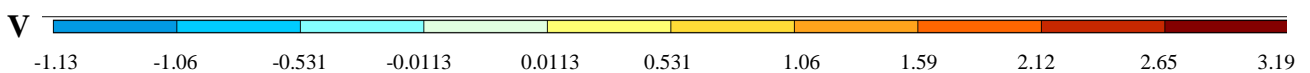
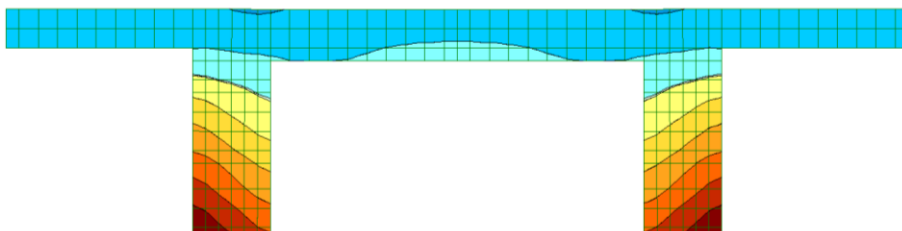


Рис.4.31. Розподіл напружень в поперечному перерізі моделі при навантаженні на V ступені: а) в середині прогону А-В, б) в середині прогону В-С

Із результатів проведення числових розрахунків прямолінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогонів А-В та В-С в ПК «ЛІРА САПР» впливає:

1. максимальні вертикальні переміщення плити зосереджені на ділянках біля прикладених навантажень, які зменшувались по віддаленню від цієї області (Рис. 4.26.);
2. прогини головних балок в прогоні А-В на кожному ступені навантаження: I – 0.151 мм, II - 0.305 мм, III - 0.457 мм, IV - 0.61 мм та V - 0.762 мм (Рис.4.27.);
3. прогини головних балок в прогоні В-С на кожному ступені навантаження: I – 0.353 мм, II - 0.706 мм, III - 1.06 мм, IV - 1.41 мм та V - 1.76 мм (Рис.4.26.).
4. розподіл напружень на плиті прогнозований, а саме: в прогонах А-В та В-С - мінімальні напруження (стиск) знаходяться в зоні дії навантаження і зменшуються в напрямку до опори В, а максимальні напруження (розтяг) над опорою В і поступово згасає в напрямку до опор А і С (Рис.4.29.);
5. максимальні напруження (розтяг) головних балок знаходяться в середині навантажених прогонів і поступово зменшуються в напрямку до опори В і С (Рис.4.30.);
6. зона стику біля опори В в напрямку опори А та С попадає в ділянку де напруження мають перемінні знаки (зона нульових моментів) (Рис.4.30.);
7. в перерізі над опорою В: неметалева стрічка знаходиться в зоні додатніх напружень, а металеве зовнішнє армування над опорами в зоні мінімальних напружень (стиск) (рис.4.29 і 4.30.);
8. максимальні напруження (розтяг) в середині прогонів А-В та В-С моделі при навантаженні, знаходяться на бокових нижніх зовнішніх гранях балок, що можна пояснити впливом діафрагм на перерозподіл деформацій між усіма елементами прогонової будови моделі мосту (Рис.4.31).

4.2.2 Деформативність моделі криволінійної частини дослідної конструкції при різних схемах навантаження

Розрахункова модель криволінійної частини прогонової будови мосту виконана в масштабі 1:1 відносно дослідної конструкції, яку випробувано в лабораторних умовах.

Розрахункові моделі, криволінійної трипрогонової нерозрізної дослідної конструкції двобалкової прогонової будови мосту, виконану із об'ємних елементів, показано на рис. 4.32 і 4.33.

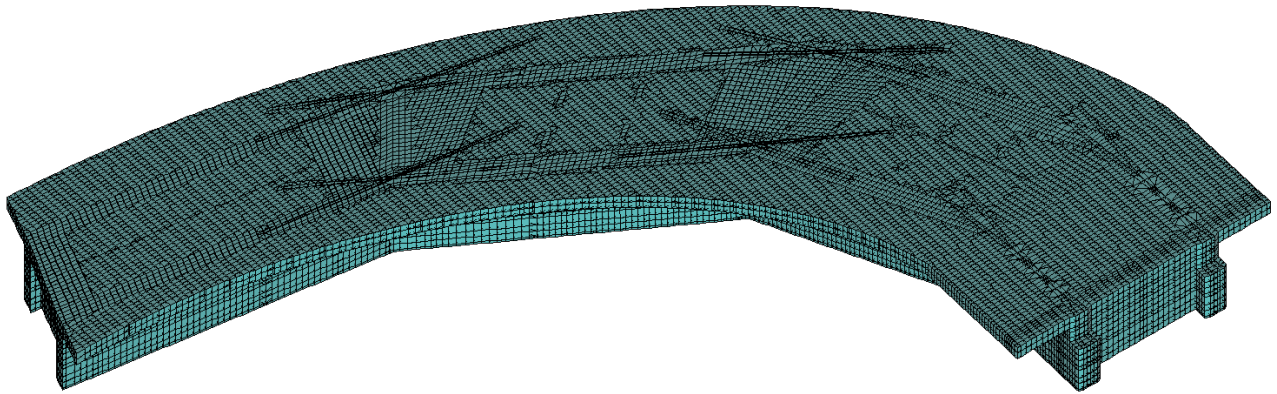


Рис.4.32. Загальний вид моделі криволінійної частини дослідної конструкції

Характерні поперечні перерізи моделі криволінійної частини дослідної конструкції виконані аналогічно, як для моделі прямолінійної частини (Рис.4.18). Балкову клітку із головних та поперечних балок показано на рис.4.33.

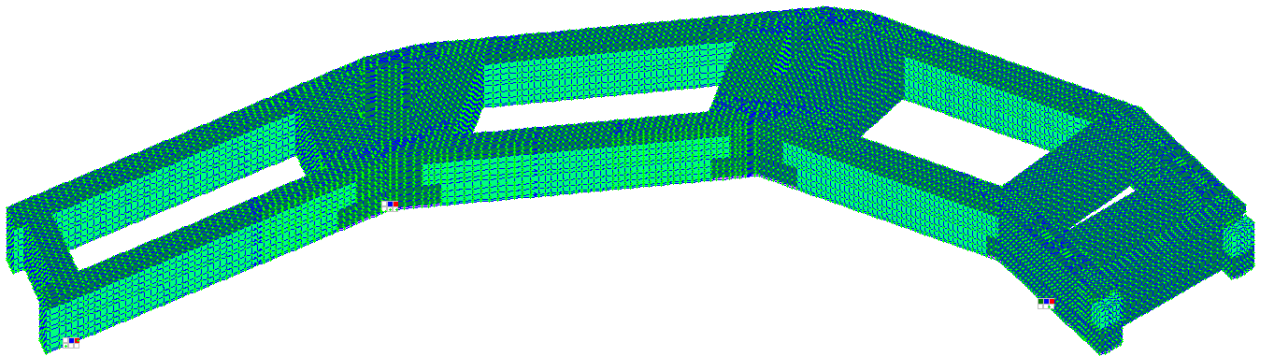


Рис.4.33. Балкова клітка із головних і поперечних балок моделі криволінійної частини дослідної конструкції.

Розрахунки на моделі криволінійної частини дослідної конструкції виконано за двох схем навантаження, а саме:

1. навантаження прогону D-E (Рис.3.28);
2. навантаження прогонів D-E та E-F одночасно (Рис.3.46.).

При розрахунку за розрахунковою моделлю криволінійної частини дослідної конструкції з трьома нерозрізними прогонами прикладене навантаження в прогоні D-E п'ятьма ступенями із приростом 20 кН. Величини навантажень зведено в таблицю 4.13.

Таблиця.4.13.

Навантаження в прогоні D-E при розрахунку криволінійної частини дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні B-C				
	I	II	III	IV	V
4Fi	20	40	60	80	100

Навантаження розподілялось на чотири ділянки із розмірами 30x90 мм в прогоні D-E. А схема розміщення навантаження на моделі при числовому

розрахунку аналогічна, як при випробуванні криволінійної частини дослідної конструкції в лабораторних умовах (Рис.3.28).

В результаті проведення числових розрахунків на моделі криволінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогону D-E на ПК «ЛІРА САПР» отримано наступні результати:

1. вертикальні переміщення (прогини) та їх розподіл (Рис.4.34 і 4.35).
2. розподіл напружень нормальних перерізів по довжині моделі мосту і в характерних перерізах (Рис.4.36 ... 4.38).

На рисунку 4.30. показано ізополя вертикальних переміщень плити моделі криволінійної частини дослідної конструкції від навантаження в прогоні D-E.

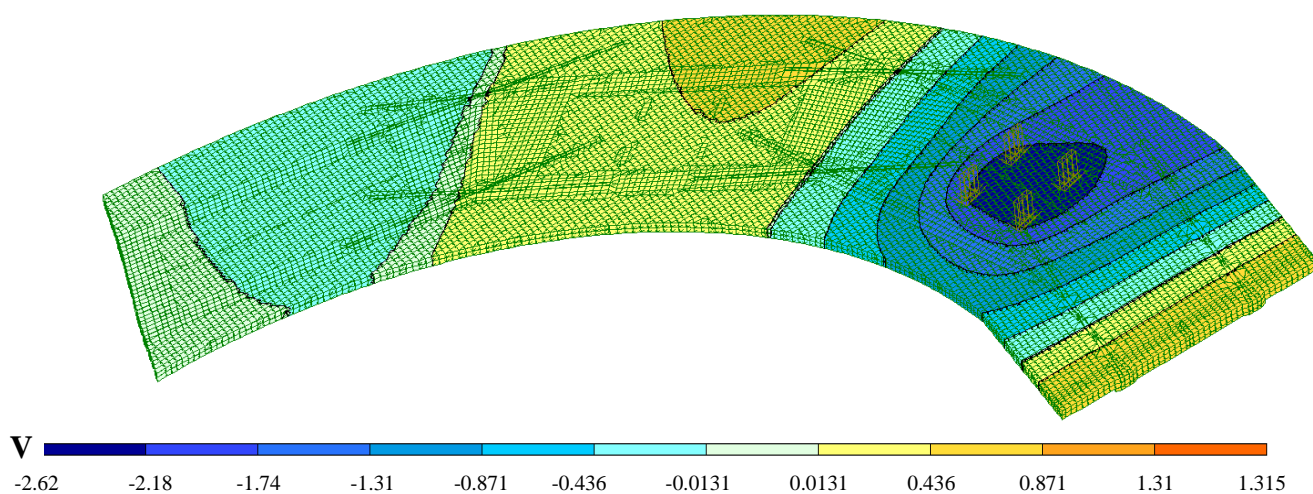


Рис.4.34. Ізополя вертикальних переміщень плити моделі криволінійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження (мм)

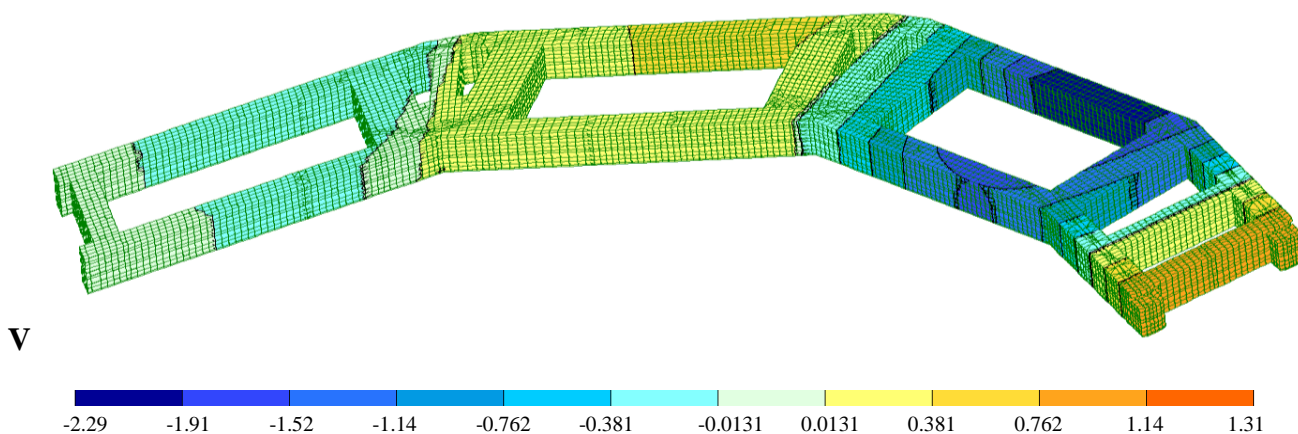


Рис.4.35. Ізополя вертикальних переміщень головних балок моделі криволінійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження (мм)

Розподіл напружень плити моделі криволінійної частини дослідної конструкції показано на рис 4.36.

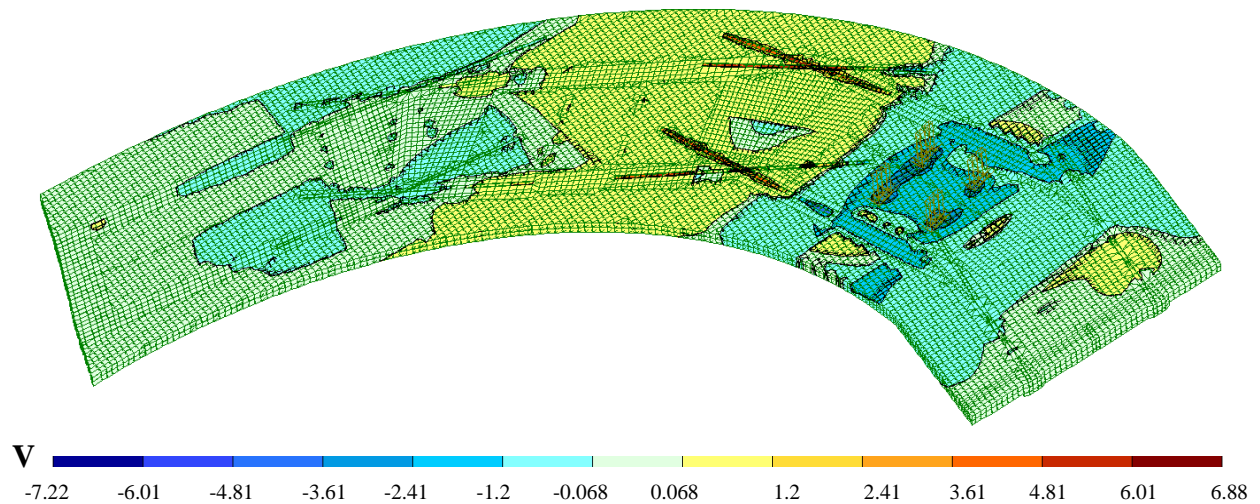


Рис.4.36. Ізополя напружень на поверхні плити моделі криволінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогону D-E на V ступені (кН/см²).

Розподіл напружень головних балок на зовнішній і внутрішній кривій моделі криволінійної частини дослідної конструкції показано на рис.4.37.

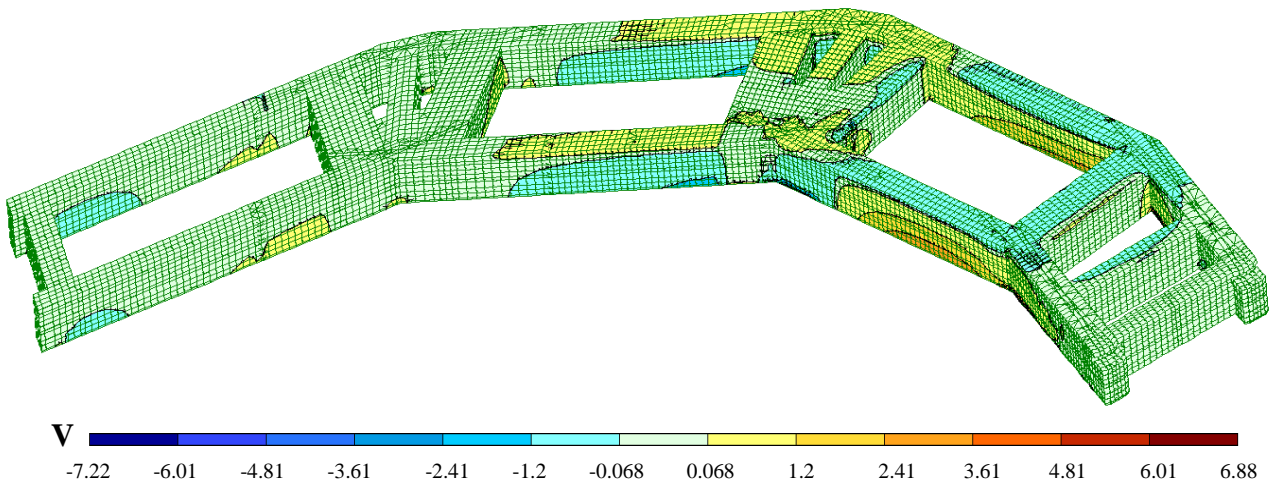


Рис.4.37. Розподіл напружень головних балок криволінійної моделі дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E на V ступені (кН/см²)

Розподіл напружень в поперечному перерізі моделі показано на рис.4.38.

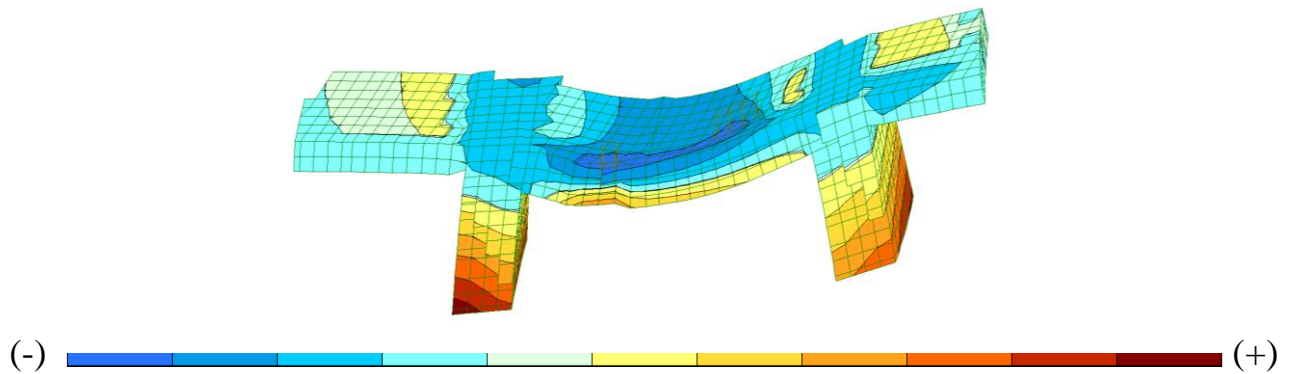


Рис.4.38. Розподіл напружень в середині прогону D-E моделі криволінійної частини дослідної конструкції.

Із результатів проведення числових розрахунків на моделі криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E, впливає:

1. максимальні прогини плити моделі двобалкового мосту сконцентровані між навантаженими ділянками в середині прогону D-E (Рис.4.34.);
2. вертикальні переміщення плити на зовнішньому радіусі кривої моделі є більшими ніж на внутрішній кривій (Рис.4.34.);
3. прогини балки в прогоні D-E на кривій зовнішнього радіусу: I – 0.457мм, II – 0.915мм, III – 1.370мм, IV – 1.830мм, V – 2.290мм;
4. прогини балки в прогоні D-E на кривій внутрішнього радіусу: I – 0.363мм, II – 0.727мм, III – 1.090мм, IV – 1.450мм, V – 1.820мм;
5. балка, що вписана в криву зовнішнього радіусу прогинається більше ніж балка, що вписана в криву внутрішнього радіусу всередньому на 20.6% (Рис.4.35);
6. стики в прогоні D-E біля опор D та E розміщені як у зоні розтягу так і у зоні стиску (Рис.4.35);
7. максимальні напруження (розтяг) в середині прогону D-E моделі при навантаженні цього ж прогону знаходяться на бокових нижніх зовнішніх гранях балок, що можна пояснити впливом діафрагм на перерозподіл деформацій між усіма елементами прогонової будови моделі мосту (Рис.4.37. і 4.38.).

При розрахунку за розрахунковою моделлю криволінійної частини дослідної конструкції з трьома нерозрізними прогонами прикладено навантаження в прогонах D-E та E-F п'ятьма ступенями із приростом 40 кН. Величини навантажень зведено в таблицю 4.13.

Таблиця.4.13.

Навантаження в прогонах D-E та E-F при розрахунку криволінійної частини дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні D-E та E-F-C				
	I	II	III	IV	V
2x4Fi	40	80	120	160	200

Схема розміщення навантаження аналогічна, як при випробуванні криволінійної частини дослідної конструкції в лабораторних умовах (Рис.3.46).

В результаті проведення числових розрахунків моделі криволінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогонів D-E та E-F на ПК «ЛІРА САПР» отримано наступні результати:

1. вертикальні переміщення (прогини) та їх розподіл (Рис.4.39 і 4.40);
2. розподіл напружень нормальних перерізів по довжині (Рис.4.41 і 4.42).

Розподіл вертикальних переміщень плити і головних балок при навантаженні прогонів D-E та E-F показано на рисунку 4.39 та 4.40.

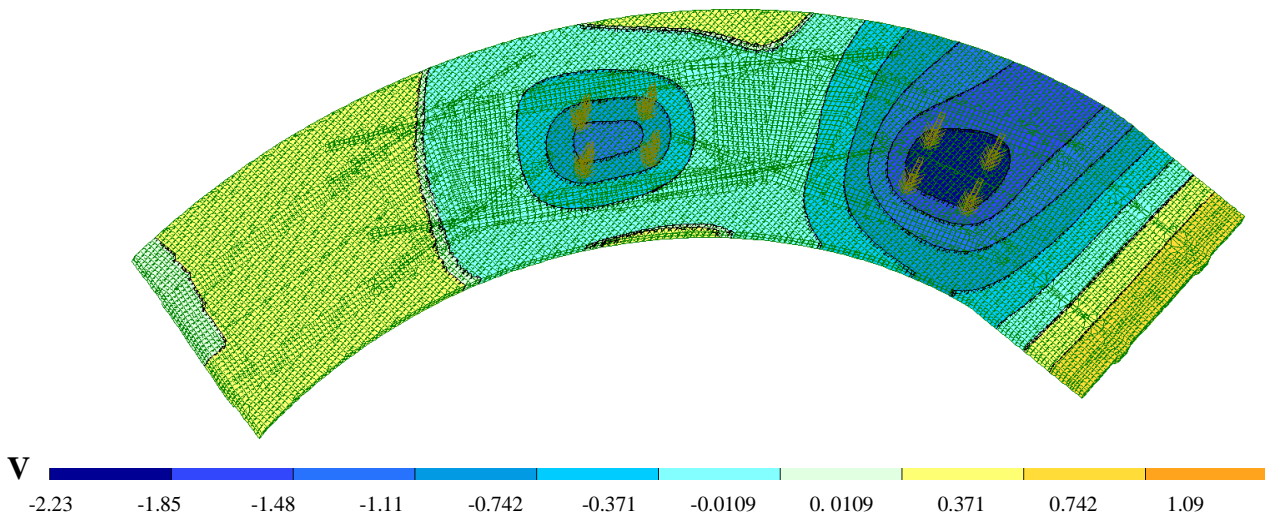


Рис.4.39. Ізополя вертикальних переміщень плити моделі криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F на V ступені (мм)

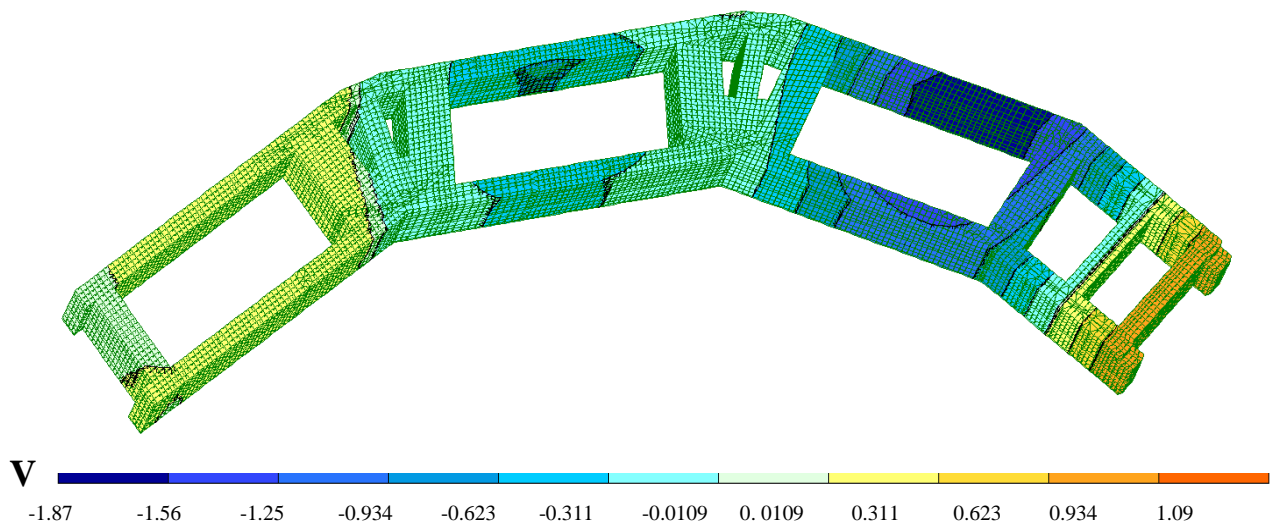


Рис.4.40. Розподіл прогинів головних балок по осях 1 і 2 моделі криволінійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження (мм).

Розподіл напружень на плиті і головних балках моделі криволінійної частини дослідної конструкції показано на рис 4.41. і 4.42.

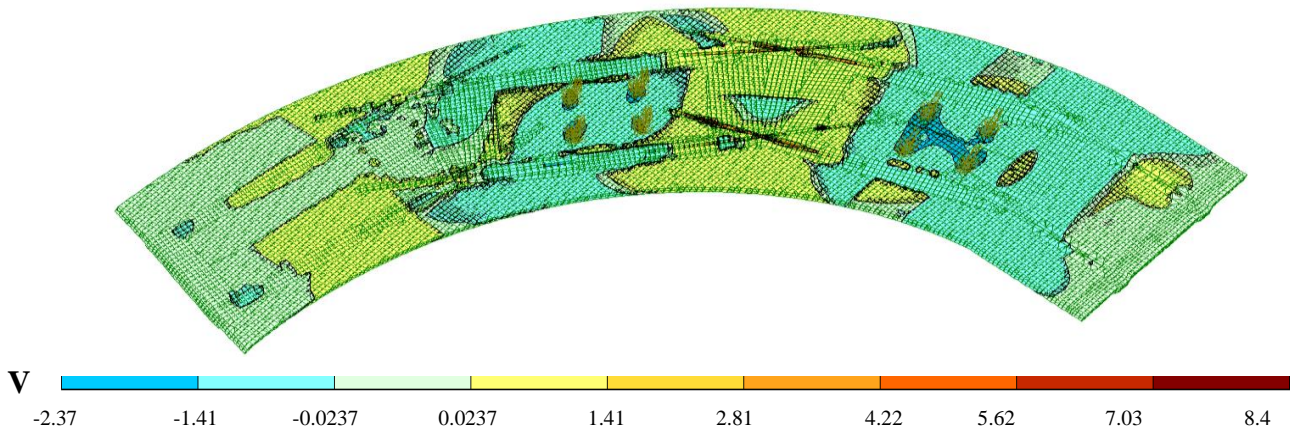


Рис.4.41. Розподіл напружень на поверхні плити моделі криволінійної частини дослідної конструкції на V ступені навантаження.

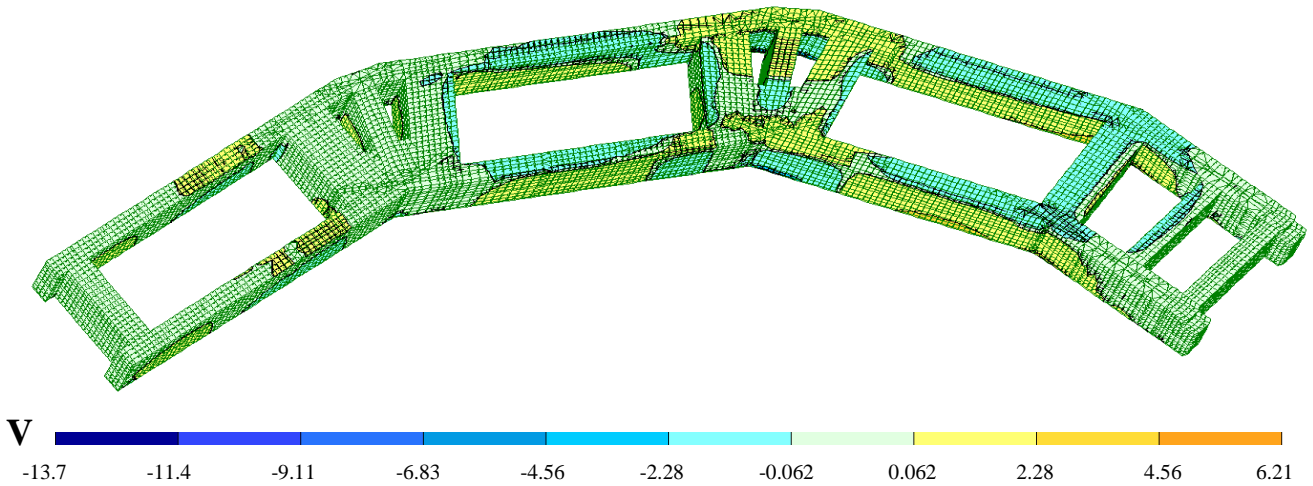


Рис.4.42. Розподіл напружень головних балок моделі криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні на V ступені

Із результатів проведення числових розрахунків на моделі криволінійної частини дослідної конструкції, яку навантажено в прогонах D-E та E-F, впливає:

1. максимальні прогини плити моделі двобалкового мосту сконцентровані між навантаженими ділянками в середині прогонів D-E та E-F (Рис.4.39.);
2. вертикальні переміщення плити на зовнішньому радіусі кривої моделі є більшими ніж на внутрішній кривій (Рис.4.39.);
3. прогини головної балки в прогоні D-E на кривій зовнішнього радіусу: I – 0.374мм, II - 0.748мм, III – 1.120мм, IV – 1.500мм, V – 1.870мм;.

4. прогини балки в прогоні D-E на кривій внутрішнього радіусу:
I – 0.293мм, II - 0.586мм, III – 1.879мм, IV – 1.170мм, V – 1.470мм;
5. прогини балки в прогоні E-F на кривій зовнішнього радіусу:
I – 0.132мм, II - 0.264мм, III – 0.396мм, IV – 0.528мм, V – 0.660мм;
6. прогини балки в прогоні E-F на кривій внутрішнього радіусу:
I – 0.118мм, II - 0.237мм, III – 0.355мм, IV – 0.473мм, V – 0.592мм;
7. напруження розтягу в збірних балках в прогонах кривих зовнішнього радіуса моделі є більшими ніж у балках кривих внутрішнього радіуса (Рис.3.42);
8. максимальні і мінімальні напруження в перерізі моделі над опорою E по осі 1 менші ніж балки по осі 2;
9. балка, що вписана в криву зовнішнього радіусу прогинається більше ніж балка, що вписана в криву внутрішнього радіусу (Рис.4.42.);
10. максимальні напруження (розтяг) в середині прогонів D-E та E-F моделі при навантаженні знаходяться на бокових нижніх зовнішніх гранях балок, що можна пояснити впливом діафрагм на перерозподіл деформацій між усіма елементами прогонової будови моделі мосту (Рис.4.49.)

4.2.3. Деформативність моделі шестипрогонової дослідної конструкції при різних схемах навантаження

Модель прогонової будови мосту для розрахунку в ПК «Ліра» виконана в масштабі 1:1 відносно дослідної конструкції, яку випробувано в лабораторних умовах і являє собою об'єднану прямолінійну і криволінійну модель в одну шестипрогонову систему.

Модель шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції з прямолінійною і криволінійною її частинами виконану із об'ємних елементів, яку показано на рис. 4.43.

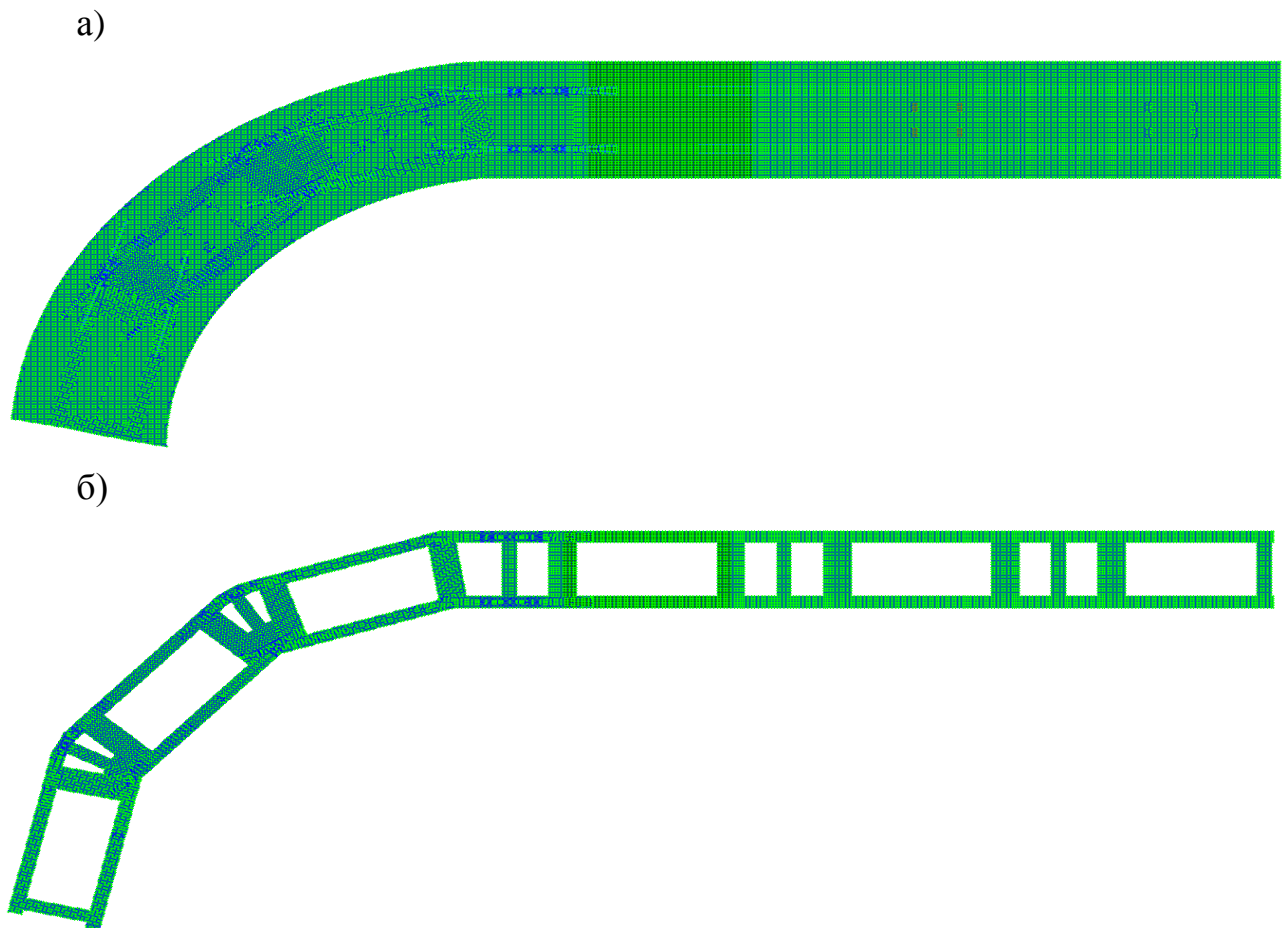


Рис.4.43 Загальний вид моделі шестипрогової нерозривної дослідної конструкції з прямолінійною і криволінійною її частинами: а) плита, б) балкова клітка з головних і поперечних балок

Характерні поперечні перерізи моделі шестипрогової дослідної конструкції виконані аналогічно, як прямолінійної моделі (Рис.4.18).

При числовому розрахунку за розрахунковою моделлю шестипрогової дослідної конструкції з прямолінійною і криволінійною її частинами прикладене навантаження в прогоні В-С п'ятьма ступенями із приростом 20 кН. Величини яких зведено в таблицю 4.14.

Таблиця.4.14.

Величини навантаження в прогоні В-С моделі шестипрогової дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні В-С				
	I	II	III	IV	V
4Fi	20	40	60	80	10

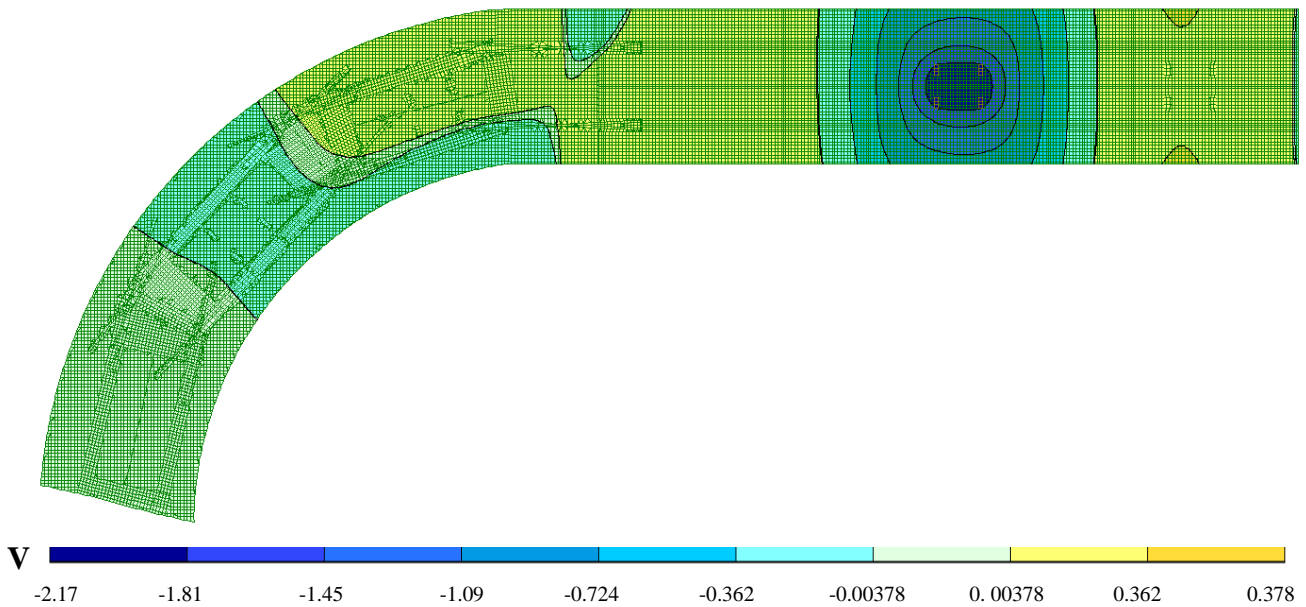
Розміщення навантаження в прогоні В-С виконано за схемою на рис. 3.58.

В результаті проведення числових розрахунків моделі шестипрогової дослідної конструкції мосту із навантаженням в середині прогону В-С на ПК «ЛІРА САПР» отримано наступні результати:

1. вертикальні переміщення (прогини) моделі та їх розподіл (Рис.4.44);
2. розподіл напружень нормальних перерізів по довжині моделі і в перерізах (Рис.4.45 і 4.46).

Розподіл вертикальних переміщень плити та балкової клітки моделі шестипроговової дослідної конструкції показано на рис..4.44.

а)



б)

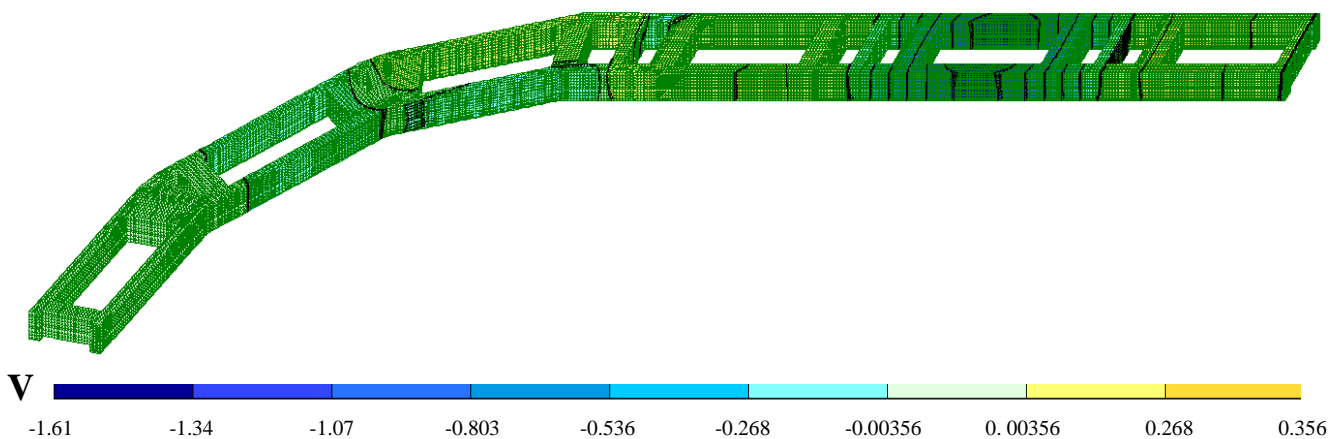
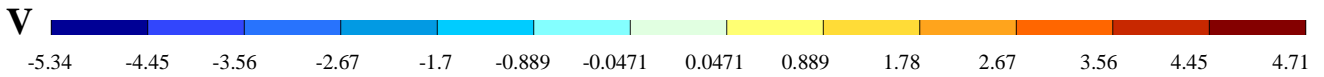
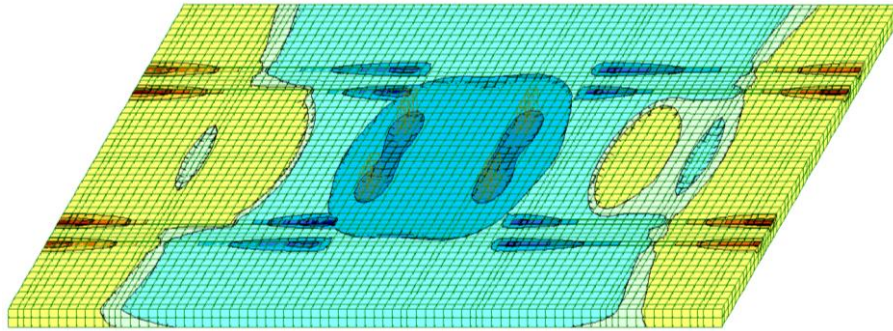


Рис.4.44. Ізополя вертикальних переміщень моделі шестипрогової дослідної конструкції на V ступені навантаження (кН): а) на плиті, б) на балковій клітці.

Розподіл напружень на плиті і на головних балках моделі шестипрогової дослідної конструкції в навантаженому прогоні показано на рис.4.45.

а)



б)

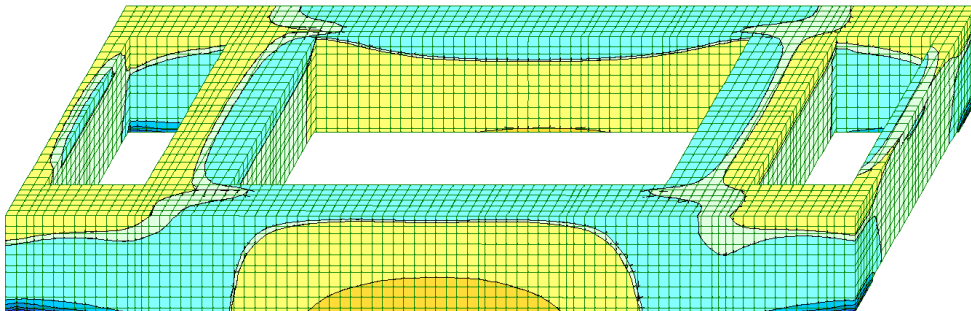


Рис.4.45. Ізополя напружень моделі шестипрогової дослідної конструкції у прогоні В-С : а) плити, б) балкової клітки.

Розподіл напружень в поперечному перерізі моделі шестипрогової дослідної конструкції в середині прогону В-С показано на рис.4.46.

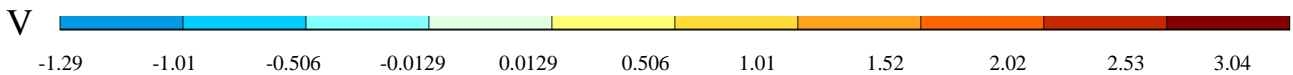
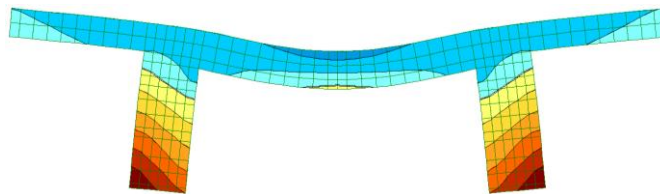


Рис.4.46. Напруження в середині прогону В-С моделі шестипрогової дослідної конструкції на V ступені навантаження

Із результатів проведених числових розрахунків на моделі шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції, яку навантажено в прогоні В-С, впливає:

1. максимальні вертикальні переміщення плити зосереджені на ділянці біля прикладених навантажень, які зменшувались по віддаленню від цієї області (Рис. 4.44, а.);

2. максимальні прогини головних балок в середині прогону В-С на кожному ступені навантаження: I - 0.318 мм, II - 0.363мм, III - 0.954мм, IV - 1.270мм та V - 1.590мм;
3. в прогоні D-E прогини головної балки по осі 1 (зовнішня крива повороту) мають від'ємні значення, а головної балки по осі 2 (внутрішня крива повороту) мають додатні значення;
4. максимальні переміщення в поперечному напрямку нижніх частин головних балок спостерігається в середині прогону, який навантажували, і ця величина поступово спадає по напрямку до діафрагм;
5. розподіл напружень на плиті моделі - прогнозований, а саме: в прогоні В-С - мінімальні напруження (стиск) знаходяться в зоні дії навантаження і зменшуються в напрямку до опор В та С, а максимальні напруження (розтяг) над опорами В та С і поступово згасає в напрямку до опор А та D (Рис.4.45,а.);
6. максимальні напруження (розтяг) головних балок знаходяться в середині навантаженого прогону і поступово зменшуються в напрямку до опори В і С;
7. зона стику біля опор В і С в прогоні В-С попадає в ділянку де напруження мають перемінні знаки (зона нульових моментів) (Рис.4.45, б.);
8. в перерізі над опорами В і С: неметалева стрічка знаходиться в зоні додатніх напружень, а металеве зовнішнє армування над опорами в зоні мінімальних напружень (стиск) (рис.4.45 а і б);
9. максимальні напруження (розтяг) в середині прогону В-С моделі при навантаженні цього ж прогону знаходяться на бокових нижніх зовнішніх гранях балок, що можна пояснити впливом діафрагм на перерозподіл деформацій між усіма елементами прогонової будови моделі мосту (Рис.4.46).

При розрахунку моделі із навантаженням прогонів А-В та В-С шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції виконано з прикладанням п'яти ступеней, величини яких зведено в таблицю 4.15.

Таблиця.4.15.

Величини прикладеного навантаження в прогоні А-В та В-С шестипрогонової нерозрізної моделі дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогонах А-В та В-С				
	I	II	III	IV	V
2x4Fi	40	80	120	160	200

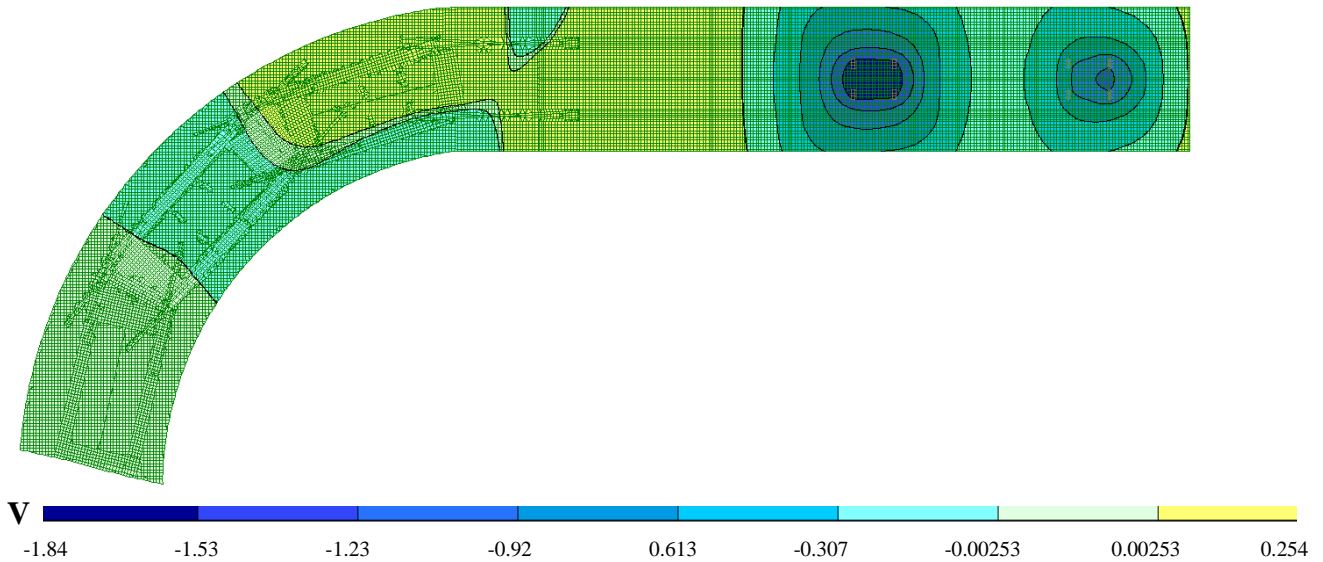
В результаті проведення числових розрахунків на програмному комплексі «ЛІРА САПР» отримано наступні результати:

1. вертикальні переміщення (прогини) моделі та їх розподіл (Рис.4.47);

2. розподіл напружень нормальних перерізів по довжині моделі і в перерізах (Рис.4.48 і 4.49);

На рисунку 4.47 показано розподіл вертикальних переміщень плити та балкової клітки моделі шести прогонової дослідної конструкції.

а)



б)

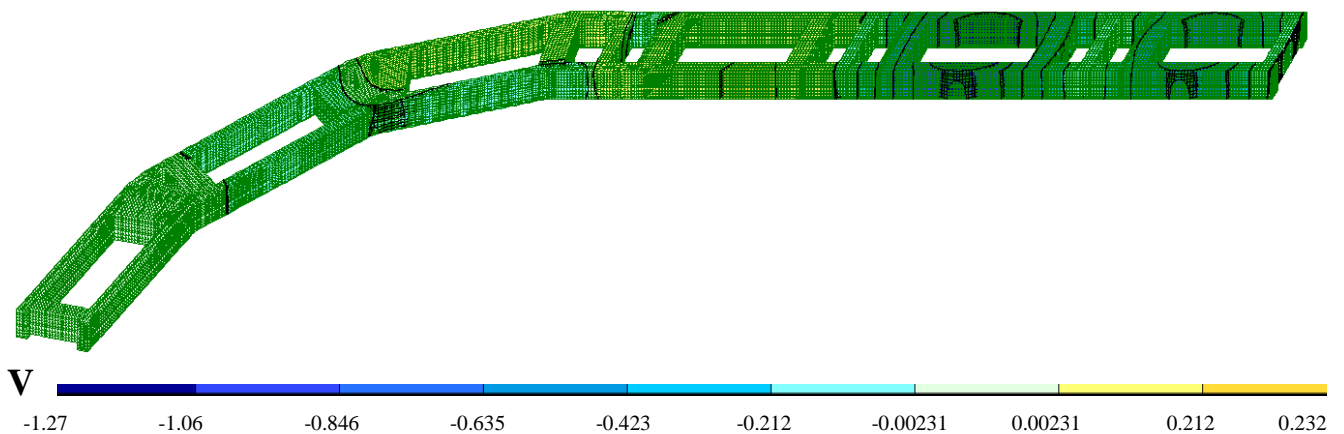
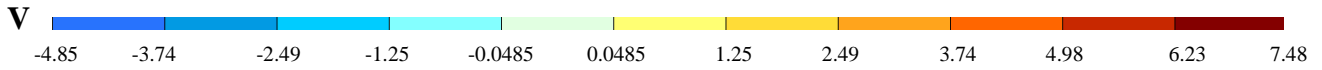
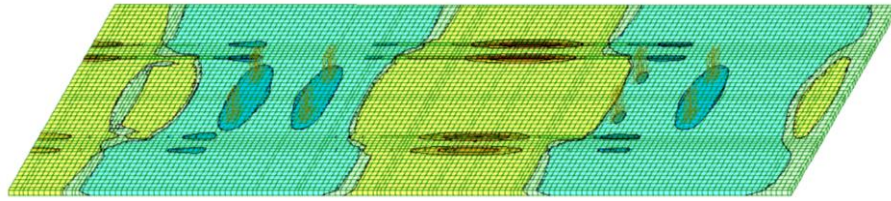


Рис.4.47. Розподіл прогинів моделі шести прогонової дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С на V ступені: а) плити, б) головних балок

Розподіл напружень на плиті і на головних балках моделі прямолінійної частини шестипрогової дослідної конструкції із навантаженням прогонів А-В та В-С на п'ятому ступені показано на рис.4.48. А розподіл напружень в поперечному напрямку моделі дослідної конструкції в середині прогонів А-В та В-С та над опорою В показано на рис.4.48 та 4.49.

а)



б)

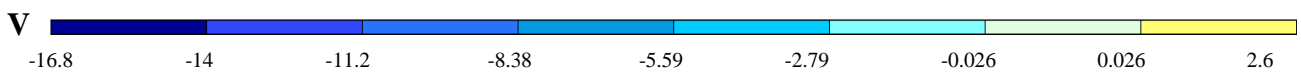
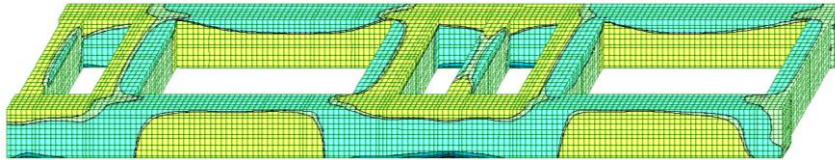
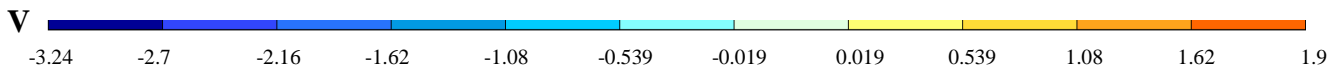
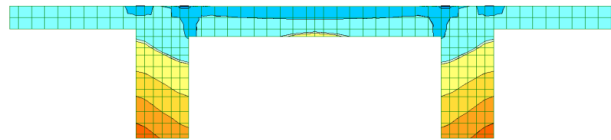
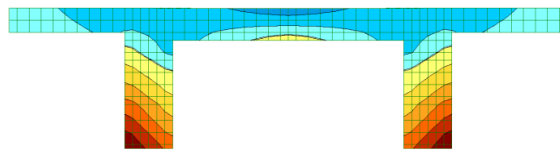


Рис.4.48. Розподіл напружень на фрагментах моделі шестипрогової дослідної конструкції в прогонах А-В та В-С: а) плити, б) балкової клітки.

а)



б)



в)

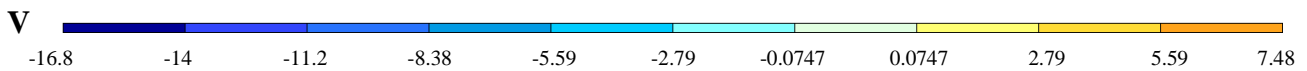
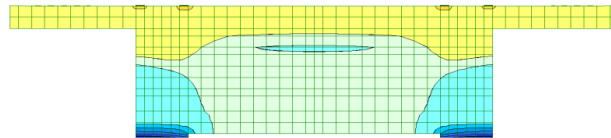


Рис.4.49. Розподіл напружень в поперечному перерізі моделі шестипрогової дослідної конструкції на V ступені навантаження: а) в середині прогону А-В, б) в середині прогону В-С, в) над опорою В

Із результатів проведення числових розрахунків на моделі шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції, яку навантажено в прогонах А-В та В-С одночасно, впливає:

1. максимальні вертикальні переміщення плити зосереджені на ділянці біля прикладених сил (Рис. 4.47,а.);
2. максимальні прогини головних балок на кожному ступені навантаження в прогоні А-В: I – 0.157 мм, II - 0.315 мм, III - 0.473 мм, IV - 0.63 мм та V - 0.788 мм;
3. максимальні прогини головних балок на кожному ступені навантаження в прогоні В-С: I – 0.253 мм, II - 0.507 мм, III - 0.761 мм, IV - 1.01 мм та V - 1.27 мм;
4. розподіл прогинів головних балок в прогонах по осі 1 і 2 збіжний;
5. розподіл напружень на плиті моделі - прогнозований, а саме: в прогонах А-В та В-С -мінімальні напруження (стиск) знаходяться в зоні дії навантаження і зменшуються в напрямку до опори А В та С, а максимальні напруження (Рис.4.48,а);
6. максимальні напруження (розтяг) головних балок знаходяться в середині навантажених прогонів і поступово зменшуються в напрямку до опор (Рис.4.48,б);
7. зона стику біля опори В в напрямку опори А та С попадає в ділянку де напруження мають перемінні знаки (зона нульових моментів) (Рис.4.48,б.).
8. зона стику біля опори С в напрямку опори В також попадає в ділянку де напруження мають перемінні знаки (зона нульових моментів) (Рис.4.48,б.).
9. зона стику біля опори С в напрямку опори D попадає в ділянку із напруженнями стиску (4.48,б);
10. в перерізі над опорою В: неметалева стрічка знаходиться в зоні додатніх напружень (розтяг), а металеве зовнішнє армування над опорами в зоні мінімальних напружень (стиск) (рис.4.48.);
11. максимальні напруження (розтяг) в середині прогонів А-В та В-С моделі при навантаженні знаходяться на бокових нижніх зовнішніх гранях балок, що можна пояснити впливом діафрагм на перерозподіл деформацій між усіма елементами прогонової будови моделі мосту при навантаженнях (Рис.4.49).

Навантаження в середині прогону D-E моделі шестипрогонової дослідної конструкції виконано прикладанням 5 ступеней із приростом 20 кН, величини яких зведено в таблицю 4.16.

Таблиця.4.16.

Величини прикладеного навантаження в прогоні D-E шестипрогонової нерозрізної моделі дослідної конструкції мосту (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні В-С				
	I	II	III	IV	V
4F _i	20	40	60	80	100

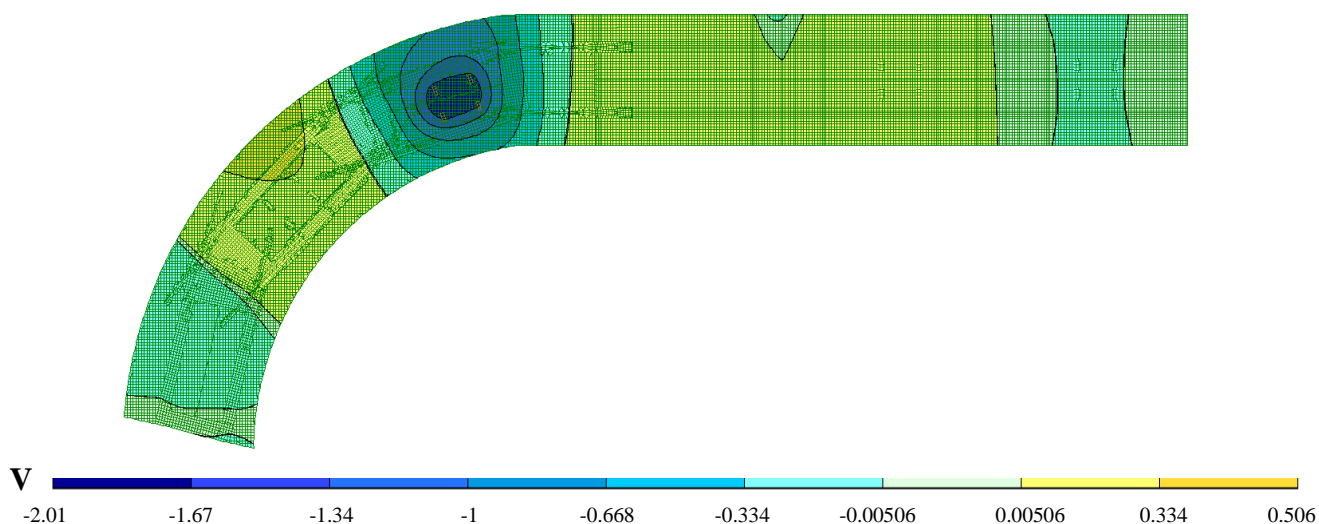
Навантаження розподілялось на чотири ділянки із розмірами 30x90 мм в прогоні D-E. А схема розміщення навантаження аналогічна, як при випробуванні шестипрогової дослідної конструкції в лабораторних умовах (Рис.3.80).

В результаті проведення числових розрахунків моделі шестипрогової прогонової будови мосту із навантаженням прогону D-E на ПК «Ліра» отримано наступні результати:

1. вертикальні переміщення (прогини) моделі та їх розподіл (Рис.4.50)
2. розподіл напружень нормальних перерізів по довжині моделі і в характерних перерізах (Рис.4.51).

На рисунку 4.50. показано ізополя вертикальних переміщень плити та головних балок моделі шестипрогової дослідної конструкції від навантаження в прогоні D-E на п'ятому ступені.

а)



б)

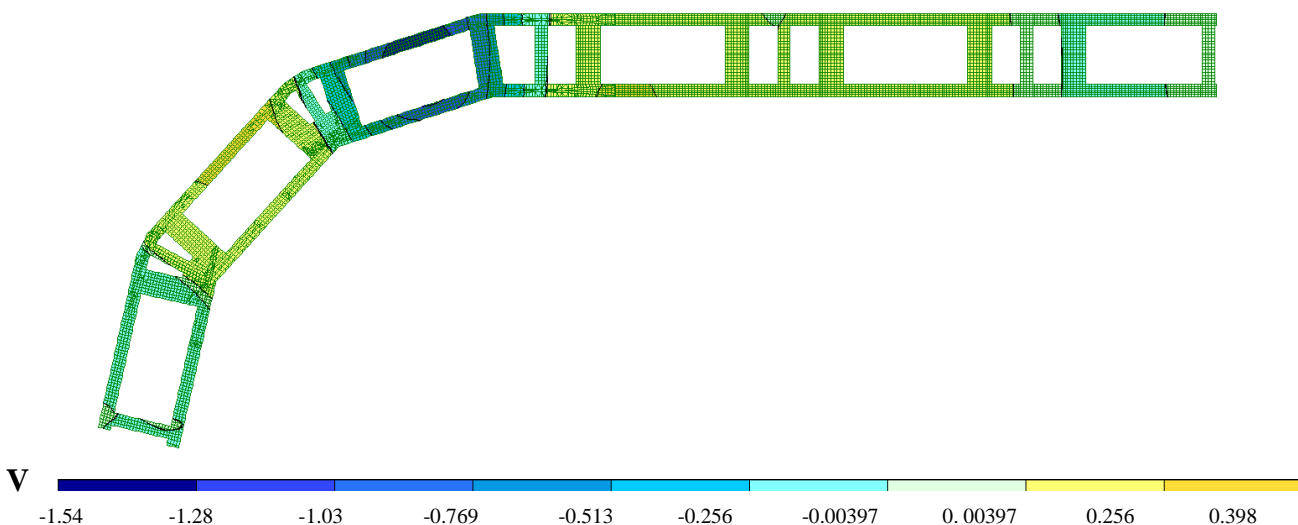
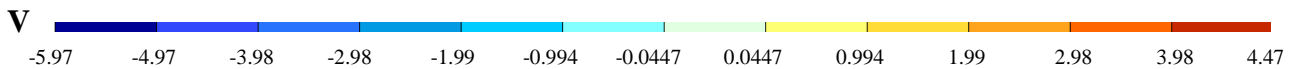
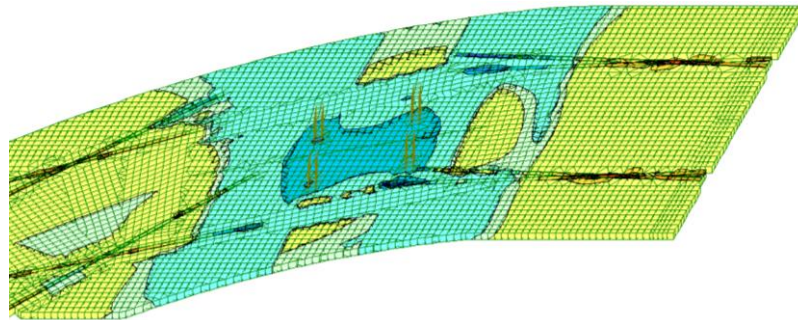


Рис.4.50. Розподіл прогинів елементів моделі шестипрогової дослідної конструкції на V ступені навантаження: а) плити, б) головних балок

Розподіл напружень на плиті та головних балок моделі дослідної конструкції в навантаженому прогоні D-E показано на рис 4.51.

а)



б)

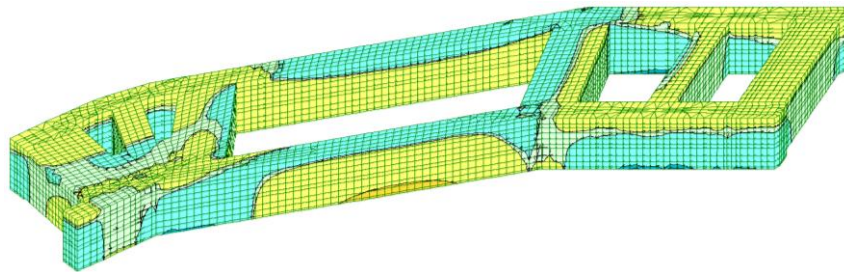


Рис.4.51. Ізополя напружень на поверхні плити і головних балок моделі шестипрогової дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E на V ступені (кН/см²): а) плити в прогоні D-E б) головних балок в прогоні D-E.

Із результатів проведення числових розрахунків у ПК «ЛІРА САПР» моделі шестипрогової дослідної конструкції при навантаженні в прогоні D-E, впливає:

1. максимальні прогини плити моделі між навантаженими ділянками в середині прогону D-E (Рис.4.50,а.);
2. вертикальні переміщення плити на зовнішньому радіусі кривої моделі є більшими ніж на внутрішній кривій (Рис.4.50,а.);
3. прогини балки в прогоні D-E на кривій зовнішнього радіусу (по осі 1): I – 0.31мм, II - 0.621мм, III – 0.932мм, IV – 1.24мм, V – 1.55мм;
4. прогини балки в прогоні D-E на кривій внутрішнього радіусу (по осі 2): I – 0.264мм, II - 0.529мм, III – 0.793мм, IV – 1.06мм, V – 1.32мм;
5. балка, що вписана в криву зовнішнього радіусу прогинається більше ніж балка, що вписана в криву внутрішнього радіусу (рис.4.50, б);
6. стики в прогоні D-E біля опор D та E розміщені як у зоні розтягу так і у зоні стиску (Рис.4.51,б);

7. максимальні напруження (розтяг) в середині прогону D-E моделі при навантаженні цього ж прогону знаходяться на бокових нижніх зовнішніх гранях балок, що можна пояснити впливом діафрагм на перерозподіл деформацій між усіма елементами прогонової будови моделі мосту (Рис.4.51.).

При числовому розрахунку за розрахунковою моделлю шестипрогонової нерозрізної дослідної конструкції з прямолінійною і криволінійною її частинами, прикладено навантаження в прогонах D-E та E-F п'ятьма ступенями із приростом 40 кН. Величини навантажень зведено в таблицю 4.17.

Таблиця.4.17.

Величини навантаження в прогоні D-E та E-F моделі шестипрогонової дослідної конструкції (кН)

Навантаження	Ступінь навантаження в прогоні D-E та E-F				
	I	II	III	IV	V
2x4Fi	40	80	120	160	200

Схема розміщення навантаження аналогічна, як при випробуванні шестипрогонової дослідної конструкції в лабораторних умовах (Рис.3.88).

В результаті проведення числових розрахунків моделі дослідної конструкції із навантаженням прогону D-E та E-F на ПК «Ліра» отримано наступні результати:

1. вертикальні переміщення (прогини) моделі та їх розподіл (Рис.4.52 і 4.53);
2. розподіл напружень нормальних перерізів по довжині моделі дослідної конструкції прогонової будови мосту (Рис.4.54).

Розподіл вертикальних переміщень плити і головних балок від прикладеного навантаження в прогоні D-E та E-F показано на рисунку 4.52 та 4.53.

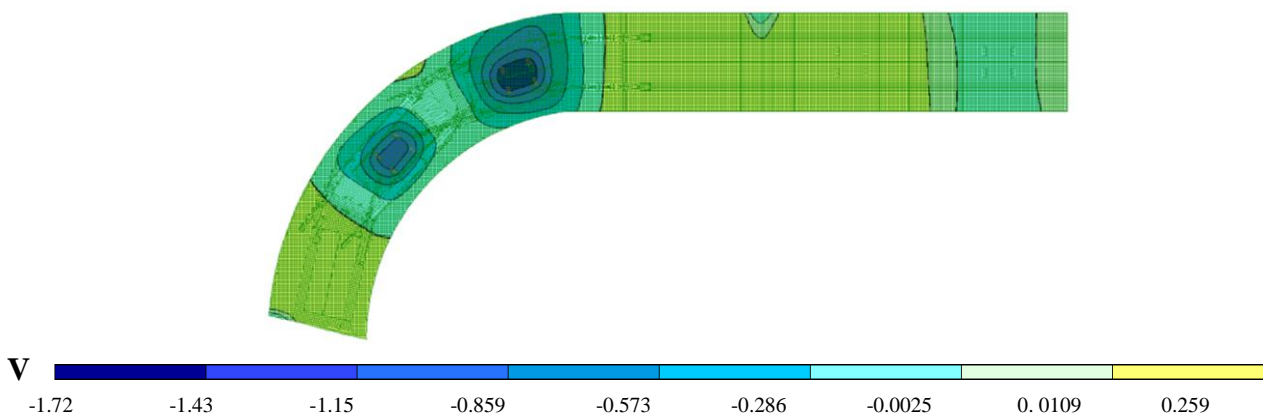


Рис.4.52. Ізополя вертикальних переміщення плити моделі шестипрогонової дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F на V ступені (мм)

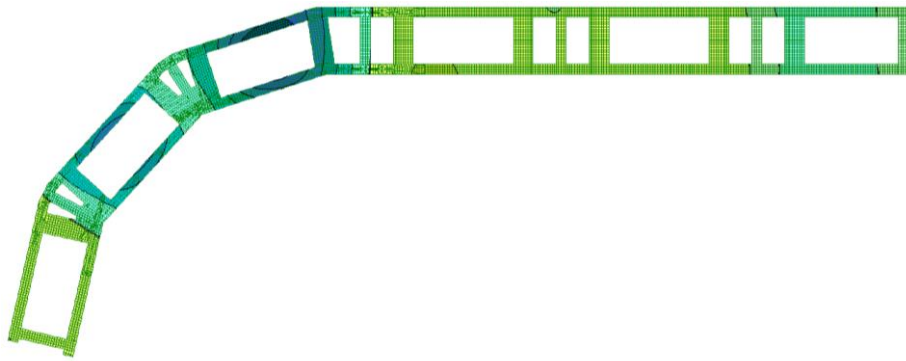
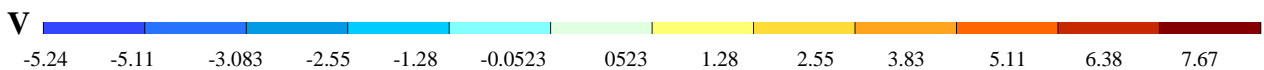
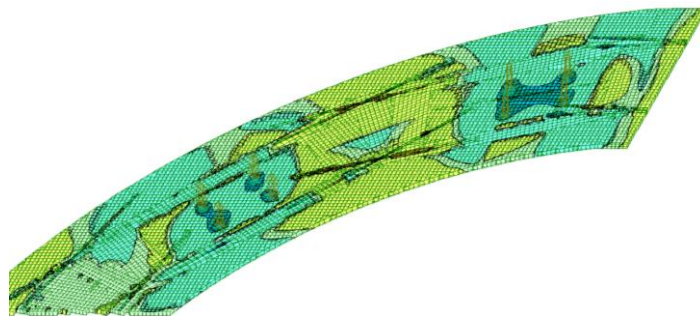


Рис.4.53. Розподіл прогинів головних балок на зовнішній і внутрішній кривих по осях 1 і 2 моделі шестипрогової дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E та E-F на V ступені (мм).

Розподіл напружень на плиті і головних балках моделі шестипрогової дослідної конструкції в середині прогонів D-E та E-F і на опорі E показано на рис 4.54.

а)



б)

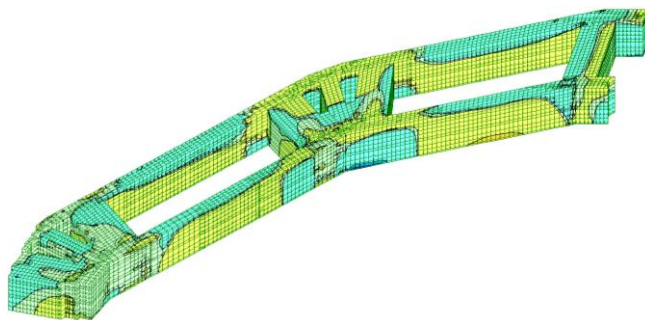


Рис.4.54.Ізополя напружень на поверхні моделі шестипрогової дослідної конструкції мосту в прогонах D-E та E-F із навантаженням цих прогонів на V ступені: а) на поверхні плиті, б) на поверхні балкової клітки

Із результатів проведення числових розрахунків моделі шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції, яку навантажено в прогонах D-E та T-F у ПК «ЛІРА САПР», впливає:

1. максимальні прогини плити сконцентровані між навантаженими ділянками в середині прогонів D-E та E-F (Рис.4.52.);
2. вертикальні переміщення плити на зовнішньому радіусі кривої моделі є більшими ніж на внутрішній кривій (Рис.4.52.);
3. прогини головної балки в прогоні D-E на кривій зовнішнього радіусу: I – 0.251мм, II - 0.502мм, III – 0.754мм, IV – 1.00мм, V – 1.26мм;
4. прогини балки в прогоні D-E на кривій внутрішнього радіусу: I – 0.203мм, II - 0.406мм, III – 0.608мм, IV – 0.811мм, V – 1.01мм;
5. прогини балки в прогоні E-F на кривій зовнішнього радіусу: I – 0.154мм, II - 0.309мм, III–0.463мм, I–0.618мм, V–0.722мм;
6. прогини балки в прогоні E-F на кривій внутрішнього радіусу: I – 0.135мм, II - 0.27мм, III – 0.405мм, IV – 0.539мм, V –0.674мм;
7. напруження розтягу в збірних балках в прогонах кривих зовнішнього радіуса моделі є більшими ніж у балках кривих внутрішнього радіуса (Рис.4.54);
8. максимальні і мінімальні напруження в перерізі моделі над опорою E по осі 1 менші ніж балки по осі 2 (Рис.4.54);
9. балка, що вписана в криву зовнішнього радіусу прогинається більше ніж балка, що вписана в криву внутрішнього радіусу (Рис.4.53.);
10. максимальні напруження (розтяг) в середині прогонів D-E та E-F моделі при навантаженні знаходяться на бокових нижніх зовнішніх гранях балок, що можна пояснити впливом діафрагм на перерозподіл деформацій між усіма елементами прогової будови моделі мосту (Рис.4.54).

4.2.4 Порівняння величин прогинів моделі дослідної конструкції при зміні її статичної схеми

Проведенні числові розрахунки моделей прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції до і після об'єднання їх в одну шестипрогову нерозрізну систему, дало можливим отримати теоретичні результати деформативності і встановити вплив їх зміну при зміні статичної схеми моделі дослідної конструкції.

Статичні схеми до і після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції із навантаженням прогону В-С показано на рис.3.2 і 3.58

За допомогою числових розрахунків отримано величини максимальних прогинів у прогоні В-С який було навантажено при двох статичних схемах, Розвиток прогинів від величини прикладеного навантаження зображено графічно на рис.4.55.

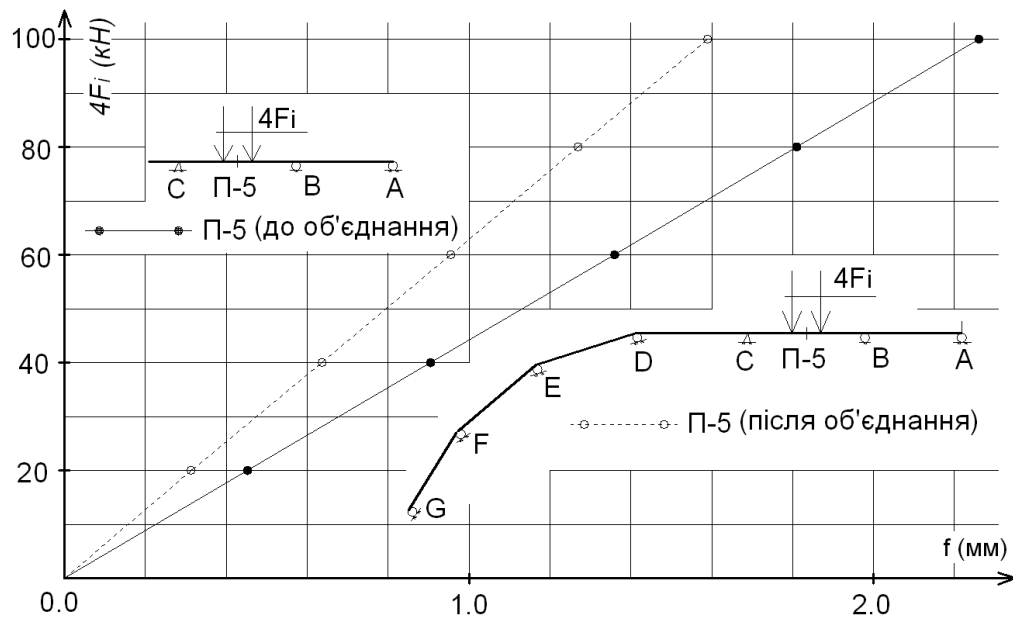


Рис.4.55. Прогини на кожному ступені навантаження в прогоні В-С при різних статичних схемах

В результаті порівняння результатів числового розрахунку, приведених на графіках рис.4.55. встановлено, що прогини головних балок в середині прогону В-С після об'єднання прямолінійної і криволінійною моделей дослідних конструкції, зменшилось в середньому по осі 1 і 2 до 29.85 %.

Статичні схеми до і після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції із навантаженням прогонів А-В та В-С показано на рис. 3.17 і 3.65.

За допомогою числових розрахунків у ПК «ЛІРА САПР» отримано величини максимальних прогинів у прогонах А-В та В-С, які було навантажено при двох статичних схемах. Розвиток прогинів від величини прикладеного навантаження зображено графічно на рис.4.56.

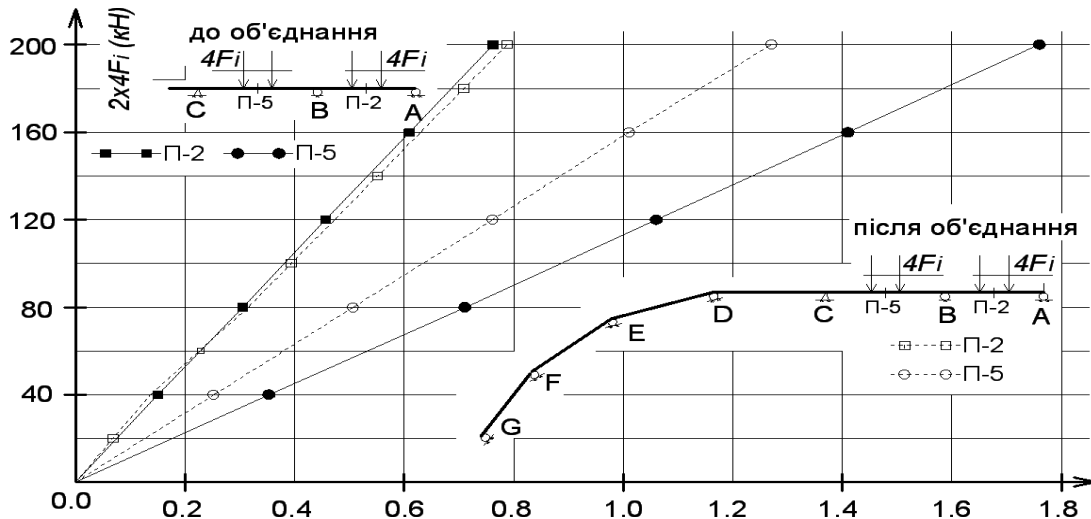


Рис.4.56. Прогини балок в прогоні А-В та В-С моделі прямолинійної частини дослідної конструкції до і після зміни статичної схеми

Після зміни статичної схеми прогини головних балок по осі 1 і 2 в середині прогону А-В практично не змінились, а у прогоні В-С зменшились на 28 %.

Статичні схеми до і після об'єднання прямолинійної і криволінійної частин дослідної конструкції із навантаженням прогону D-E показано рис. 3.28 і 3.80.

В результаті порівняння результатів експериментальних досліджень побудовано графіки прогинів головних балок до і після зміни статичної схеми на кожному ступені навантаження прогону D-E дослідної конструкції (рис.3.57).

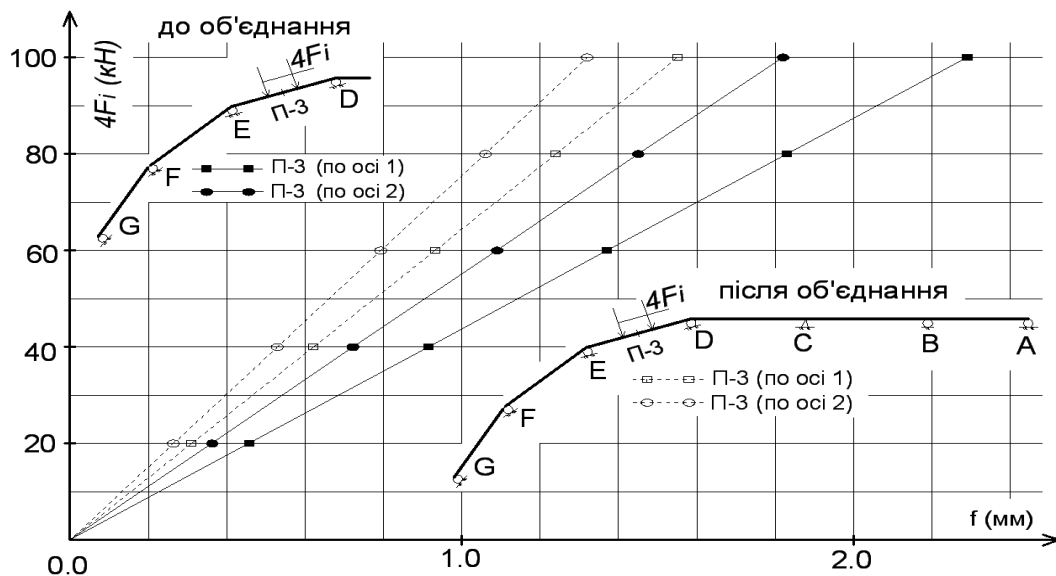


Рис.4.57. Прогини балок в прогоні D-E моделі дослідної конструкції до і після зміни статичної схеми

В результаті порівняння встановлено, що після об'єднання прямолинійної і криволінійної моделей дослідної конструкції в шестипрогону нерозрізну систему прогини балок в прогоні D-E по осі 1 зменшились на 32%, а по осі 2 на 27%.

Статичні схеми до і після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції із навантаженням прогонів D-E та E-F показано на рис. 3.46 і 3.88.

Зміни прогинів головних балок в осях 1 і 2 в середині навантажених прогонів D-E та E-F до і після об'єднання криволінійної і прямолінійної моделей дослідних конструкцій показано графічно на рис.4.58.

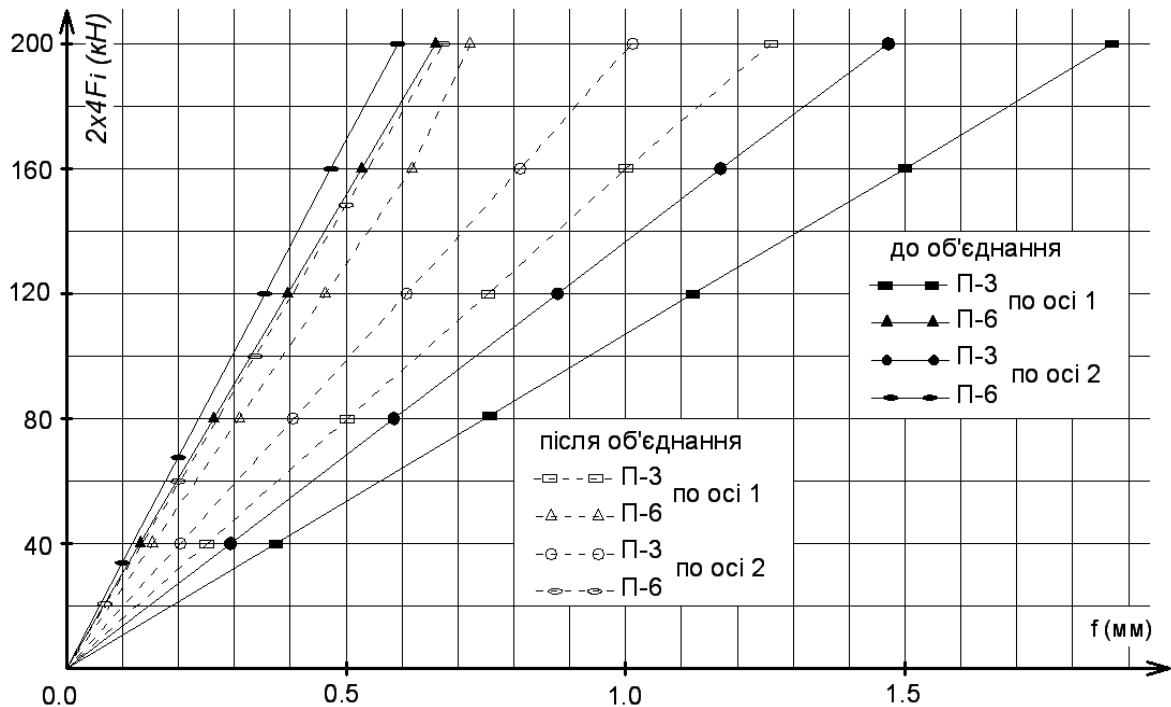


Рис.4.58 Прогини головних балок в осях 1 і 2 в навантажених прогонах D-E та E-F моделі криволінійної дослідної конструкції до і після об'єднання її із прямолінійною моделлю

В результаті порівняння встановлено, що після об'єднання моделей прямолінійної і криволінійної дослідних конструкцій в шестипрогонову нерозрізну систем із навантаженням прогонів D-E та E-F прогини становили:

- а) в середині прогону D-E по осі 1 в середньому зменшились на 31%;
- б) в середині прогону D-E по осі 2 в середньому зменшились на 30,8%;
- в) в середині прогону E-F по осі 1 в середньому збільшились на 15%;
- г) в середині прогону E-F по осі 2 в середньому збільшились на 14%.

4.3. Пропозиції для розрахунку криволінійних двобалкових нерозрізних прогонових будов мостів

Теорія розрахунку криволінійних в плані нерозрізних балок розроблена професором Гібшманом М.Е., висвітлена в роботі [15,17]. Як зазначає автор переміщення в криволінійних балок визначити досить складно навіть для простих однопрогонових схем. Прогини і кути поворотів цих балок можна представити у

виді формул, але вони виходять дуже громіздкими і отримати їх дуже складно. Автор пропонує для визначення переміщень балок із відношенням $l/R < 0.5 \div 0.8$ визначати по наближених формулах. Так наприклад, для балок схеми яких наведені на рис.4.59, прогин перерізу під навантаженням $P=1$.

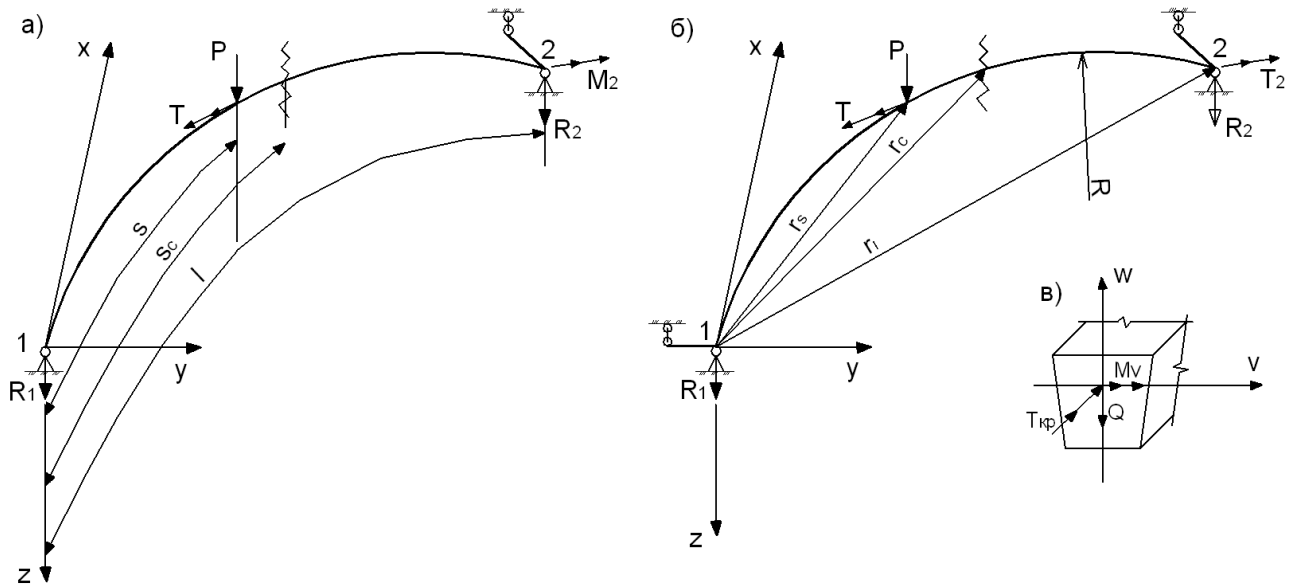


Рис.4.59. Схеми до розрахунку одно пролітних криволінійних балок постійної кривизни

$$K = \frac{(l-s)^2}{3EI_{\nu}l} + 4\Pi R^2 \left(\sin \frac{s}{2R} \sin \frac{l-s}{2R} \right)^2 \quad (4.1)$$

Кут повороту, що входить у формулу (4.1), визначають для перерізу, навантаженого крутним моментом $T=1$, по формулах:

$$\Pi = \frac{l-s}{GI_t}; \quad \Pi = \frac{(l-s)s}{lGI_t}; \quad (4.2)$$

де l – проліт балки; s – координата перерізу, де прикладені зовнішні сили; G - модуль зсуву матеріалу балки; I_t - момент інерції перерізу балки при крученні

Перша формула в (4.2) справедлива для схеми на рис.4.59, а, а друга – для схеми балки на рис.4.59.б.

Для визначення зусиль і прогинів двобалкових криволінійних нерозрізних прогонових будов мостів і розрахунку тріщиностійкості запропоновано замінити їх однобалковою стержневою конструкцією, а розподілення їх виконувати із врахуванням коефіцієнтів розподілу для балок різної довжини, які визначаються з умов (рис.4,60.).

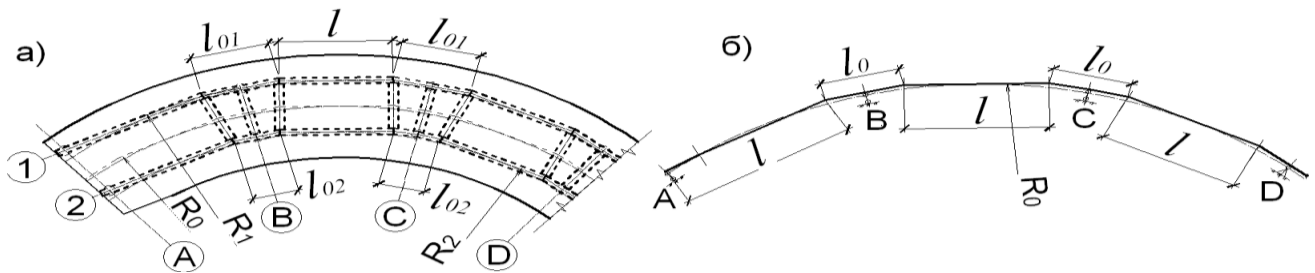


Рис.4,60. Схеми до розрахунку криволінійних двобалкових прогонових будов мостів: а) конструкція в плані; б) статична схема для розрахунків: l – довжина прямолінійних збірних балок, l_{01} , l_{02} , l_0 – довжини надопорних балок, R_1 , R_2 та R_0 – радіуси на кривих по осях

Величину l_0 визначаємо, як середнє значення довжин надопорних балок l_{01} і l_{02} на зовнішній і внутрішній кривих з радіусами R_1 і R_2 .

Розрахункову величину прогону між опорами по осі середнього прогону l_c (наприклад В-С), приймаємо рівною:

$$l_c = l_0 + l \quad (4.3)$$

Розрахунки пропонується виконувати поетапно. Розглянемо на прикладі для трипрогонової конструкції.

I. Статичний розрахунок виконувати спочатку для всієї конструкції по ширині розглядаючи її по осі, як однобалкову прямолінійну стержневу систему рис.4.60. Схеми розміщення різних видів навантажень на графіках ліній впливу згинального моменту M_1 в середині крайнього прогону l_1 показано на рис.4.61.

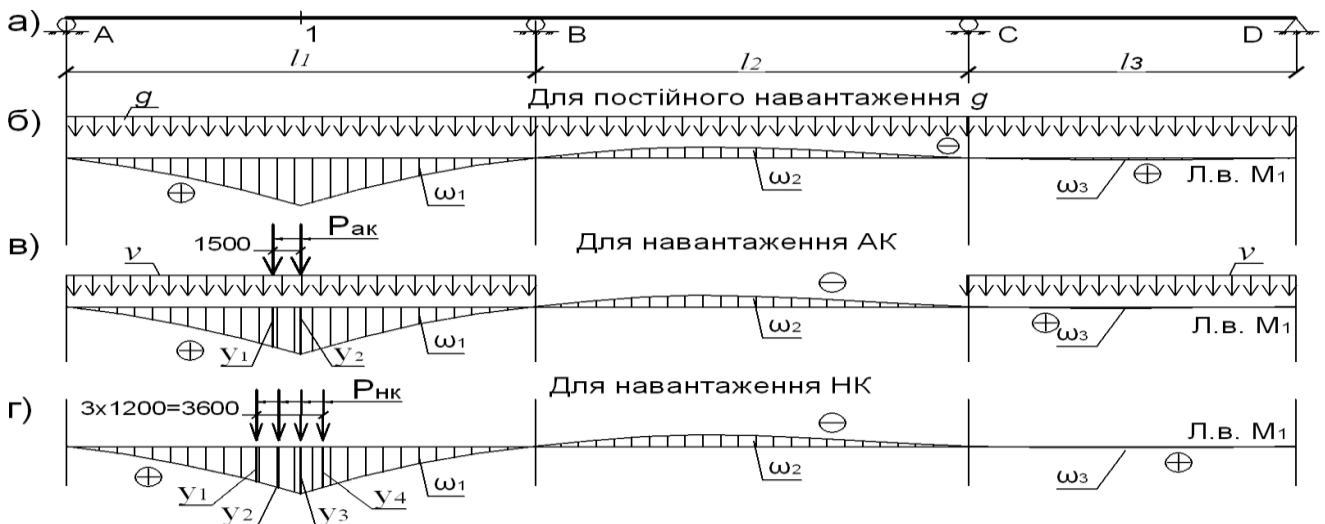


Рис.4.61. Схеми для визначення згинальних моментів за лініями впливу: а) розгортка криволінійної прогонової будови по осі; б, в, г – розміщеного постійного і тимчасового навантаження л.в. M_1

Величини згинальних моментів від нормативних навантажень для однобалкової конструкції відповідного перерізу для конструкції в цілому визначаються як сумарні від постійного і тимчасового навантажень:

$$M = M_g + M_{AK} \quad (4.4)$$

$$M = M_g + M_{HK} \quad (4.5)$$

Нормативні згинальні моменти від постійного (M_g) і тимчасових АК ($M_{ак}$) і НК ($M_{нк}$) навантажень визначаються за відомими формулами:

$$M_g = \omega g \quad (4.6)$$

$$M_{ак} = P_{ак}(y_1 + y_2) + v(\omega_1 + \omega_3) \quad (4.7)$$

$$M_{нк} = P_{нк}(y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \quad (4.8)$$

де ω - сумарна площа Л.в., ω_1 і ω_3 - площа Л.в. для автомобільного смугового навантаження v ; y_1, y_2, y_3, y_4 - ординати Л.в. для колісних тимчасових навантажень АК ($P_{ак}$) та НК ($P_{нк}$).

II. При визначенні згинальних моментів для криволінійних балок з різними довжинами по осі 1 і 2 пропонується додатково враховувати коефіцієнти розподілу окремо для різних видів навантаження.

Для цього необхідно розглядати конструкцію в прогоні де розміщене навантаження, а саме: по осі 1, по осі 2 та по осі прогонової будови (рис. 4.62).

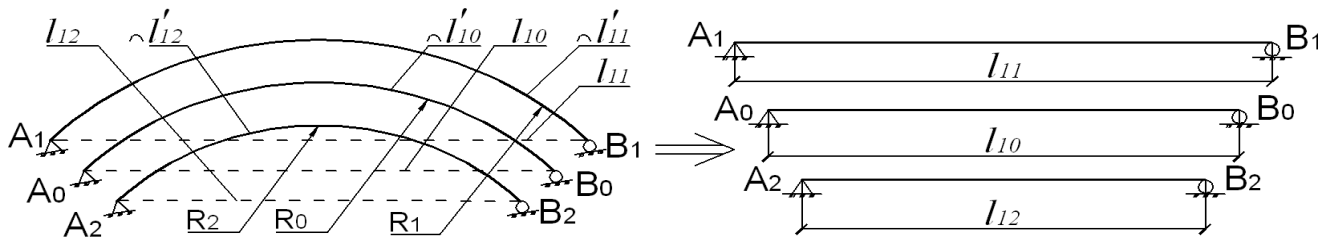


Рис.4.62. Схеми для визначення коефіцієнту розподілу навантаження між балками різної довжини

Для спрощення розрахунку пропонується коефіцієнти розподілу визначати за лініями впливу, як для прямолінійних розрізних балок з різними довжинами l_{10} , l_{11} , l_{12} (рис.4.63.)

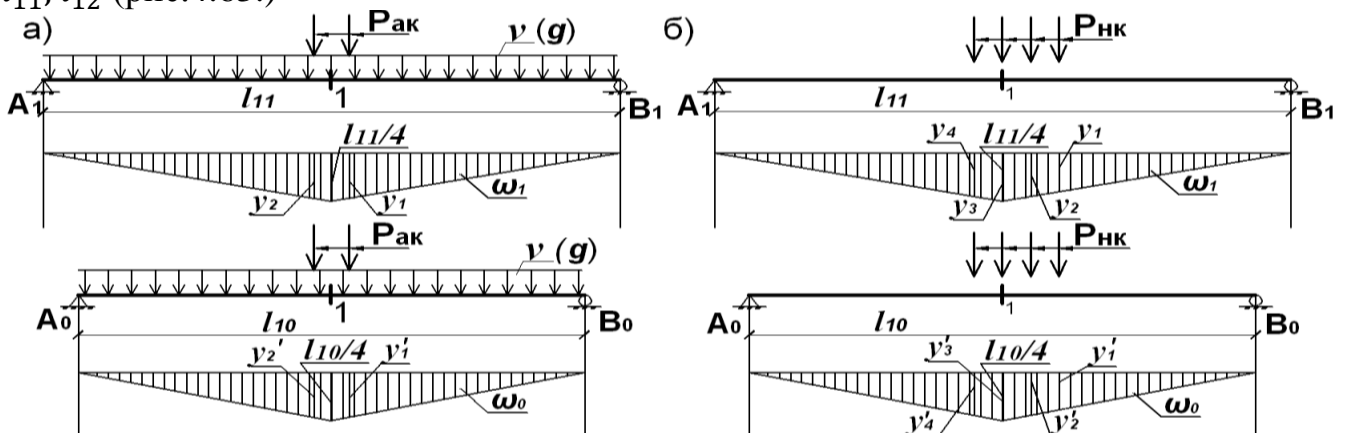


Рис.4.63. Схеми для визначення коефіцієнтів розподілу навантаження для балок різної довжини: а) для постійного і тимчасового навантаження АК, б) для тимчасового навантаження НК

Так для балки по осі 1 коефіцієнт розподілу навантаження $K_{кр}$ пропонується визначати (рис.4.62 і 4.63):

- для постійного навантаження як відношення площ Л.в. балок зовнішньої і середньої кривої:

$$K_{кр1}^g = \frac{\omega_1^g}{\omega_0^g} \quad (4.9)$$

- для тимчасового навантаження АК:
 - для смугового навантаження як відношення площ Л.в. балок зовнішньої і середньої кривої:

$$K_{кр1}^v = \frac{\omega_1^v}{\omega_0^v} \quad (4.10)$$

- для тандему як відношення сумарних ординат на Л.в. балок зовнішньої і середньої кривої під зосередженими силами $P_{ак}$

$$K_{кр1}^p = \frac{y_1 + y_2}{y_1' + y_2'} \quad (4.11)$$

- для тимчасового навантаження НК, як відношення сумарних ординат на Л.в. балок зовнішньої і середньої кривої під зосередженими силами $P_{нк}$

$$K_{кр1}^{нк} = \frac{y_1 + y_2 + y_3 + y_4}{y_1' + y_2' + y_3' + y_4'} \quad (4.12)$$

де у формулах (7 ... 10) ω_1, ω_0 – площі Л.в. в навантаженому прогоні для балки по осі 1 і умовної балки по осі 0; y_i, y_i' - ординати на Л.в. балок по осі 1 і 0 під зосередженими силами навантаження АК і НК.

III. Для розрахунку тріщиностійкості згідно ДБН за 2-ю групою граничних станів, розроблена методика визначення нормативних моментів в балках різної довжини на криволінійних ділянках від різних видів навантажень. При цьому спочатку визначають моменти в середині прогону балки по осі 1 із врахуванням коефіцієнту розподілу в балках різної довжини рекомендується проводити за формулами:

- при дії постійного навантаження g і тимчасового навантаження АК:

$$M_1 = M_{g1} + M_{ак} \quad (4.13)$$

- при дії постійного навантаження g і тимчасового навантаження НК:

$$M_1 = M_{g1} + M_{нк} \quad (4.14)$$

- згинальний момент від постійного навантаження:

$$M_{g1} = K_{кр1}^g \frac{g_n}{2} \omega \quad (4.15)$$

- згинальний момент від тимчасового нормативного навантаження АК:

$$M_{ак}^1 = K_{пр}^p K_{кр1}^p (1 + \mu) P_{ак} (y_1 + y_2) + v K_{пр}^v K_{кр1}^v (\omega_1 + \omega_3) \quad (4.16)$$

- згинальний момент від тимчасового нормативного навантаження НК:

$$M_{\text{нк}}^1 = K_{\text{пр}}^{\text{нк}} K_{\text{кр1}}^{\text{нк}} P_{\text{нк}} (y_1 + y_2 + y_3 + y_4) \quad (4.17)$$

де $K_{\text{кр1}}^g, K_{\text{кр1}}^p, K_{\text{кр1}}^v, K_{\text{кр1}}^{\text{нк}}$ - додаткові коефіцієнти розподілу на кривих ділянках прогонової будови для балки по осі 1 для навантаження g, AK і НК; $K_{\text{пр1}}^p, K_{\text{пр1}}^v, K_{\text{пр1}}^{\text{нк}}$ - коефіцієнти поперечного розподілу за нормами для прямолінійної балки по осі 1 при навантаженні AK і НК, $(1 + \mu)$ - динамічний коефіцієнт, g - постійне навантаження, $P_{\text{ак}}, v$ - осьове і смугове навантаження AK , $P_{\text{нк}}$ - осьове навантаження НК, $\omega, \omega_1, \omega_3, y_1, y_2, y_3, y_4$ - площі л.в. і ординати під навантаженням AK і НК по осі криволінійної конструкції.

Нормативні згинальні моменти M_2 для балки по осі 2 при різних видах навантаження пропонується визначати як різницю між нормативними моментами M і M_1 , визначеними за формулами 4.4 – 4.8 і формулами 4.13 – 4.17:

$$M_2 = M - M_1 \quad (4.18)$$

Для визначення розрахункових величин згинальних моментів згідно ДБН В.1.2-15:2009 (Споруди транспорту. Мости та труби. Навантаження і впливи) необхідно враховувати коефіцієнти надійності для постійних і тимчасових навантажень.

IV. При розрахунку криволінійної частини двобалкової конструкції за 2-ю групою граничних станів запропонована методика розрахунку прогинів балок по осі 1 і 2.

Запропоновано для визначення прогинів застосувати коефіцієнт розподілу прогинів $K_{\text{рп}}$ між балками різної довжини при дії різних видів навантажень, а саме для балки по осі 1 в першому прогоні l_1 (рис.4.60.):

- при дії постійного навантаження g :

$$K_{\text{рп1}}^g = \frac{f_1^g}{f_0^g} = \frac{\omega_1^g}{\omega_0^g} \frac{l_{11}^2}{l_{10}^2} = K_{\text{кр1}}^g \frac{l_{11}^2}{l_{10}^2} \quad (4.19)$$

- при дії тимчасового навантаження AK :

- для смугового навантаження:

$$K_{\text{рп1}}^v = \frac{f_1^v}{f_0^v} = \frac{\omega_1^v}{\omega_0^v} \frac{l_{11}^2}{l_{10}^2} = K_{\text{кр1}}^v \frac{l_{11}^2}{l_{10}^2} \quad (4.20)$$

- для тандему навантаження AK :

$$K_{\text{рп1}}^p = \frac{f_1^p}{f_0^p} = \frac{y_1 + y_2}{y_1' + y_2'} \frac{l_{11}^2}{l_{10}^2} = K_{\text{кр1}}^p \frac{l_{11}^2}{l_{10}^2} \quad (4.21)$$

- для тимчасового навантаження НК:

$$K_{\text{рп1}}^{\text{нк}} = \frac{f_1^{\text{нк}}}{f_0^{\text{нк}}} = \frac{y_1 + y_2 + y_3 + y_4}{y_1' + y_2' + y_3' + y_4'} \frac{l_{11}^2}{l_{10}^2} = K_{\text{кр1}}^{\text{нк}} \frac{l_{11}^2}{l_{10}^2} \quad (4.22)$$

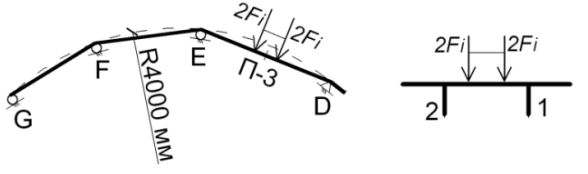
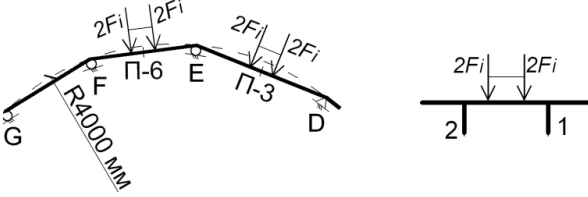
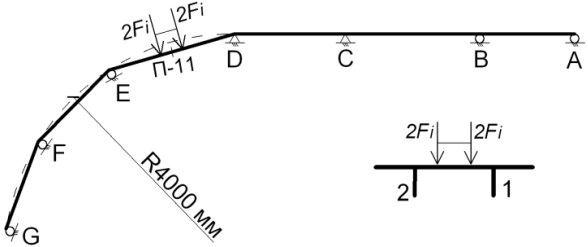
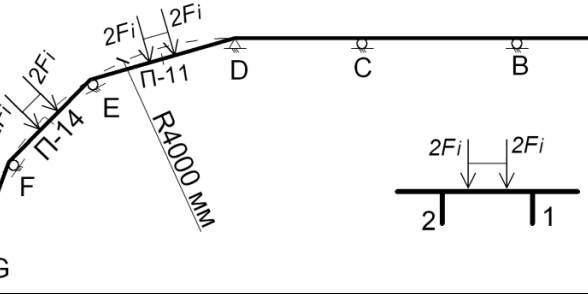
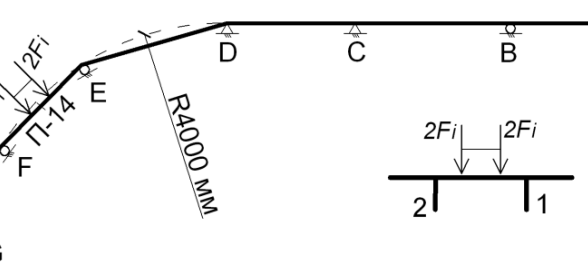
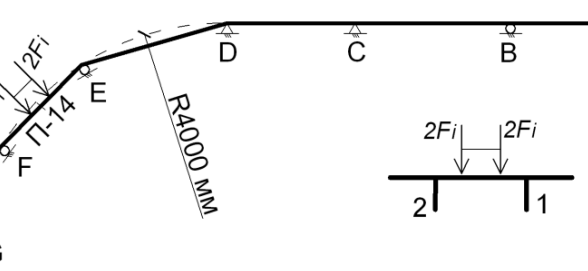
Коефіцієнти розподілу прогинів для криволінійної ділянки згідно з формулами 4.19 – 4.22 визначаються множенням коефіцієнтів розподілу

навантаження, знайдених за формулами 4.9 – 4.12 на співвідношення квадратів величин прогинів балок по осі 1 і по осі прогонової будови.

Порівняння співвідношень прогинів отриманих за результатами випробувань криволінійної частини дослідної конструкції за різних схем навантаження до і після об'єднання її з прямолінійною частиною в шестипрогову нерозрізну систему із співвідношеннями прогинів визначених за запропонованою методикою наведено в таблиці 4.18.

Таблиця 4.18.

Співвідношення прогинів головних балок дослідної конструкції

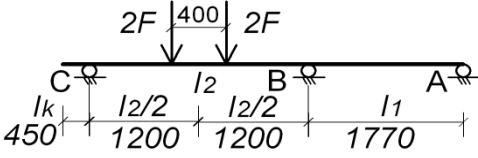
№	Схема навантаження	Співвідношення прогинів для балок по осі 1 і 2 дослідної конструкції		Відхилення
		За експериментом f_1^{exp} / f_2^{exp}	За розрахунком f_1^{teo} / f_2^{teo}	
1		В середині прогону D-E (П-3):		
		1.642	1.746	6%
2		В середині прогону D-E (П-3)		
		1.772	1.746	1.5%
3		В середині прогону D-E (П-3)		
		1.624	1.746	7%
4		В середині прогону D-E (П-11)		
		2.2	1.746	20%
5		В середині прогону E-F (П-14)		
		1.708	1.681	2%
5		В середині прогону E-F (П-14)		
		1.413	1.681	15%

Розходження співвідношень прогинів за даними експериментів і за запропонованою інженерною методикою розрахунків для криволінійної частини дослідної конструкції при різних статичних схемах і схемах навантаження знаходиться в межах 2–20 %. Значні розходження при різних схемах навантаження можна пояснити необхідністю врахування впливу кручення.

Розрахунок тріщиностійкості, проведений, згідно ДБН В.2.3-14:2006, в перетинах криволінійної ділянки двобалкової конструкції і порівняння їх з результатами випробувань. Результати зведено в таблицю 4.19.

Таблиця 4.19.

Згинальні моменти тріщиноутворення частин дослідної конструкції

№	Схема навантаження	Згинальний момент (кН·м)		Відхилення (%)
		M_{cr}^{exp}	M_{cr}^{teo}	
1		41.74	39.72	4.8%
2		43.16	39.72	7.9

4.4. Впровадження результатів дослідження

Запропоновані двобалкові нерозрізні збірно-монолітні залізобетонні конструкції прогонових будов мостів розроблені, як для складних умов будівництва так і для звичайних.

На прохання Державного підприємства – Українського державного інституту з проектування об'єктів дорожнього господарства УКРДІПРОДОР Львівської філії «ЗАХІДДІПРОШЛЯХ» на кафедрі мостів та будівельної механіки Національного університету «Львівська політехніка» автором розроблено проектні пропозиції шляхопроводу по об'єкту «Будівництво стадіону по вул. Стрийській – кільцевій дорозі в м. Львові: влаштування дорожньої розв'язки» із застосуванням запропонованих двобалкових збірно-монолітних залізобетонних конструкцій прогонових будов та виконано техніко-економічне порівняння їх із сучасною типовою багатобалковою збірно-монолітною конструкцією.

Розроблені проектні пропозиції показано на кресленнях в додатку до розділу 4.

За результатами техніко-економічного порівняння прогонових будов мостів дало можливим оцінити конкурентоспроможність двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних конструкцій.

Витрати на влаштування прогонової будови шляхопроводу при застосуванні багатобалкових і двобалкових конструкцій зведено в таблицю 4.20.

Таблиця 4.20

Техніко економічне порівняння прогонових будов мостів

Поз.	Найменування	Од.	Кількість	
			Варіант №1 (багатобалкова типова збірно-монолітна конструкція)	Варіант №2 (запропонована двобалкова збірно- монолітна конструкція)
	Збірний залізобетон	м3	278	250
	Монолітний залізобетон	м3	363.8	324
	Орієнтовна вартість	Млн. грн.	10.825	9.694
	Трудозатрати	люд.дн.	4707	4215
	%	%	100	89,55

За результатами порівняння конструкцій прогонових будов шляхопроводу встановлено доцільність виконання їх у двобалкових збірно-монолітних конструкціях.

Результати дисертаційного дослідження впровадженні у навчальний процес на кафедрі мостів та будівельної механіки, а саме студентами зі спеціальності мости та транспортні тунелі, виконуються курсові та дипломні роботи по проектуванню прогонових будов мостів із застосуванням розроблених конструктивних вирішень двобалкових нерозрізних збірно-монолітних конструкцій. Також окремі результати дослідження використано у навчальному посібнику [27, с.192-197].

Наявність дослідної конструкції двобалкової нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови мосту з прямолінійною і криволінійною її частинами виконаної в масштабі 1:10 та стенду для випробувань у лабораторії Інституту будівництва та інженерії доквілля Національного університету «Львівська політехніка» відкриває для молодих науковців перспективи її подальшого дослідження для вирішення актуальних наукових задач сьогодення і на перспективу.

Висновки до розділу 4

1. Розроблено ідеалізовані розрахункові просторові моделі дослідної конструкції з прямолінійною і криволінійною частинами та проведено чисельні розрахунки за МСЕ у ПК «ЛІРА-САПР» за різними статичними схемами і схемами навантаження, відповідно до тих, які були при випробуваннях.

2. Встановлено характер розподілу деформацій розрахункових ідеалізованих просторових моделей прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції визначених за МСЕ у ПК «ЛІРА САПР» в постановці роботи матеріалів у лінійних залежностях при різних схемах навантаження та вплив об'єднання частин на зменшення прогинів у крайніх прогонах, що становить в межах 30-40%, які задовільно співпадають з експериментальними даними.
3. Встановлено, що зміна статичної схеми моделі дослідної конструкції за різних схем навантаження впливає на зменшення прогинів головних балок, а саме при навантаженні прямолінійного прогону В-С до 30 % і криволінійного прогону D-E до 28%.
4. Для порівняння з даними експериментальних досліджень проведено розрахунки, згідно формул діючих норм, по визначенню прогинів і моменту тріщиноутворення прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції до і після їх об'єднання в шестипрогону нерозрізну систему.
5. Встановлено, що величини моментів тріщиноутворення та прогинів, визначенні розрахунком за формулами діючих норм, для різних статичних схем і схем навантаження частин дослідної конструкції збігаються з експериментальними даними із відхиленням до 9%.
6. Встановлено, що момент тріщиноутворення прямолінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогону В-С визначений теоретично за діючими нормами ($M_{cr}^{teo}=39.72\text{кНхм}$) відповідає експериментальній величині моменту тріщиноутворення ($M_{cr}^{exp}=41.74\text{кНхм}$) з відхиленням до 5 %.
7. Встановлено, що момент тріщиноутворення криволінійної частини дослідної конструкції із навантаженням прогону D-E визначений теоретично за діючими нормами ($M_{cr}^{teo}=39.72\text{кНхм}$) відповідає експериментальній величині моменту тріщиноутворення ($M_{cr}^{exp}=43.16\text{кНхм}$) з відхиленням до 8 %.
8. Встановлено, що величини прогинів, визначені згідно розроблених пропозицій до методики інженерного розрахунку для окремих схем і видів навантаження до і після об'єднання в шестипрогону нерозрізну конструкцію, відповідають експериментальним даним із відхиленням в середньому від 8 до 20 %.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Розроблено нову конструкцію двобалкових нерозрізних збірно-монолітних прогонових будов мостів для складних умов будівництва, при наявності зміни форми в плані, розгалужень, віражив, нетипових величин прогонів і ширини проїжджої частини, для прогонів від 18,0 до 42,0 м.
2. У відповідності поставленим задачам в дисертаційній роботі, розроблено програму та методику проведення експериментальних досліджень, проведено випробування дослідної конструкції двобалкової нерозрізної збірно-монолітної прогонової будови мосту з прямолінійною і криволінійною частинами до і після об'єднання їх в шестипрогонову за дев'яти схем навантаження.
3. Встановлено, що за результатами експериментальних досліджень визначенні величини в середині крайніх навантажених прогонів прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції після їх об'єднання значно зменшуються, а саме: згинальні моменти на 23% і 27%, відносні деформації нормальних перерізів на 18% і 24 %, а прогини на 21% і 40%, що потрібно враховувати при проектуванні прогонових будов транспортних споруд.
4. Розрахункові величини моментів і прогинів, визначені згідно чинних норм, для прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції до і після їх об'єднання, задовільно співпадають з експериментальними даними, із різницею в межах: згинальні моменти 3-9%, тріщиноутворення 5 - 8%, а прогини 4-9%.
5. Встановлено, що об'єднання прямолінійної і криволінійної частин дослідної конструкції впливає на характер розподілу деформацій визначених за методом скінченних елементів у ПК «ЛІРА САПР» в постановці роботи матеріалів у лінійних залежностях, та зменшення прогинів у крайніх прогонах в межах 30-40%, які задовільно співпадають з експериментальними даними.
6. Запропоновано методику інженерного розрахунку по визначенню зусиль і прогинів, у якій виведено нові коефіцієнти для врахування особливостей їх розподілу у головних балках в поперечному перетині криволінійних двобалкових прогонових будов при різних видах навантаження, згідно якої визначені величини співпадають з експериментальними даними із відхиленням в середньому від 8 до 20 %.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. А.с. 540021 Е 04 В 5/16. Сборно-монолитное кессонное перекрытие / авт. Изобрет. Б.Г. Гнидец, Б.С. Золотухин. Заявитель – Львовский политехнический институт. Заяв. 18.12.1973 № 1977269/33; опубл. 25.12.1976. БИ №47.
2. Байков В.Н. Определение внутренних усилий статически неопределимых железобетонных балок и прогибов с учетом неупругих свойств конструкции // В.Н. Байков // Бетон и железобетон. М.: «Ладья» - 1965.-№4.-с.38-41.
3. Барабаш М.С. ЛИРА 9.2. Примеры расчета и проектирования // М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерский, Д.В. Марченко, В.П. Титок // Навчальний посібник. – К.: Факт, 2005. – 138 с.
4. Баташев В.М. Прочность, трещиностойкость и деформации железобетонных элементов с многорядным армированием // В.М. Баташев // К: Будівельник, 1978.- 120 с.
5. Безгодов И.М. О соотношениях прочностных и деформативных характеристик бетона при сжатии, растяжении и растяжении при изгибе. // И.М. Безгодов // Бетон и железобетон. М.: Ладыя – №2, 2012, с. 2-5.
6. Безухов Н.И. Теория упругости и пластичности // Н.И. Безухов // М: ГИТТЛ. 1953. -420 с.
7. Беляев И.А. Практические способы учета пространственной работы балочных пролетных строений мостов /И.А. Беляев., В.Г. Лиманский // Известия ВУЗов «Строительство и архитектура», 1961, №10, с.3-8.
8. Бобриков Б.В. Технология, организация и планирование строительства мостов / Б.В. Бобриков, И.М. Русаков, А.А. Царьков // М.: Транспорт. 1967. – 462 с.
9. Бондаренко В.М., Основные принципы расчета железобетонных статически неопределимых конструкций с учетом нелинейности деформирования, ползучести и наличия трещин // В.М. Бондаренко, Л.И. Борисова // Сб. Строительные конструкции. Вып. XIX. К., 1972.с.19-24.
10. Боровских А.В. Расчеты железобетонных конструкций по предельным состояниям и предельным состояниям и предельному равновесию // А.В. Боровских // М.:АСВ, 2004.-320 с.
11. Вейнблат Б.М. Краны для строительства мостов // Б.М. Вейнблат, И.И. Елинсон, В.П. Каменцев // М.:Транспорт. 1978.- 216 с.
12. Вискребенцев В.Г. Дослідження ефективності використання вуглецевого волокна у залізобетонних прогонових будовах залізничних мостів. // В.Г. Вискребенцев, К.І. Солдатов // Мости та тунелі: теорія, дослідження практика. зб. наук. пр. Дніпропетр. нац. ун-т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазяряна. –№5/2014.- с.16 – 21.
13. Войтович І.І. Особливості проектування споруд на транспортних розв'язках в стиснутих умовах // Войтович І.І., Лотоцький Ю.Л., Фаль А.Є., Рісюк Б.М. // Мости та тунелі: теорія, дослідження практика. зб. наук. пр. / Дніпропетр. нац. ун-

- т залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна. – Д.: Вид-во Дніпропетр. нац. ун-ту залізн. трансп. ім. акад. В. Лазаряна, - №5/2014.- с.22 – 28.
14. Гибшман Е.Е. Мосты и сооружения на дорогах. // Е.Е. Гибшман, Б.П. Назаренко // М.:Транспорт, 1972.-408 с.
 15. Гибшман М.Е. Проектирование транспортных сооружений // М.Е.Гибшман, В.И. Попов // . М.: Транспорт, 1988. 447 с.
 16. Гибшман М.Е. Таблицы для расчета пролетных транспортных сооружений: Справочник / М.Е.Гибшман // М.: Транспорт. 1985.- 447 с
 17. Гибшман М.Е. Теория и расчет мостов сложных пространственных систем // М.Е. Гибшман // М.: Транспорт, 1973.-200 с.
 18. Гибшман Е.Е. Теория и расчет предварительно напряженных железобетонных мостов // Е.Е. Гибшман, М.Е. Гибшман// М.: Транспорт, 1963.-397 с.
 19. Гладченко И.Ф. Мосты на автомагістралях України. Взгляд в будущее //И.Ф. Гладченко И.Ф // Зб. «Автомобільні дороги і дорожнє будівництво», -Київ:УТУ, 2002. - №64.- С46-49.
 20. Гнидец Б.Г. Анализ работы пролетных строений сборно-монолитных неразрезных мостов с напрягаемой арматурой в стыках // Б.Г. Гнидец, В.Ю. Сало // Изд-во «Вища школа». Вестник ЛПИ. «Резервы прогресса в архитектуре и строительстве», №166,-Львов,-1988.с.28-31.
 21. Гнидец Б.Г. Исследование работы предварительно напряженных неразрезных железобетонных балок. Автореферат диссертации, представленной на соискание ученой степени кандидата технических наук. Одесса, 1963.
 22. Гнидец Б.Г. Результаты экспериментального исследования на моделях работы сборно-монолитных железобетонных неразрезных мостов с предварительно напряженными стыками в двух направлениях // Б.Г. Гнидец, В.Ю. Сало // Изд-во «Вища школа». Вестник ЛПИ. «Резервы прогресса в архитектуре и строительстве», №155,-Львов,-1981.с.11-13.
 23. Гнидец Б.Г. Сборные предварительно напряженные неразрезные железобетонные мосты малых пролетов из типовых балок пролетных строений /Гнидец Б.Г.// Вест. Львов. политехн. Ин-та. – 1965 - №7:Вопроси сучасного будівництва. –С.17-23.
 24. Гнидец Б.Г. Сборно-монолитные неразрезные железобетонные мосты с предварительно напряженными стыками в двух направлениях // Б.Г. Гнидец, В.Ю. Сало // Изд-во «Вища школа». Вестник ЛПИ. «Резервы прогресса в архитектуре и строительстве», №145, - Львов,-1980.с.17-19.
 25. Гнідець Б.Г. Автомобільна естакада авіапідприємства в складних умовах транспортного вузла // Б.Г. Гнідець, Б.М. Ониськів, Б.М. Васьків // сб. наук. пр. – К.:Держдор НДІ, 2007.- Вип. 7, т.1.-С.98-104.
 26. Гнідець Б.Г. Залізобетонні конструкції з напружуваними стиками і регулюванням зусиль // Б.Г. Гнідець // Львів: НУ«ЛП», 2008. – 548 с.

27. Гнідець Б.Г. Збірно-монолітні залізобетонні конструкції: проектування, дослідження і впровадження в будівництво // Б.Г. Гнідець // Львів: НУ«ЛП». 2014. – 260 с.
28. Гнідець Б.Г. Збірно-монолітні залізобетонні попередньо напружені прогонові будови мостів для будівництва методом поздовжнього насування // Б.Г. Гнідець, О.З. Гнідець // Віс. Нац. ун-ту «Львівська політехніка». -2006.- №562: Теорія і практика будівництва.-С.20-24.
29. Гнідець Б.Г. Електротермічне попереднє напруження будівельних конструкцій в умовах будівництва // Б.Г. Гнідець, М.Р. Щеглюк, І.Д. Кавацюк // Львів: СПОЛОМ, 2004.-107 с.
30. Гнідець Б.Г. Пропозиції до вирішення транспортної проблеми північно-східної частини м. Львова // Гнідець Б.Г.// Вісник Львівського територіального відділення Академії будівництва України. Львів-2010. –С.95-101.
31. Голишев А.Б. Железобетонные конструкции. Сопротивление железобетона // А.Б.Гольшев, В.П.Полищук, В.Я. Бачинский // К.:Логос, 2001. – т.1.- с.418.
32. Городецкий А.С. Метод конечных элементов в проектировании транспортных сооружений // А.С. Городецкий, В.И. Заврицкий, А.И. Лантух-Лященко // М.:Транспорт, 1981.-143 с.
33. ДБН В.2.3-4-2007 Споруди транспорту. Автомобільні дороги
34. ДБН В.2.3-5-2001 Вулиці та дороги населених пунктів
35. ДБН В.2.3-14:2006 Споруди транспорту. Мости і труби. Правила проектування
36. Довнар Е.П. Строительная механика // Е.П. Довнар, Л.И. Коршун // Минск.:Вышэйшая школа, 1986.-310 с.
37. Жемочкин Б.Н. Теория упругости // Б.Н. Жемочкин // М.:Стройиздат, 1957.- 256 с.
38. Евграфов Г.К. Предварительно напряженные балочные пролетные строения мостов с напряжением арматуры до бетонирования // Г.К. Евграфов, Л.И. Иоселевский, А.В. Александров // М.:Трансжелездориздат, 1962.-283 с.
39. Евграфов Г.К. Проектирование мостов // Г.К. Евграфов, Н.Н. Богданов // М.:Транспорт. 1966. – 664 с.
40. Егоров П.А. Справочник по проектированию, строительству и эксплуатации городских дорог, мостов и гидротехнических сооружений. Часть 1: Мосты // П.А. Егоров, Е.Е. Гибшман, Е.И. Пушторский и др.// Изд. МКХРСФСР. 1953.- 986 с.
41. Загора АЛ. Композитные материалы в мостостроении // А.Л. Загора // Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К.: НТУ, 2002.-Вип.65.-с.31-42.
42. Загора О. Розрахунки і проектування мостів. Том 1 // О. Загора, Д. Каплинський, М. Корнієв, А. Корецький, А. Лантух-Лященко, К Медведєв, В. Снитко, В. Тодорік // Київ: НТУ, 2007. – 336 с.
43. Залесов А.С. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям // А.С. Залесов // М.:Стройиздат, 1988.-320 с.

44. Захаров Л.В. Сборные неразрезные железобетонные строения мостов // Л.В. Захаров, Н.М. Колоколов, А.Л. Цейтлин // М.:Транспорт, 1983.-232 с.
45. Золотов П.В. Работа плитных и ребристых пролетных строений под временными нагрузками // П.В. Золотов // Сб. «Вопросы эксплуатации автомобильных дорог и мостов».-Сб. БелдорНИИ «Вопросы эксплуатации автомобильных дорог мостов», М.:Транспорт, 1970. С.75-101.
46. Іваник І.Г. Просторовий розрахунок перехресно-ребристих залізобетонних систем з урахуванням фізичної не лінійності. Дисертація на здобуття кандидата технічних наук. Львів-2000.-с.202.
47. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами // Н.И. Карпенко // М.:Стройиздат, 1984.-208 с.
48. Кваша В.Г. Инженерный метод просторового розрахунку перехресно-ребристих балочних залізобетонних систем // В.Г. Кваша // Тези доповідей «Шляхи підвищення ефективності дорожнього господарства України в нових умовах господарювання». 4-6 жовтня 1994р., К.-с.122.
49. Кваша В.Г. Инженерный метод просторового розрахунку плитно-ребристих залізобетонних систем // В.Г. Кваша, І.Г. Іваник // Проблеми теорії і практики залізобетону // Ювілейна міжнародна науково-технічна конференція присвячена 100-річчю від дня народження д.т.н., проф. М.С. Торяника. Збірник наукових статей, - В-во Полтавського державного технічного університету ім.. Юрія Кондратюка, Полтава, 29-31 жовтня 1997 р.-с.186-189.
50. Кваша В.Г. До розрахунку залізобетонних балок зі змінною по довжині жорсткістю // В.Г. Кваша, Б.С. Попович, І.Г. Іваник // Теорія і практика будівництва. Вісник ДУ «Львівська політехніка», №335.- Львів, 1997. с.56-62
51. Кваша В.Г. Дослідження роботи поширених прогонових будов мостів на моделях // В.Г. Кваша, П.М. Коваль // Резерви прогресу в архітектурі та будівництві.Вісник ДУ «Львівська політехніка», №287.-Львів, 1995.-с51-56.
52. Кваша В.Г. Збірно-монолітні конструкції реконструйованих і розширених залізобетонних мостів // В.Г. Кваша // Вісник Львівського територіального відділення Академії будівництва України. Львів-2010. –С.124-131.
53. Кваша В.Г. Исследование на моделях пространственной работы и несущей способности реконструированных ж/б пролетных строений мостов // В.Г. Кваша, П.Н. Коваль, Ю.М. Собко // Тезисы докладов VI всесоюзной конференции «Экспериментальные исследования инженерных сооружений». Новополоцк, 1986.
54. Кваша В.Г. Розширення збірних залізобетонних мостів з багаторядовою каркасною арматурою залізобетонної накладною плитою // В.Г. Кваша // Збірник наукових праць Рівенського державного технічного університету «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди». Вип.4. Рівне. 2000.- с.205 – 213.

55. Кваша В.Г. Розширення прольотної будови автодорожнього моста з її підсиленням зміною статичної схеми без влаштування деформаційних швів // В.Г. Кваша, Л.В. Салійчук, В.С. Рачкевич // Дороги і мости: зб. наук. праць. – К.:ДерждорНДІ, 2008. – Вип.9. – С. 106 – 111.
56. Кваша В.Г. Уширение и усиление железобетонных мостов сборно-монолитной ребристой накладной плитой // В.Г. Кваша, В.А. Бояренко // Автодорожник Украины. - №2.1991. – с.31 – 35.
57. Коваленко С.Н. Методы определения реальных коэффициентов поперечной установки балочных мостов // С.Н. Коваленко, Е.А. Гаврилюк, В.В. Домашенко// Известия ВУЗов. «Строительство и архитектура», 1982, №1, с.125-128.
58. Коваль В.С. Транспортные сооружения городов // В.С. Коваль, М.П. Савченко, В.П. Старовойда, А.С. Штекель // – К.: Будівельник, 1978.-120 с.
59. Коваль П.М. Ефективні конструкції залізобетонних збірно-монолітних прогонових будов автодорожніх мостів з використанням попередньо напружених балок // П. М. Коваль, А. Є. Фаль, С. В. Стоянович // Вісник / Нац. ун-т «Львів. політехніка» ; № 664, 2010. - С. 44-52.
60. Колоколов Н.М. Строительство мостов /Колоколов Н.М., Аксельрод И.С., Соловьев А.И., Хлебников Е.Л.// М.:Транспорт. 1966.- 576 с.
61. Комар А.Г. Испытания сборных железобетонных конструкций // А.Г. Комар, Е.Н. Дубровин, Б.С. Кержненко, В.С. Залевский // М.:Высшая школа. 1980.-269 с.
62. Крыльцов Е.И. Современные железобетонные мосты // Е.И. Крыльцов, О.А. Попов, И.С. Файнштейн // М.: Транспорт. 1974.- 416 с.
63. Лантух-Лященко А.И. Экспериментальное исследование пространственной работы бездиафрагменного пролетного строения // А.И. Лантух-Лященко, Н.Е. Страхова // Сб. «Автомобільні дороги і дорожнє будівництво».Київ, 1979.Вип. XXII-с.101-103.
64. Лантух-Лященко А.И. ЛИРА. Програмный комплекс для расчета и проектирования конструкций // А.И. Лантух-Лященко // Учебное пособие. – К-М.: 2001 – 312 с.
65. Лантух-Лященко А.І. Просторовий розрахунок залізобетонних мостів в граничному стані // А.І. Лантух-Лященко // Зб. Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. Вип..VXI.К., 1975-с.126-128.
66. Лещинский М.Ю. Справочник строительной лаборатории завода ЖБИ // М.Ю. Лещинский, Н.Р. Чермянин, М.С. Хуторянский и др.// К.:Будівельник. 1980. -256 с.
67. Лившиц Я.Д. Примеры расчета железобетонных мостов /Лившиц Я.Д., Онищенко М.М., Шкуратовский А.А.// К.:Вища школа, 1986.-263 с.
68. Лившиц Я.Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона / Лившиц Я.Д.// Київ: Будівельник, 1971.-230 с.

69. Лучко Й.Й., Панько І.М. До визначення деформаційної тріщиностійкості високоміцних бетонів в мостових конструкціях.// Й.Й. Лучко, І.М. Панько // Зб. наук. пр. Автомобільні дороги і транспортне будівництво. – Київ, 2002. – Вип.64. – с.171-176.
70. Лучко Й.Й. Мости: конструкції та надійність /Лучко Й.Й., Коваль П.М., Корнієв М.М., Лантух-Лященко А.І., Хархаліс М.Р.// Львів: Каменяр. 2005. – 989 с.
71. Лучко Й.Й. Методичні рекомендації розрахунку тріщино-стійкості залізобетонних балкових елементів конструкції.// Й.Й. Лучко, Т.В. Гембара // Львів, ФМІ НАН України, 1995 – 49 с.
72. Матаров І.А. Напряжения и деформации железобетонных мостовых конструкций /Матаров І.А.// М.: Транспорт,1973.-176 с.
73. Медведєв К. В. Визначення напруженого стану елементів автомобільної естакади з урахуванням просторової роботи // К. В. Медведєв, М. Г. Мальгін// Вісн.ДНУЖТ: Наука и прогресс транспорта - №33/2010.-с.173-177.
74. Медведєв К. В. Особливості визначення напруженого стану криволінійної прогонової будови / К. В. Медведєв, М. Г. Мальгін // Вісн. Нац. ун-ту Львів. політехніка. – 2010. – № 664.– С. 104-108.
75. Мурашкин Г.В. Лабораторный практикум по железобетонным и каменным конструкціям. // Г.В. Мурашкин, А.И. Снегирева. Самарс. гос. арх.-строит. акад.. Самара, 2002. - 124 с.
76. Назаренко Б.П. Железобетонные мосты /Назаренко Б.П.// М.: Висшая школа. 1970. – 432 с.
77. Петропавловский А.А. Проектирование деревянных и железобетонных мостов /Петропавловский А.А.// М.:Транспорт, 1977.-359 с.
78. Поливанов Н.И. Железобетонные мосты /Поливанов Н.И.// М.: Автотрансиздат, 1954.-624 с.
79. Поливанов Н.И. Железобетонные мосты на автомобильных дорогах (проектирование и расчет) /Поливанов Н.И.// М.:Транспорт,1975.-320 с.
80. Ржаницын А.Р. Строительная механика /Ржаницын А.Р.// М.:Высшая школа, 1982.-400 с.
81. Российский В.А. Примеры проектирования сборных железобетонных мостов /Российский В.А., Назаренко Б.П., Словинский Н.А.// М.: Висшая школа. 1970. - 520 с.
82. Российский В.А. Пространственный расчет пролетных строений балочных автодорожніх мостов /Российский В.А., Семенец Л.В.// Харьков, 1962.- 100 с.
83. Саламахин П.М. Инженерные сооружения в транспортном строительстве. Кн. 2: ученик / П.М. Саламахин, Л.В. Маковский, В.И. Попов и др. – М.: Издательский центр «Академия», 2007.- 272 с.
84. Сердюков В.М. Испытание сооружений /Сердюков В.М., Григоренко А.Г., Кривелев Л.И.// К.:Будівельник.1976.-200 с.

85. Смирнов А.Ф. Строительная механика /Смирнов А.Ф.// М.:Стройиздат, 1981.- 512 с.
86. СНиП 2.05.03.-84. Мосты и трубы.-М.: Стройиздат, 1985.-200 с.
87. СНиП 2.03.01-84. Бетонные и железобетонные конструкции. М.:Стройиздат, 1985.-78 с.
88. Снитко И.К. Практические методы расчета статически неопределимых систем /Снитко И.К.// М.:Госстройиздат,1960.-186 с.
89. Теміргалієв В.А. Особливості розрахунку нерозрізних, монолітних криволінійних естакад. // В.А.Теміргалієв, Б.В. Гриневицький// Харків: Вестник ХНАДУ, вып.58, 2012- с.96-100.
90. Тимошенко С.П., Гудьер Д. Теория упругости /Тимошенко С.П., Гудьер Д.// Пер. с англ.-М.:Наука, 1975.-575 с.
91. Трифанов И.А. Практический метод расчета распределения рядовой сосредоточенной загрузки в пролетных строениях балочных мостов /Трифанов И.А., Складнев Н.Н.// Известия ВУЗов «Строительство и архитектура».1968.№10., с.29-34.
92. Улицкий Б.Е. Пространственные расчеты мостов. /Улицкий Б.Е., Потапкин А.А., Руденко В.И. и др.// М.:Транспорт,1967.-404 с.
93. Улицкий И.И. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). /Улицкий И.И. и др.// К.:Будівельник, 1972.-992 с.
94. Фишер Г.С. Предварительно напряженные мосты из элементов заводского изготовления /Фишер Г.С., Ключков Б.В.// М.: Транспорт, 1964. -142 с.
95. Чирас А.А. Строительная механика. /Чирас А.А.// М.: Стройиздат,1989.- 256 с.
96. Шаповал И.П. Проектирование мостов на автомобильных дорогах /Шаповал И.П.// К.: Будівельник., 1978. -192 с.
97. Шебашов Ю.А. Пространственный расчет неразрезных балочных пролетных строений мостов с учетом кручения /Шебашов Ю.А.// Известия ВУЗов «Строительство и архитектура». 1965.№6.
98. Шевчик О. Новые материалы фирмы Sika для усиления дорожных и мостовых объектов / Шевчик О. // Сб. Строительство и эксплуатация автомобильных дорог и мостов.- Минск, 1998. –с.278-284.
99. Artur Salachna. Mota-engil Polska S.A. // Artur Salachna, Władysław Kluczewski/ «Mosty» nr 5/2009. P.16-19.
100. Bogusław Markocki. Estakady węzła MPL «Okęcie» o konstrukcji kablobetonowej zakrzywione w planie. // Bogusław Markocki, Przemysław Mossakowski, Radosław Oleszek. // «Inżynieria i budownictwo» nr 2. Warszawa -2013. p.67-71.
101. Czesław Machelski. Analiza pracy przęseł dwudźwigarowych z elementów prefabrykowanych typu U /Jerzy Onysyk, Jan Biliszczuk.// «Inżynieria i budownictwo» nr 6. Warszawa -1997. P.290-293.

102. Czesław Machelski. Rozdział poprzeczny obciążenia w przęsłach dwudźwigarowych /Czesław Machelski// «Inżynieria i budownictwo» nr 9. Warszawa -2003. p.490-493.
103. Grażyna Łagoda. Wiadukty nad autostradami: wybrane zagadnienia kształtowania konstrukcyjnego i estetycznego. // Grażyna Łagoda // Oficyna wydawnicza politechniki warszawskiej, Warszawa-2001.
104. Jan Bilizszuk. Mosty betonowe wznoszone metodą sekcja po sekcji. // Jan Bilizszuk, Janusz Hołowaty, Jerzy Onysyk, Krzysztof Sadowski, Robert Tjczkiewicz // Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław – 2014, p. 128.
105. Janusz Hołowaty. Deskowania drewniane w budowie mostów betonowych /Janusz Hołowaty, Dariusz Jurkowski// X Jubileuszowe Seminarium Naukowo-Techniczne Wrocławskie Dni Mostowe: «Współczesne technologie budowy mostów», Wrocław: DWE, 2014, p.265-272.
106. Janusz Hołowaty. Projekty rusztowań mostowych w tacznicach wezta «Opacz» drogi ekspresowej S2 /Janusz Hołowaty, Dariusz Jurkowski, Gabon Zimny.// «Inżynieria i budownictwo» nr 6. Warszawa -2012. P.294-297.
107. Janusz Hołowaty. Rusztowania mostowe w budowie odcinkami estakady ekologicznej w ciągu południowej obwodnicy Stargardu Szczecińskiego // Janusz Hołowaty, Dariusz Jurkowski //. «Inżynieria i budownictwo» nr 4. Warszawa-2010. p.210-213.
108. Janusz Hołowaty. Rusztowania w budowie wiaduktów drogowych // Janusz Hołowaty, Dariusz Jurkowski. //. «Mosty» nr 5/2013. P.42 -47
109. Jiří Stráský. Mosty zbudowane metodą «przęsło po przęsle» z użyciem rusztowania przesuwne. // Jiří Stráský, Adam Zmuda, Libor Konečný. // «Inżynieria i budownictwo» nr 5. Warszawa-2013. p.558-561.
110. Kazimierz Furtak. Mosty w Niemczech. Biblioteka ZMRP – zeszyt numer 6: Warszawa-Kraków 2004. p. 64.
111. Krzysztof Żółtowski. Henryk Żółtowski (1923-2004) – mostowiec. // Współczesne technologie budowy mostów: X Jubileuszowe Seminarium Naukowo-Techniczne, Wrocławskie Dni Mostowe // Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, Wrocław – 2014, p. 47-63
112. Krzysztof Żółtowski. Koncepcje mostu przez Wisłę koło Kwidzyna. «Inżynieria i budownictwo» nr 10. Warszawa -2014. p.558-561.
113. Łukasz Chełtowski. «O możliwościach modelowania przęseł dwubelkowych mostów betonowych /Łukasz Chełtowski, Radosław Oleszek, Wojciech Radomski// «Inżynieria i budownictwo» nr 7-8. Warszawa - 2013. p.422-428.
114. Łukasz Nikodem. Technologia budowy częściowo prefabrykowanych ustrojów nośnych obiektu mostowego w Mazurowicach / Łukasz Nikodem, Maciej Hilderand// Prefabrykacja w mostownictwie // Wrocław: DWE. 2010. p. 263-270.
115. Masiej Fidyk. Zastosowanie w pełni prefabrykowanych kabli sprężających na przykładzie wiaduktu w ciągu autostradowej obwodnicy Wrocławia // Masiej Fidyk,

Cezary Sternicki, Łukasz Rymanowski. // «Inżynieria i budownictwo» nr 7-8. Warszawa - 2011. p.369-372.

116. Piotr Łaziński. Rozprawa doktorska «Procedura modelowania obiektów rzeczywistych w postaci pewnego typu konstrukcji mostowych». Gliwice, 2009. P. 188.
117. Radomski W., Tendencje rozwojowe mostownictwa – świat i Polska, Lth Conference In Civil Engineering, Krynica 2004, Poland, p. 307-344.
118. Robert Benaim. The Design of prestressed concrete bridges/ Robert Benaim.// Taylor & Franci, New York,2008, P.-581.
119. Tomasz Siwowski, Frtur Wysocki. Okragla kladka dla pieszych w centrum Rzeszowa. «Inżynieria i budownictwo» nr 7-8. Warszawa-2013. p.387-391.
- [120] Гнідець Б.Г. Двобалкові збірно-монолітні нерозрізні залізобетонні прогонові будови мостів для складних умов будівництва / Б.Г. Гнідець, Р.М. Запоточний// Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – Київ. ДП НДІБК, 2013.- Вип.78, т.-1. - С.67-75.
- [221] Запоточний Р.М. Деформативність дослідної конструкції двобалкової нерозрізної збірно-монолітної прогонової будови моста. / Р.М. Запоточний // Збірник наукових праць. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво. Випуск 4 (39). Том 2. Полтава-2013 р. С.59 – 65.
- [122] Запоточний Р.М. Збірно-монолітні конструкції двобалкових нерозрізних прогонових будов залізобетонних мостів з прямою, кривою і перехідною ділянками. / Р.М. Запоточний // Збірник наукових праць. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне-2013.-вип.27.-С.315-320.
- [123] Запоточний Р.М. Деформативність дослідної конструкції нерозрізної двобалкової збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови моста для складних умов будівництва при зміні її статичної схеми. / Р.М. Запоточний // Збірник наукових праць. Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Рівне-2014.-вип.29.-С.415-419.
- [124] Іваницький Я.Л. Оптико-цифровий метод визначення полів деформацій на локальних ділянках залізобетонних мостів / Я.Л. Іваницький, О.П. Максименко, Р.М. Запоточний, Ю.В. Мальков // Фіз.-хім. Механіка матеріалів.- 2015 –Том-51- №2. – С.104-108/
- [125] V.Hnidec. Badania doświadczalne dwubelkowych ciągłych przęseł mostów z betonu/ V. Hnidec, R. Zapotochnyj // Inzynieria i budownictwo» nr 9/2015- S. 484-487.
- [126] Ivanyts'kyi Ya.L. Optical-digital method for the determination of strain fields in local areas of reinforced-concrete bridges // Ya.L. Ivanyts'kyi, O.P. Maksymenko, R.M. Zapotochnyi, Yu. V. Mol'kov// Material Science, Vol.51, No.2. p. 261-266. (USA-2015)
- [127] Запоточний Р.М. Технологія спорудження двобалкових нерозрізних залізобетонних збірно-монолітних прогонових будов мостів для складних умов будівництва. / Р.М. Запоточний // Матеріали міжнародної науково-технічної конференції. Сучасні технології будівництва й експлуатації автомобільних доріг. - Харків, 2013. - С 109-113.
- [128] Запоточний Р.М. Деформативність криволінійної двобалкової нерозрізної залізобетонної прогонової будови моста для складних умов будівництва при зміні її статичної схеми. / Р.М. Запоточний // Сборник научных докладов. Наука сегодня. Предложения. Щецин-2014 (Польша). Часть 1.- С.11-15.

ДОДАТОК ДО РОЗДІЛУ 1

Спорудження двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних конструкцій прогонових будов мостів у складних умовах будівництва

Монтажна схему двобалкової нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови мосту показано рис.1.16.

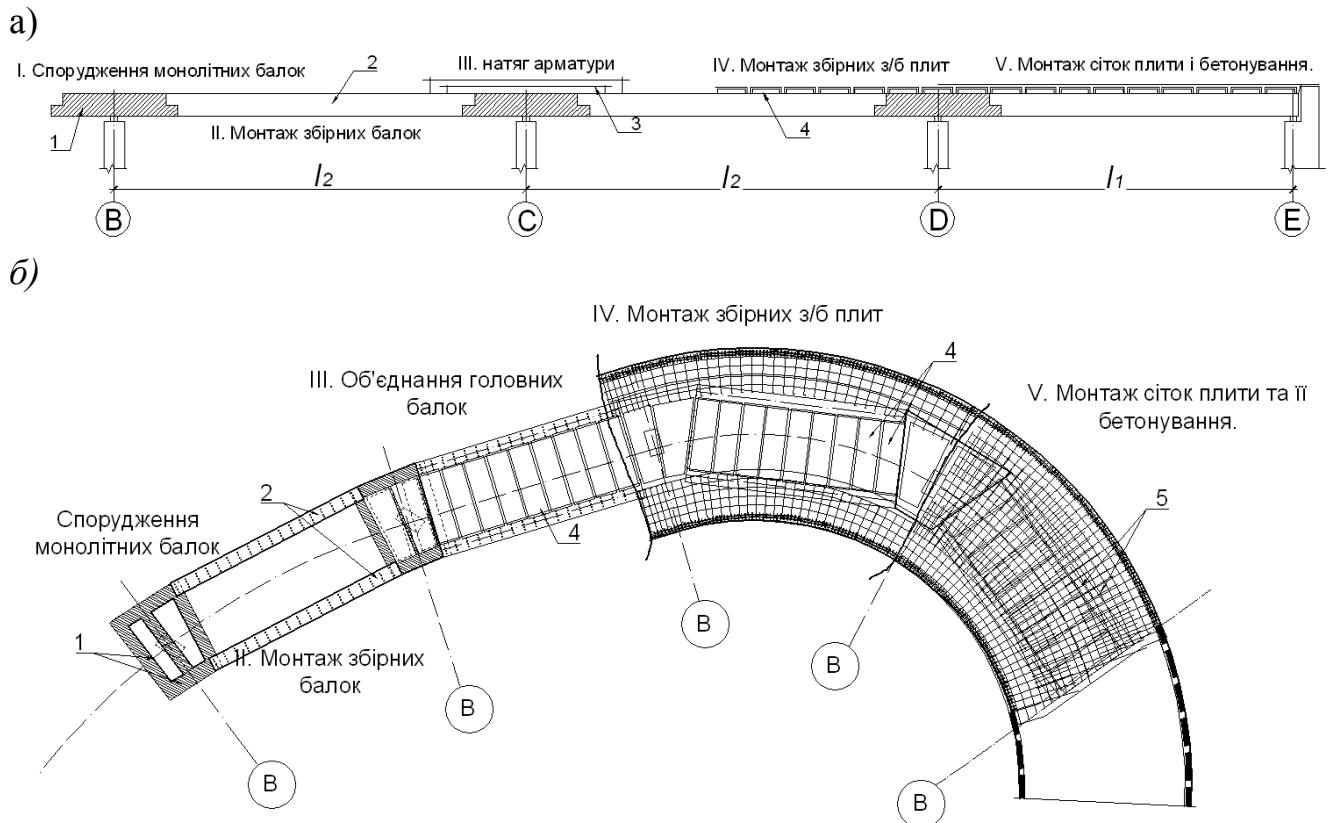
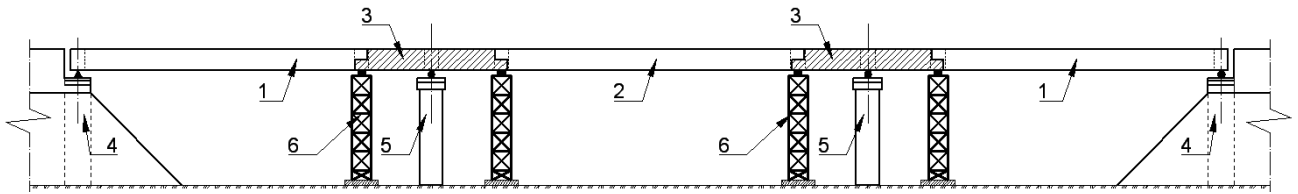


Рис.1.16. Етапи монтажу двобалкових нерозрізних збірно-монолітних конструкцій прогонових будов мостів: а) по фасаді, б) в плані.

1-надопорні монолітні балки, 2 – збірні прогонові балки, 3 – над опорна напружувана арматура, 4- збірні ребристі плити, 5 – монолітна плита

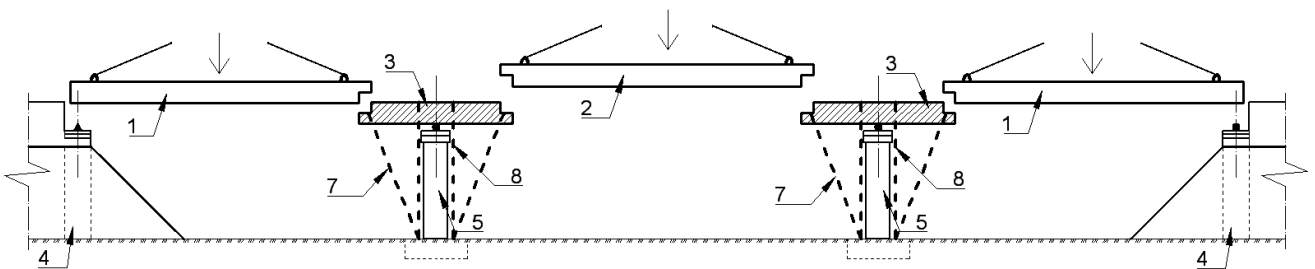
Для монтажу прогонових будов двобалкових конструкцій прогонових будов можуть бути застосовані наступні технології:

- монтаж на тимчасових опорах;
- монтаж на рамних консолях;
- монтаж методом поздовжнього насування у різних варіативних комбінаціях.



*Рис.1.18. Монтаж головних залізобетонних балок на тимчасових упорах:
1,2 - збірна прогонова балка крайнього і середнього прогонів, 3-надпорна монолітна (збірна) балка, 4 - берегова опора, 5 - проміжна опора, 6 - тимчасова опора.*

Збірні балки встановлюють на тимчасові опори 6. Монолітні балки виконують над опорами 5, 6 між торцями збірних балок 1 і 2. Бетонування прогонової будови моста виконується за два етапи: 1) бетонування монолітних балок над опорами, 2) бетонування монолітної плити проїзної частини поверх ребристих збірних консольних і прогонових плит (рис. 1.18). Бетонування прогонової конструкції можна виконати в один етап, а саме при використанні стрічкової неметалевої арматури, що наклеюється над опорами зверху монолітної плити із додатковим анкетуванням її кінців за зоною стику над збірною балкою .



*Рис.1.19. Монтаж головних залізобетонних балок на рамні консолі:
1,2 - збірна прогонова балка крайнього і середнього прогонів, 3-надпорна монолітна (збірна) балка, 4 - берегова опора, 5 - проміжна опора, 6, 7- монтажне обладнання.*

Особливістю монтажу головних балок на рамних консолях полягає в тому, що на постійні опори 5 монтуються надпорні балка 3 і за допомогою монтажного обладнання 7, 8 закріплюється у проектне положення, після чого виконується монтаж збірних прогонових балок 1, 2. Після об'єднання головних прогонових 1, 2 і надпорних 3 балок напружуваною арматурою і замонолічування виконується демонтаж обладнання 7 і 8, після чого виконується монтаж проїзної частини. Бетонування прогонової будови на будівельному майданчику може виконуватись, як в один етап так і у два в залежності від вибраного типу армування.

Після монтажу головних прогонових і надпорних балок і створення нерозривної конструкції, виконується монтаж збірних залізобетонних ребристих плит стаціонарним краном перед собою. Робота виконується таким чином , що на змонтовану плиту заїзжає стаціонарний кран і монтує наступну плиту перед

собою і цикл повторється. Монтаж плит може виконуватись з двох сторін транспортної споруди використавши розвантажувальний ефект при навантаженні різних прогонів нерозрізної конструкції мосту. Монтаж консольних ребристих залізобетонних плит виконується аналогічно, як і прогонових плит (тільки кран на консольні плити не заїзжає, а рухається безпосередньо по середині споруди).

Спорудження двобалкової нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови моста методом поздовжнього насування може виконуватись у різних варіантах. Розглянуто один із варіантів такого виконання.

Етапи монтажу двобалкової нерозрізної збірно-монолітної прогонової будови моста методом насування зображені на рис.1.20.

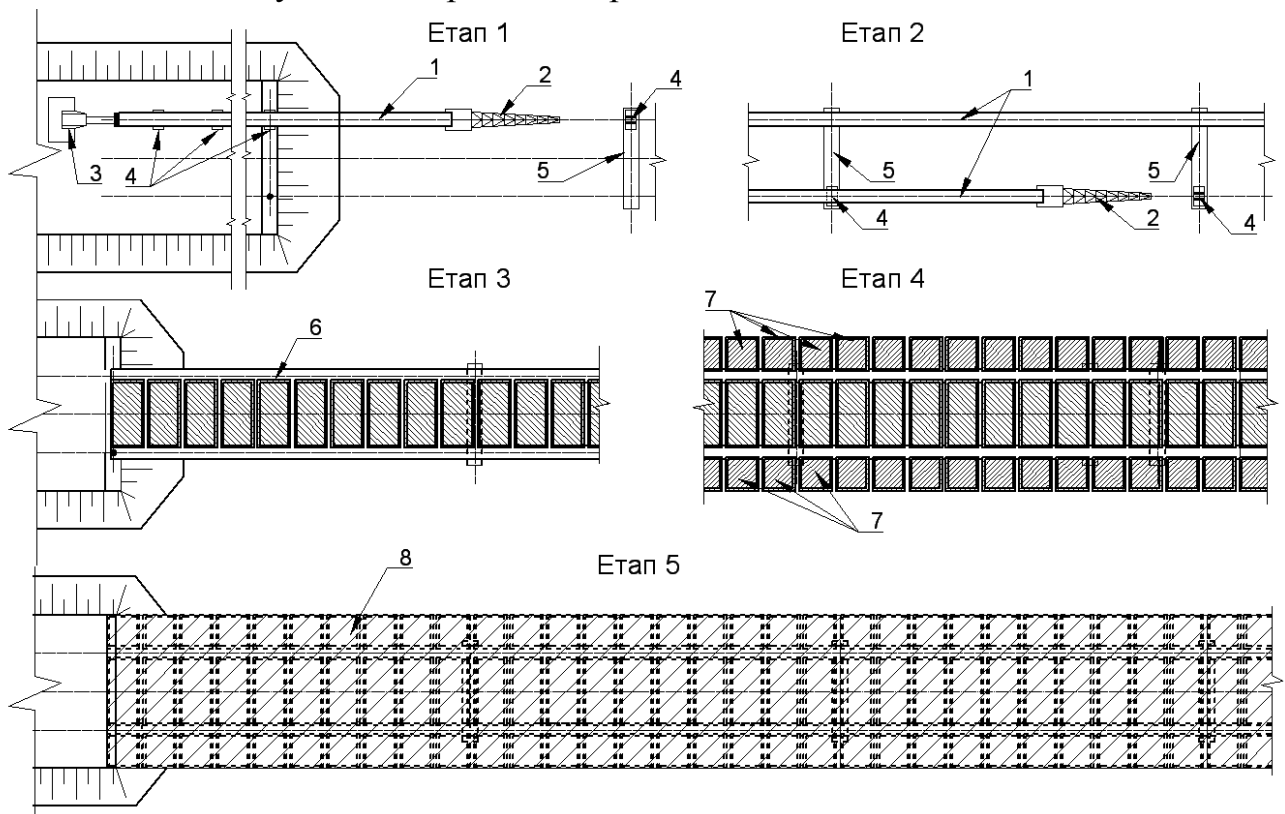


Рис.1.20. Етапи монтажу двобалкової нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прогонової будови моста методом поздовжнього насування: 1 – головна збірно-монолітна (збірна) балка, 2 – аванбек, 3 – обладнання для насування, 4 – шарнірні катки, 5 – ригелі опор, 6,7 – збірні прогонові і консольні ребристі плити, 8 – монолітна плита проїзної частини.

У перший і другий етапи входять: на підготовленій поверхні будівельного майданчику об'єднують збірні балки з монолітними (збірними) в дві нерозрізні 1, на кінці головних балок кріпляться аванбеки 2, встановлюється головні балка в проектне монтажне положення на шарнірні катки 4 і за допомогою обладнання 3 здійснюється насування, демонтуються аванбеки і виставляються балка в робоче

положення за допомогою гідродомкратів. Насування може здійснюватися почергово, або одночасно двох головних балок.

У третьому етапі автомобільним краном монтуються збірні залізобетонні прогонові ребристі плити 6, шляхом розвантаження вантажного автомобіля що розташовується позаду крана. Коли влаштовано декілька прогонових плит, кран заїзжає на них і продовжує розвантажувати вантажний автомобіль. На цьому етапі можливий варіант монтажу прогонових плит з двох сторін транспортної споруди із врахуванням розрахункових схем пов'язаних із розвантажувальним ефектом при навантаженні різних прогонів нерозрізної конструкції.

На четвертому етапі монтуються консольні ребристі плити 7 автомобільним краном аналогічно з попереднім етапом.

На п'ятому етапі влаштовується натяг високоміцної арматури на упори балок надопорних ділянок і зони стиків, влаштовуються сітки плити і виконується бетонування.

Один із варіантів п'ятого етапу є влаштування сіток плити, закладних анкерних деталей в прогонах за стиками, бетонування плити проїзної частини і після досягнення необхідної міцності бетону на підготовлену поверхню наклеюється неметалева стрічкова високоміцна арматура, яка кінцями анкетується шляхом притискання її до бетону спеціальними деталями (див. Розділ 2), що б в свою чергу зменшило б трудовитрати пов'язані з монтажом попередньо напруженої високоміцної металевої арматури.

Також можливий варіант поздовжнього насування змонтованої на насипі прогонової будови у цілому.

ДОДАТОК ДО РОЗДІЛУ 3

I. Результати випробування прямолінійної двопрогонової нерозрізної дослідної конструкції за двох схем навантаження:

1) При навантаженні прогону В-С

Таблиця 3.2.

Опорні реакції балок в осях 1 і 2 прямолінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогону В-С (кН)

Опорна реакція		Ступінь навантаження в прогоні В-С			
		1	2	3	4
По осі 1	R_{A1}	-0.304	-0.304	-0.304	-0.3040
	R_{B1}	5.589	11.080	16.670	21.080
	R_{C1}	6.374	11.770	17.160	22.060
По осі 2	R_{A2}	-0.579	-0.579	-0.579	-0.5790
	R_{B2}	6.570	12.16	17.750	22.750
	R_{C2}	4.511	9.316	14.810	19.610

Таблиця 3.3

Прогини балок в навантаженому прогоні В-С та над опорою А прямолінійної частини дослідної конструкції (мм)

Розміщення прогиномірів		Ступінь навантаження в прогоні В-С			
		1	2	3	4
Середина прогону В - С					
Вісь-1	П-5	0.18	0.29	0.42	0.58
Вісь-2	П-5	0.12	0.25	0.38	0.55
Балка над опорою А					
Вісь-1	П-1	0.12	0.32	0.54	0.80
Вісь-2	П-1	0.13	0.35	0.59	0.84

Таблиця 3.4.

Відносні деформації нормальних перерізів в середині навантаженого прогону В-С прямолінійної частини дослідної конструкції ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження			
	1	2	3	4
М-1	5.0	10.0	15.0	20.0
М-2	7.5	17.3	28.0	40.5
М-3	7.0	16.0	26.0	38.5

Продовження таблиці 3.4.

Прилад	Ступінь навантаження			
	1	2	3	4
М-4	1.0	2.5	4.0	5.5
М-5	0.0	0.0	0.0	0.0
М-6	-1.5	-2.5	-5.5	-10.0
М-7	0.0	-5.0	-5.0	-10.0
М-8	-5.0	-7.5	-10.0	-15.0
М-9	-2.0	-4.5	-7.5	-11.5
М-10	-2.5	-5.0	-7.5	-10.0
М-11	3.0	5.0	7.5	12.0
М-12	5.5	11.5	17.5	26.0
М-13	7.0	16.0	25.5	38.5
М-14	5.0	15.0	25.0	35.0

2) При навантаженні прогонів А-В та В-С одночасно

Таблиця 3.6.

Опорні реакції балок в осях 1 і 2 прямолінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С одночасно (кН)

Кільцеві динамометри		Реакції								
		Ступені навантаження в прогоні А-В та В-С								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
По осі 1	RA1	2.019	3.46	5.48	7.5	9.81	11.8	12.7	15.3	20.77
	RB1	5.562	11.4	17	23.1	26.3	31.3	37.2	43.3	50.35
	RC1	3.922	5.13	6.94	9.66	11.8	15.1	17.8	19.9	22.33
По осі 2	RA2	0.865	1.73	2.88	3.46	4.33	5.19	5.19	6.92	7.499
	RB2	7.471	14.3	20.9	27.7	33.9	42	48.3	56	60.7
	RC2	1.81	3.62	4.83	6.94	8.45	10.3	12.7	14.2	14.78

Таблиця 3.7

Прогини балок по осях 1 і 2 в навантажених прогонах А-В та В-С прямолінійної частини дослідної конструкції (мм)

Розміщення прогиноміра		Ступінь навантаження в прогонах А-В та В-С								
		1	2	3	4	5	6	7	8	9
По осі 1	П-2	0.047	0.078	0.101	0.138	0.168	0.204	0.234	0.262	0.288
	П-5	0.064	0.135	0.210	0.308	0.386	0.522	0.637	0.725	0.807
По осі 2	П-2	0.056	0.104	0.152	0.198	0.235	0.282	0.324	0.373	0.420
	П-5	0.060	0.150	0.238	0.356	0.450	0.532	0.602	0.688	0.768

Таблиця 3.8

Відносні деформації нормальних перерізи над опорою В прямолінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С одночасно ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
М-1	0	-0.5	-	-1	-	-1	-	-	-1.5
М-2	-	-	-	-	-	-	-	-	5
М-3	0.5	-	1.5	-	-	4.5	-	-	5.5
М-4	-	-	5	-	-	7.5	-	-	10
М-5	0.5	1	2	3	3.5	4.5	5	6	6.5
М-6	0.5	1	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
М-7	-	-	-	-	-	-	0	-	5
М-8	0.5	1	1.5	2	2.5	3	3.5	4	4.5
М-9	-	-	-	-	-	-	-	-	5
М-10	-0.5	-	-1	-	-	-2	-	-	-2.5

Таблиця 3.9.

Відносні деформації нормального перерізу в середині навантаженого прогону В-С прямолінійної частини дослідної конструкції ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження				
	1	3	5	7	9
М-1	-	-	-	-	-
М-2	2.5	9	18.5	29	35
М-3	2.5	8.5	16	25.5	32
М-4	0.5	1.5	2.28	3.1	4
М-5	-2.5	-2.5	-7.22	-9.76	-12.5

Продовження таблиці 3.9.

Прилад	Ступінь навантаження				
	1	3	5	7	9
M-6	-1.5	-4.5	-7.28	-10.28	-13.5
M-7	-2.5	-5	-8.90	-11.42	-15
M-8	0	-3.07	-5	-7.5	-10
M-9	-1	-2.5	-4.5	-7.5	-10
M-10	0	-3.28	-5.37	-7.20	-10
M-11	0.5	1.5	3	5.5	7.5
M-12	1.5	6.5	11.5	18	22.5
M-13	2	8.5	16	26	33
M-14	5	12.5	17.5	27.5	35

II. Криволінійна частини дослідної конструкції з трьома нерозрізними прогонами випробувано при двох схемах навантаження

1) При навантаженні прогону D-E

Таблиця 3.11

Опорні реакції балок в осях 1 і 2 криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E (кН)

Надопорні реакції									
Опора	Ступені навантаження в прогоні D-E								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
RD1	3.33	6.77	10.27	13.04	16.57	19.81	22.26	24.02	25.59
RD2	2.06	4.71	7.43	9.61	12.65	15.69	19.02	22.26	25.01
RE1	3.04	6.77	10.42	13.14	16.87	20.69	22.95	25.10	26.97
RE2	4.61	9.02	13.62	17.45	23.14	29.71	35.69	41.38	46.28
RF1	-0.40	-0.67	-1.20	-1.77	-2.35	-3.04	-3.04	-3.33	-3.33
RF2	0.00	-0.14	-0.95	-1.27	-1.77	-3.43	-4.80	-4.80	-6.18
RG1	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29
RG2	-0.57	-0.57	-0.57	-0.59	-0.59	-1.37	-1.37	-1.37	-1.37

Таблиця 3.12.

Прогини балок по осях 1 і 2 в навантаженому прогоні D-E криволінійної частини дослідної конструкції (мм.)

Прогиномір	Ступінь навантаження в прогоні D-E								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
П-3 (по осі 1)	0.064	0.124	0.181	0.278	0.415	0.606	0.786	1.001	1.170
П-3 (по осі 2)	0.028	0.076	0.122	0.178	0.256	0.390	0.516	0.638	0.733

Таблиця 3.13.

Відносні деформації нормальних перерізів в середині навантаженого прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M-1	2.5	5.0	7.5	12.5	17.5	27.5	35.0	45.0	50.0
M-2	2.5	5.0	8.0	11.5	17.0	24.5	28.5	35.0	40.5
M-3	1.5	4.5	7.0	10.5	14.5	22.5	26.0	33.0	38.0
M-4	2.0	0.0	4.0	4.3	5.0	6.0	7.0	9.0	9.5
M-5	-1.0	-2.0	-3.5	-4.8	-6.8	-9.5	-11.5	-14.5	-16.5
M-6	0.0	-2.5	0.0	-5.0	-7.5	-12.5	-15.0	-17.5	-20.0
M-7	-1.5	-3.0	-4.5	-6.0	-9.0	11.8	14.0	17.5	20.5
M-8	-0.8	-2.3	-4.0	-5.5	-5.3	-7.5	-12.8	-13.0	-15.5
M-9	-1.5	-2.5	-2.5	-5.0	-7.5	-12.5	-12.5	-17.5	-17.5
M-10	-0.8	-2.0	-3.3	-5.0	-6.5	9.0	11.3	13.3	15.8
M-11	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0	0.0
M-12	2.5	5.0	8.0	11.0	15.5	22.0	25.5	33.0	33.0
M-13	2.5	5.5	6.0	6.5	16.5	23.0	26.8	33.8	41.3
M-14	2.5	5.0	7.5	12.5	17.5	25.0	32.5	42.5	47.5

Таблиця 3.14.

Відносні деформації нормального перерізу над опорою E криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження								
	1	2	3	4	5	6	7	8	9
M-1	-	-	-	-	0.8	1.0	-	-	1.5
M-2	0.5	-	0.5	-	1.5	-	2.0	-	2.5
M-3	0.5	1.0	0.5	1.5	2.0	-	2.5	-	3.0
M-4	-	0.5	-	1.0	-	0.0	2.0	2.5	3.0
M-5	-	-	-	1.3	2.0	2.5	3.5	4.0	4.5
M-6	0.3	0.5	0.3	1.5	2.0	3.5	4.0	4.5	4.5
M-7	0.5	1.0	0.5	2.0	2.5	-	3.5	4.0	4.5
M-8	-	0.5	-	1.5	2.0	3.0	3.5	4.0	4.5
M-9	0.5	-	0.5	1.8	2.0	3.0	3.5	4.0	4.5
M-10	0.5	-	0.5	1.5	2.3	-	2.8	-	2.8
M-11	-	-	-	0.3	-	1.0	-	-	1.5
M-12	-0.5	-	-0.5	-	-0.5	-	-	-	-1.0

2) При навантаженні прогону D-E та E-F одночасно

Таблиця 3.16.

Опорні реакції балок в осях 1 і 2 криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F (кН)

Опорна реакція	Ступені навантаження в прогоні D-E та E-F						
	1	2	3	4	5	6	7
RD1	2.2702	4.6822	6.5267	8.7968	10.925	13.053	13.337
RD2	1.9262	4.1275	6.0537	7.9799	9.9061	12.107	13.208
RE1	5.5335	12.77	19.296	24.972	31.498	39.728	46.538
RE2	8.5761	18.792	28.251	37.079	45.655	54.988	61.799
RF1	3.1905	6.2583	8.5898	10.308	12.517	15.093	17.67
RF2	3.7836	7.6933	10.342	15.639	17.344	19.17	21.693
RG1	-0.275	-0.275	-0.275	-0.275	-0.413	-0.413	-0.55
RG2	-0.658	-0.79	-0.79	-0.79	-0.79	-0.79	-0.79

Таблиця 3.17.

Прогини балок по осях 1 і 2 в навантажених прогонах D-E та E-F криволінійної частини дослідної конструкції (мм).

Прогиніноміри		Ступінь навантаження						
		1	2	3	4	5	6	7
По осі 1	П-3	0.120	0.255	0.275	0.445	0.515	0.575	0.585
	П-6	0.110	0.220	0.310	0.400	0.480	0.545	0.630
По осі 2	П-3	0.050	0.110	0.180	0.255	0.335	0.370	0.420
	П-6	0.070	0.160	0.240	0.300	0.400	0.540	0.620

Таблиця 3.18.

Відносні деформації нормального перерізу над опорою E криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F одночасно ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження						
	1	2	3	4	5	6	7
M-1	-0.5	-0.5	-0.5	-1.0	-1.5	-1.5	-2.0
M-2	0.0	-0.5	-0.5	-1.0	-1.5	-1.5	-2.0
M-3	0.0	1.0	1.5	2.0	2.5	3.5	3.5
M-4	0.0	1.3	1.5	2.0	2.8	3.5	3.5
M-5	0.0	1.0	2.0	2.5	3.0	4.0	4.0
M-6	0.0	1.5	2.0	3.0	3.5	4.5	5.0

Продовження таблиці 3.18.

Прилад	Ступінь навантаження						
	1	2	3	4	5	6	7
М-7	0.5	1.3	2.0	3.0	3.8	5.0	6.0
М-8	0.0	1.0	2.0	3.0	4.0	5.0	4.0
М-9	0.5	1.5	2.5	3.3	4.0	5.0	6.0
М-10	0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
М-11	0.0	0.7	1.0	1.0	1.0	1.3	1.3
М-12	-0.7	-0.7	-1.0	-1.0	-1.3	-1.7	-2.0

Таблиця 3.19.

Відносні деформації нормального перерізу в середині прогону D-E криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження						
	1	2	3	4	5	6	7
М-1	1.7	2.5	5	10	12.5	15	17.5
М-2	1.5	2.0	4.0	7.5	9.5	11.5	13.0
М-3	1.3	1.5	3.5	6.0	8.5	10.0	11.5
М-4	-0.3	-0.3	0.5	0.8	1.3	2.0	2.0
М-5	-1.5	-2.5	-3.0	-4.5	-5.5	-7.0	-7.0
М-6	-1.0	-1.5	-2.5	-0.4	-5.0	-5.0	-5.0
М-7	-1.5	-3.0	-4.0	-5.8	-7.0	-8.5	-9.5
М-8	-2.0	-3.5	-4.5	-5.5	-7.0	-8.5	-9.3
М-9	-	-	-	-2.5	-5.0	-5.0	-5.0
М-10	-1.5	-2.5	-3.0	-4.0	-5.5	-7.0	-7.8
М-11	1.5	3.5	7.0	9.0	12.0	14.5	15.5
М-12	2.3	4.8	8.0	10.0	12.0	14.5	15.5
М-13	2.5	5.0	10.0	12.5	15.0	17.5	20.0

Таблиця 3.20

Відносні деформації нормального перерізу в середині прогону E-F криволінійної частини дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження						
	1	2	3	4	5	6	7
М-1	1.5	5	5	10	10	15	22.5
М-2	1.25	3	6	8	11.3	15	26.5
М-3	0.5	2	4	6	9	12	17
М-4	-	-	-2.5	-	-	-5	-7.5
М-5	-2	-	-4.5	-	-7	-	-8
М-6	-1.5	-	-2.5	-3.5	-4.5	-6	-8.5

Продовження таблиці 3.20

Прилад	Ступінь навантаження						
	1	2	3	4	5	6	7
М-7	-1	-3.5	-4	-5	-6	-8	-10.5
М-8	-	-	-2.5	-4	-5	-5	-10
М-9	-1	-2.5	-2.5	-3.5	-4.5	-6	-8
М-10	0.5	2	2.5	3	4.5	6	7
М-11	1	2.5	6	8.5	11	15.5	22.5
М-12	-	2.5	5	7.5	10	15	20

III. Шести прогонова нерозрізна збірно-монолітна залізобетонна прогонова будова мосту з прямолінійною, криволінійною і перехідною частинами

1) При навантаженні прогону В-С

Таблиця 3.22.

Опорні реакції балок в осях 1 і 2 шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогону В-С (кН)

Кільцеві динамометри	Ступінь навантаження					
	1	2	3	4	5	
По осі 1	RA1	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28
	RB1	4.41	8.53	12.4	16.8	20.3
	RC1	5.78	11.9	17.6	24	28.9
	RD1	0	0	-0.61	-1.52	-1.82
	RE1	0	0	-0.61	-0.61	-0.91
	RF1	0	0	-0.26	-0.26	-0.26
	RG1	0	0	0	0	0
По осі 2	RA2	0	0	0	0	0
	RB2	0	-0.28	-0.28	-0.28	0
	RC2	5.02	9.73	13.8	17.9	22.3
	RD2	4.86	10	15.8	21.9	27.4
	RE2	0	0.59	0.59	0.59	0.59
	RF2	0	-0.82	-1.1	-1.65	-1.92
	RG2	0	0	-0.27	-0.27	-0.55

Таблиця 3.23.

Прогини балок по осях 1 і 2 в прогоні В-С та над опорою А шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні в прогоні В-С (мм)

Розміщення прогиномірів		Ступінь навантаження в прогоні В-С				
		1	2	3	4	5
Прогин в середині прогону між опорами В-С						
Вісь-1	П-5	0.093	0.306	0.470	0.642	0.818
Вісь-2	П-5	0.114	0.278	0.442	0.643	0.830
Підняття балки над опорою А						
Вісь-1	П-1	0.035	0.209	0.443	0.727	1.039
Вісь-2	П-1	0.096	0.351	0.595	0.887	1.181

Таблиця 3.24.

Відносні деформації нормальних перерізів в середині навантаженого прогону В-С шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження в прогоні В-С				
	1	2	3	4	5
М-1	2.5	7.5	12.5	15.0	25.0
М-2	4.0	12.5	20.0	29.0	38.5
М-3	3.5	9.5	16.5	23.5	31.0
М-4	-0.5	-2.0	-5.0	-7.0	-10.0
М-5	-0.5	-3.0	-5.5	-8.5	-12.0
М-6	-3.0	-6.0	-9.0	-12.3	-15.5
М-7	-1.5	-3.0	-5.5	-8.0	-11.0
М-8	3.5	10.0	16.0	22.5	29.0
М-9	5.0	12.0	19.5	27.5	35.5
М-10	5.0	12.5	17.5	25.0	32.5

2) При навантаженні прогонів А-В та В-С одночасно

Таблиця 3.26.

Опорні реакції балок в осях 1 і 2 шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С одночасно (кН)

Надопорні реакції		Ступінь навантаження				
		1	2	3	4	5
Вісь 1	RA1	5.768	10.67	15.29	18.747	23.65
	RB1	9.074	18.73	29.56	38.346	49.76
	RC1	5.129	9.655	13.88	17.198	21.12

Продовження таблиці 3.26.

Надопорні реакції		Ступінь навантаження				
		1	2	3	4	5
Вісь 2	RA2	1.73	4.903	8.652	11.825	16.44
	RB2	11.52	23.97	36.42	47.007	61.95
	RC2	4.526	8.75	13.58	17.5	22.33

Таблиця 3.27.

Прогини балок по осях 1 і 2 в навантажених прогонах А-В та В-С шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції (мм)

Прогиноміри		Ступінь навантаження				
		1	2	3	4	5
По осі 1	П-5	0.046	0.112	0.1965	0.266	0.360
По осі 2	П-5	0.144	0.247	0.379	0.475	0.604

Таблиця 3.28.

Відносні деформації нормального перерізу над опорою В шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С одночасно ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження				
	1	2	3	4	5
М-1	1	3	4	5.5	7.5
М-2	1	2	3.5	4.5	6.5
М-3	2	3	4	5.5	7.5
М-4	1	2	3	4	6
М-5	2	3	5	6	8
М-6	1	1.5	3	3.5	5
М-7	0	0.5	0.5	0.5	0.5
М-8	0	-0.5	-1	-1.5	-2

Таблиця 3.29.

Відносні деформації нормального перерізу в середині прогону В-С шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогонів А-В та В-С одночасно ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження				
	1	2	3	4	5
М-1	3.50	5.50	11.50	14.50	19.00
М-2	1.00	2.50	3.00	4.00	5.50

Продовження таблиці 3.29.

Прилад	Ступінь навантаження				
	1	2	3	4	5
М-3	-0.50	-1.00	-2.50	-4.00	-5.50
М-4	-1.00	-2.50	-4.00	-5.50	-7.00
М-5	0.50	1.00	2.00	3.00	4.50
М-6	2.50	6.00	10.50	13.50	18.50

3) При навантаженні прогону E-F

Таблиця 3.31.

Опорні реакції балок по осях 1 і 2 шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогону E-F (кН)

Кільцеві динамометри		Ступень навантаження				
		1	2	3	4	5
По осі 1	RA1	0	0	0	0	0
	RB1	0	-0.29	-0.29	-0.29	-0.29
	RC1	-0.61	-0.91	-1.22	-1.52	-1.52
	RD1	0	0	-0.3	-0.61	-0.61
	RE1	3.95	7.9	13.1	16.4	17.3
	RF1	4.77	9.53	15.6	19.1	21.2
	RG1	0	0	0	0	0
По осі 2	RA2	0.28	0.28	0.28	0.28	0.28
	RB2	0	0	0	0	0
	RC2	-0.3	-0.3	-0.61	-0.61	-0.91
	RD2	0	0	0.29	0.29	0.29
	RE2	6.86	13.7	22.2	27.5	30.8
	RF2	9.34	18.9	30.5	36.5	43.1
	RG2	0	0	0	0	0

Таблиця 3.32.

Прогини балок по осях 1 і 2 в навантаженому прогоні E-F шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції (мм)

Розміщення прогиномірів		Ступінь навантаження в прогоні E-F				
		1	2	3	4	5
Прогин в середині прогону між опорами E-F						
Вісь-1	П-14	0.090	0.190	0.334	0.403	0.435
Вісь-2	П-14	0.064	0.140	0.230	0.277	0.311

Таблиця 3.33

Відносні деформації дослідної конструкції в середині прогону E-F ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження				
	1	2	3	4	5
M-1	5	10	12.5	15	20
M-2	2.5	6	11	15	17
M-3	2	4.5	9	11.5	13.2
M-4	0	0	-1	-1.5	-1.5
M-5	-1.5	-2.5	-6	-7.5	-8.5
M-6	0	0	0	0	0
M-7	-1.5	-3.5	-5	-7.5	-8.5
M-8	2.5	5.5	10.5	13	15
M-9	3.5	7	11.5	13.5	15.5
M-10	2.5	8	12.5	15	17.5

4) При навантаженні прогону D-E

Таблиця 3.34.

Опорні реакції балок в осях 1 і 2 шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогону D-E

Кільцеві динамометри		Ступінь навантаження						
		1	2	3	4	5	6	7
По осі 1	RA1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.29	0.29	0.29
	RB1	-0.29	-0.59	-0.59	-0.88	-1.17	-1.46	-1.76
	RC1	0.00	-0.30	-0.60	-1.21	-1.81	-2.41	-2.72
	RD1	5.82	11.64	17.47	23.29	29.11	34.63	37.69
	RE1	3.98	7.97	11.64	15.32	18.69	21.45	22.98
	RF1	-0.27	-0.53	-0.66	-0.66	-0.53	-0.53	-0.53
	RG1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
По осі 2	RA2	0.00	0.00	0.14	0.14	0.14	0.29	0.29
	RB2	-0.31	-0.62	-0.78	-1.25	-1.56	-1.87	-2.02
	RC2	-0.60	-0.91	-1.21	-1.36	-1.36	-1.51	-1.51
	RD2	5.35	10.99	17.53	23.77	30.61	37.44	41.60
	RE2	6.26	12.53	19.34	26.15	32.96	40.86	45.49
	RF2	-0.54	-1.63	-3.00	-4.36	-5.86	-7.35	-8.17
	RG2	-0.28	-0.28	0.00	-0.28	-0.28	-0.28	-0.28

Таблиця 3.35.

Прогини балок по осях 1 і 2 в навантаженому прогоні D-E шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції (мм)

Розміщення прогиномірів		Ступінь навантаження в прогоні D-E						
		1	2	3	4	5	6	7
Прогин в середині прогону між опорами D-E								
Вісь-1	П-11	0.019	0.133	0.242	0.347	0.472	0.628	0.741
Вісь-2	П-11	0.02	0.058	0.175	0.222	0.323	0.422	0.506

Таблиця 3.36.

Відносні деформації в середині прогону D-E ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження						
	1	2	3	4	5	6	7
M-1	3.5	8	13	18.5	25	31.5	36
M-2	3.5	7.5	12	17.5	22.5	28	31.5
M-3	3.5	5	10.5	15	19.5	24.5	27.5
M-4	-1.5	-3.5	-5	-6.5	-8.5	-11	-13
M-5	-0.5	-2.5	-5	-7.5	-10	-13	-15
M-6	0	-1	-2.5	-4.5	-7	-9.75	-11.5
M-7	4.5	7.5	11.5	15.75	20.5	25	28.5
M-8	3.5	7.5	11.5	16.25	21.5	26	29.5
M-9	3	7.5	13	18	23.5	29	33

5) При навантаженні прогону D-E та E-F одночасно

Таблиця 3.38.

Опорні реакції балок в осях 1 і 2 шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції при навантаженні прогонів D-E та E-F одночасно (кН)

Надопорні реакції		Ступінь навантаження				
		1	2	3	4	5
По осі 1	RA1	0	0	0	0.2884	0.4326
	RB1	-0.293	-0.585	-0.585	-0.878	-1.171
	RC1	-0.302	-0.603	-1.207	-2.112	-2.716
	RD1	4.903	9.806	15.322	21.757	26.354
	RE1	8.5803	16.854	26.047	35.853	46.885
	RF1	6.0956	8.4809	12.191	15.107	18.552
	RG1	0	0	0	0	0

Продовження таблиці 3.38.

Надопори реакції		Ступінь навантаження				
		1	2	3	4	5
По осі 2	R_{A2}	0	0	-0.144	-0.144	-0.144
	R_{B2}	-0.311	-0.467	-0.467	-1.090	-1.557
	R_{C2}	-0.302	-0.603	-1.207	-1.509	-1.810
	R_{D2}	4.7544	9.806	15.749	23.475	30.012
	R_{E2}	13.619	27.239	40.858	56.657	70.549
	R_{F2}	4.3582	8.988	13.347	17.978	22.881
	R_{G2}	0	0	0	0.142	0.142

Таблиця 3.39.

Прогини балок по осях 1 і 2 в навантажених прогонах D-E та E-F шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції (мм)

Прогиномири		Ступінь навантаження прогонів D-E та E-F				
		1	2	3	4	5
По осі 1	П-11	0.110	0.201	0.300	0.406	0.490
	П-14	0.120	0.266	0.360	0.453	0.483
По осі 2	П-11	0.020	0.058	0.138	0.186	0.250
	П-14	0.072	0.133	0.210	0.253	0.354

Таблиця 3.40.

Відносні деформації перерізу дослідної конструкції над опорою E ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження				
	1	2	3	4	5
M-1	-0.34	-0.68	-1.00	-1.50	-2.00
M-2	0.50	0.72	1	1.45	2
M-3	0.8	1.62	2.25	3.5	4.5
M-4	0	1.00	2.00	3.00	4.00
M-5	0.50	1.50	2.50	3.50	4.50
M-6	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M-7	1.00	2.00	3.00	5.00	6.00
M-8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M-9	0.50	1.00	2.50	4.00	5.00
M-10	2.50	4.50	7.50	10.25	13.00
M-11	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30
M-12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00

Таблиця 3.41.

Відносні деформації дослідної конструкції перерізу середини прогону D-E
($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження				
	1	2	3	4	5
M-1	2.50	7.50	10.00	15.00	18.00
M-2	1.00	4.00	7.50	12.00	16.01
M-3	2.00	4.50	7.50	12.00	15.00
M-4	0.00	0.50	1.00	1.50	2.00
M-5	-1.00	-2.00	-3.00	-4.80	-6.00
M-6	-1.30	-3.00	-4.50	-7.00	-9.00
M-7	0.00	-1.00	-1.50	-3.50	-5.00
M-8	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
M-9	3.00	5.87	9.00	12.05	15.00
M-10	2.50	6.00	9.50	14.00	18.00
M-11	3.00	7.50	10.00	15.00	18.00

Таблиця 3.42.

Відносні деформації нормальних перерізів середини прогону E-F дослідної
конструкції ($\epsilon \times 10^{-5}$)

Прилад	Ступінь навантаження				
	1	2	3	4	5
M-1	2.50	4.90	7.50	13.00	18.00
M-2	2.50	6.00	9.00	12.00	16.00
M-3	2.00	5.00	7.50	9.50	13.00
M-5	-0.50	-1.45	-2.5	-4.50	-7.00
M-7	-1.00	-1.98	-3.00	-5.00	-8.00
M-8	2.50	5.50	8.50	11.00	15.00
M-9	3.00	7.00	11.50	16.00	22.00
M-10	5.00	10.00	15.00	20.00	23.00

ДОДАТОК ДО РОЗДІЛУ 4

1. Схеми для визначення згинальних моментів по осі дослідної конструкції за лініями впливу

1.1. Лінії впливу згинальних моментів для визначення зусиль в характерних перерізах прямолінійної частини дослідної конструкції по її осі

I. Лінія впливу згинальних моментів (M_9) і схема навантаження прямолінійної частини дослідної конструкції показана на рис.1. А ординати лінії впливу зведено в таблицю 1.

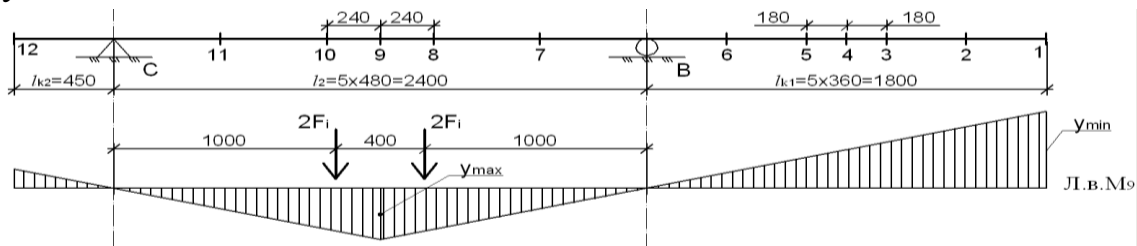


Рис.1. Лінія впливу згинального моменту M_9 і схема її навантаження

Таблиця 1

Ординати л.в. M_9 прямолінійної частини дослідної конструкції

Точка прикладання одичної сили	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12
Ординати (y_i) л.в. M_9	-0.9	-0.72	-0.54	-0.45	-0.36	-0.18	0.24	0.48	0.6	0.48	0.24	-0.24

II. Лінії впливу згинальних моментів (M_3 , M_6 і M_8) і схеми навантаження прямолінійної частини дослідної конструкції показано на рис.2., а їх ординати зведено в таблицю 2.

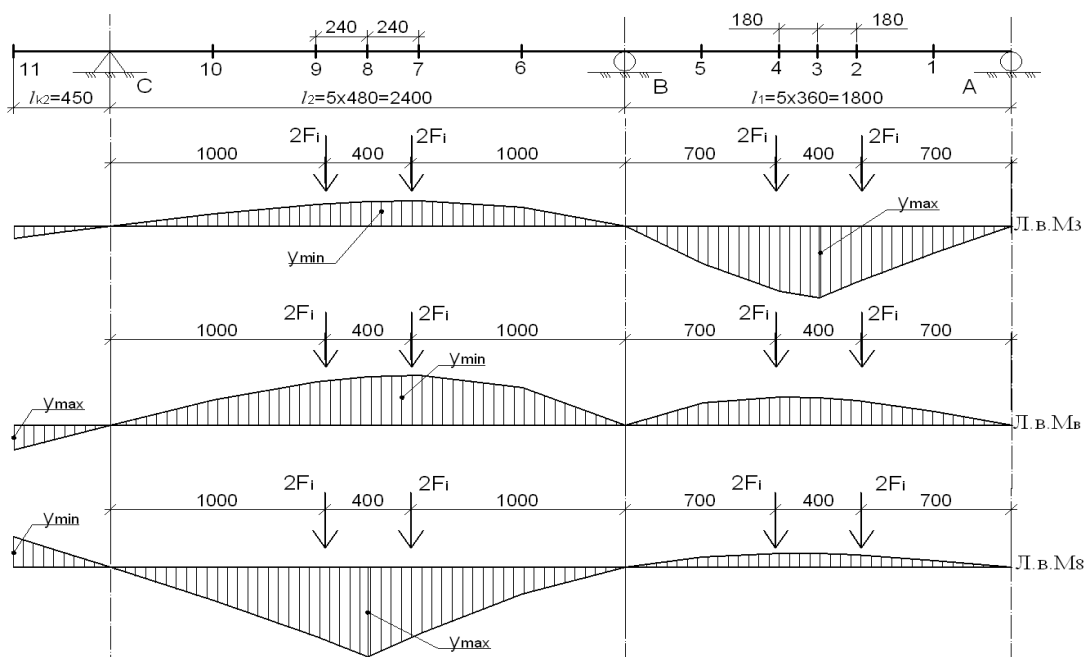


Рис.2. Лінії впливу згинальних моментів M_3 , M_6 M_8 і схеми їх завантаження

Таблиця 2

Ординати л.в. M_3 , M_6 і M_8 прямолінійної частини дослідної конструкції

Точка прикладання одиничної сили	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Ординати л.в. M_3 (y_i)	0.143	0.295	0.378	0.343	0.199	-0.0987	-0.132	-0.129	-0.115	-0.0658	0.0643
Ординати л.в. M_6 (y_i)	-0.0741	-0.13	-0.145	-0.148	-0.117	-0.197	-0.263	-0.257	-0.23	-0.132	0.129
Ординати л.в. M_8 (y_i)	-0.037	-0.0648	-0.0723	-0.0741	-0.0555	0.141	0.348	0.471	0.365	0.174	-0.161

1.2. Лінії впливу згинальних моментів для визначення зусиль в характерних перерізах криволінійної частини дослідної конструкції по її осі

II. Лінії впливу згинальних моментів (M_5 , M_6 і M_{12}) і схеми навантаження криволінійної частини дослідної конструкції показано на рис.3., а їх ординати зведено в таблицю 3.

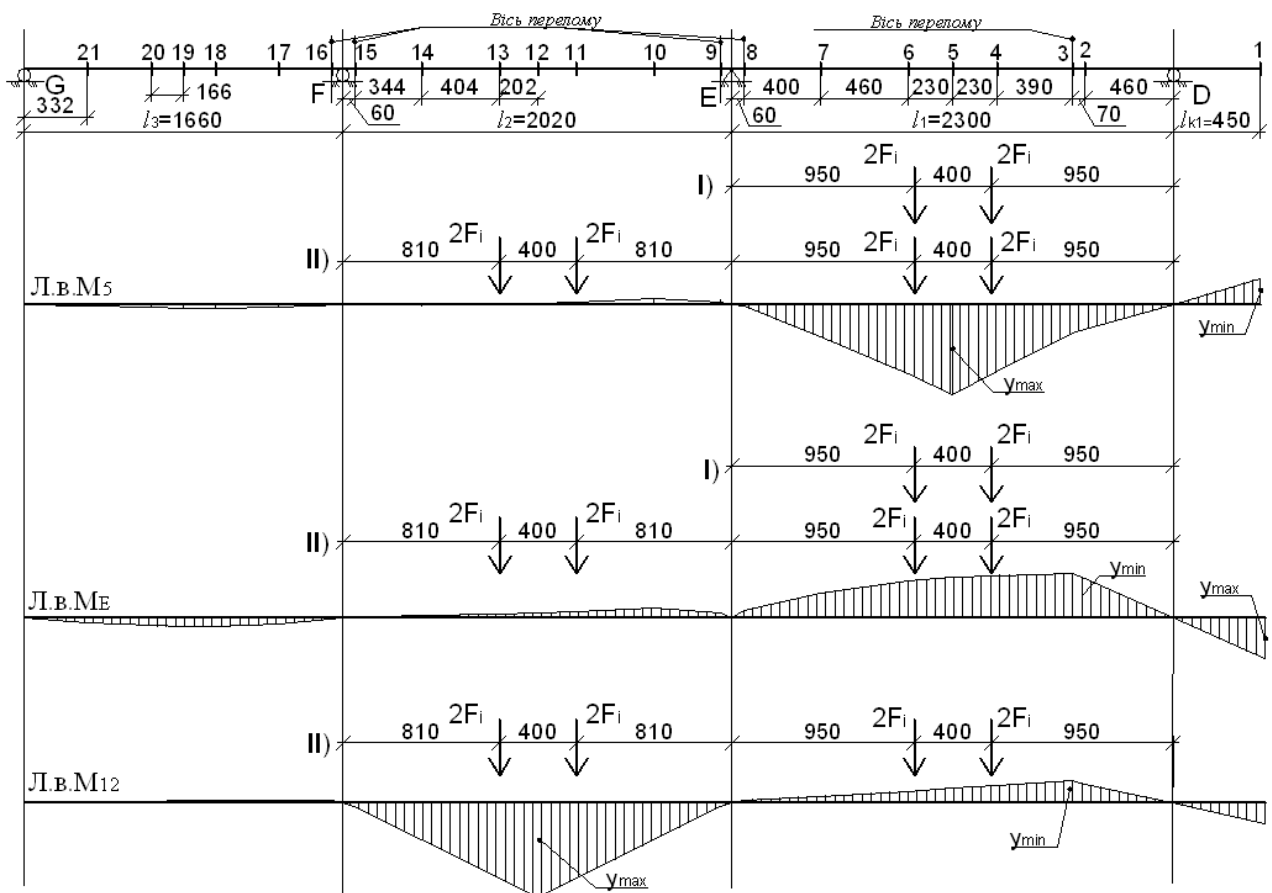


Рис.3 Лінії впливу згинальних моментів M_5 , M_6 і M_{12} і схеми їх завантаження

Таблиця 3

Ординати л.в. M_5 , M_6 і M_{12} криволінійної частини дослідної конструкції

Точка прикладання одиничної сили	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Ординати л.в. M_5 (y_i)	-0.135	0.13	0.15	0.35	0.47	0.365	0.167	0.012	-0.0116	-0.0133	-0.00645	-0.00176	0.00274	0.00627	-0.00146	0.000933	0.017	0.0245	0.0242	0.0219	0.0126
Ординати л.в. M_6 (y_i)	0.214	-0.202	-0.231	-0.221	-0.209	-0.19	-0.127	-0.0369	-0.0223	-0.0256	-0.0123	-0.0033	0.00526	0.012	0.0028	0.0017	0.0326	0.047	0.0465	0.042	0.0242
Ординати л.в. M_{12} (y_i)	0.106	-0.101	-0.116	-0.0906	-0.0763	-0.0623	-0.0366	-0.017	0.0169	0.19	0.391	0.491	0.39	0.188	0.0155	-0.0154	-0.154	-0.0134	-0.0118	-0.0099	-0.0052

1.3. Лінії впливу згинальних моментів для визначення зусиль в характерних перерізах дослідної конструкції після об'єднання прямолінійної і криволінійної частин в шестипрогонову нерозрізну систему по її осі

I. Лінія впливу згинальних моментів (M_9) і схема навантаження прямолінійної частини дослідної конструкції показана на рис.4. А ординати лінії впливу зведено в таблицю 4.

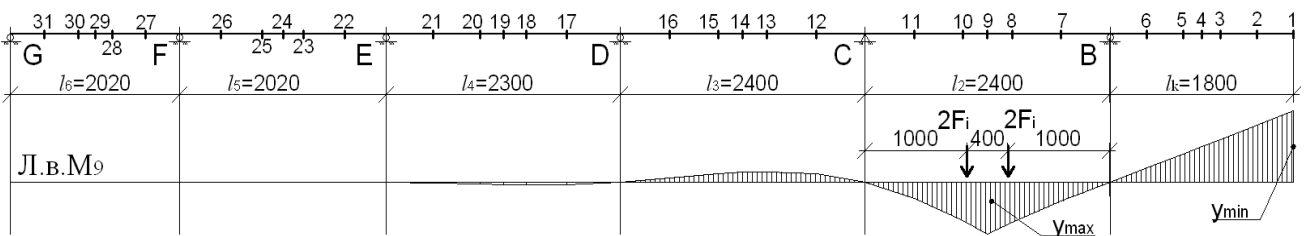


Рис.4. Лінія впливу згинальних моменту M_9 шестипрогової дослідної конструкції з її завантаженням

Таблиця 4

Ординати л.в. M_9 шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції

Точка прикладання одиничної сили	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21
Ординати л.в. M_9 (y_i)	-0.889	-0.529	-0.397	-0.331	-0.264	-0.132	0.179	0.373	0.481	0.358	0.148	-0.0775	-0.0975	-0.0917	-0.0787	-0.0399	0.0279	0.0264	0.0231	0.0186	0.0085

II. Лінії впливу згинальних моментів (M_3 , M_6 і M_8) і схеми навантаження прямолінійної частини дослідної конструкції показано на рис.5., а їх ординати зведено в таблицю 5.

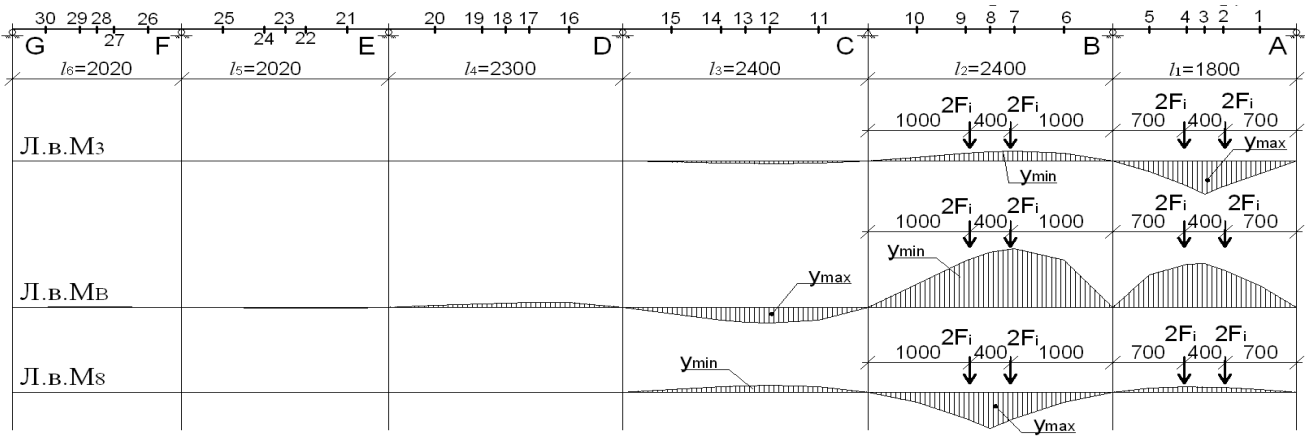


Рис. 5. Лінії впливу згинальних моментів M_3 , M_6 і M_8 і схеми їх завантаження

Таблиця 5

Ординати л.в. M_3 , M_6 і M_8 прямолінійної частини шестипрогової нерозрізної дослідної конструкції

Точка прикладання одиничної сили	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	
Ординати л.в. M_3 (y_i)	0.14	0.29	0.372	0.28	0.12	-0.0879	-0.109	-0.102	-0.0868	-0.0429	0.024	0.0301	0.0284	0.0243	0.0123	-	-	-	-	-	
Ординати л.в. M_6 (y_i)	-	-0.14	-0.157	-0.16	-0.12	-0.176	-0.219	-0.204	-0.174	-	0.0858	0.0479	0.0603	0.0567	0.0486	0.0247	0.0172	0.0163	0.0143	0.0115	0.0052
Ординати л.в. M_8 (y_i)	-0.0294	-0.0515	-0.0575	-0.0589	-0.0442	0.114	0.293	0.406	0.294	0.117	-0.0599	-0.0753	-0.0709	-0.0608	-0.0308	0.0215	0.0204	0.0178	0.0144	0.00657	

III. Лінії впливу згинальних моментів (M_{18} , M_E і M_{23}) і схеми навантаження криволінійної частини дослідної конструкції показано на рис.б., а їх ординати зведено в таблицю 6.

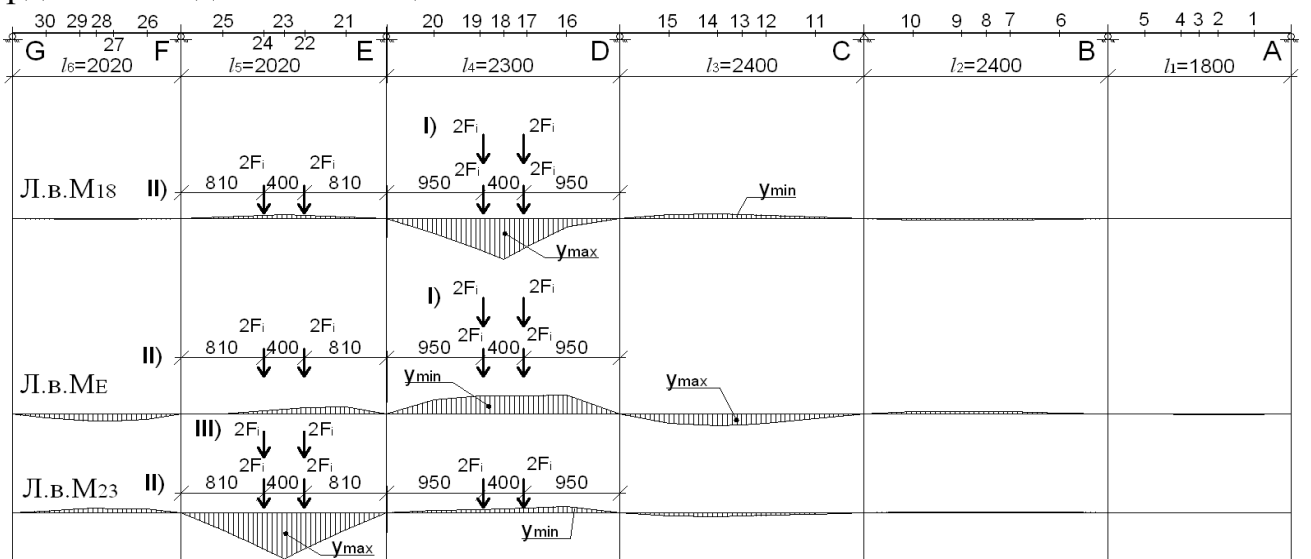


Рис.б. Лінії впливу згинальних моментів M_{18} , M_E і M_{23} і схеми їх завантаження

Таблиця 6

Ординати л.в. M_{18} , M_E і M_{23} криволінійної частини шестипрогонової дослідної конструкції

Точка прикладання одиничної сили	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25
Ординати л.в. M_{18} (уі)	0.0062	0.0121	0.013	0.0105	-0.0192	-0.0389	-0.0459	-0.0491	-0.0395	0.0863	0.29	0.418	0.322	0.148	0.0131	-0.0132	-0.0173	-0.0197	-0.0156	-0.0129
Ординати л.в. M_E (уі)	-0.0078	-0.0161	-0.0191	-0.0205	-0.0166	0.0302	0.0615	0.0724	0.0776	0.0624	-0.131	-0.127	-0.127	-0.124	-0.0966	-0.0488	-0.0433	-0.0335	-0.0215	-0.00266
Ординати л.в. M_{23} (уі)	-0.00388	-0.008	-0.00946	-0.0102	-0.00824	0.015	0.0305	0.036	0.0385	0.031	-0.0668	-0.0436	-0.0351	-0.0291	-0.0214	0.178	0.376	0.476	0.377	0.181

2. Визначення прогинів за нормативами

Розрахунок прогинів автодорожніх і міських мостів тимчасові навантаження належить розподіляти по всій довжині проїзду і враховувати жорсткість всього перерізу [37] п.1.61. прогини і кути повороту обчислюються за формулами будівельної механіки в залежності від кривизни елементів $1/\rho$, що визначається з гіпотези плоских перерізів для повних (пружних і непружних) деформацій.

Прогин f , обумовлений деформаціями згину елемента, визначаємо за формулою:

$$f(\alpha) = \sum (x) 1/\rho (x) \Delta x$$

де $M(x)$ – значення згинального моменту в перерізі x від сили прикладеної в напрямку прогину f , що визначається;

$1/\rho (x)$ – кривизна елемента в тому перерізі від навантаження

Δx – довжина ділянки з постійними навантаженнями $M(x)$ та $1/\rho (x)$.

Кривизна елементів з ненапруженою арматурою визначається за формулою:

$$1/\rho = \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B_g}$$

де B_g^* - жорсткість перерізу елемента з ненапруженою арматурою із врахуванням тріщинутворення в розтягнутій зоні і повзучості бетону при дії постійного навантаження, прикладеного в момент часу t_i .

B - жорсткість суцільного перерізу при короточасній дії тимчасового навантаження з утворенням тріщин;

M_g, M_v - моменти в перерізі від дії відповідного зусилля постійного і тимчасового навантаження.

Повний прогин елемента з ненапруженою арматурою визначали за формулою.

$$f = f_g + f_v = \frac{5}{48} \left(\frac{M_{g,n} l_p^2}{B_g^*} + \frac{M_{v,n} l_p^2}{B} \right)$$

де $M_{g,n}, M_{v,n}$ - нормативні моменти в перерізах, що створюються відповідно постійним і тимчасовим навантаженням

Жорсткість B_g^* визначається за формулою [], додаток Ф:

$$B_g^* = \frac{k E_b I_{red}}{1 + \varphi_{lim,i}}$$

$E_b I_{red}$ – жорсткість приведенного суцільного перерізу елемента

k – коефіцієнт, що враховує вплив непружних деформацій бетону при короткочасній дії навантаження і дорівнює 0.85.

$\varphi_{lim,i}$ - приведена величина граничної характеристики повзучості бетону, що знаходиться за формулою:

$$\varphi_{lim,i} = C_{lim,i} E_b$$

де $C_{lim,i}$ - граничне значення деформацій повзучості бетону, що знаходиться за формулою:

$$C_{lim,i} = C_n \zeta_1 \zeta_2 \zeta_3 \zeta_4$$

C_n – нормативне значення повзучості бетону за додатком Т [37].

ζ – коефіцієнт, що враховує вплив фактичних умов і визначається за додатком Ф табл..2 [37].

3. Розрахунок балки на тріщиностійкість

Розрахунок залізобетонних конструкцій на тріщиностійкість відноситься до специфічних видів розрахунку – результати яких не відображають який небусть граничний стан. Головна їх мета виявити, в яких можливих станів (з тріщинами або без них) працює під навантаженням конструкція. Розрахунок виконується на стадії експлуатації.

Ширина розкриття тріщин перевіряється за умови:

$$a_{cr} = \frac{\sigma_s}{E_s} \psi \leq \Delta_{cr}$$

σ_s – напруження в найбільш розтягнутому ряді стержнів поздовжньої арматури,

E_s - модуль пружності арматури

Ψ – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від радіусу армування і приймається за [37] п.3.109. Для стержневої арматури періодичного профілю:

$$\Psi = 1.5\sqrt{R_r}$$

Радіус армування визначається за формулою:

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

A_r – площа зони взаємодії для нормального перерізу приймається обмеженим зовнішнім контуром перерізу і радіусом взаємодії:

$$r = 6d$$

$\beta = 0.85$ – коефіцієнт, що враховує ступінь зчеплення арматурних елементів з бетоном згідно з [37] табл.3.24.

n – число арматурних елементів з однаковим номінальним діаметром

4. Фізико-механічні характеристики матеріалів елементів дослідної конструкції

Таблиця 7

Матеріали частин дослідної конструкції і їх фізико-механічні характеристики

№	Матеріал елемента к-ції	Характеристики матеріалу
Бетон		
1	Бетон збірних балок заводського виготовлення	$R_{bn} = 50 \text{ МПа}$ $E_b = 40000 \text{ МПа}$
2	Монолітний бетон частин головних балок, плити та діафрагм дослідної конструкції	$R_{bn} = 35 \text{ МПа}$ $E_b = 33400 \text{ МПа}$
3	Монолітний бетон частин головних балок, плити та діафрагм стику між прямолінійною і криволінійною частинами дослідної конструкції	$R_{bn} = 45 \text{ МПа}$ $E_b = 35300 \text{ МПа}$

Продовження таблиці 7

<i>Армування</i>		
1	<i>Робоча арматура збірних балок (А500С Ø12мм)</i>	$R_{sn}=500 \text{ МПа}$ $E_s=200000 \text{ МПа}$
2	<i>Конструктивна арматура збірних балок (А400С Ø8мм)</i>	$R_{sn}=400 \text{ МПа}$ $E_s=200000 \text{ МПа}$
3	<i>Надпорна робоча арматура sika Carbodur S212</i>	$R_{sn}=3100 \text{ МПа}$ $E_s=165000 \text{ МПа}$
4	<i>Конструктивна арматура монолітних частин головних балок (А400С Ø8мм)</i>	$R_{sn}=400 \text{ МПа}$ $E_s=200000 \text{ МПа}$
5	<i>Поздовжня арматура поперечних балок (А500С Ø12мм)</i>	$R_{sn}=500 \text{ МПа}$ $E_s=200000 \text{ МПа}$
6	<i>Хомути поперечних балок Вр-II Ø4мм</i>	$R_{sn}=1375 \text{ МПа}$ $E_s=200000 \text{ МПа}$
7	<i>Поздовжня арматура сіток плити Вр-II Ø4мм</i>	$R_{sn}=1375 \text{ МПа}$ $E_s=200000 \text{ МПа}$
8	<i>Поперечна арматура сіток плити А400С Ø8...10 мм</i>	$R_{sn}=400 \text{ МПа}$ $E_s=200000 \text{ МПа}$
9	<i>Зовнішнє армування надпорних монолітних балок нижньої зони Ст-3</i>	$R_{sn}=240 \text{ МПа}$ $E_s=200000 \text{ МПа}$

ДЕРЖАВНА СЛУЖБА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ УКРАЇНИ



ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО –
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ІНСТИТУТ
З ПРОЕКТУВАННЯ ОБ'ЄКТІВ
ДОРОЖНЬОГО ГОСПОДАРСТВА

УКРДІПРОДОР



ЛЬВІВСЬКА ФІЛІЯ
“ЗАХІДПРОШЛЯХ”

79053, м. Львів, вул. Володимира Великого 54,
тел. : (032) 263-12-55, 263-21-55
тел. /факс : (032) 263-12-55

E-mail : zdsh@lviv.net
поточний рахунок 26004053830176
ПАТ “ПРИВАТБАНК” м.Львів
МФО 325321 ЄДРПОУ 26308250

С.05.15 № 66/1

На № _____ від _____

Завідувачу кафедри
"Мости та будівельна механіка"
НУ "Львівська політехніка"

Д.т.н. проф. Кваші В.Г.

Просимо Вас розробити проектні пропозиції залізобетонного шляхопроводу на транспортній розв'язці у двох рівнях на перетині під'їзду до стадіону "Арена - Львів" з автодорогою Київ-Чоп із нетипових двобалкових конструкцій та виконати порівняльний аналіз.

Загальна довжина шляхопроводу 78м.

Габарит: Г-11,5 з двома тротуарами по 1,25м.

Директор Львівської
філії "Західпрошлях"

М. Кречківський

Виконавець:
Шарван В.Б.
(032) 263-13-77

ДЕРЖАВНА СЛУЖБА АВТОМОБІЛЬНИХ ДОРІГ УКРАЇНИ



ДЕРЖАВНЕ ПІДПРИЄМСТВО –
УКРАЇНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ІНСТИТУТ
З ПРОЕКТУВАННЯ ОБ'ЄКТІВ
ДОРОЖНЬОГО ГОСПОДАРСТВА

УКРДІПРОДОР



ЛЬВІВСЬКА ФІЛІЯ

“ЗАХІДДІПРОШЛЯХ”

79053, м. Львів, вул. Володимира Великого 54,
тел. : (032) 263-12-55, 263-21-55
тел. /факс : (032) 263-12-55

E-mail : zdsh@lviv.net
поточний рахунок 26004053830176
ПАТ “ПРИВАТБАНК” м.Львів
МФО 325321 ЄДРПОУ 26308250

29.09.2015 № 138/1

На № _____ від _____

Проректору з наукової роботи
Національного університету
«Львівська політехніка»
проф. Чухрай Н.І.

ДОВІДКА

про впровадження науково дослідної роботи у виробництво

У 2015 році кафедрою «Мости та будівельна механіка» НУ «Львівська політехніка» на прохання УКРДІПРОДОР Львівської філії «Західдіпрошлях» розроблені проектні пропозиції прогонової будови шляхопроводу на транспортній розв'язці у двох рівнях на перетині під'їзду до стадіону “Арена-Львів” з автодорогою Київ – Чоп.

В ході виконання робіт під керівництвом д.т.н., проф. Гнідця Богдана Григоровича, інженером Запоточним Романом Миколайовичем розроблені проектні пропозиції прогонових будов шляхопроводу із нетипових двобалкових залізобетонних конструкцій у двох варіантах із їхнім техніко-економічних порівнянням між собою та із раніше розробленою багатобалковою конструкцією. Це дало можливим оцінити конкурентоспроможність залізобетонних двобалкових прогонових будов мостів над багатобалковим.

Ефекти які можна досягнути при переході для застосування від типових багатобалкових збірно-монолітних залізобетонних конструкцій до двобалкових нерозрізних збірно-монолітних прогонових будов мостів:

- Зменшення витрат бетону до 11%
- Зменшення витрат арматури до 8%
- Можливість виконання нетипових прогонів;
- Зменшується відкрита поверхня контакту прогонової будови мосту з навколишнім середовищем, що підвищує експлуатаційні якості, надійність і довговічність;

- Можливість застосування різних технологій спорудження;
- Зменшення витрат на спорудження двобалкової прогонової будови до 15 %.

Варіант проектних пропозицій із двобалкових збірно-монолітних залізобетонних конструкцій прогонової будови шляхопроводу погоджений і може бути реалізований на транспортній розв'язці у двох рівнях на перетині під'їзду до стадіону "Арена-Львів" з автодорогою Київ – Чоп та на інших аналогічних об'єктах при умові врахування технології будівництва консольних частин споруди та наявності наукового супроводу при проектуванні та будівництві прогонової будови транспортної споруди автором проекту.

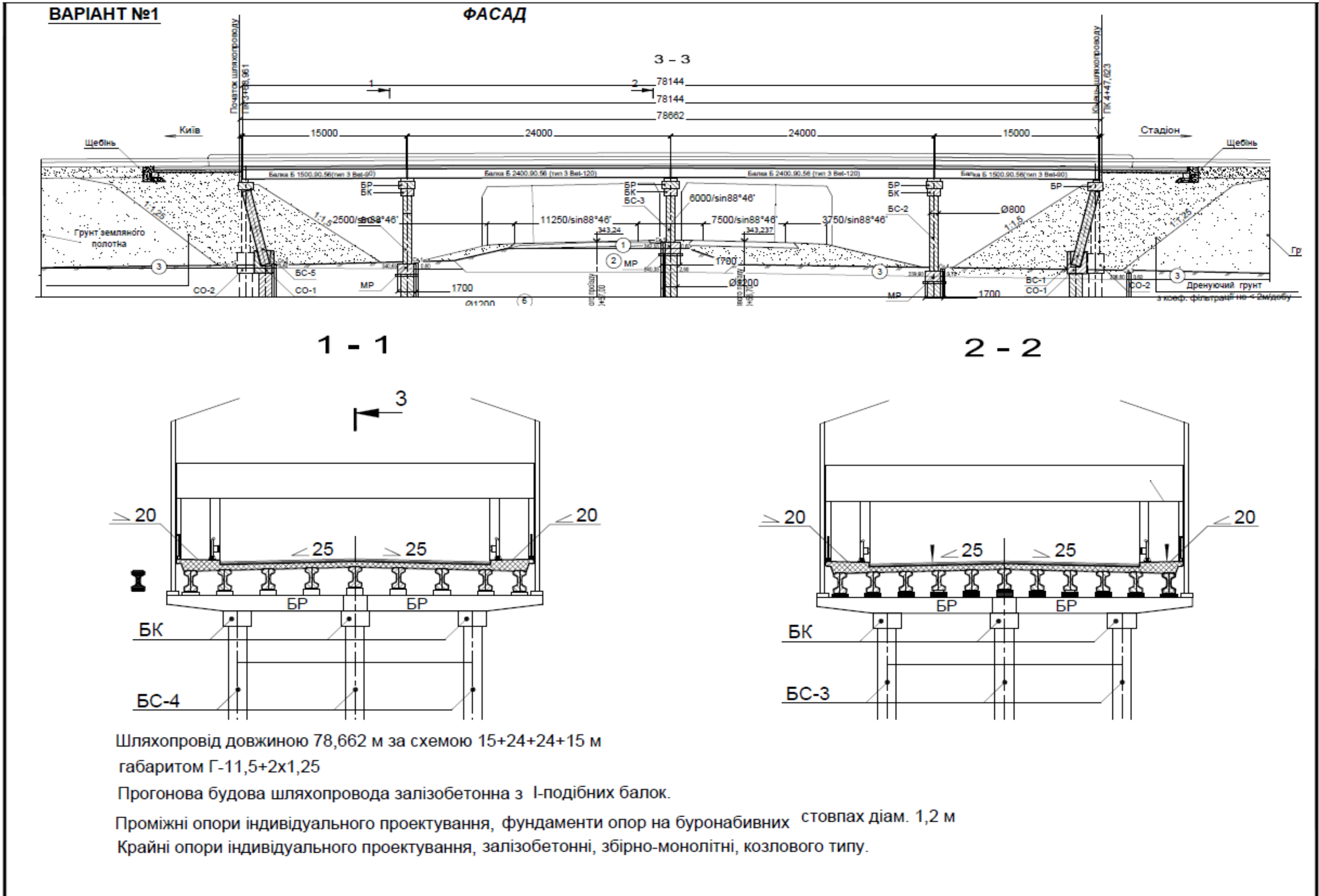
Директор Львівської
філії «Західпрошлях»

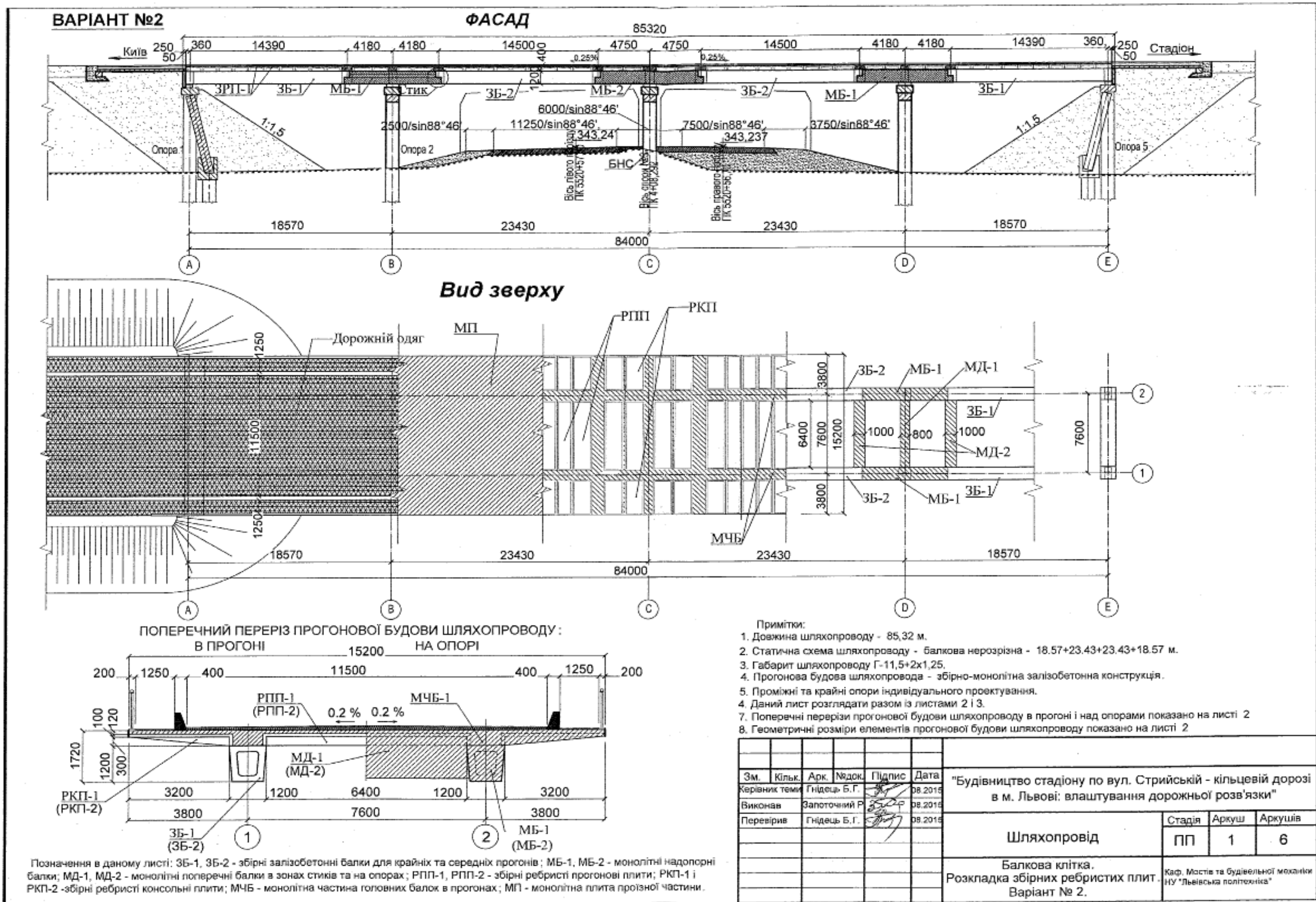
Кречківський М.Й.

Головний інженер Львівської
філії «Західпрошлях»



Шарван В.Б.



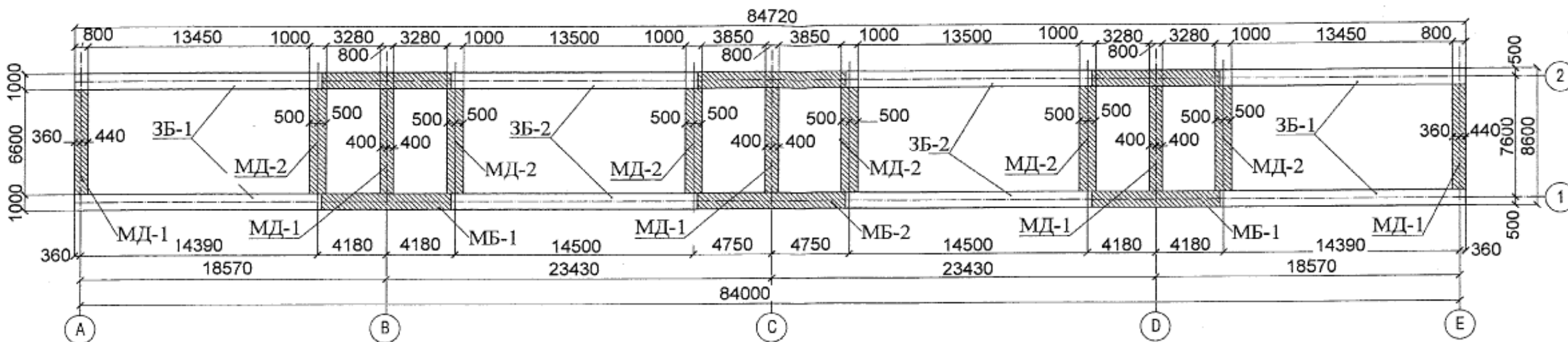


- Примітки:
1. Довжина шляхопроводу - 85,32 м.
 2. Статична схема шляхопроводу - балкова нерозрізна - 18.57+23.43+23.43+18.57 м.
 3. Габарит шляхопроводу Г-11,5+2х1,25.
 4. Прогонова будова шляхопроводу - збірно-монолітна залізобетонна конструкція.
 5. Проміжні та крайні опори індивідуального проектування.
 6. Даний лист розглядати разом із листами 2 і 3.
 7. Поперечні перерізи прогонкової будови шляхопроводу в прогоні і над опорами показано на листі 2.
 8. Геометричні розміри елементів прогонкової будови шляхопроводу показано на листі 2.

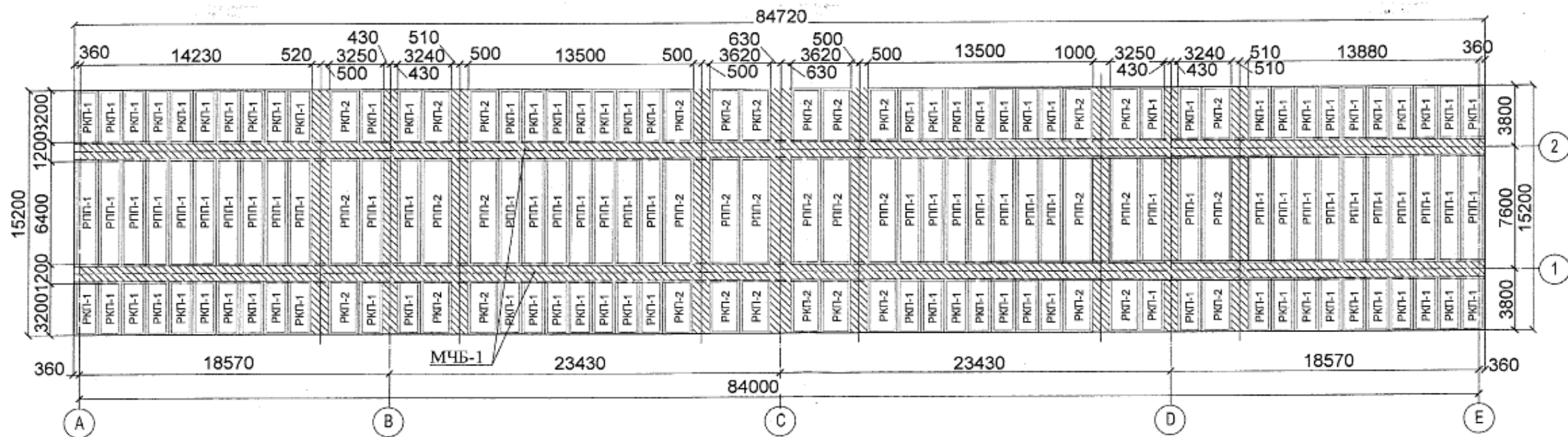
Зм.	Кільк.	Арк.	Ндск.	Підпис	Дата	"Будівництво стадіону по вул. Стрийській - кільцевій дорозі в м. Львові: влаштування дорожньої розв'язки"			
Керівник теми			Гнідець Б.Г.	<i>[Signature]</i>	08.2015	Шляхопровід	Стадія	Аркуш	Аркушів
Виконав			Запотоцький Р.	<i>[Signature]</i>	08.2015		ПП	1	6
Перевірив			Гнідець Б.Г.	<i>[Signature]</i>	08.2015		Балкова клітка. Розкладка збірних ребристих плит. Варіант № 2.		
						Кauf. Моств та будівельної механіки НУ "Львівська політехніка"			

Позначення в даному листі: ЗБ-1, ЗБ-2 - збірні залізобетонні балки для крайніх та середніх прогонів; МБ-1, МБ-2 - монолітні надопорні балки; МД-1, МД-2 - монолітні поперечні балки в зонах стиків та на опорах; РПП-1, РПП-2 - збірні ребристі прогонкові плити; РКП-1 і РКП-2 - збірні ребристі консольні плити; МЧБ - монолітна частина головних балок в прогонах; МП - монолітна плита проїзної частини.

ЗБІРНО-МОНОЛІТНА БАЛКОВА КЛІТКА ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ЗА ВАРІАНТОМ №2



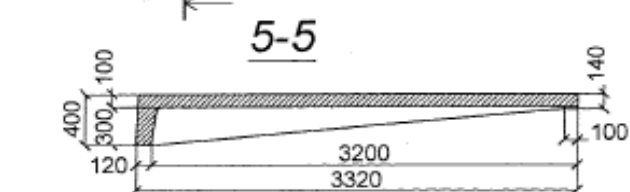
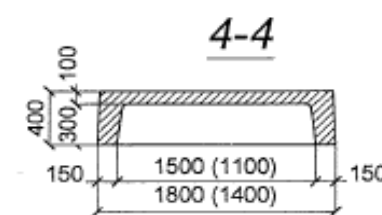
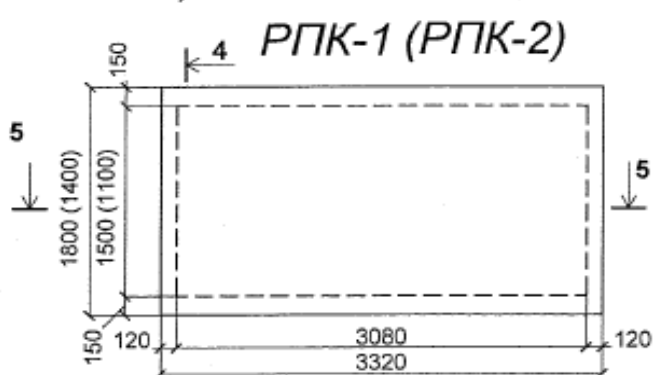
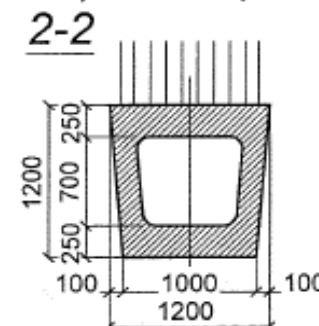
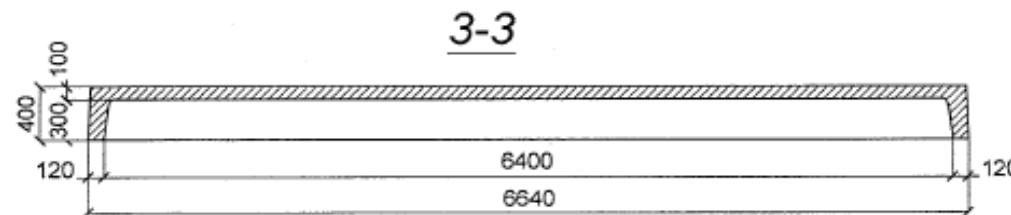
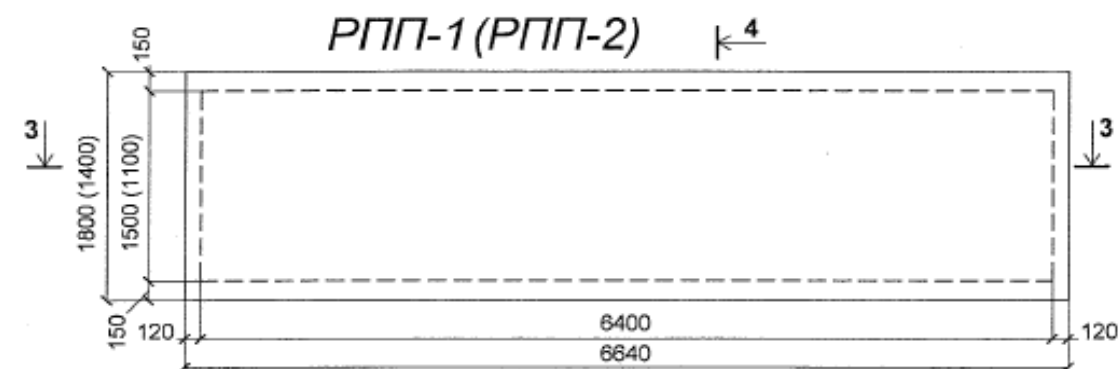
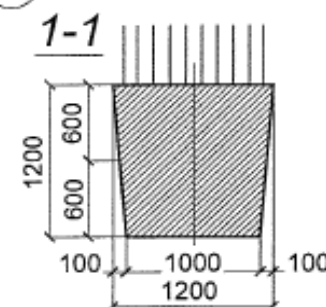
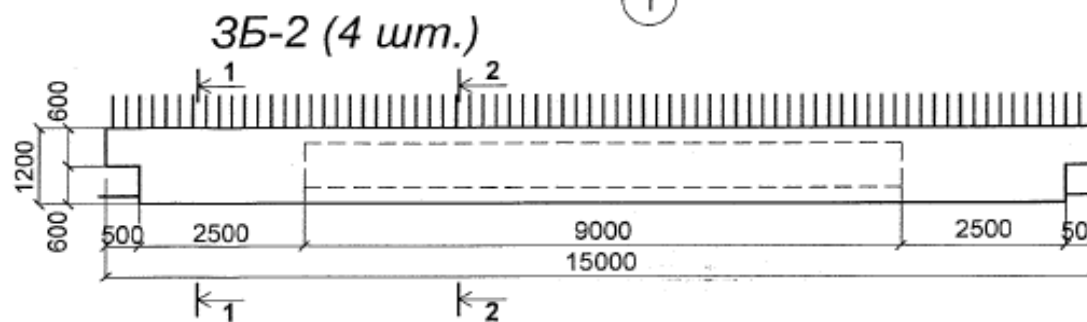
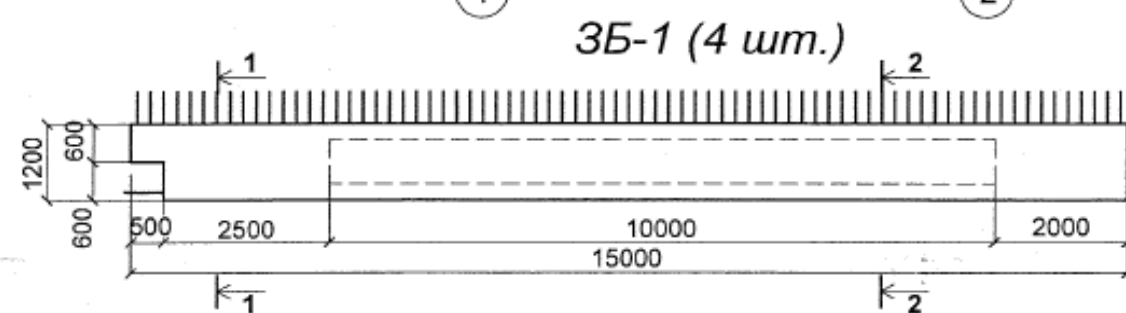
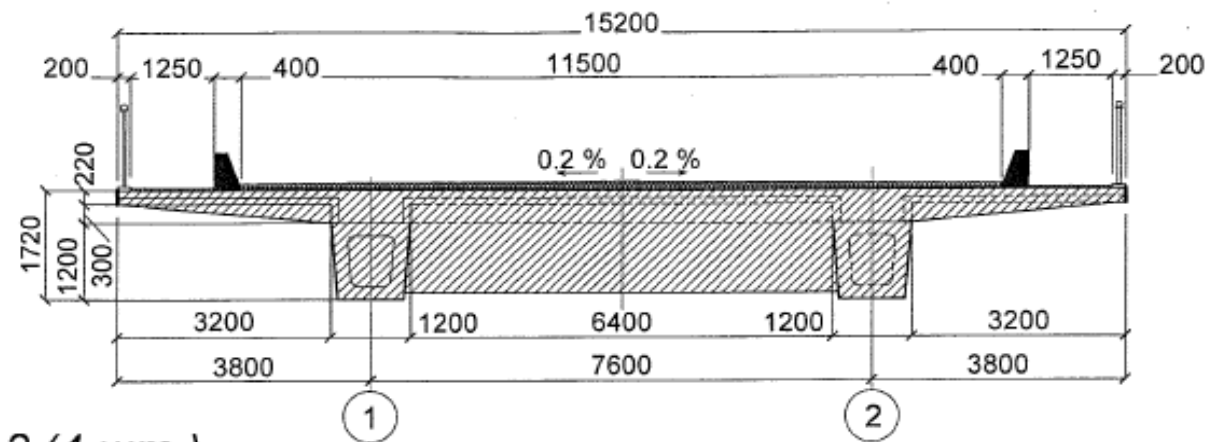
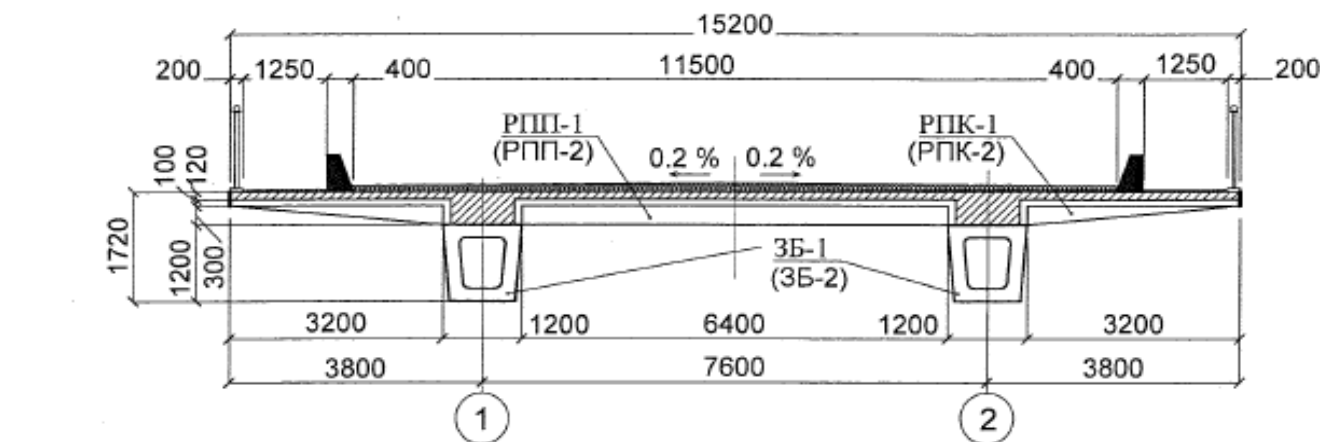
РОЗКЛАДКА ЗБІРНИХ РЕБРИСТИХ ПЛИТ ПРОЇЗНОЇ ЧАСТИНИ



Позначення в даному листі: ЗБ-1, ЗБ-2 - збірні залізобетонні балки для крайніх та середніх прогонів; МБ-1, МБ-2 - монолітні надопорні балки; МД-1, МД-2 - монолітні поперечні балки в зонах стиків та на опорах; РПП-1, РПП-2 - збірні ребристі прогонові плити; РКП-1 і РКП-2 - збірні ребристі консольні плити;

Зм.	Кільк.	Арк.	Недок.	Підпис	Дата	"Будівництво стадіону по вул. Стрийській - кільцевій дорозі в м. Львові: влаштування дорожньої розв'язки"	Стадія	Аркуш	Аркушів	
Керівник теми		Гнідець Б.Г.		<i>[Signature]</i>	08.2018		Шляхопровід	ПП	2	6
Виконав		Запотоchnий Р.		<i>[Signature]</i>	08.2018			Балкова клітка. Розкладка збірних ребристих плит. Варіант № 2.	Каф. Мостів та Будівельної механіки НУ "Львівська політехніка"	
Перевіряв		Гнідець Б.Г.		<i>[Signature]</i>	08.2018					

ПОПЕРЕЧНІ ПЕРЕРІЗИ ПРОГОНОВОЇ БУДОВИ ШЛЯХОПРОВОДУ ВАРІАНТУ № 2 В ПРОГОНІ НА ОПОРІ



Витрати збирного і монолітного бетону
на прогонову будову шляхопроводу довжиною 85.32 м

№	Маркування елемента	к-сть	Об'єм 1-го елемента (м3)	Об'єм всіх елементів позиції (м3)	Сумарний об'єм по всіх позиціях (м3)
Збірні залізобетонні елементи					
1	ЗБ-1	4	13.2	52.8	250.908
2	ЗБ-2	4	13.45	53.8	
3	РПП-1	38	1.56	59.28	
4	РПП-2	12	1.9	22.8	
5	РПК-1	76	0.587	44.612	
6	РПК-2	24	0.734	17.616	
Монолітні залізобетонні елементи					
1	МБ-1	4	8.8	35.2	324.4
2	МБ-2	2	9.4	18.8	
3	МД-1	5	5.1	25.5	
4	МД-2	6	6.4	38.4	
5	МЧБ-1	1	26.4	26.4	
6	МП-1	1	180.1	180.1	
Σ =					575.308

Примітки:

- В балках ЗБ-11 і ЗБ-2 передбачено арматурні випуски поперечної арматури та робочої поздовжньої;
- Армування збірних балок ЗБ-1 і ЗБ-2 попередньо напружене в заводських умовах з натягом на упори;
- Для зменшення власної ваги збірних балок ЗБ-1 і ЗБ-2 передбачено їхнє виконання з порожнинами (20 %);
- Залізобетонні збірні ребристі плити прогонові РПП-1 (РПП-2) і консольні РПК-1 (РПК-2) з можливим їх попереднім напруженням;
- Залізобетонні збірні ребристі плити прогонові і консольні замінюють опалубку для монолітної плити проїзної частини.

Зм.	Кільк.	Арк.	Надок.	Підпис	Дата	"Будівництво стадіону по вул. Стрийській - кільцевій дорозі в м. Львові: влаштування дорожньої розв'язки"
Керівник теми		Гнідець Б.Г.		<i>[Signature]</i>	08.2015	
Виконав		Залоточний Р.		<i>[Signature]</i>	08.2015	
Перевірів		Гнідець Б.Г.		<i>[Signature]</i>	08.2015	
Шляхопровід						
Поперечні перерізи прогонової будови шляхопроводу за варіантом №2. Збірні елементи. Витрати бетону.						
						Стадія
						Аркуш
						Аркушів
						ПП
						3
						6
Каф. Мостів та будівельної механіки НУ "Львівська політехніка"						



03187

УКРАЇНА

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ «ЛЬВІВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА»

вул. С. Бандери, 12, Львів, 79013, тел. (380-32) 237-49-93, 258-27-58, факс: (380-32) 258-26-80
 ел. пошта: coffice@lp.edu.ua, інтернет: www.lp.edu.ua

17.12.2015 № 67-01-2270

на № _____

Довідка

про впровадження результатів дисертаційної роботи

Запоточного Романа Миколайовича

На тему: «Деформативність і тріщиностійкість двобалкових нерозрізних збірно-монолітних прогонових будов мостів для складних умов будівництва» у Національному університеті «Львівська політехніка»

Основні положення та результати дисертаційної роботи Запоточного Романа Миколайовича на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук використовуються у навчальному процесі при написанні курсових, випускних бакалаврських робіт та дипломних робіт.

Зокрема, у навчальному процесі використовувалися запропоновані Запоточним Р.М.:

- нові конструктивні рішення двобалкових нерозрізних залізобетонних прогонових будов мостів (дисципліна «Залізобетонні мости» для студентів за спеціальністю 7.06010106 «Мости та транспортні тунелі», тема 4 «Варіантне проектування мостів; порівняння і економічне обґрунтування прийнятих конструктивно-технологічних вирішень залізобетонних мостів»);

- нові конструктивні рішення двобалкових нерозрізних збірно-монолітних залізобетонних прогонових будов мостів для складних умовах будівництва і рекомендації по їх інженерному розрахунку (дисципліна «Проектування і дослідження залізобетонних мостів і споруд» для студентів за спеціальністю 8.06010106 «Мости та транспортні тунелі», тема 1 «Проектування мостів. Загальні відомості про проектування та дослідження мостів і споруд на дорогах з врахуванням умов будівництва та експлуатації», тема 3 «Проектування залізобетонних балкових мостів ребристої конструкції для середніх і великих прольотів»)

Проректор з науково-педагогічної роботи,
 к.т.н., доц.

Давидчак О.Р.