

**МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ І НАУКИ УКРАЇНИ  
НАЦІОНАЛЬНИЙ ТРАНСПОРТНИЙ УНІВЕРСИТЕТ**

*На правах рукопису*

**Ковальчик Ярослав Ігорович**

УДК 624.016:624.072.2

**МІЦНІСТЬ, ТРИЩИНОСТІЙКІСТЬ ТА ДЕФОРМАТИВНІСТЬ  
ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ БАЛКОВИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ  
ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ**

Спеціальність 05.23.01

«Будівельні конструкції, будівлі та споруди»

**Науковий керівник:**  
кандидат технічних наук, професор  
**Коваль Петро Миколайович**

**Київ – 2015**

## ЗМІСТ

ВСТУП.....	5
РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД КОНСТРУКЦІЙ І ДОСЛІДЖЕНЬ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ .....	12
1.1. Конструкції залізобетонних попередньо напружених прогонових будов мостів .....	12
1.1.1. Розвиток попередньо напружених конструкцій мостів.....	12
1.1.2. Досвід будівництва попередньо напружених мостів в СРСР та Україні.....	19
1.2. Сучасні методи досліджень будівельних конструкцій .....	24
1.2.1. Фотограмметричний метод цифрової кореляції зображень.....	25
1.2.2. Метод акустичної емісії.....	31
1.3. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій при дії циклічних навантажень.....	36
1.3.1. Робота залізобетонних конструкцій в умовах малоциклових навантажень .....	38
1.3.2. Робота залізобетонних згинаних елементів при дії багатоциклових навантажень .....	43
1.4. Проблема термонапруженого стану в масивах бетону при будівництві мостів .....	47
Висновки до розділу 1.....	53
РОЗДІЛ 2 .....	55
2.1. Дослідження напружено-деформованого стану попередньо напружених залізобетонних балок при дії статичних, малоциклових та багатоциклових навантажень.....	55
2.1.1. Програма і обсяг експериментальних досліджень. Технологія виготовлення зразків.....	55
2.1.2. Методика випробування бетонних зразків .....	58
2.1.3. Конструкція і методика випробування залізобетонних балок.....	61
2.1.4. Малоциклові випробування балок.....	64
2.1.5. Випробування балок на багатоциклові навантаження .....	65
2.1.6. Випробування попередньо напружених балок Б 1800.110.40 і Б 2100.110.40.....	66
2.1.7. Випробування попередньо напруженої балки МЗБК – 160 .....	71

Висновки до розділу 2.....	74
<b>РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК .....</b>	<b>76</b>
3.1.1. Фізико-механічні характеристики бетону та арматури .....	76
3.1.2. Процес випромінювання сигналів акустичної емісії та виділення температури у бетонних зразках для різних напружених станів.....	77
3.2 Результати випробування залізобетонних попередньо напружених лабораторних зразків балок.....	80
3.2.1. Тріщиностійкість попередньо напружених залізобетонних балок при дії одноразових навантажень .....	80
3.2.2. Робота попередньо напружених залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень.....	83
3.2.3. Робота попередньо напружених балок при багатоциклових навантаженнях .....	91
3.2.4. Параметри випробування акустичної емісії при випробуванні залізобетонних попередньо напружених балок .....	95
3.2.5. Результати дослідження попередньо напружених балок методом ЦКЗ.....	101
3.3 Натурні зразки попередньо напружених балок.....	104
3.3.1. Результати випробування попередньо напружених балок Б 1800.110.40 і Б 2100.110.40 .....	104
3.3.2. Результати випробування попередньо напруженої балки МЗБК – 160.....	106
3.4. Рекомендації з розрахунку тріщиностійкості та прогинів попередньо напружених залізобетонних балкових конструкцій мостів при дії малоциклових навантажень .....	109
Висновки до розділу 3.....	114
<b>РОЗДІЛ 4. МОНОЛІТНІ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНІ ПРОГОНОВІ БУДОВИ.....</b>	<b>116</b>
4.1. Дослідження монолітної попередньо напруженої залізобетонної естакади .....	116
4.1.1. Конструкція монолітної попередньо напруженої естакади .....	117
4.2.2. Програма обстеження та випробування естакади.....	121
4.2.3. Результати супроводу, обстеження та випробування естакади.....	128

4.2.4. Аналіз причин утворення тріщин при будівництві естакади.....	135
4.3. Рекомендації з проектування та влаштування монолітних попередньо напружених мостів з напруженням на бетон.....	141
4.3.1. Суцільні плитні прогонові будови.....	141
4.3.2. Пустотні плитні прогонові будови .....	142
4.3.3. Балочні прогонові будови.....	143
4.3.4. Вимоги до матеріалів .....	144
4.3.5. Комплект пост-напруженої системи .....	145
4.3.7. Розрахунок монолітних ПНЗПБ мостів з напруженням на бетон та забезпечення їх відповідного термонапруженого стану .....	148
Висновки до розділу 4.....	153
<b>Розділ 5. ОЦІНКА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТІВ ЗА КРИТЕРІЯМИ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ .....</b>	<b>156</b>
5.1. Конструкції досліджуваних мостів.....	156
5.2. Програма досліджень залізобетонних прогонових будов з використанням методу АЕ.....	164
5.3. Результати досліджень залізобетонних прогонових будов мостів методом АЕ .....	165
5.4 Аналіз результатів акустико-емісійного дослідження залізобетонних прогонових будов мостів .....	165
5.5. Вплив на тріщиностійкість прогонових будов залізобетонних мостів на дорозі високої інтенсивності руху транспортних засобів .....	171
5.6. Техніко-економічна доцільність застосування ефективних прогонових будов .....	174
Висновки до розділу 5.....	177
<b>ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ.....</b>	<b>178</b>
<b>СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ .....</b>	<b>180</b>
Додаток 1. Довідки про впровадження.....	202
Додаток 2. Економічне обґрунтування.....	206

## ВСТУП

**Актуальність теми.** Досвід експлуатації мостів у ХХ столітті показав, що збірні залізобетонні прогонові будови мають недостатню довговічність. Зростання маси транспортних засобів та збільшення їх інтенсивності руху викликає потребу зводити мости із високоміцних матеріалів та надійних конструкцій.

Саме тому в Україні з 2000-х років залізобетонні прогонові будови мостів переважно будують із монолітного або збірно-монолітного попередньо напруженого залізобетону. Це дозволяє підвищити експлуатаційну надійність транспортних споруд, збільшити їх довговічність. Об'єднання залізобетонних балок монолітною плитою змінює стадійність та принципи роботи попередньо напружених балок в порівнянні з збірною конструкцією прогонової будови без монолітної об'єднуючої плити. Відповідно виникає необхідність розробки та вдосконалення нових типів ефективних залізобетонних попередньо напружених збірних балок.

Норми проектування залізобетонних попередньо напружених мостів розроблялися переважно на основі досліджень та досвіду експлуатації збірних прогонових будов. Особливості роботи монолітних та збірно-монолітних попередньо напружених прогонових будов на даний час не достатньо вивчені, в першу чергу це стосується натурних об'єктів. Використання нових видів високоміцної попередньо напруженої арматури, бетонів високого класу за міцністю, створення конструкцій прогонових будов нових типів вимагає експериментально-теоретичного вивчення сучасних залізобетонних попередньо-напружених елементів і споруд транспортного будівництва.

Попередньо напружені залізобетонні конструкції в мостобудуванні постійно вдосконалюються та раціоналізуються. Застосування монолітних попередньо напружених прогонових будов з натягом на бетон (пост-напружені системи) є новітнім для України. Вони мають багато переваг у порівнянні зі збірним попередньо напруженим залізобетоном. Але необхідно вирішити ще ряд

проблем при проектуванні та зведенні таких споруд для досягнення ефективності конструкцій, які б прослужили запроєктований термін, використовуючи всі свої переваги.

Згідно постанови Кабінету міністрів України №490 від 17.09.2014р. на автомобільних дорогах загального користування запроваджується збільшення фактичної маси транспортних засобів, рух яких здійснюється без спеціальних правил, з 38т до 40т (для контейнеровозів до 46т). Таке суттєве збільшення тимчасового навантаження на прогонові будови автодорожніх мостів вимагає особливої уваги до забезпечення несної здатності конструкцій транспортних споруд та їх технічної діагностики в процесі експлуатації для безаварійного утримання.

Відомо, що на прогонові будови мостів діють циклічні навантаження. Циклічні навантаження можуть бути малоцикловими, періодичність повторення яких може сягати декількох десятків, сотень, а деколи й тисяч циклів, і багатоцикловими з періодичністю повторення більше ніж  $2 \times 10^6$  циклів.

Варто відмітити, що недостатньо досліджена робота попередньо напружених конструкцій мостів при дії малоциклових навантажень високого рівня та багатоциклових навантажень експлуатаційного рівня. Враховуючи особливості сучасних прогонових будов, це є актуальною задачею.

Залізобетонні прогонові будови мостів схильні до крихкого руйнування, це руйнування через розповсюдження дефектів типу тріщин. Руйнування конструкцій при цьому не відбувається миттєво – від моменту утворення тріщини і до початку її критичного зростання минає певний час. Тому своєчасне виявлення таких дефектів є важливою задачею, і, разом з тим, складною проблемою.

На сьогоднішній день достатньо ефективним методом, який може відобразити якісну і кількісну картину перебігу мікропроцесів в бетоні з моменту прикладання навантаження до моменту руйнування є метод акустичної емісії (АЕ). На відміну від традиційних методів неруйнівного контролю в методі АЕ

фізичне поле, яке реєструють, створюється самим об'єктом і відображає процеси, які відбуваються в даний момент. Тому варто використовувати цей метод для дослідження та технічної діагностики залізобетонних попередньо напружених прогонових будов мостів.

Застосування методу цифрової кореляції зображень (ЦКЗ) є інноваційним при випробуванні будівельних конструкцій. Він має ряд переваг в порівнянні із стандартними методами і значно полегшує визначення відносних деформацій та переміщень будівельних конструкцій. Доцільно розглядати можливість використання методу ЦКЗ для дослідження залізобетонних попередньо напружених конструкцій.

*Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.* Робота виконувалась згідно плану науково-дослідних та дослідно-конструкторських робіт Державної служби автомобільних доріг України (Укравтодор) в рамках держбюджетної теми з державним реєстраційним номером 0112U004898 «Виконати аналіз, дослідження та розробити рекомендації з проектування монолітних попередньо-напружених мостів з напруженням на бетон (пост-напружені системи)» Державного дорожнього науково-дослідного інституту ім. М.П. Шульгіна (здобувач – відповідальний виконавець роботи) та в рамках договору ДП Держдор НДІ № 298-10 з КП «Дирекція будівництва шляхово-транспортних споруд міста Києва» «Обстеження і випробування естакади вздовж вулиці Набережно-Хрещатицька в м.Києві в складі будівництва Подільського мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві».

*Мета роботи* – розробити рекомендації з розрахунку та проектування залізобетонних попередньо напружених прогонових будов мостів з врахуванням дії циклічних навантажень при експлуатації та впливу термонапруженого стану при їх влаштуванні.

**Задачі дослідження :**

- дослідити міцність, тріщиностійкість та деформативність залізобетонних попередньо напружених балок із канатною арматурою європейського типу при дії одноразових та малоциклових навантажень;
- дослідити витривалість залізобетонних попередньо напружених балок із канатною арматурою європейського типу;
- розробити рекомендації з розрахунку залізобетонних попередньо напружених балкових конструкцій із врахуванням дії циклічних навантажень;
- дослідити вплив термонапруженого стану при влаштуванні монолітних залізобетонних попередньо напружених прогонових будов мостів на їх тріщиностійкість;
- встановити можливість застосування методу цифрової кореляції зображень для дослідження напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій;
- дослідити вплив транспортних засобів на експлуатаційний стан прогонових будов залізобетонних мостів різних типів і розробити пропозиції щодо використання найбільш ефективних прогонових будов за критерієм тріщиностійкості.

**Об'єкт дослідження** – робота залізобетонних прогонових будов автодорожніх мостів під дією навантажень.

**Предмет досліджень** – міцність, тріщиностійкість, деформативність попередньо напружених балкових залізобетонних прогонових будов мостів при дії одноразових та циклічних навантажень.

**Методи дослідження.** Випробування бетонних і залізобетонних елементів виконані згідно діючих норм із застосуванням традиційних тензометричних методів і сучасних методів акустичної емісії та цифрової кореляції зображень з використанням програмних комплексів «НВМ» та «АКЕМ». Теоретичні методи досліджень базуються на методі розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами та деформаційній моделі,



методі скінчених елементів, реалізованих у ПК «ЛІРА САПР», «MIDAS», «MathCad».

***Наукова новизна роботи:***

- вперше отримані експериментальні дані міцності, тріщиностійкості та деформативності залізобетонних попередньо напружених балок із канатною арматурою європейського типу при дії одноразових та малоциклових навантажень;
- вперше експериментально визначена витривалість залізобетонних попередньо напружених балок із канатною арматурою європейського типу;
- вперше розроблено рекомендації щодо використання на автомобільних дорогах з високою інтенсивністю руху ефективних прогонових будов за критерієм тріщиностійкості;
- отримано нові дані про вплив термонапруженого стану при влаштуванні монолітних залізобетонних попередньо напружених прогонових будов мостів на їх тріщиностійкість;
- знайшов подальший розвиток розрахунків залізобетонних попередньо напружених балкових конструкцій із врахуванням дії циклічних навантажень;
- знайшло подальший розвиток використання методу цифрової кореляції зображень для аналізу напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій.

***Практичне значення роботи.*** Результати дисертаційної роботи використані у «Рекомендаціях з проектування монолітних попередньо напружених мостів з напруженням на бетон (пост-напружені системи)», розроблених ДП Держдор НДІ. Врахування при розрахунках попередньо напружених залізобетонних прогонових будов впливу циклічних навантажень, термонапруженого стану при їх влаштуванні за рекомендаціями даної роботи дозволить підвищити надійність та довговічність мостів.

*Результати досліджень використані* ДП Держдор НДІ при розробці нових залізобетонних балок типу Б (1500-3300).(100-120).40 і МЗБК-160 та проектним інститутом Київсоюзшляхпроект при проектуванні монолітної попередньо-напруженої прогонової будови для будівництва транспортної розв'язки в різних рівнях на км 304+440 автомобільної дороги Київ-Харків-Довжанський. Також результати досліджень впроваджені в навчальний процес кафедри «Архітектурні конструкції» в Національній академії образотворчого мистецтва і архітектури.

***Особистий внесок здобувача.***

Результати наукових досліджень, що представлені у роботі, отримані автором самостійно та виносяться до захисту вперше. У наукових працях, що опубліковані в співавторстві, здобувачеві належить: [5, 43, 46, 54, 130] – обстеження, випробування, аналіз результатів дослідження та розрахунки монолітної попередньо напруженої естакади, [5, 74, 168] – визначення термонапруженого стану та його впливу на утворення тріщин при зведенні монолітних попередньо напружених прогонових будов, [44, 47, 54, 55, 69] – комплексні дослідження роботи попередньо напружених залізобетонних балок при дії одноразового та малоциклового навантаження та аналіз їх роботи, [51, 112] – випробування та аналіз результатів досліджень нових попередньо напружених мостових балок, [44, 45, 55, 73, 112] – застосування та аналіз результатів досліджень залізобетонних конструкцій з використанням методу цифрової кореляції зображень, [32, 46, 54, 55, 69] – використання методу акустичної емісії для дослідження бетонних та попередньо напружених залізобетонних конструкцій.

Дисертація містить лише наукові результати, які були отримані особисто дисертантом. Постановка задач і обговорення результатів досліджень виконані спільно з науковим керівником, к.т.н., професором Ковалем П.М.

***Апробація результатів дисертації.*** Основні положення дисертаційної роботи доповідалися й обговорювалися на таких конференціях: VII науково-

технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди» (Рівне, НУВГП, 2011), IX Міжнародному симпозиумі «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій» (Дніпропетровськ, ДНУЗТ, 2011), II Міжнародній науково-технічній конференції «Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика» (Дніпропетровськ, ДНУЗТ, 2012), Всеукраїнській інтернет-конференції молодих вчених та студентів «Проблеми сучасного будівництва» (Полтава, ПолтНТУ, 2012), Міжнародній науково-технічній конференції «Сучасні методи і технології проектування, будівництва та експлуатації інженерних споруд на автомобільних дорогах» (Київ, НТУ, 2013), XIV та XVI Міжнародній науковій конференції «Актуальні проблеми будівництва та інженерії довкілля» (м. Львів, НУ «Львівська політехніка», 2013, 2015), III міжнародної науково-технічної конференції «Науково-прикладні аспекти автомобільної і транспортно-дорожньої галузей» (м. Луцьк, НЛТУ, 2014), 16-й та 17-й конференції молодих вчених «Наука – будуще Литви» (Вільнюс, Вільнюський технічний університет ім. Гедімінаса, 2014, 2015).

В повному обсязі дисертаційна робота доповідалась на розширеному засіданні кафедри дорожньо-будівельних матеріалів та хімії в НТУ (Київ, 2015).

**Публікації.** По темі дисертації опубліковано 16 статей, з них в спеціальних фахових виданнях, що включені в перелік ВАК України – 11, закордонних – 3, монографії – 1, статей, що входять в міжнародні наукометричні бази даних – 5.

**Структура і обсяг роботи.** Робота складається зі вступу, п'яти розділів, висновку, списку використаних джерел та додатків, і має 140 сторінок основного тексту, 123 рисунки, 26 таблиць та список використаної літератури і 2 додатки. Загальний обсяг роботи 224 сторінки.

Дисертаційна робота виконана на базі кафедри дорожньо-будівельних матеріалів і хімії НТУ, м. Київ під керівництвом к.т.н., проф. Ковалю П.М.

Висловлюю подяку за допомогу на всіх етапах роботи та захисті дисертації науковому керівнику Ковалю П.М.

## **РОЗДІЛ 1. ОГЛЯД КОНСТРУКЦІЙ І ДОСЛІДЖЕНЬ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПРОГОНОВИХ БУДОВ МОСТІВ**

### **1.1. Конструкції залізобетонних попередньо напружених прогонових будов мостів**

#### **1.1.1. Розвиток попередньо напружених конструкцій мостів**

З часу винайдення залізобетонних конструкцій в середині ХІХ століття вони пройшли складний шлях розвитку. Важливим вдосконаленням цих конструкцій було здійснення попереднього натягу арматури, що дало змогу підвищити тріщиностійкість залізобетону і збільшити прогони, що перекривалися. Це дуже важливо для мостів, де завдання перекриття великих прогонів особливо актуальне.

Перші пропозиції по спорудженню попередньо напружених мостів відносяться до 80-х років ХІХст [84]. Винайдення попереднього напруження залізобетонних конструкцій відбулося на початку ХХ століття, коли декілька інженерів експериментували з технікою та технологією натягу. Це було обумовлено потребою використання високоміцної арматури і збільшення тріщиностійкості конструкцій. У 1928 році Юджин Фрейсіне запатентував технологію натягу арматури [176]. У 1926-1928 роках згідно його проекту збудовано перший попередньо напружений міст аркової конструкції через р. Елорн біля Плюгастеля [84]. Далі напружені залізобетонні мости були збудовані в середині 1930-их: Oued Fodda Bridge в Алжирі (1936), Auh Bridge (1936) та Oella Bridge в Німеччині (1938). Вже після Другої світової війни попередньо напружений залізобетон утвердився і все активніше почав застосовуватись в мостобудуванні. Впровадження ефективних технологій натягу арматури, використання пластичних бетонів та механізації подачі бетону в опалубку, інвентарних опалубок і риштувань багаторазового використання сприяло розробці різних типів попередньо напружених залізобетонних мостів. У 1939-1940 роках Фрейсіне запропонував нові види дротяних пучків, конусних

анкерів та домкратів подвійної дії, зробивши цим важливий крок для активного впровадження попередньо напруженого залізобетону в мостобудуванні [84].

В 1936 році В.В. Михайлов (СРСР) захищає дисертацію, присвячену методу попереднього натягу залізобетону[52].

В період 1930-50-х років розробляються системи для попереднього напруження розрізних балочних систем, рамних систем, труб. Відбувається активний прогрес анкерних систем: клинові, закріплення арматурного пучка в один та багато рядів. В 1950 збудували перший попередньо напружений міст в США [84]. В 1951-1959 вийшли праці Гюйона та Леонгардта з досліджень та застосування попередньо напруженого залізобетону, які узагальнили досвід будівництва в ФРН та Франції [84]. Графік на рисунку 1.1 показує зростання в довжинах прогонів мостів [167].



1	Aux Bridge, Німеччина	7	St.Cloud Bridge, Франція	13	Lahn Bridge, Німеччина	19	Koror-Babelthaupt Bridge, Тихоокеанські острови
2	Luzancy Bridge, Франція	8	Bahrain Causeway, Саудівська Аравія	14	Nibelungen Bridge, Німеччина	20	Rafael Urdaneta Bridge, Венесуела
3	Esbly Bridge, Франція	9	Pipeline Bridge, Італія	15	Medway Bridge, Англія	21	Wadi Kuf, Лівія
4	Mangfall Truss Bridge, Німеччина	10	Horomoi Bridge, Японія	16	Bendorf Bridge, Німеччина	22	Brotonne Bridge, Франція
5	Oltron Viaduct, Франція	11	Necker Bridge, Німеччина	17	Urato Bridge, Японія	23	Barriosde Luna, Іспанія
6	Chilton Viaducts, Швейцарія	12	Leck Bridge, Німеччина	18	Hamana Bridge, Японія	24	Skarnsundet Bridge, Норвегія

Рис. 1.1. Графік зростання довжин прогонів для різних типів мостів

В 60-х роках ХХ ст. спеціалістами НДР проводилось порівняння декількох видів перерізів монолітних попередньо напружених прогонових будов із

збірними (рис. 1.2) [167]. Оптимальними прогонами вважались 20-40м. Гранична довжина нерозрізної прогонової будови вважалась 400м при розміщенні нерухомої опорної частини посередині естакади. Ці перерізи прогонових будов вдосконалюються і використовуються і в сучасному світовому мостобудуванні.

Плити суцільного перерізу(рис. 1.2, а, з) найлегше бетонувати, але вони потребують підвищеної витрати матеріалів. Багатобалочні та багаторебристі (рис. 1.2, в) більш економічні, але відрізняються складністю виконання. Найбільш економічні коробчасті перерізи з консолями(рис. 1.2 д, е, є). В таких прогонових будовах бетонування потрібно виконувати в два етапи. Спочатку бетонуються нижні полицки, потім монтується незнімні пустотоутворювачі і бетонується вся інша частина перерізу. Однопустотні перерізи прогонових будов рекомендують при ширині не більше 12 м (рис. 1.2, є). При більшій ширині раціональніше застосовувати двопустотні перерізи. Багатопустотні поперечні перерізи (рис. 1.2, б, г, ж) займають по раціональності проміжну позицію між коробчастими і суцільними перерізами. Двореброві балочні прогонові будови (рис. 1.2, і) потребують дещо більшої будівельної висоти, нераціональної в міських і приміських умовах, але раціональні для віадуків, косогірних і пойменних естакад.

На основі огляду видно, що за кордоном при будівництві мостів застосовують в основному прогонові будови нерозрізних систем з прогонами 22-35м. Як правило при невеликих довжинах прогонові будови монолітних попередньо напружених мостів влаштовуються суцільними однакової висоти в поперечному і поздовжньому напрямку (рис. 1.2, а). При збільшенні довжини прогони влаштовують змінними по ширині, влаштовуються пустоти(рис. 1.2, б), а при довжинах прогонів більше 30м раціонально застосовувати прогонові будови змінної висоти в поздовжньому напрямку (грибовидні, рис.1.2, и).

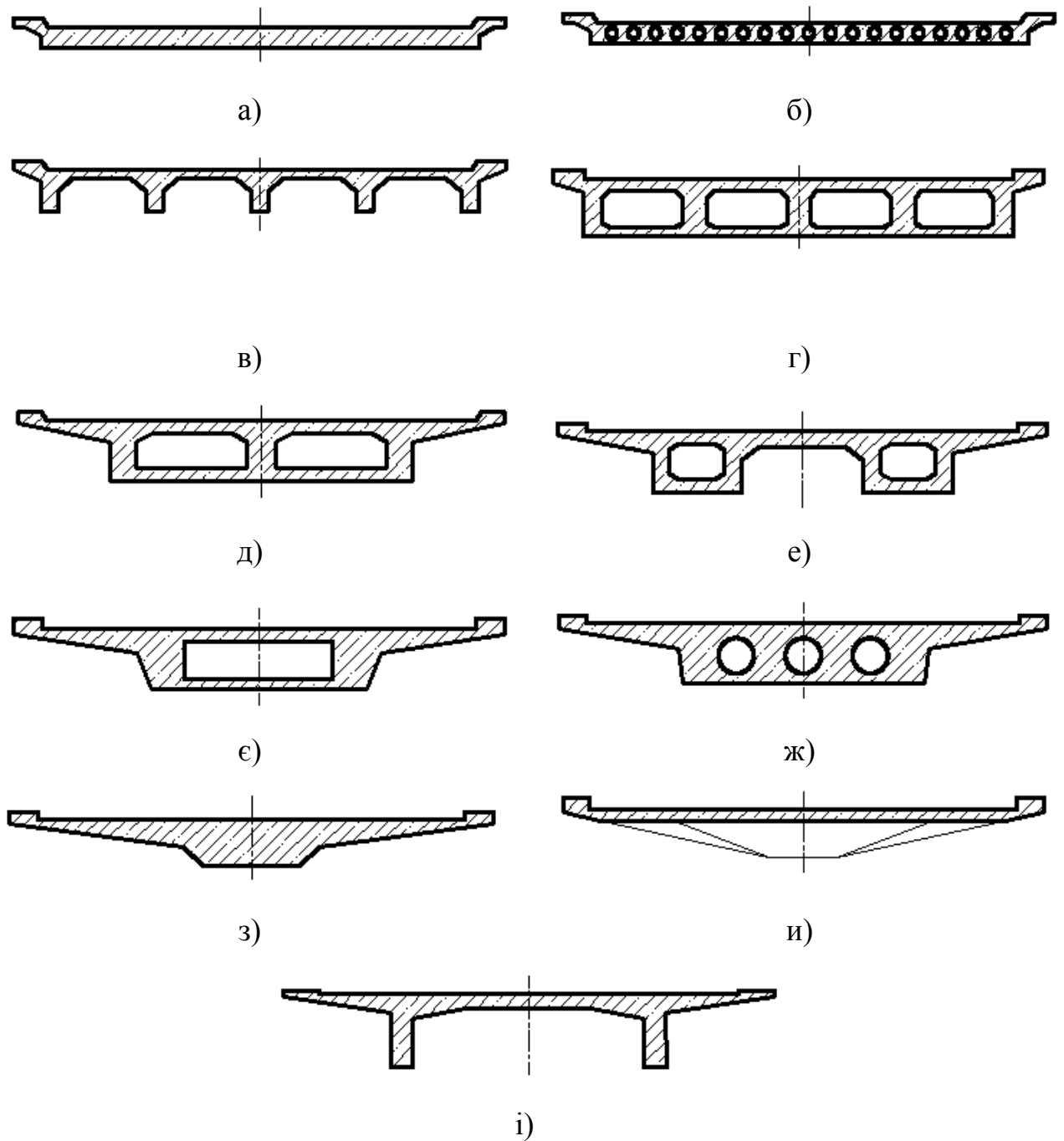


Рис. 1.2. Перерізи монолітних попередньо напружених залізобетонних прогонових будов:  
 а – плита суцільного перерізу, б – пустотна плита, в – балочна конструкція,  
 г – чотирипустотна коробка, д – двопустотна коробка, е – двокоробчастий поперечний  
 переріз, є – однопустотний коробчастий переріз, ж – пустотілий поперечний переріз,  
 з – суцільний поперечний переріз, и – грибоподібна конструкція, і – дворібровий поперечний  
 переріз

Раціонально використовувати матеріал дозволяють також ребристі монолітні прогонові будови (рис. 1.2, в, і). Коробчастими монолітними попередньо напруженими прогоновими будовами можна перекривати прогони 20-70м (рис. 1.2, г, д, е, є).

Значні напрацювання з проектування та технології спорудження збірних та монолітних залізобетонних попередньо напружених прогонових будов були викладені у Франції в рекомендаціях [28]. Для монолітних попередньо напружених прогонових будов в цих рекомендаціях вказані вимоги до бетону, види арматури для їх попереднього напруження, показані види та схеми фіксації каналоутворювачів, види систем анкерування, технологія ін'єктування каналоутворювачів, напрацьована хороша фотофіксація будівельних процесів спорудження таких конструкцій. Описано порівняння вартості та термінів спорудження попередньо напружених прогонових будов у Франції.

У роботі [91] описано застосування способу натягу Бауера-Леонгардта на мостах в ФРН. За цією збірно-монолітною технологією на 1956 рік побудовано більше 300 мостів. В 1953-54 роках через Дунайську долину в Унтермархталі була споруджена найдовша конструкція прогонової будови без швів довжиною 375м. Економічність і простота швидко привели до застосування цього методу не тільки в Німеччині, але і в Швейцарії, Австрії, Норвегії, США та Південній Америці.

75% загального об'єму закордонного мостобудування складають залізобетонні мости. За кордоном в 60-х роках в застосуванні попередньо напруженого залізобетону проявились два основних напрямки: побудова монолітних і в меншій мірі збірних конструкцій в країнах Західної Європи [83] і переважаюче використання крупноблочних збірних конструкцій з виготовленням елементів на механізованих полігонах в країнах Америки, Азії та Африканського континенту. Така розбіжність напрямків викликана конкуренцією спеціалізованих фірм, різними кон'юнктурними умовами, які визначали ціни на матеріали і вартість кваліфікованої робочої сили; загальними



об'ємами і термінами будівництва; кліматичними умовами в різних країнах[52, 145].

Використання високоміцної арматури та мобільної доставки якісної бетонної суміші для виготовлення попередньо напружених залізобетонних прогонових будов мостів дало можливість збільшити довжину прогонів транспортних споруд і зменшити затрати матеріалів на їх влаштування. Тому монолітні конструкції можуть конкурувати зі збірним залізобетоном. Досвід мостобудування в Німеччині, Франції, Швейцарії, Австрії, Норвегії, США свідчить про ефективність використання монолітних попередньо напружених прогонових будов з натягом арматури на бетон [145].

Розглянемо сучасний світовий досвід будівництва збірних та монолітних попередньо напружених залізобетонних прогонових будов мостів (ПНЗПБ) [165]. ПНЗПБ мостів Канади часто виконують зі збірних та монолітних трапецієвидних попередньо напружених секцій з натягом на бетон (Confederation Bridge (1997 р.), Calgary West bridge (2013 р.). Також споруджують монолітні ребристі попередньо напружені ПНЗПБ (Cambie Street Bridge (1985).

В Аргентині споруджені збірні та монолітні ПНЗПБ коробчатих перерізів (Nicasio Orono Bridge (1970 р.), Libertador General San Martin Bridge через річку Уругвай (1974р.), 25 de Mayo Urban Highway Viaduct (1981 р.), Presidente Tancredo Neves Bridge (1985 р.), New Colastiné Bridge (2011 р.), монолітні ребристі ПНЗПБ (Colastiné River, Old Bridge (1967р.), монолітну трапецієвидну ПНЗПБ (Kunataí Bridge (1988 р.).

В Бразилії сбудований Galeao Bridge зі збірно-монолітною прогоновою будовою по I-подібним збірним балкам та International Bridge over the Iguazu River, Linking Brazil to Argentina (1985 р.) з коробчатою сегментною ПНЗПБ.

В Фінляндії будують типові монолітні дворебристі попередньо напружені залізобетонні мости зазвичай довжиною до 135м. Також споруджують мости з коробчатими монолітними ПНЗПБ (Helsinki, Lahti, 2006 р.).

У Франції активно споруджують суцільні монолітні та пустотні плитні ПНЗПБ. Також споруджуються збірно-монолітні прогонові будови із I-подібними попередньо напруженими збірними балками. З 70-х років активно споруджуються коробчаті сегментні ПНЗПБ (Ile de Re Bridge, Pierre-Pflimlin Bridge over the Rhine River(2002 p.), Tulle viaduct(2003 p.), Abra Bridge over the Taravo River, Grande Ravine viaduct(2001 p.).

В Греції споруджують плитні монолітні ПНЗПБ (Petrou Ralli Bridge (1998 p., Koukaki Interchange Bridges (1985 p.), Kaisariani Bridge (1983 p.), збірно-монолітні ПНЗПБ (Ravine Bridge in Kavala (2001 p.), Nestos Bridge(2009 p.), Panaghia Bridge(2009 p.).

В Тайланді споруджують коробчаті монолітні сегментні ПНЗПБ (Rama III (New Krungthep) Bridge (1999 p.), New Phra-Nangklao Bridge (2008 p.) та збірні сегментні ПНЗПБ (Sri Rat Expressway (1993 p.), Burapha Withi Expressway (2000 p.), Rama V Bridge (2002 p.), збірно-монолітні ПНЗПБ (Boromratchachonnanee Elevated Roadway (1998 p.).

З початку 90-х років в Росії все частіше почали використовувати монолітні попередньо напружені прогонові будови мостів [146, 165]. Для їх виготовлення не потрібно утримувати відносно дороги матеріально-технічну базу, таку як для збірних елементів (заводи, цехи). Активне застосування плитно-ребристих монолітних ПНЗПБ почалось під час реконструкції МКАД в 90-х роках ХХ ст. [146]. Тоді ж через річку Оку автодороги МКАД-Кашира була побудована примикаюча до русла нерозрізна секція естакади довжиною 410м з прогонами по 42м, виконана у вигляді дворебристої прогонової будови висотою 2,1м. Пізніше плитно-ребристі прогонові будови застосовувались в Лужниках. В ході будівництва 3-го транспортного кільця в Москві і КАД навколо Санкт-Петербурга монолітні плитно-ребристі конструкції ПНЗПБ стали одним з найпоширеніших конструктивних рішень при спорудженні естакад і шляхопроводів.

Аналіз сучасного світового мостобудування показує, що при будівництві мостів в останні десятиліття перевага надається ПНЗПБ збірно-монолітним і монолітним, збірні ПНЗПБ використовуються значно рідше.

### **1.1.2. Досвід будівництва попередньо напружених мостів в СРСР та Україні**

В СРСР, в якому до 1991 року знаходилась Україна, попередньо напружений залізобетон застосовується з 1946 року в залізничних, а згодом і автодорожніх збірних балочних мостах з арматурою в вигляді потужних пучків з натягом після бетонування. Такі мости побудовані з прольотами до 42м. В подальшому була розроблена стендова технологія виготовлення елементів прогонових будов і побудовані балочні мости з прогонами до 70 м під автомобільні навантаження[84].

Прийняття 19 серпня 1954 року Постанови ЦК КПРС «Про розвиток будівництва збірних залізобетонних конструкцій і деталей для будівництва» директивно вимагало широкого впровадження збірного залізобетону в усіх областях будівництва, в тому числі і в мостобудуванні. Починаючи з 1960 року будівництво монолітних і сталезалізобетонних мостів навіть при прогонах більше 40 м дозволялось тільки в окремих випадках. Великий акцент робився на застосуванні збірного попередньо напруженого залізобетону. Вважалося, що на монолітні залізобетонні конструкції занадто великі затрати праці та розхід лісоматеріалу на риштування і опалубку, а металопрокат був дефіцитним [56]. Тому монолітні попередньо напружені залізобетонні мости в Україні майже не будувалися.

Під керівництвом Е.Е. Гибшмана була опрацьована інформативна база будівництва попередньо напружених прогонових будов в США [37]. В книзі описано широке використання збірного попередньо напруженого залізобетону балочно-розрізних систем. Показано суцільне формування поперечного перерізу з попередньо напружених балок, а також розташування балок на відстані та

замонолічування плитних проміжків між ними. Описані нерозрізні балочні та плитні мости.

В 60-70-х роках в СРСР транспортні споруди будують переважно із збірних двотаврових бездіафрагмових балок та пустотних плит з прогонами 22 - 33 та 18 – 24 м відповідно. Статичні схеми побудованих споруд змінюються з балочно розрізних на нерозрізні, або рамно-нерозрізні [108, 119], через недоліки та малу область раціонального застосування балочно-розрізних систем, яка була обмежена довжиною прольотів 30м. Температурно-нерозрізні схеми які, як правило, складались зі збірних балок, влаштовувались з довжиною прогонів вже до 42м. Деколи застосовують неперервну проїжджу частину. Також використовувалась балочно-консольна система із подвійним опиранням на У-подібну опору. Гранична довжина естакад складає 1300м. Довжина нерозрізних секцій досягає 110-300м [36]. В мостах з невеликими прогонами застосовують плитні конструкції [83].

В СРСР широке використання набув спосіб об'єднання блоків нерозрізних прогонови будов на монолітних стиках, сухих та клеєних стиках з обтиском їх пучками натянутої арматури. Наступним етапом розвитку конструктивних рішень збірних прогонових будов було застосування монтажних блоків переважно коробчатого перерізу [145]. При спорудженні прогонових будов все ширше почали використовувати такі способи монтажу як поздовжнє насунання, напівнавісний збір та навісний збір [50, 134].

Широке використання збірних залізобетонних конструкцій мостів через деякі свої недоліки приводило і до негативних наслідків. Директивні вимоги із зменшення товщини конструкцій, продиктоване прагненням зниження ваги монтажних блоків і зменшенню об'єму використаних матеріалів негативно вплинули на їх довговічність. При цьому вимоги до якості бетонної суміші не відповідали реальним умовам експлуатації, що спричиняло появу різноманітних дефектів та знижувало термін служби мостів.

При використанні збірних залізобетонних прогонових будов виникли необхідності вирішення таких проблем як: велике число стиків проїзної частини, складність влаштування прогонових будов на криволінійних ділянках дороги, велика будівельна висота і вага балочних конструкцій (при розрізній схемі) [146]. Крім цього однотипні і невиразні архітектурні рішення негативно впливали на зовнішній вигляд конструкцій.

В 60-90-х роках ХХ ст. переважна більшість мостів в Україні будувалася зі збірного залізобетону заводського виготовлення з натягом на упори. Найбільш поширені типи перерізів попередньо напружених балок в СРСР показані на рис. 1.3 [56].

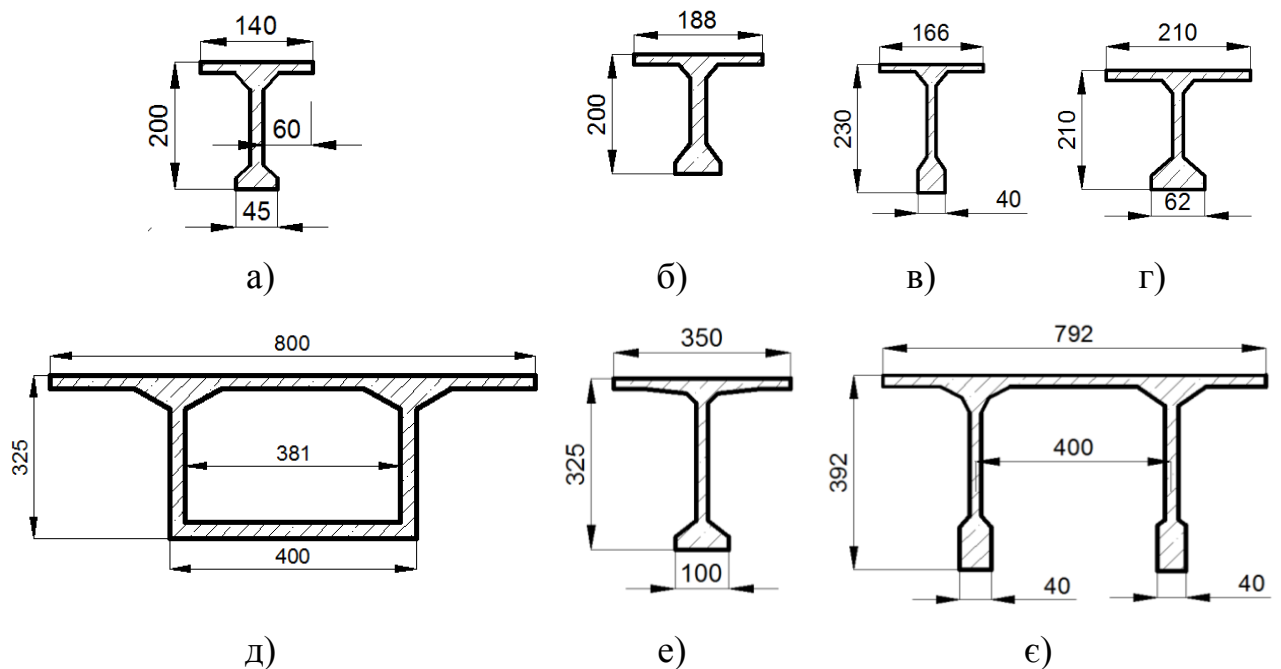


Рис. 1.3. Схеми поперечних перерізів попередньо напружених балок: а – балочна розрізна, б – балочно-консольна, в – балочна підвісна, г – балочні розрізні і консольно-нерозрізні, д – рамно-консольні, е – рамно-підвісні, є – рамні нерозрізні

Роки експлуатації мостів зі збірного залізобетону виявили ряд недоліків таких конструкцій. Велика кількість стиків не забезпечує надійної сумісної роботи окремих елементів, вузли з'єднань в процесі експлуатації руйнуються, через дефектні стики елементів прогонових будов просочується вода з проїзної частини, яка сприяє корозії бетону і арматури. Бетон пришвидшеного твердіння на багатьох спорудах у важких експлуатаційних умовах не забезпечує необхідної довговічності конструкцій.

Перший в Україні міст з залізобетонною збірною прогоновою будовою з натягом «на бетон» побудований через р. Горинь в м. Дубровиця, Рівненської обл. в 1978р. за проектом Укрдіпродора силами МБУ-2 тресту «Укрдормостобуд». В русловій частині було змонтовано прогонову будову зі збірних коробчатих балок-блоків змінної висоти за схемою 33+42+33м (рис. 1.4) [191].

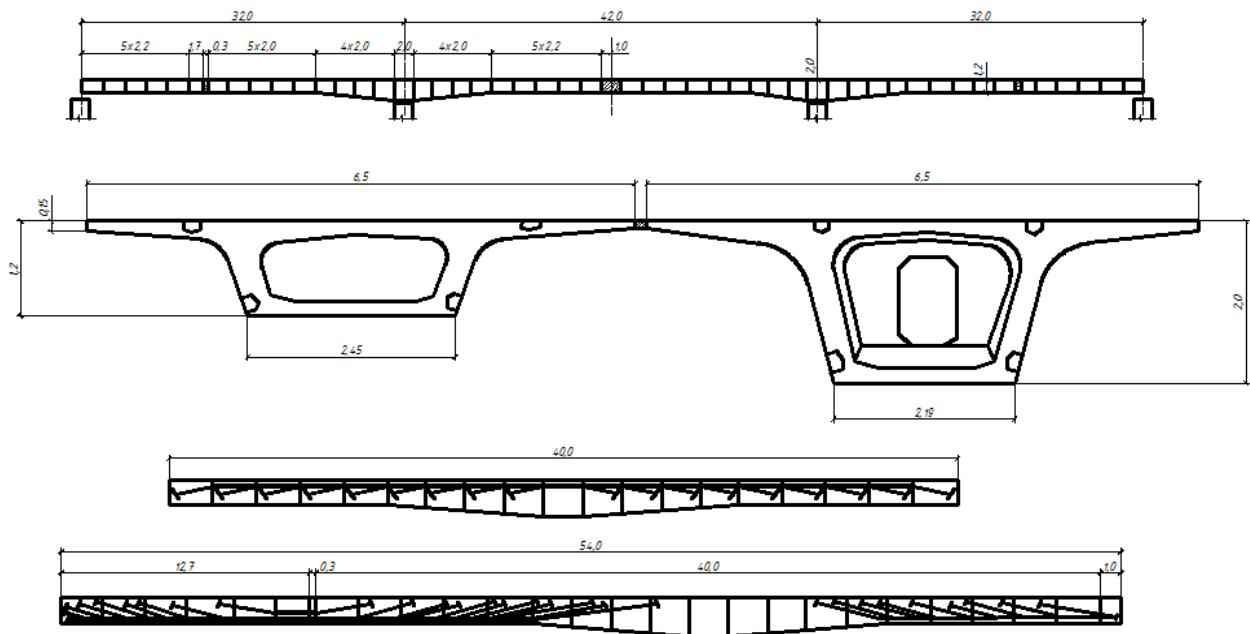


Рис. 1.4. Нерозрізна прогонова будова зі схемою 33+42+33м:

а – поздовжній поділ прогонової будови на секції, б – поперечний переріз балок в прольоті і над опорою, в – схема розподілу верхньої напруженої арматури, г – схема розподілу нижньої напруженої арматури

Наступний міст аналогічної схеми збудований в 1983р. Руслова частина прогонової будови моста через р. Десну в м. Конотоп збудована за схемою 33+3x42+33м із збірних балок-блоків перемінної висоти (рис. 1.5, а) [181]. При випробуванні моста найбільші прогини зафіксовані при завантаженні прольоту 10-11 двома та трьома колонами і склали відповідно 32,6 і 31,5 мм. Вони не перевищували розрахунковий прогин (при розрахунковому навантаженні Н-30+пішоходи) рівний 32,6 мм. Навантаження при випробуванні було більше проектного на 10 і 7,5%. [181].

Попередньо-напружені мости великих прогонів: Кайдакський міст в м. Дніпропетровську побудований в 1982 р. (рис. 1.5, б), Антонівський міст в м. Херсоні побудований в 1985 році (рис. 1.5, в) [165].

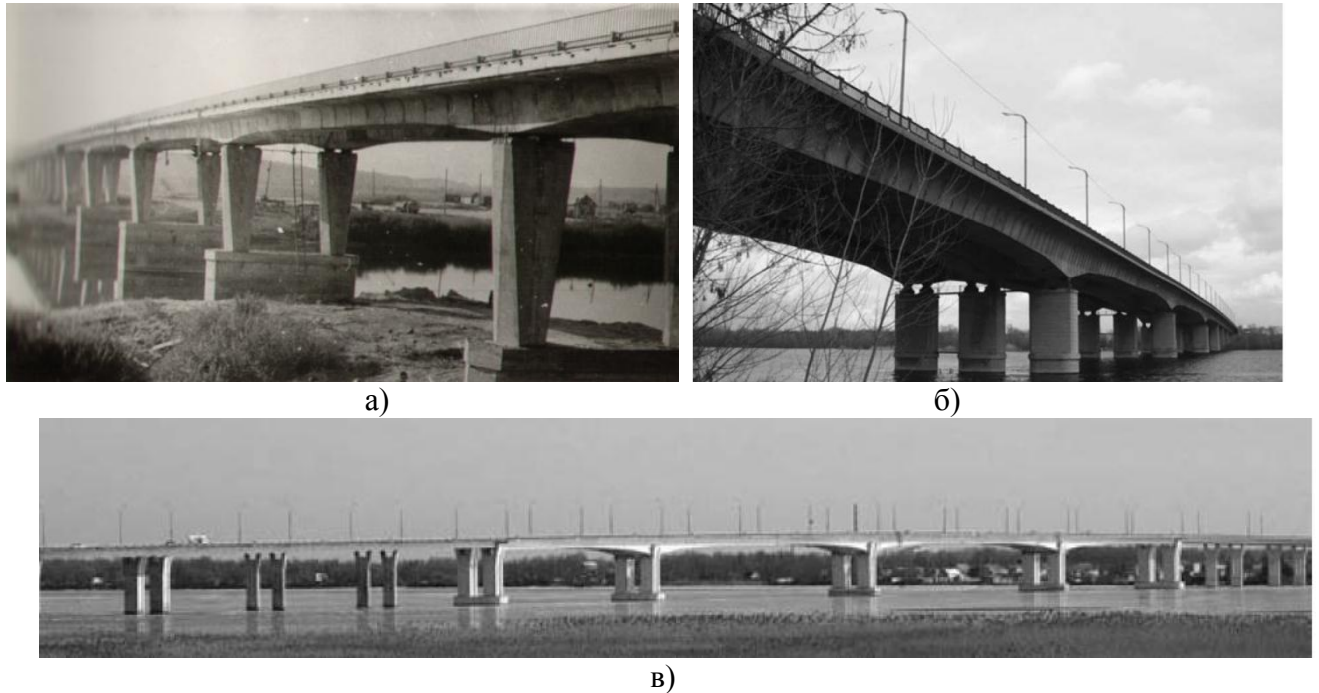


Рис. 1.5. Попередньо напружені мости : а) міст через р. Десна, м. Конотоп; б) Кайдакський міст в м. Дніпропетровську; в) Антонівський міст в м. Херсоні

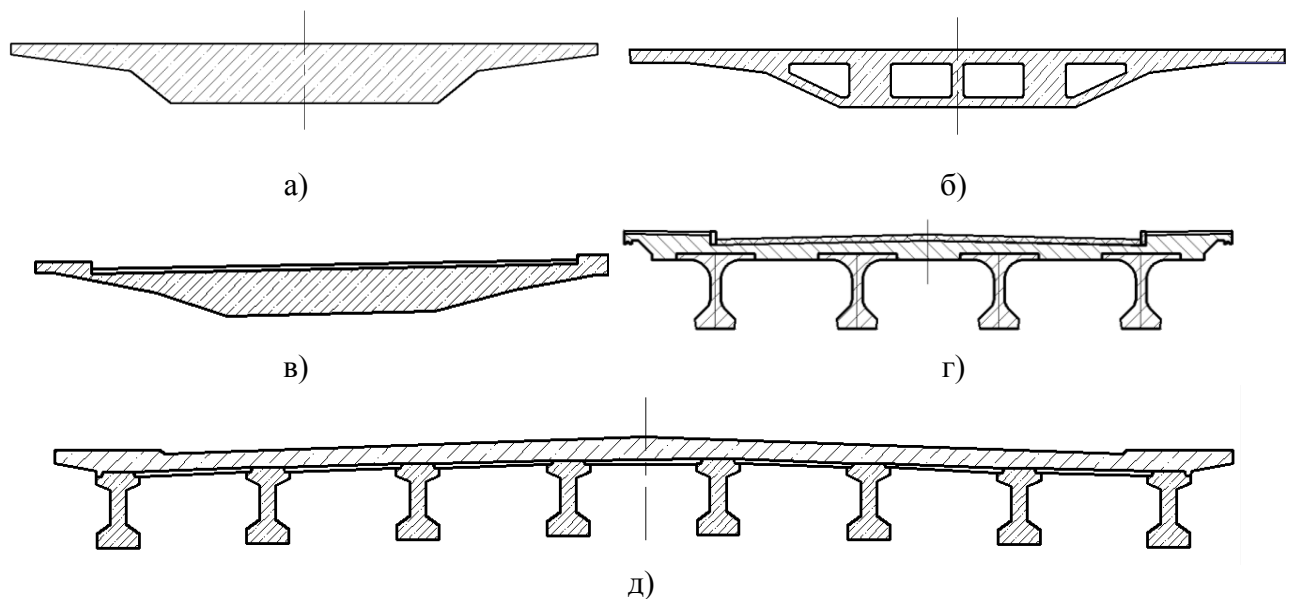


Рис. 1.6. Схеми сучасних поперечних перерізів попередньо напружених прогонових будов України :

а, в – суцільна монолітна ПНЗПБ; б – пустотна монолітна ПНЗПБ; г – збірно-монолітна ПНЗПБ із Т-подібними балками; д – збірно-монолітна ПНЗПБ із І-подібними балками

Широке використання монолітного бетону в транспортних спорудах в Україні почалося з 2000-х років з введенням в дію нових норм проектування мостів [108], де зафіксована вимога щодо довговічності таких мостів у 80-100 років, ставлять більш жорсткі вимоги до надійності залізобетонних конструкцій, які використовуються. Введена вимога влаштування плити проїзної частини мостів тільки із монолітного бетону. Тому з 2007 року на автомобільних дорогах загального користування України прогонові будови мостів можуть влаштовуватись тільки зі збірно-монолітного або монолітного бетону. В нових нормах були введені нові збільшені тимчасові розрахункові навантаження НК-100, А-15.

В Україні є значний досвід проектування і будівництва прогонових будов із попередньо напружених збірних залізобетонних конструкцій. Конструкції монолітних і збірно-монолітних попередньо напружених прогонових будов відносно недавно почали широко використовувати в Україні і вони є дуже перспективними для нашого мостобудування, але особливості їх проектування і будівництва ще недостатньо досліджені (рис. 1.6).

## **1.2. Сучасні методи досліджень будівельних конструкцій**

При лабораторних та натурних випробуваннях будівельних конструкцій для вимірювання відносних деформацій та переміщень, а також для візуального спостереження за утворенням і розвитком тріщин використовують механічні прилади, тензодатчики, оптичні мікроскопи та ін. [92]. В ряді випадків фіксувати складний напружено-деформований стан будівельних конструкцій з використанням традиційних методів досліджень досить важко, тому розробляються методи, які б давали можливість у процесі досліджень отримувати повну картину деформування конструкції.

До таких методів належать фотограмметричні методи, що полягають у визначенні просторових точок дослідних зразків у процесі деформування [133]. При фотограмметричних вимірюваннях значна кількість точок фіксується в один фізичний елемент. Порівняння знімків, зроблених у різний час



(при різному навантаженні), дає змогу оцінювати взаємну деформацію. Фотограмметричні методи використовуються в Україні для дослідження будівельних конструкцій [49].

Для фіксації внутрішніх фізичних процесів тріщиноутворення в бетонних і залізобетонних конструкціях використовують дуже інформативний метод акустичної емісії [139]. Він дає можливість фіксації акустичних сигналів тріщиноутворення в тілі конструкції в часі.

### **1.2.1. Фотограмметричний метод цифрової кореляції зображень**

Метод ЦКЗ останнім часом широко застосовується при розв'язанні різних задач механіки і дозволяє безконтактно вимірювати повне поле зміщень та деформації найрізноманітніших об'єктів [169]. Двовимірний метод ЦКЗ (2D DIC (Digital image correlation)) дозволяє вимірювати деформації на площині та заокругленій поверхні за допомогою спеціального обчислення результатів [95]. Для об'ємних і вигнутих поверхонь застосовують 3D ЦКЗ, що ґрунтується на принципі бінокулярної стереоскопії [163].

Як представник неінтерферометричної оптичної техніки (не потребує спеціального освітлення досліджуваної поверхні), метод ЦКЗ отримав визнання і широко використовується як потужний і гнучкий інструмент для вимірювання деформації поверхні в галузі експериментальної механіки деформованого твердого тіла. Він забезпечує отримання повного поля зміщень і деформацій у зоні вимірювань завдяки порівнянню цифрових зображень поверхні зразка недеформованого та деформованого стану відповідно. ЦКЗ є оптичним вимірюванням на основі цифрової обробки зображень і чисельних обчислень. Він був уперше розроблений групою дослідників з Університету Південної Кароліни в 1980-ті роки, коли ще цифрова обробка зображення і чисельні обчислення були в зародковому стані [174]. Протягом останніх років метод ЦКЗ значно удосконалився, а саме: вчені досягнули зниження складності обчислень, високої точності вимірювання деформацій та розширення сфери застосування

(переважно завдяки використанню 3D ЦКЗ). Багато дослідників приклали зусиль до перетворення методу ЦКЗ на ефективний і гнучкий метод вимірювання деформації поверхні від макроскопічного до мікро- або навіть нанорівня.

*Основні принципи.* Цей оптичний метод ґрунтується на цифровій обробці за відповідним алгоритмом ряду зображень поверхні зразка, отриманих за відомих значень зусилля навантаження за допомогою фотокамери [173]. На кожному наступному зображенні по відношенню до попереднього визначають переміщення поверхні в межах фрагмента, а віднісши величину переміщення до розміру фрагмента, встановлюють значення деформації (рис. 1.7).

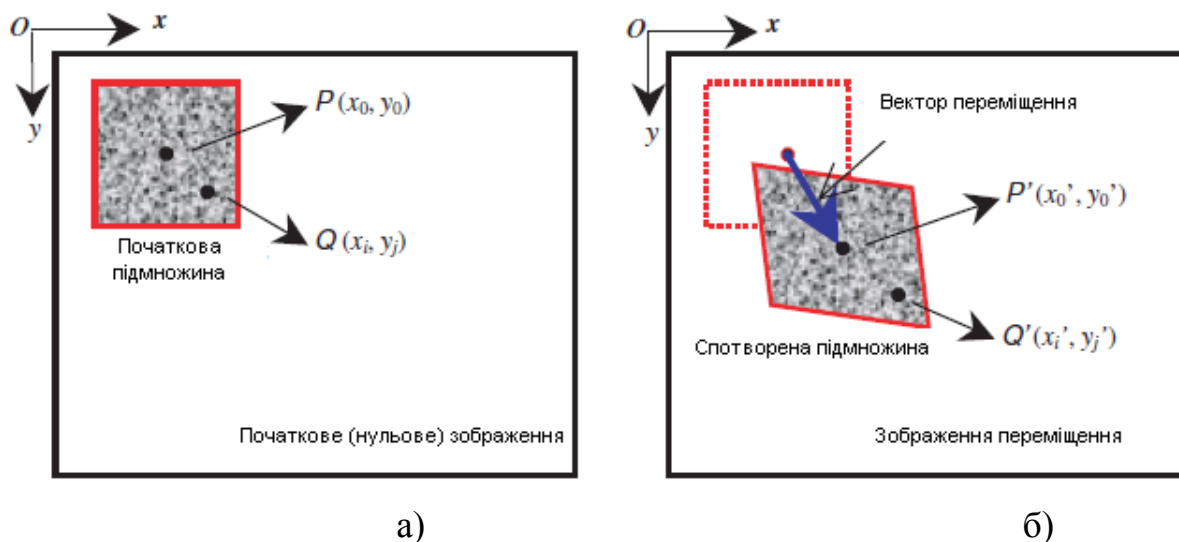


Рис. 1.7. Схематичне зображення розрахункової підмножини дослідної ділянки перед (а) і після (б) деформації:

$P, Q$  – точки підмножини з координатами  $x, y$

Крім розподілу поля деформації та визначення переміщень будь-якої точки досліджуваної ділянки, метод дозволяє визначати дві складові відносних деформацій  $\epsilon_{xx}$  і  $\epsilon_{yy}$  за допомогою спеціальних віртуальних екстензометрів, які можуть замінити стандартні тензодатчики або індикатори на базах, що є дуже *актуальним* при проведенні випробувань будівельних конструкцій

Для потреб лабораторних випробувань переважно вистачає 2D ЦКЗ. Необхідно лише правильно підібрати оптику відповідно до дослідної ділянки та забезпечити достатнє освітлення.

Для вимірювання деформації макроскопічних об'єктів, таких як будівельні конструкції та споруди, доцільно використовувати 3D ЦКЗ, який є більш практичним і ефективним, оскільки він може використовувати 3D-профіль та вимірювання деформації як плоских, так і криволінійних поверхонь, а також нечутливий до поза площинних переміщень.

*Переваги методу ЦКЗ [163]:*

– проста експериментальна установка (фіксована камера (або камери) для запису цифрового зображення поверхні випробувального зразка до і після деформації) та підготовка зразка. У деяких випадках немає необхідності у підготовці зразка (якщо природні текстури поверхні зразка мають випадковий розподіл інтенсивності сірого) або ж спекл-поверхня може просто бути виготовленою шляхом розпилення фарби на поверхню зразка;

– низькі вимоги до навколишнього середовища при вимірюванні. 2D і 3D ЦКЗ не вимагає джерела лазера порівняно з деякими іншими оптичними методами. Під час випробування може бути використане джерело штучного або природного світла. Таким чином, він підходить як для лабораторного, так і для польового застосування;

– широкий діапазон чутливості вимірювань та розширення. Оскільки метод ЦКЗ оперує цифровими зображеннями, які записані на різних цифрових пристроях, то зображення може бути безпосередньо оброблене програмним забезпеченням.

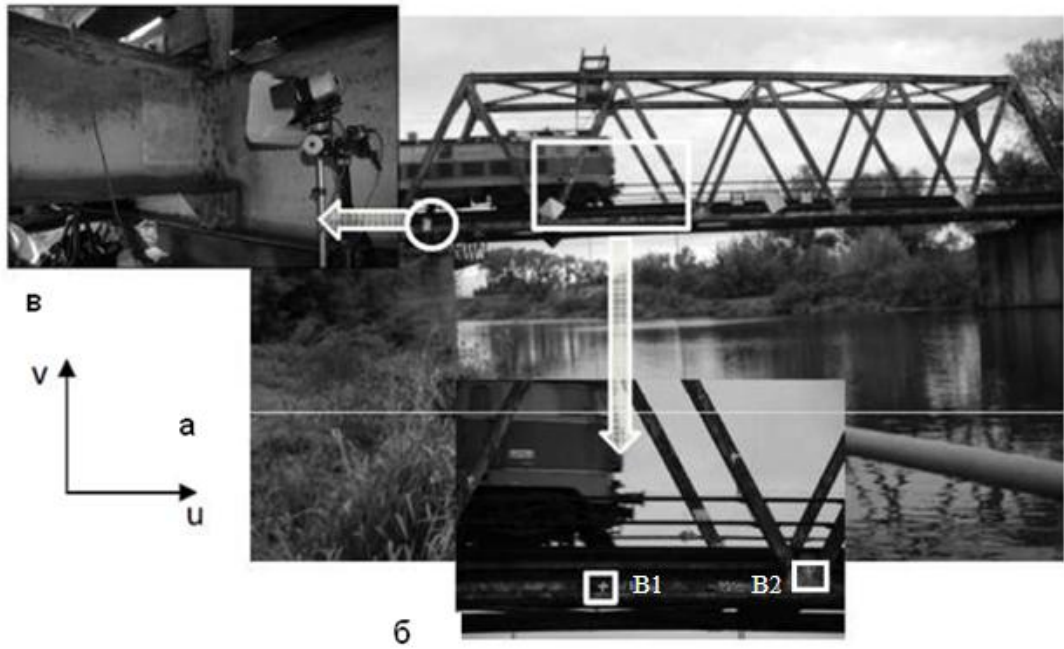


Рис. 1.8. Випробування залізничного моста в Nieroret: а – загальний вид на міст; б – глобальний датчик ЦКЗ; в – локальні датчики ЦКЗ

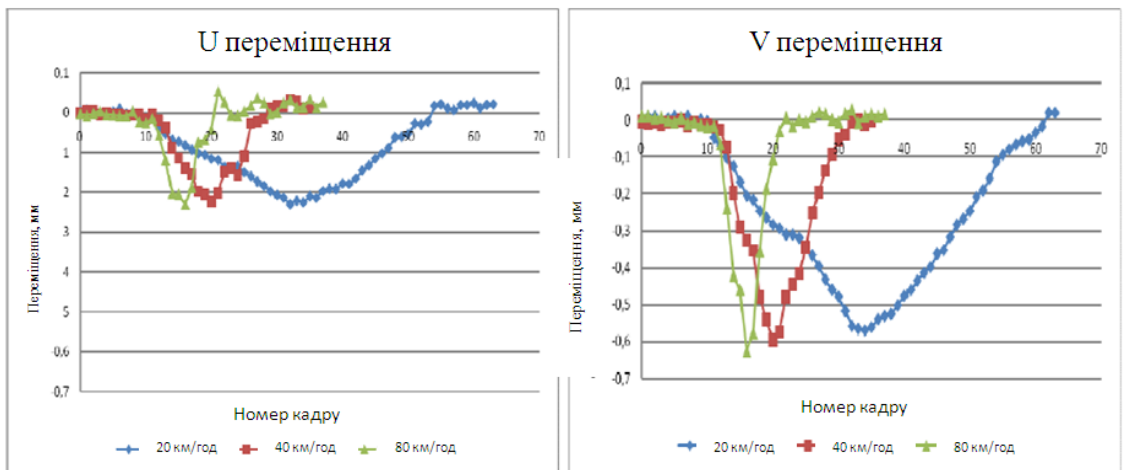


Рис. 1.9. Результати тестів: U – горизонтальне та V – вертикальне переміщення

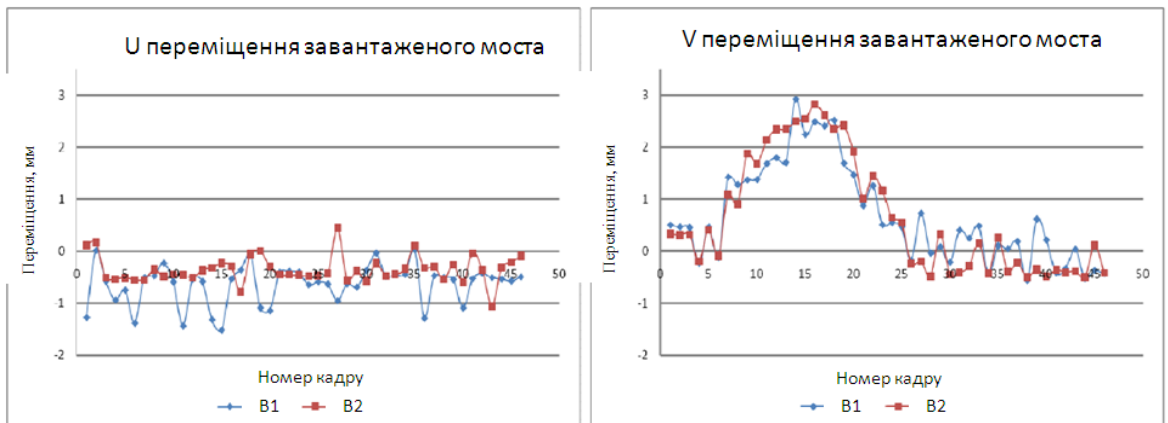


Рис. 1.10. Результати тестів: U та V переміщення точок B1 і B2

*Випробування залізничного моста в Nieporzet (Польща) [169].* Дослідження залізничного моста (прогонова будова – металеві ферми) в Nieporzet недалеко від Варшави було проведено Інститутом фундаментальних технологічних досліджень (IFTR) та Варшавським технологічним університетом (WUT). Локальний і глобальний датчики ЦКЗ фіксували зображення моста в той час, як через нього проходили локомотив та потяг. Вид на міст і розташування обох датчиків показано на рис. 1.8, а.

Під час експерименту чартерний локомотив (вагою 120 т) проходив через міст туди-назад з різними швидкостями (20, 40, 60, 80 км/год). Місцевий датчик ЦКЗ був розміщений на залізобетонній опорі (рис. 1.8, в), тому можна припустити його стабільність стосовно до прогонової будови моста. Датчик вимірював переміщення нижнього пояса ферми. Як місцевий датчик використано камеру PointGrey Flea2 1 Mpx з об'єктивом 8 мм, що захоплює зображення площею 0,7×0,5 м із частотою 7,5 Hz, тобто кожний тест містить від 20 до 80 кадрів. Узагальнені результати трьох тестів наведено на рис. 1.9.

Глобальний датчик ЦКЗ спостерігав переміщення нижнього пояса ферми посередині моста за точками B1 і B2 (рис. 1.8, б). Як глобальний датчик використано цифрова камера Canon S7 з об'єктивом 150 мм. Для збільшення точності кореляції до поверхні були прикріплені спеціальні маркери. Переміщення пунктів B1 та B2 під час руху короткого потягу наведено на рис. 1.10.

*Випробування моста VernonAvenueBridge [174].* Міст Vernon Avenue Bridge (Массачусетс, США) побудований улітку 2009 р. і відкритий для руху в вересні того ж року. Цей міст довжиною 45,7 м має три прогони. Прогонова будова моста складається із залізобетонної плити 20,3 см, влаштованої на шести металевих балках. Завдяки проекту National Science Foundation стан східної балки моста відстежувався за допомогою методу ЦКЗ з моменту виготовлення та монтажу.

У вересні 2009 р. статичні випробування моста були виконані до його відкриття. Випробування включало в себе 100 тензодатчиків, 16 акселерометрів, 24 прогиномірів на балках. Метод ЦКЗ був включений у програму випробувань на додаток до вимірювальних приладів, щоб простежити повну роботу металеві балки на всіх етапах роботи. Вимірювання ЦКЗ були використані для калібрування та доповнення комп'ютерної структурної розрахункової моделі моста. До монтажу зовнішньої балки на східній стороні моста вона була поцяткована білими магнітами для збільшення інтенсивності та точності прив'язки пікселів для ЦКЗ (рис. 1.11). Для дослідження середнього прогону камери були встановлені на окремих штативах на відстані 3,04 м один від одного, щоб забезпечити достатню відстань для отримання даних по всіх трьох напрямках 3D ЦКЗ.



Рис. 1.11. Обладнання ЦКЗ, встановлене на середньому прогоні моста

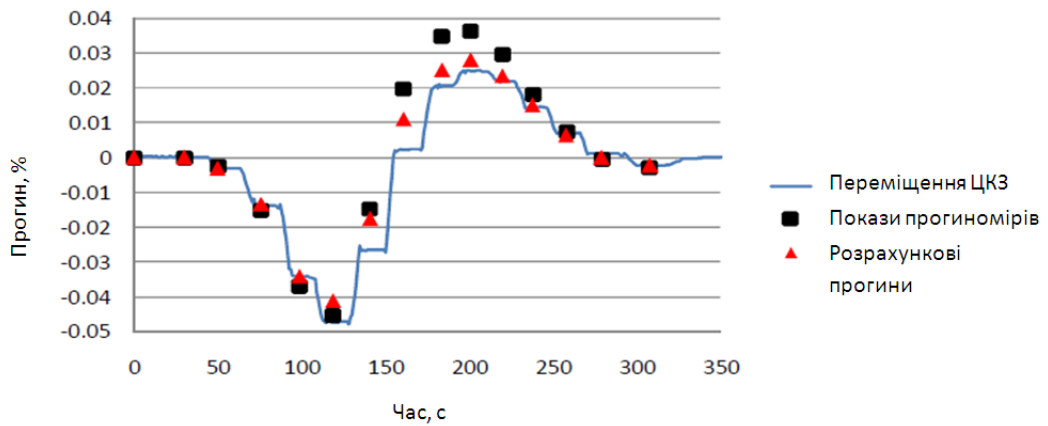


Рис. 1.12. Експериментальні дані прогиномірів, ЦКЗ і розрахункові прогини

При випробуванні мосту покази прогиномірів та ЦКЗ дещо різнились, але приблизно співпадали між собою і з розрахунковими прогинами (рис. 1.12).

Як свідчить вище приведене, за кордоном метод ЦКЗ застосовується при випробуванні та моніторингу будівельних конструкцій. Існує проблема відсутності бази напрацьованих випробувань будівельних конструкцій з використанням методу ЦКЗ в Україні для аналізу та застосування його разом із стандартними методами.

### 1.2.2. Метод акустичної емісії

Метод АЕ ґрунтується на фіксації випромінювання матеріалом пружних хвиль, які викликані локальною динамічною перебудовою його структури [2, 161, 175]. Основними джерелами АЕ вважають процеси ковзання, руйнування в кристалах і їх скупчення, тертя поверхонь розриву одна до одної, рух дислокацій і зламів, релаксації пружної матриці при русі дислокацій, розвиток тріщин. Моменти випромінювання АЕ розподілені статистично в часі; виникаючі при цьому дискретні імпульси мають широкий частотний діапазон (від десятків кілогерц до десятків мегагерц) у залежності від матеріалу.

Перші роботи про застосування акустичної емісії у дослідженні конструкційних матеріалів з'явились в 1967–1968 роках.

В Україні метод АЕ для дослідження бетонних та залізобетонних конструкцій використовували С.Ф. Філоненко [8, 117, 162], В.Р. Скальський [138, 139, 140, 141, 142], П.М. Коваль [61, 64, 65, 66, 70, 71, 72], Б.Г. Демчина [3,

39, 42], П.М. Сташук [152], А.Є. Фаль [63, 159, 160], Полюга Р.І. [122], Стоянович С. В. [153] та інші.

Основні параметри та термінологія АЕ приводяться в ДСТУ 2374-94 (Україна) [131], ДСТУ 4227-2003 (Україна) [114], МВВ 218-03450778-240-2004 (Україна) [101], Р 50.01-01 (Україна) [128], ГОСТ 27655-88 (Росія) [136], ASTM E 1316-94 (США) [175101].

Науковцями України і спеціалістами ДП Держдор НДІ розроблені нормативні документи щодо застосування АЕ для для випробування конструкцій споруд [101, 114, 128, 131], також напрацьована база випробувань транспортних споруд [178, 182, 183, 184, 185, 186, 188, 189].

Датчик АЕ, або інша назва - первинний перетворювач АЕ (ПАЕ), знімає інформацію з об'єкта і через аналого-цифровий перетворювач подає її на портативний комп'ютер з наступним відображенням на моніторі або збереженні на жорсткому диску.

Наведені властивості методу АЕ дозволяють його широке і надійне використання у системі методів неруйнівного контролю (НК) конструкцій мостів. Основними задачами методів НК є оцінка деяких фізичних характеристик матеріалів, а також виявлення дефектів. Недоліком традиційних методів НК є те, що вони не можуть оцінити ступінь небезпеки дефекту для конструкції [75, 116]. Природа методу АЕ дозволяє знайти положення дефекту, оцінити небезпеку, швидкість його росту і відчуті руйнування, що наближається.

Важливою задачею при дослідженні конструкцій з використанням методу АЕ є інтерпретація отриманої інформації та розпізнавання сигналів АЕ від розвитку тріщин. Визначення початку росту тріщини і спостереження за її розвитком на основі кількісного аналізу параметрів випромінювання АЕ є складною задачею [4, 6, 41, 104, 110]. Це обумовлено впливом на значення параметрів сигналів АЕ типу та стану матеріалу конструкції, технічних можливостей апаратури і методології обробки інформації.



Для оцінки небезпеки процесів руйнування за параметрами акустичної емісії розроблена методика [9, 117, 162], що базується на підходах термодинамічної природи руйнування твердих тіл [99, 125].

Автори роботи [117] досліджували залізобетонні балки, виготовлені з важкого бетону класу В25 з розмірами 2000x290x160 мм. Балки армувались двома попередньо напруженими стержнями арматури класу Ат-V Ø16 мм.

Після кожного ступеня навантаження в балках вимірювався прогин, фіксувались тріщини, замірялась їх довжина і ширина розкриття. Загальна довжина тріщин, виміряна в ході експериментів, потім використовувалась для аналізу інформативності параметрів сигналів АЕ (рис. 1.13). АЕ виміри виконували з використанням восьмиканальної цифрової АЕ системи серії А-Line 32D (ISA) виробництва ТзОВ “Интерюнис” (Росія).

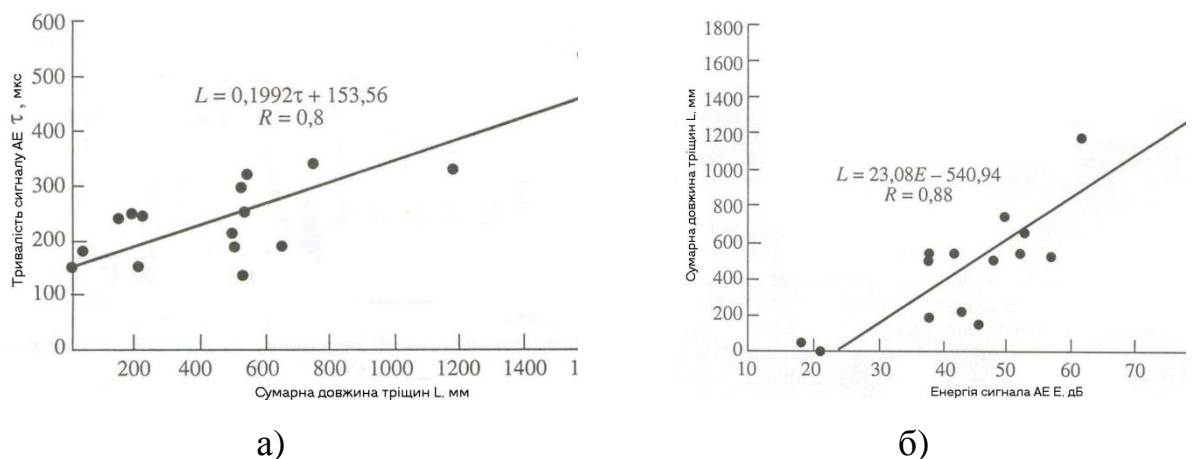


Рис. 1.13. Залежність випромінювання АЕ від розмірів тріщин: а – залежність розмірів тріщин від тривалості сигналів АЕ; б – залежність енергії сигналів АЕ від довжини тріщин в балці

Автор [117] описав дослідження п'яти серій залізобетонних балок розміром 100x200x2000 мм армованих Ø12А-III з бетону різної міцності та складу. Залізобетонні балки випробовувались у віці 460-500 діб за схемою чистого згину. Поряд з традиційними методами визначення НДС при випробуванні балок також досліджували сигнали АЕ, що виникали в конструкції, за допомогою програмно-технічного комплексу “АКЕМ”. Встановлено, що зміна суми приросту висоти тріщин на ступенях навантаження залізобетонних балок

пропорційна накопиченню кількості сигналів АЕ та їх енергії у процесі витримки під навантаженням на ступенях (рис.1.14).

Інформативним параметром АЕ для визначення наявності тріщин в конструкції та моменту їх утворення є параметри  $K_p$  сигналів АЕ, причому наявність тріщин можна відслідковувати, як за максимальними величинами  $K_p$ , так і за значеннями найбільшої кількості сигналів із близькими величинами  $K_p$ .

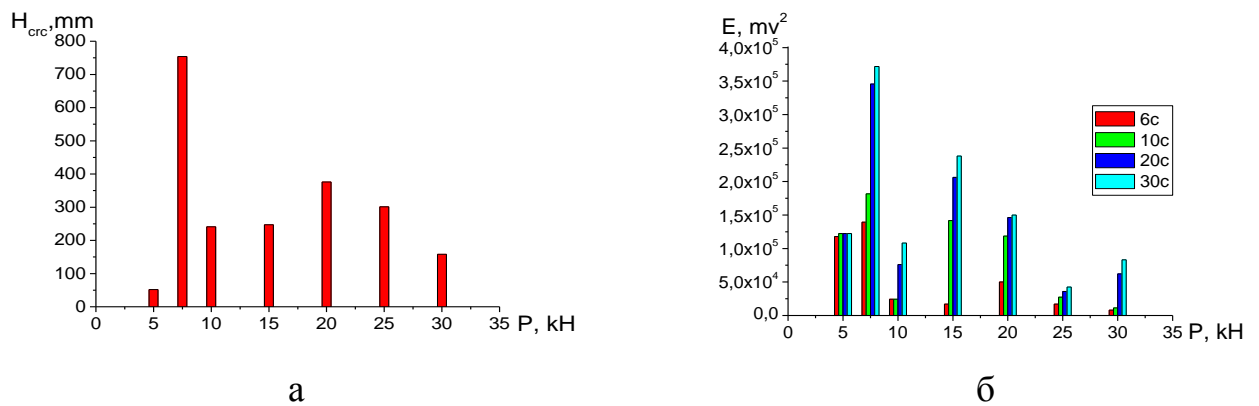


Рис. 1.14. Діаграми зміни суми приростів висоти тріщин  $H_{crc}$  (а), та накопичення енергії  $E$  сигналів АЕ побудовані в часовому перерізі другого етапу перебігу АЕ під час витримки (б) на ступенях завантаження залізобетонної балки

У роботі [8] було проведено дослідження тріщиностійкості п'яти серій фрагментів залізобетонних плит розмірами  $2100 \times 430 \times 200$  мм виготовлених із важкого бетону проектного класу В30. Плити армовані одною або двома сітками виконаних з арматури  $\text{Ø}6\text{A-I}$ . Ребра армовані каркасами з поздовжньою арматурою  $\text{Ø}22\text{A-II}$  у нижній зоні та  $\text{Ø}10\text{A-II}$  у верхній зоні. При їх випробуванні реєстрували сигнали АЕ з використанням комплексу "АКЕМ". Як інформативні параметри методу АЕ прийняті: накопичення енергії  $E$  [ $mV^2c$ ], накопичення сигналів  $N_c$ , коефіцієнт  $K_p$ . Серед результатів роботи отримано, що для оцінки ширини розкриття тріщин в залізобетонній плиті можна використовувати залежність енергії АЕ від кількості сигналів при ступеневому навантаженні конструкції. При досягненні ширини розкриття тріщини 0,2 мм фіксується збільшення енергії АЕ у два рази. Порівняння методів визначення моменту тріщиноутворення в залізобетонних зразках показує, що метод АЕ дозволяє встановити величину навантаження в момент утворення тріщини з

випередженням традиційних тензометричних та мікроскопічних методів на 5-15% (рис. 1.15).

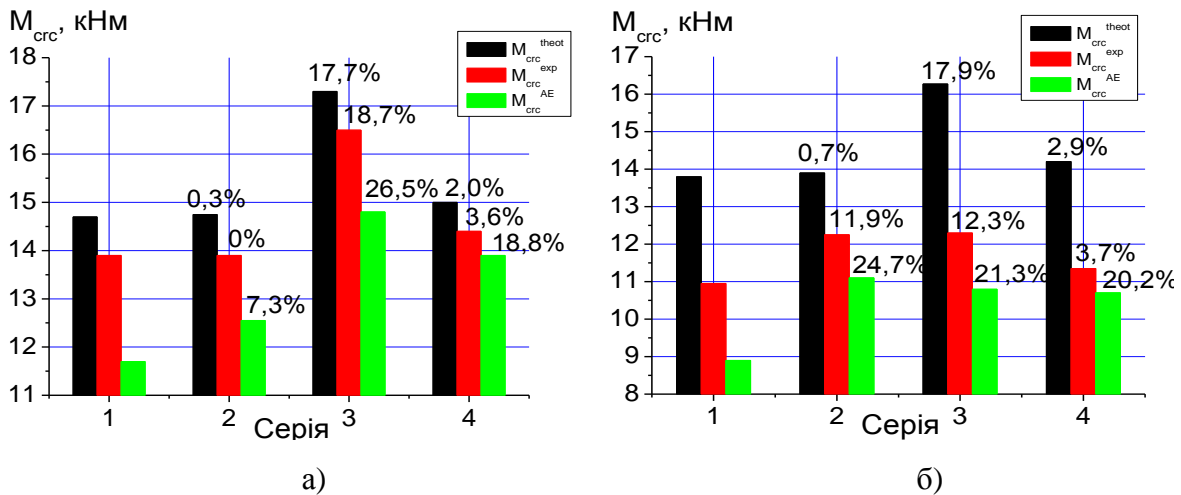


Рис. 1.15. Моменти тріщиноутворення  $M_{crc}$  в експериментальних консольних (а) та балкових (б) плитах

Автор [122] описує дослідження п'яти серій залізобетонних балок розміром 100x200x2100 мм з бетону різної міцності та складу. Випробування здійснювали на силовому стенді двома зосередженими силами, розташованими в третях прольоту. Завантажували зразки за схемою малоциклових навантажень з  $N=10$  циклів зі ступенями за розробленою схемою привантажень по 20%  $R_{сг}$ . Поряд з традиційними методами визначення НДС при випробуванні балок також досліджували сигнали АЕ, що виникали в конструкції за допомогою програмно-технічного комплексу "АКЕМ". Розроблено рекомендації з діагностики залізобетонних балкових конструкцій, що працюють в умовах малоциклових навантажень із використанням методу АЕ [101].

В роботі [166] описано моніторинг НДС залізобетонного моста під час пропуску по ньому великовагового навантаження (ВВН). Електричний трансформатор вагою 4700 кН транспортувався за допомогою двох тягачів, пропуск через міст проходив в дві стадії: перший тягач разом з вантажем на спеціальній платформі, потім другий тягач. Моніторинг здійснювався за допомогою 12-ти каналного АЕ-комплексу MISTRAS фірми Physical Acoustics Corporation (PAC) та прогиномірів. Зазначено, що інтенсивність АЕ сигналів при

обох стадіях однакова, тобто пропуск ВВН не викликав появи нових дефектів та пошкоджень і не позначився на несній здатності моста.

Автори технічного звіту [177] досліджували залізобетонний міст при пропуску ВВН. Дослідження проводили з допомогою наступних засобів: виміри відносних деформацій (напружень) та прогинів в елементах моста, запис сигналів АЕ, візуальне спостереження. Сигнали АЕ засвідчили, що під час пропуску ВВН крайні балки прогонової будови зазнали перевантаження відносно всіх інших навантажень, що вони сприймали. Аналіз показує, що більшість нових тріщин утворились в крайніх балках саме під час пропуску понаднормованого навантаження.

Автори рекомендують для подальших випробувань моста використовувати метод АЕ для визначення рівня пошкодження, що має місце в конструкціях моста під час проходження рядових вантажних автомобілів (не ВВН), і потім порівнювати з рівнем пошкодження, завданім при перевантаженні моста (такий же підхід використовується у роботі [166]). Зазначають, що АЕ залежить від “історії навантажень” конструкції, тому цей вплив слід враховувати при аналізі даних АЕ випробувань.

Доцільним є застосування методу АЕ для оцінки стану залізобетонних автодорожніх мостів. Досвід натурних досліджень свідчить, що метод АЕ може бути точним і високоінформативним інструментом при технічній діагностиці транспортних споруд при умові правильної інтерпретації зареєстрованих сигналів.

### **1.3. Напружено-деформований стан залізобетонних конструкцій при дії циклічних навантажень**

Згідно діючих норм [172, 107] для забезпечення достатньої довговічності мостів необхідно враховувати роботу його конструкцій на протязі всього терміну експлуатації для сприйняття розрахункових навантажень та відповідно забезпечення необхідної вантажопідйомності. На експлуатаційний термін

конструкцій впливає фізичне зношення матеріалів конструкцій внаслідок впливу зовнішніх факторів [59, 123].

У реальних умовах всі тимчасові навантаження періодично повторюються, тобто мають змінний характер дії як за тривалістю, так і за своїм значенням. Таким чином, доцільно всі зовнішні навантаження розділити на постійні та змінні, а останні за характером дії представити монотонно-змінними та циклічними (малоцикловими, періодичність повторення яких може сягати декількох десятків, сотень, а деколи й тисяч циклів, і багатоцикловими з періодичністю повторення більше, ніж  $2 \times 10^6$  циклів).

Поведінку пружно-пластичних матеріалів при малоциклових навантаженнях визначають шляхом випробувань, що характеризуються такими параметрами [148]:

- цикл напружень - сукупність послідовних значень напружень протягом одного періоду їхньої зміни (рис. 1.17);

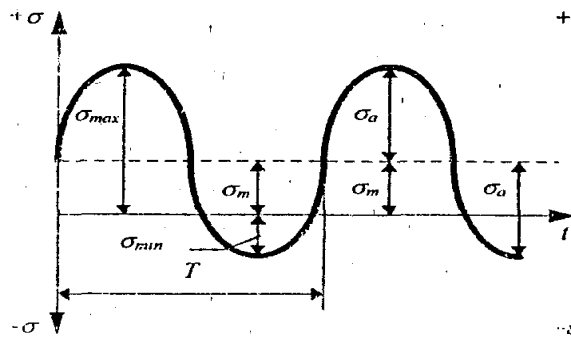


Рис. 1.17. Цикли напружень

- максимальне напруження  $\sigma_{\max}$  циклу (мінімальне  $\sigma_{\min}$ ) – найбільше (найменше) за алгебричним значенням напруження циклу (рис. 1.17);

- середнє напруження  $\sigma_m$  циклу - постійна (позитивна або від'ємна) складова циклу напруження (рис. 1.17), що дорівнює алгебричній напівсумі максимального та мінімального напруження циклу;

- амплітуда напружень  $\sigma_a$  циклу - найбільше числове позитивне значення змінної складової циклу напружень (рис. 1.17);

- коефіцієнт асиметрії циклу напружень  $\rho_\sigma$ - відношення мінімального напруження циклу до максимального;
- циклічна довговічність  $n_{cyc}$  - кількість циклів напружень, яку витримав навантажений об'єкт до втомного руйнування.

Очевидно, що при лабораторних випробуваннях зразків необхідно призначати реальні параметри циклів навантажень на споруди, які досліджуються.

### **1.3.1. Робота залізобетонних конструкцій в умовах малоциклових навантажень**

Вивченням роботи бетонних та залізобетонних елементів під дією небагатократно повторних навантажень займалися Таршиш В. А., Щербаков Є. М., Оатул А. А., Надірадзе В.Д., В.І. Осідзе, Цикскреллі Г. Д., Корчинський І. Л. [79], Ставров Г. Н. [149, 150], Руденко В. В.[132], Яковлев С. К., Кузовчикова Є. О. [85], Федосєєв А. А., Залєсов О. С. [13]. В Україні значний внесок у вивчення малоциклових навантажень внесли Бабич Є.М., Бабич В.Є. [10, 10, 11, 12, 15, 16, 17, 18, 19, 20], Барашиков А.Я [22, 23, 24], Крусь Ю.О.[81, 82], Шевченко Б.Н. [31, 113, 124], Погореляк А.П. [121], Валовой О. І. [30, 31], Панчук Ю.М., Масюк Г.Х, Караван В.В. [97, 98], Кухнюк О.М. [15, 17, 88], Полюга Р.І.[122].

У роботі [122] описано випробування п'яти серій залізобетонних балок за схемою чистого згину з геометричними розмірами 100x200x2100мм армовані звичайною арматурою  $\emptyset 12$  А-III та з різними складами бетонів.

При малоциклових випробуваннях база випробувань кожної балки складала  $N=10$  циклів. Перших 6 циклів прикладалось навантаження  $0,6 P_{cr}$ , 7-ий, 8-ий цикли до  $0,75P_{cr}$ , 9-ий до  $0,6 P_{cr}$  і на десятому циклі балка доводилась до руйнування. Після прикладання малоциклових навантажень несна здатність балок за згинальним моментом зменшилась на 0-10%. Залишкові прогини і деформації накопичуються, але вже на 5-7 циклах стабілізуються (до циклів з перевантаженням).

На основі виконаних досліджень автор пропонується ширину розкриття нормальних тріщин  $a_{cr}$  в залізобетонних елементах, що проектується за категорією тріщиностійкості 3в і працюють при дії малоциклових навантажень визначити за формулою :

$$a_{cr} = \varphi_{сус} \frac{\sigma}{E} \Psi < \Delta_{cr}, \quad (1.1)$$

де  $\varphi_{сус}$  – коефіцієнт, який враховує характер навантаження; при одночасному короткочасному навантаженні приймається  $\varphi_{сус} = 1,0$ ; при повторних короткочасних малоциклових навантаженнях, рівень яких становить 60% від руйнівного,  $\varphi_{сус} = 1,18$ ; якщо рівень становить 75% від руйнівного, то  $\varphi_{сус} = 1,4$ ;  $\sigma$  – розтягуюче напруження, що для ненапруженої арматури рівне  $\sigma_s$  в найбільш розтягнутих стержнях, визначається по формулах опору матеріалів;  
 $E$  – модуль пружності арматури;  
 $\Psi$  – коефіцієнт розкриття тріщин, який визначається в залежності від радіусу армування  $R_r$ ;  
 $\Delta_{cr}$  – граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщин.

В роботі [30] представлено результати досліджень попередньо напружених балок таврового перерізу висотою 24см, довжиною 240см, розміром полицки 4x15см, товщиною стінки 7,5см. Напружена арматура була прийнята 1Ø15 К-7. Всього було випробувано 18 балок (9 серій).

Зразки навантажували і розвантажували ступенями в межах 0,05...0,08 руйнівного навантаження. Число циклів прийняли рівним  $N=20$ . У балках всіх серій, окрім Б-0,38/0 (де нижній рівень навантаження  $\eta_{сус}^{top} = 0,38$ , верхній  $\eta_{сус}^{low} = 0$ ), тріщини з'явилися на першому циклі. В балках серії Б-0,38/0 після 19-ти циклів зміна  $a_{crc}$  виявилась незначною, а в балках серій Б-0,46/0 та Б-0,61/0 та Б-0,77/0 на 20-му циклі ширина розкриття тріщин збільшилась в 1,5...2 рази у порівнянні з першим циклом. Проте стабілізація зміни  $a_{crc}$  відбулась на 8...9 циклі. Розглядаючи балки серії Б-0,54/0,85 з довантаженнями, встановлено, що суттєве збільшення  $a_{crc}$  пройшло на 6-му циклі після першого перевантаження (рис. 1.18). Отже, ширина розкриття тріщин в основному залежить від максимального рівня навантаження.

Автор пропонує знаходити ширину розкриття тріщин при малоциклових навантаженнях  $\tilde{a}_{crc}$  за формулою:

$$\tilde{a}_{crc} = a_{crc} \left( 1 + \alpha_1 \sum_1^n A^n \right), \quad (1.2)$$

де  $a_{crc}$  – ширина розкриття за нормами;  $\alpha_1$  – дослідний параметр;  $A$  – коефіцієнт, що враховує характер навантаження.

На рис. 1.18 теоретична крива отримана згідно формули (1.2). Незважаючи на значний розкид експериментальних величин  $a_{crc}$ , автор вважає кореляцію задовільною.

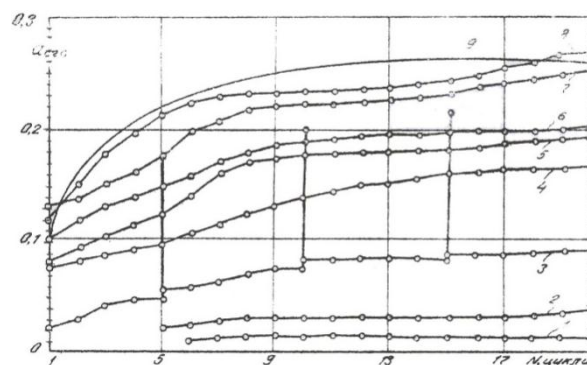


Рис. 1.18. Зміна ширини розкриття тріщин в залежності від числа і характеристики циклів: 1 - Б-0,38/0; 2 - Б-0,46/0; 3 - Б-0,54/0,85; 4 - Б-0,61/0,38; 5 - Б-0,61/0; 6 - Б-0,77/0; 7 - 0,85/0,6; 8 - Б-0,85/0; 9 – теоретична крива

Дослідники в роботі [80] вивчали вплив малоциклових навантажень на зміну ширини розкриття тріщин, значення моментів їх розкриття та закриття для керамзитобетонних балок. Досліджували серію з чотирьох балок розмірами 100x200x2000 мм, виготовлену з керамзитобетону з наступними характеристиками:  $R_b = 18.64$ ,  $R_{bt} = 0.92$ ,  $E_b = 1.074 \times 10^4$  МПа. Зразки були армовані попередньо напруженою арматурою IØ12 Ат-IV.

Вільно лежачі однопротітні балки навантажували двома силами, прикладеними в третинах прогону. Максимальний рівень малоциклового навантаження складав 0,72 руйнівного (близько до розрахункового) і становив  $M_{max} = 11.7$  кНм, а мінімальний дорівнював нулю. Тривалість одного циклу навантаження-розвантаження складав 4-5 годин, за добу здійснювали 2-3 цикли. Базою випробувань  $N$  було призначено 100 циклів.



Після аналізу отриманих результатів отримано, що після 100-кратного навантаження і розвантаження ширина розкриття тріщин збільшилась майже на 20%, але стабілізація процесу розкриття тріщин відбулася на 10-15 циклах навантаження. На цих циклах збільшення ширини розкриття тріщин по окремих балках становило 90...95% від максимального на сотому циклі.

Зміну ширини розкриття тріщин  $a_{cr,n}$  залежно від кількості циклів  $n$  і ширини розкриття на першому циклі  $a_{cr,1}$  пропонується представити формулою:

$$a_{cr,n} = a_{cr,1} \times n^{0.04+0.2/n} . \quad (1.3)$$

Серед висновків автори вважають необхідним при проектуванні залізобетонних конструкцій, що сприймають малоциклові навантаження, вводити коефіцієнти умов роботи, які враховують збільшення ширини розкриття тріщин і зменшення моменту їх закриття. Значення цих коефіцієнтів для керамзитобетонних попередньо напружених балок можуть становити 1,20; 0,85.

Автор статті [31] подає результати, отримані після випробування залізобетонних попередньо напружених плит. В якості випробувального навантаження використовувались автомобілі-самоскиди вагою 100 та 50 кН. Максимальний згинальний момент від одного колеса становив  $M_{max}$  складав 65% від руйнівного згинального моменту  $M_{cr}$ , отриманого в результаті стандартного випробування плити рівномірно розподіленим навантаженням. В ході експериментів спостерігали за утворенням та розкриттям нормальних тріщин. Після 98-и циклів повторних навантажень плити доводили до руйнування монотонним ступінчастим навантаженням.

Перші тріщини були зафіксовані в момент першого прикладання навантаження, при цьому максимальне значення  $a_{cr}$  становило 0,2...0,25 мм для тріщини посередині прогону. Після 98-и циклів розкриття тріщин виросла до 0,5 мм, тобто збільшилась на 100%. Це засвідчило, що конструкція перестає задовольняти вимоги експлуатації (граничний стан другої групи). Автор зазначає ще одну особливість – після 10-12 циклів з'являються залишкові прогини того ж знаку, що і під навантаженням, тобто попередньо напружена арматура втрачає

своє призначення. Причиною цього пояснюють втрату зчеплення арматури з бетоном. Таким чином виявлені значні відхилення у роботі конструкції при повторних навантаженнях при порівнянні з одноразовим монотонним завантаженням. Не задовільняються вимоги по другій групі граничних станів (ширина розкриття тріщин та прогини).

Дослідження роботи балок зі змішаним армуванням описано в роботах [19, 20]. Було випробувано 12 зразків розміром 100x200x2000, армованих напруженою арматурою класу А-Шв  $\varnothing 12\text{мм}$  та ненапруженою класу А-III  $\varnothing 10\text{мм}$ . Процент армування дорівнював  $\mu = 1,15\%$ , коефіцієнт змішаного армування складав  $K_p = 0,686$ . Бетон на час випробувань мав такі характеристики:  $\sigma_{bu} = 32 \text{ МПа}$ ,  $E_b = 25 \times 10^3 \text{ МПа}$ .

Балки випробували за схемою “чистого згину” зосередженими в третинах прогону навантаженням, приріст якого становив  $0,1M_u$ , де  $M_u$  - руйнівний згинальний момент за одноразового навантаження. Дві балки були випробувані одноразовим навантаженням, а десять – малоцикловими з максимальними верхніми рівнями навантаження в межах  $\eta = M_{\max}/M_u = 0,92 \dots 0,98$  та постійним коефіцієнтом характеристики циклів  $\rho = M_{\min}/M_{\max} = 0$ . Зразки випробували до повного руйнування. Всі балки зруйнувались внаслідок ефекту малоциклової втомленості в результаті одночасного досягнення граничних значень напружень в стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі. Визначено, що межа малоциклової втомленості досліджених балок складає 0,891.

Отже, дія малоциклових повторних навантажень призводить до збільшення втрат попереднього напруження в арматурі. З першого циклу до руйнування балки відбувається наростання максимальної ширини нормальних і похилих тріщин. Повторні навантаження з рівнями, близькими до руйнівних, призводять до малоциклової втомленості конструкцій.

В роботі [172] описані лабораторні випробування на 44 крупномасштабних зразках-балках, що були виконані за найпоширенішими проектами 1950-х років. Були випробувані різні конфігурації армування для того, щоб визначити вплив

видів типових існуючих балок на вантажопідйомність прогонових будов. Отримані криві для оцінки можливості малоциклової втоми, побудовані на аналізі напружень в балках і спостережень за накопиченням пошкоджень після повторних циклів. Ймовірність малоциклової втоми при визначенні накопичення пошкоджень від циклічних навантажень враховується за допомогою коефіцієнта умов роботи. В роботі зазначається, що після застосування цього методу на ряді мостів врахування ймовірності малоциклової втоми може бути виключеним, якщо досвід покаже, що ця ймовірність є незначною.

Аналіз вище наведених, та інших робіт показує значний вплив малоциклових навантажень на тріщиностійкість та деформативність залізобетонних конструкцій, їх НДС. Цей вплив суттєво залежить від максимальних та мінімальних рівнів навантажень в циклі, їх відношення (коефіцієнту асиметрії), пружно-пластичних властивостей матеріалу конструкції. Він проявляється у збільшенні прогинів конструкції у порівнянні з одноразовим її завантаженням, збільшення розкриття тріщин при максимальній амплітуді циклу та зменшення моменту їх розкриття, наростанні пластичних деформацій бетону. Ширина розкриття тріщин у ненапружених залізобетонних згинаних елементах збільшується у 1,2...2,0 рази в залежності від рівня навантаження. Для попередньо напруженого залізобетону спостерігається зменшення висоти стиснутої зони, втрата попереднього напруження арматури, і, зрештою, порушення зчеплення арматури з бетоном. Все це може призвести до малоциклової втоми конструкції, а отже і до руйнування. При малоциклових навантаженнях рівня  $\eta_{\text{сус}}^{\text{top}} \leq 0.8$  процеси деформування стабілізуються до 10-ти перших циклів.

### **1.3.2. Робота залізобетонних згинаних елементів при дії багаточислових навантажень**

В даний час питання дослідження витривалості згинаних залізобетонних елементів транспортних споруд залишається актуальним. В свій час дослідженнями згинаних залізобетонних елементів при дії багатократно

повторюваних навантажень займались: Левчич В.В. [89], Коссовський Г.Д., Мельник І.В. [100], Кваша В.Г. [87] та інші.

Результати експериментальних досліджень показують, що при руйнуванні по арматурі її втома впливає на витривалість нормальних перерізів залізобетонних згинаних елементів. Це характерно не тільки для недоармованих чи нормально армованих перерізів при статичних навантаженнях ( $\mu \leq \mu_R$ ) [25, 48, 58, 108, 135, 154], але і для ряду випадків для балок, випробуваних багатократним статичним навантаженням [29, 94, 120]. Це пов'язано з тим, що на розтягнуту арматуру діє ряд негативних факторів які зменшують її витривалість (нерівномірні деформації по довжині стержня, тертя об бетон, додаткові крайові напруження за рахунок вигину, місцевий згин в перерізі з тріщиною, підвищення напружень внаслідок віброповзучості бетону) [143, 144], в той час як бетон стиснутої зони працює в більш комфортних умовах. При дії багатократно повторюваних навантажень внаслідок різної інтенсивності напружень деформації віброповзучості бетону по висоті стиснутої зони балок розвиваються нерівномірно, що приводить до перерозподілу початкових стискаючих напружень в бетоні і зміни форми і повноти їх епюри. Згідно деяких досліджень [77, 102, 136] за рахунок позацентрального стиску бетону витривалість бетону може підвищитись на 6..20%.

Витривалість залізобетонних згинаних елементів знижується при збільшенні кількості навантажень і зменшенні коефіцієнта асиметрії навантаження [93, 135, 154].

В багатьох дослідженнях випробування залізобетонних згинаних елементів при нестационарних режимах повторних навантажень не входили в програму досліджень і проводились в тих випадках, коли при основному режимі випробувань зразок не зруйнувався [25, 38, 53, 76, 89, 90]. Але, як правило, більш жорсткий режим приводив до руйнування при  $N < 2 \times 10^6$  [38, 53, 76, 89], причому у вказаних експериментах втрата несної здатності зразків визначалась втомним розривом арматури.

Згідно досліджень П. Вайнюнаса і Ю.Валикониса [29] короточасні перевантаження конструкції не впливають на межу витривалості стиснутого бетону попередньо напружених балок, якщо при перевантаженні в ній не утворились тріщини. Витривалість залізобетонних балок в дослідженнях И.Л.Корчинского і В.А. Ржевского [129] була меншою при збільшенні величини сейсмічного пікового навантаження.

В роботі [100] випробовувались залізобетонні попередньо напружені балки з геометричними розмірами 100x210x2100мм. З серії з різними рівнями попереднього натягу ( $\sigma_{sp}/R_{sn}=0,4;0,6;0,85;1$ ) випробовувались статично та багато цикловими навантаженнями при різних (0,6; 0,66;0,73;0,83) та коефіцієнтах асиметрії  $\rho$  (0,33 і 0,35). Визначено, що прикладання циклічних навантажень значно менших від руйнуючих практично не впливає на витривалість залізобетонних елементів. Балки з низьким рівнем попереднього напруження арматури ( $\sigma_{sp}/R_{sn}<0,4$ ) є неефективними конструкціями для багатократно повторюваних навантажень.Збільшення відносного видовження арматури, бетону і прогинів залежало від рівня попереднього напруження арматури і режиму випробувань і знаходилось в межах 6...18%. Ширина розкриття тріщин при випробуванні балок збільшилась в 1,2...1,4 рази в ненапружуваних або слабо напружуваних елементах і в 1,7...2,6 рази в балках з більш високим рівнем обтиску ( $\sigma_{sp}/R_{sn} > 0,6$ ), а при збільшенні режиму навантаження на 30-50%. Втомну тріщиностійкість пропонується розраховувати за способом ядрових моментів без врахування бетону розтягнутої зони. Експериментальні дослідження показали, що поетапне завантаження попередньо напружених балок в наростаючому режимі багатократно навантаження ( $\rho=\text{const}$ ) практично не вплинуло на витривалість, деформативність, тріщиностійкість і характер зміни напружено-деформованого стану при руйнуванні внаслідок втомного розриву арматури.

Експерименти показують, що зміни напружено-деформованого стану залізобетонних балок при нестационарному багатоциклового навантаженні

мають більш складний характер, ніж при однорежимному навантаженні. Для вивчення і опису складних процесів зміни деформативних властивостей і механізму накопичення втомних пошкоджень залізобетонних згинаних елементів при нестационарних режимах повторного навантаження необхідно проводити подальші цілеспрямовані дослідження.

Розрахунок за граничними станами першої і другої групи повинен базуватись на одній розрахунковій схемі напружено-деформованого стану нормального перерізу після прикладення базового числа циклів  $N=2 \cdot 10^6$  або перед втомним руйнуванням (при  $N=2 \cdot 10^6$ ).

Більшість балочних елементів випробовували при постійних параметрах циклічного навантаження, які зустрічаються в реальних конструкціях (прогонові будови мостів, кранбалки).

Як показують багаточисленні експериментальні дослідження, зміна напружено-деформованого стану залізобетонних згинаних елементів при багатократно повторюваному навантаженні відбувається в основному за рахунок накопичення деформацій віброповзучості стиснутого бетону, порушення зчеплення арматури з бетоном і виключення з роботи розтягнутого бетону в січенні з тріщиною. Внаслідок цього змінюється повнота початкового обрису епюри напружень стиснутої зони, відбувається перерозподіл по висоті, зменшується плече внутрішньої пари сил і, відповідно, збільшується напруження в розтягнутій арматурі.

Дослідами встановлено, що зміни напруженого стану нормальних перерізів, які відбуваються в процесі багатократно повторюваних навантажень, головним чином залежать від максимального рівня і коефіцієнта асиметрії циклу навантаження, процента армування перерізу, ступені попереднього натягу арматури і зниження модуля деформацій бетону внаслідок вираження непружних властивостей бетону.

#### 1.4. Проблема термонапруженого стану в масивах бетону при будівництві мостів

Важливою умовою при зведенні транспортних споруд є забезпечення їх надійності та довговічності. Для залізобетонних конструкцій одним із визначальних факторів, який суттєво впливає на ці показники, є тріщиноутворення в бетоні. Наявність тріщин в бетоні конструкцій порушує їх цілісність і впливає на напружено-деформований стан елементів, пришвидшує процеси деградації бетону, викликає корозію арматури в місцях утворення тріщин.

Особливе місце має проблема тріщиноутворення при виділенні тепла гідратації у великих масивах монолітного залізобетону. В мостобудуванні ця проблема стосується не тільки масивів фундаментів та опор, але й монолітних прогонових будов, які віднедавна стали частіше споруджувати в Україні.

Ще в 1891р. І. Малюга [96] відмічав, що при твердінні цементного розчину відбувається виділення тепла. А.А. Байков [21] в 1906 році помітив, що при різних за хімічним складом цементах різні характери температурних кривих, тобто процес хімічної реакції цементного в'язучого з водою може проходити при різній швидкості. Питання гідратації цементів та бетонів досліджували Бондаренко П. Н., Мчедлов-Петросян [111], Ушеров-Маршак [158], Некрасов К.Д. [115], Коротин В. Н. [78]. При різниці температури в перерізі бетону, який злегка схопився, виникають різні напруження, які навіть при невеликих його геометричних розмірах можуть спричинити тріщиноутворення.

*Опис існуючої проблеми.* На хімічному рівні тепловиділення залежить від цементу, його мінерального складу, хімічного складу, витрати цементу на  $1\text{ м}^3$  бетону, хім. добавок, введених в бетонну суміш, початкової температури вкладеної суміші, температури бетону при вкладанні [7, 78, 147].

До технологічних причин виникнення тріщин належать: примикання структури нового бетону до старого, защемлення бетону нової конструкції в старому бетоні, обмеження в русі бетонної маси (опорні елементи, жорсткі

з'єднання, перепад в геометричних розмірах та в плані масиву), наявності додаткових зовнішніх джерел тепла.

Нагрівання бетону відбувається в перші години і дні після укладання бетону (як правило 1-5 дні) [86]. Взаємодія цементного порошку з водою супроводжується виділенням тепла, яке при укладанні бетону великими масами може повести до значного розігріву бетону до 30 - 50°C, а іноді і більше по відношенню до температури бетонної суміші при вкладанні. Коли внутрішня температура вкладеного бетону швидко підвищується за рахунок тепла від гідратації і внутрішній об'єм розширюється, але деформації бетонної поверхні малі за рахунок температури навколишнього середовища, такі як показано на рис. 1.19. При наступному охолодженні зовнішні поверхні бетонних масивів остигають швидше, ніж бетон всередині, і скорочуються в об'ємі; в них з'являються так звані температурні розтягуючі і стискаючі напруження, в результаті чого вони покриваються волосяними тріщинами [106], які з часом можуть розширюватися і служити осередками прогресуючої корозії бетону.

Під температурними мікронапруженнями розуміють поняття напружень, які виникають в бетоні внаслідок відмінності коефіцієнтів температурного лінійного розширення і модулів пружності для крупного заповнювача і цементного розчину (мікронапруження першого роду), відмінності коефіцієнтів температурного лінійного розширення і модулів пружності дрібного заповнювача і цементного каменю (мікронапруження другого роду), відмінності коефіцієнтів температурного лінійного розширення і модулів пружності окремих кристалів цементного каменю (мікронапруження третього роду) [115].

Ці напруження здійснюють вплив на величину допустимого розтягу бетону, як матеріалу. Величина цих напружень залежить від рівня температури, при якій створюється просторова кристалізаційна структура з гідросилікатів кальцію в твердіючому цементному камені в момент набору бетоном міцності 0,25...0,3 R28 [115].



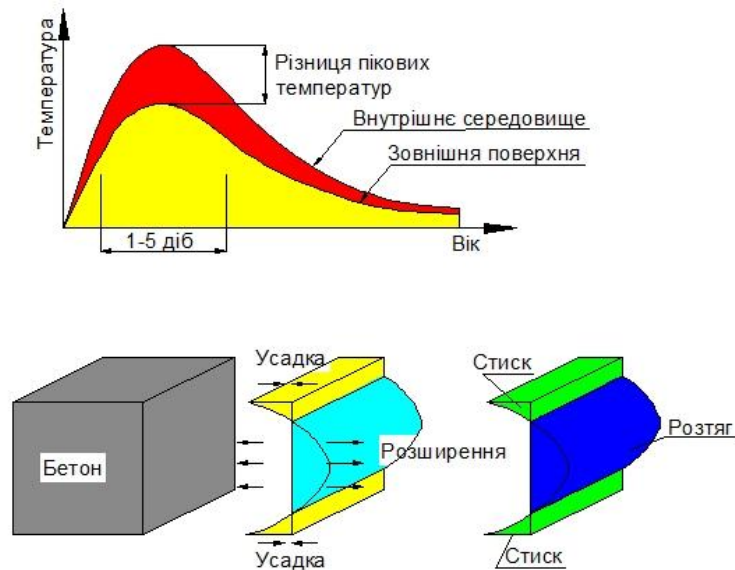


Рис. 1.19. Схема процесу тріщиноутворення при гідrataції бетону

При нагріві конструкції зовні утворюється ввігнуте температурне поле або температурна крива нульових напружень. При такій кривій утворюється власний несприятливий стан (рис. 1.20, а) [74]. Справа в тому, що при вирівнюванні температур по перерізу конструкції зовнішні розігріті шари будуть схильні до більших температурних деформацій, ніж внутрішні. Внутрішні шари будуть перешкоджати деформаціям зовнішнім, внаслідок чого при вирівнюванні температур по перерізу стінки зовнішні шари опиняться розтягнутими і менш тріщиностійкими, ніж внутрішні.

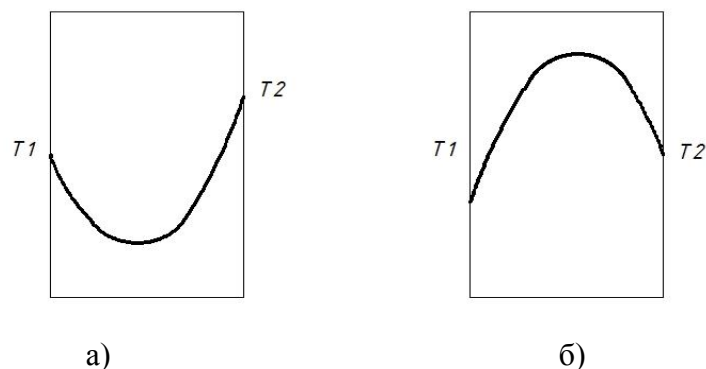


Рис. 1.20. Ввігнута температурна крива нульових напружень (а); вигнута крива нульових напружень (б)

При внутрішньому розігріві бетону за рахунок екзотермії цементу бетон в центральних шарах твердне скоріше і нагрівається більше (рис. 1.20, б). Надалі при вирівнюванні температур по перерізу стінки зовнішні шари будуть деформуватись менше, ніж внутрішні і опиняться стиснутими і більш

тріщиностійкими, ніж розтягнуті внутрішні. В такій конструкції з випуклою кривою нульових напружень утворюється сприятливий власний термонапружений стан, який підвищує тріщиностійкість стінки.

Володіння цими факторами і їх правильне використання дозволяє в ряді випадків суттєво збільшити назначену величину допустимих температурних перепадів при остиганні конструкції і цілеспрямовано проводити роботу із підвищення тріщиностійкості бетонних конструкцій.

Для визначення умовного формування власного термонапруженого стану в залізобетонних конструкціях потрібно проводити теплофізичні розрахунки твердіючого бетону за допомогою ЕОМ і будувати температурні поля нульових напружень.

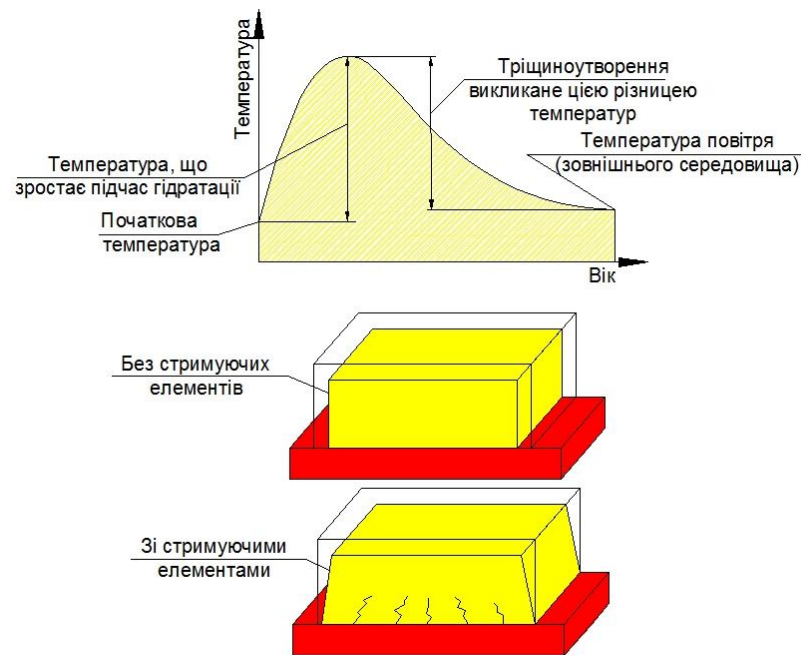


Рис. 1.21. Механізм тріщиноутворення внаслідок стримуючого фактору

На рис. 1.21 показаний розповсюджений випадок тріщиноутворення при остиганні масиву бетону після нагріву, коли стримуючим фактором є структура прилягаючого старого бетону, який стримує усадку масиву бетону. Окрім цього на площині стику масиву бетону із старим бетоном значно менший коефіцієнт конвекції, ніж на поверхневих площинах масиву (повітря, опалубка). Цей коефіцієнт змінює теплообмін між старим та новим бетоном.

У тонких бетонних конструкціях тепло гідратації швидко розсіюється і не викликає істотного розігріву бетону

Через те, що на більших відстанях виникають великі напруження, тобто при значних геометричних розмірах конструкції, то тепловиділення цементів в масивних спорудах є досить небажаним. Тобто на термонапружений стан в монолітних масивах впливають два взаємозалежних фактори: геометричні розміри і різниця температури в бетонній суміші при її вкладенні. Регулювання цих факторів і точне розуміння температурних процесів у масиві дасть змогу ефективно контролювати температуру і економити час, зусилля, затрати та уникнути виникнення тріщин в бетоні.

Досвід будівництва монолітних прогонових будов мостів за кордоном свідчить, що проблема утворення тріщин при влаштуванні цих конструкцій є актуальною. Так при спорудженні ряду монолітних попередньо напружених прогонових будов в Росії після знімання опалубки були виявлені поперечні тріщини в плиті між ребрами і в консольній частині плити [179]. Виникла потреба встановлення причин і розробки необхідних заходів для попередження тріщиноутворення [146].

Згідно розрахунків з використанням ЕОМ у роботі [151] бетон в одній з прогонових будов, побудованих на МКАД в 1999 році, може досягати температури до 110°C (рис. 1.22) в масиві ребра і мати значно меншу температуру 50°C-25°C на консолі.

Утворення тепла при гідратації було відзначене сильним розтріскуванням прогонової будови при будівництві в Англії [164]. Плита складається з двох широких попередньо напружених ребер висотою 1,5 м, з'єднаних між собою тонкою залізобетонною плитою з боковими консолями. При демонтажі опалубки були виявлені тріщини з шириною розкриття понад 1мм в 1/20-тій довжини прольоту. Тріщини проходили крізь всю висоту ребра і зупинялись на

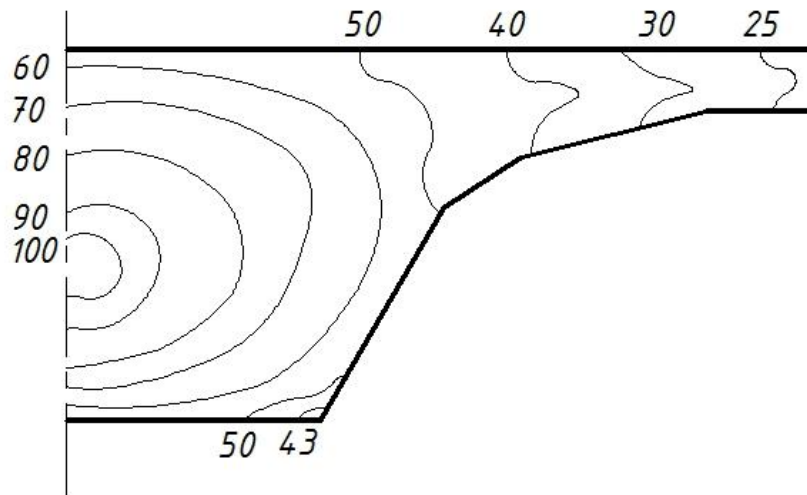


Рис.1.22. Температурний градієнт перерізу прогонової будови на МКАДі при застиганні бетону

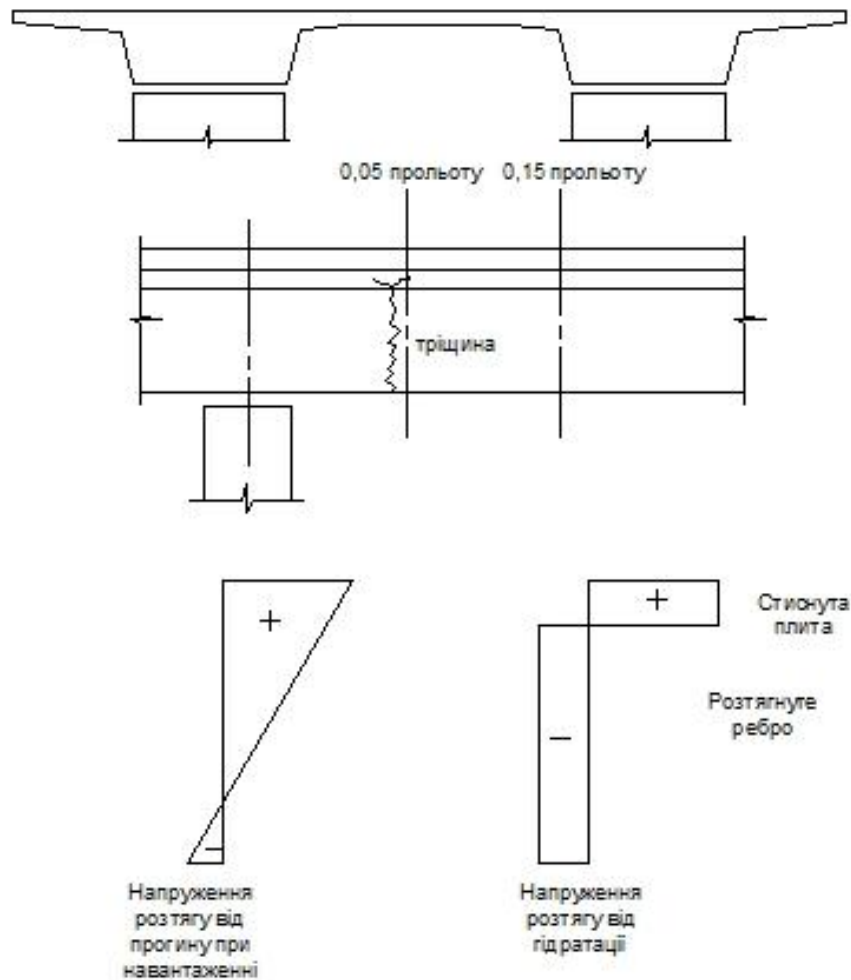


Рис. 1.23. Схема тріщиноутворення в монолітній попередньо напруженій прогоновій будові моста

верхній плиті перерізу (рис. 1.23). В цій роботі причиною виникнення тріщин в ребрах прогонової будови вважається виникнення значних напружень розтягу при гідrataції бетону.

Як свідчать теоретичні дослідження та досвід будівництва монолітних прогонових будов, для уникнення виникнення тріщин при влаштуванні балок з великих масивів бетону необхідно враховувати термонапружений стан бетону та регулювати температуру масивів бетону у процесі набору ним міцності.

### **Висновки до розділу 1**

В результаті огляду літературних джерел та аналізу досліджень роботи ПНЗПБ сформульовано мету роботи – розробити рекомендації з розрахунку та проектування залізобетонних попередньо напружених прогонових будов мостів з врахуванням дії циклічних навантажень при експлуатації та впливу термонапруженого стану при їх влаштуванні, та зроблено наступні висновки.

1. Залізобетонні збірно-монолітні і монолітні попередньо напружені прогонові будови мостів мають позитивний досвід експлуатації і є перспективними конструкціями транспортних споруд.

2. В Україні відбувся перехід від переважного будівництва збірних мостів до збірно-монолітних та монолітних, особливості роботи яких ще недостатньо досліджені.

3. В збірно-монолітних прогонових будовах використовується канатна арматура європейського типу з натягом на упори, в монолітних – з натягом на бетон. Конструкції з таким армуванням в Україні недостатньо досліджені, вони потребують експериментальних досліджень, особливо при роботі на циклічні навантаження.

4. Необхідно розробити рекомендації з розрахунку залізобетонних попередньо напружених балкових конструкцій з врахуванням дії циклічних навантажень.

5. Треба дослідити вплив термонапруженого стану при влаштуванні монолітних залізобетонних попередньо напружених прогонових будов мостів на їх тріщиностійкість.

6. Необхідно розглянути можливість використання сучасних методів досліджень цифрової кореляції зображень і методу акустичної емісії для технічної діагностики ПНЗПБ мостів.

7. Визначити найбільш ефективні залізобетонні прогонові будови мостів, дослідивши вплив транспортних засобів на їх тріщиностійкість.

8. На основі досвіду проектування ПНЗПБ, будівництва і дослідження реального об'єкта розробити рекомендації із проектування монолітних попередньо напружених прогонових будов мостів із напруженням на бетон.

## РОЗДІЛ 2

### **2.1. Дослідження напружено-деформованого стану попередньо напружених залізобетонних балок при дії статичних, малоциклових та багатоциклових навантажень**

#### **2.1.1. Програма і обсяг експериментальних досліджень. Технологія виготовлення зразків**

Досліджувались : бетонні та залізобетонні зразки, виготовлені із однієї серії важкого бетону, в лабораторних умовах та натурні зразки залізобетонних балок на полігонах (табл. 2.1).

Для виготовлення важкого бетону використовувався цемент марки 500 Івано-Франківського заводу, пісок з Мк 1,700 з кар'єру с. Поляна Хмельницької обл., та щебінь фракції 5-10 з  $\rho_{щ} = 1300$  з Івано-Франківського спецкар'єру. На 1 м<sup>3</sup> бетону використали: 540 кг цементу, 520 кг піску, 1200 кг щебеню. Водоцементне відношення складає 0,32. Для виготовлення суміші використовували 3,8 кг/м<sup>3</sup> добавки Stachement 2597.

Були виготовлені 7 бетонних кубів розмірами 100×100×100мм, 3 призми 100×100×400 мм та 10 попередньо напружених залізобетонних балок з геометричними розмірами 100x210x2100 мм.

Конструкція дослідних балок і схема армування приведена на рис. 2.1. Каркас залізобетонних балок складався з робочої арматури 2 Ø8А-III довжиною 2080 мм. В крайніх третинах прольоту було забезпечено поперечне армування арматурою Ø3ВрI довжиною 180 мм. Крок поперечних стержнів становив 100мм, загальна кількість стержнів поперечної арматури 28 шт. Верхнє армування виконане з двох стержнів діаметром Ø3ВрI довжиною 730 мм. В нижній зоні балки по центру перерізу попередньо напружений канат К-7 Ø9,5мм. Процент армування  $\mu=0,865\%$ , коефіцієнт змішаного армування склав  $K_p=0,67$ .

Таблиця 2.1

## Програма та обсяг експериментальних досліджень

Тип зразка	Серія бетону	Маркування	Кількість зразків	Спосіб випробування	Методи досліджень
Бетонні куби 100×100×100	КБ-1	К	7	Одноразовий стиск $\eta = 0...1$	Акустична емісія, тепловізор, ЦКЗ
Бетонні призми 100×100×400		ПР	3	Одноразовий стиск $\eta = 0...1$	Акустична емісія, індикатори на базах
Залізобетонні балки (лабораторні зразки)		Б-1 Б-2	2	Одноразові навантаження $\eta = 0...1$	Тензометрія, мікроскопія, акустична емісія, цифрова кореляція зображень
		Б-3 Б-4	2	Малоциклові навантаження $N=10, \eta_{cyc}^{low} = 0$ $\eta_{cyc}^{top} = 0.60/0.75$	
		Б-5, Б-6 Б-7, Б-8 Б-9, Б-10	6	Багатоциклові навантаження (змінні $\rho, \gamma$ )	Мікроскопія, тензометрія, ЦКЗ
Залізобетонні балки (натурні зразки)	Б 1800.110.40		1	Одноразові навантаження $\eta = 0...1$	Механічні прилади
	Б 2100.110.40		1		
	МЗБК-160		1		Механічні прилади, АЕ, тензометрія, ЦКЗ

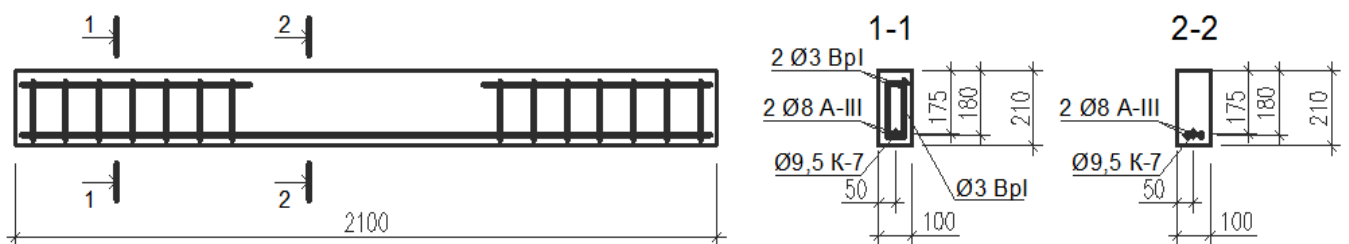


Рис. 2.1. Конструкція дослідних балок (лабораторні зразки)



Попередньо напружена канатна арматура К-7  $\varnothing$  9,5мм (за європейським стандартом EN 10138-3 [171] Y 1770 S7-12,9-F1-C1, RIGHT) має площу поперечного перерізу 1 см<sup>2</sup> та міцність на розтяг 120 МПа.

Перед випробуванням кожної балки канат К-7 анкерувався зовнішніми анкерами на попередньо заготовлених випусках арматури з обох торців балки. Конструкція анкера показана на рис. 2.2 [40].

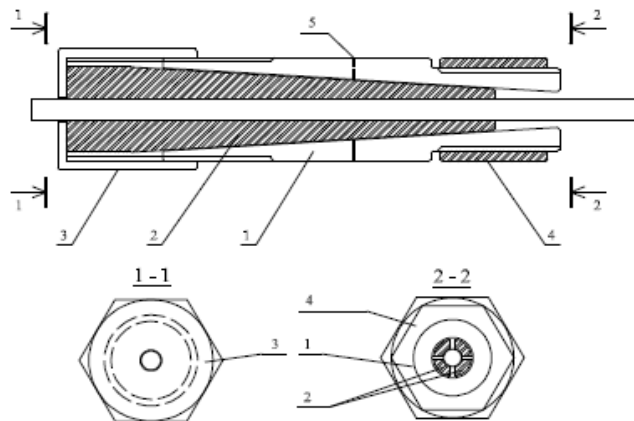


Рис. 2.2. Схема цангового механізму анкера ЦЗМ-1 : 1 – патрон, 2 – цанги, 3 – глуха гайка, 4 – муфта для напруження арматури, встановленої в балку, 5 – отвір для змащування цанг

Зразки виготовляли на заводі залізобетонних виробів «Три бетони» (м.Калуш). Бетонну суміш виготовляли в бетонозмішувачі примусової дії, оснащеному дозаторами за масою, об'ємом 0,5 м<sup>3</sup>. Час перемішування складав 3-4 хвилини. Серію зразків виготовляли із бетону одного замісу. Залізобетонні балки виготовляли у жорсткій металевій опалубці, яка була розрахована на 10 балок. Натяг арматури проводили механічним способом. Бетонування проводили ручним вкладанням бетону із наступним ущільненням на вібростолі. Після виготовлення бетонні зразки набували міцності в камері, де не створювався надлишковий тиск, та підтримувалась постійна вологість 90%. Для уникнення негативної дії конденсату, який збирався на нижній грані кришки камери, зразки попередньо вкривали поліетиленовою плівкою. Розопалублення зразків проводили через 8-10 діб після формування. Залізобетонні зразки теж підтримували в необхідній вологості. Розопалублення проводилось після набирання бетоном повної проектної міцності на 28-му добу.

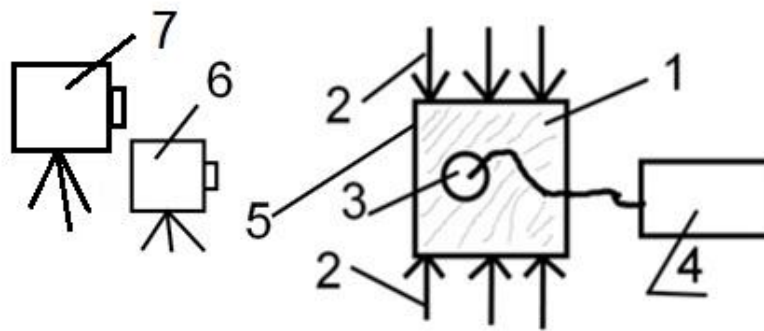
### 2.1.2. Методика випробування бетонних зразків

Випробування бетонних кубів марки К проводили осьовим стиском на пресі МС-2000. Вік бетону на момент випробування складав 850-900 діб. Міцнісні та деформативні характеристики бетонів визначали згідно діючих методик ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [26]. Зразки випробовували на стиск і вони доводились до руйнування одноразовим прикладанням сили для визначення руйнівного навантаження.

Під час випробування проводили реєстрацію сигналів АЕ, досліджували одну з граней методом ЦКЗ та реєстрували виділення тепла при прикладанні навантаження та руйнуванні бетонних зразків [45, 32]. Паралельно проводилась фіксація температури зразка тепловізором. Для методу ЦКЗ на одній з граней куба було виконано напилення аерозольною фарбою.

При випробуванні бетонних кубів 100x100x100 рівень навантаження контролювали за шкалою пресу та фіксуючим електронним пристроєм, зв'язаним з ЕОМ. Ця схема дозволила синхронізувати процес реєстрації АЕ з динамікою зміни навантаження на досліджуваній зразок. Сигнали АЕ, які виникали в бетоні при навантаженні, реєстрували за допомогою програмно-технічного комплексу "АКЕМ". ПАЕ через шар акустично-прозорого мастила кріпився за допомогою гумової стрічки до гладкої бокової поверхні куба. Сигнали з ПАЕ підсилювались і надходили на ЕОМ для обробки і подальшого аналізу з використанням пакету програм програмно-технічного комплексу "АКЕМ". Запис АЕ відбувався в один етап. Схема та вигляд випробування представлені на рис. 2.3.

Програмно-технічний комплекс побудований на базі персонального комп'ютера з використанням технології "PCLabCard". Підсилення сигналу АЕ здійснювалось попереднім підсилювачем з чутливістю на вході 10 мкВ, частотним діапазоном 100-2000кГц, коефіцієнтом підсилення 70÷90 дБ і з динамічним діапазоном 40÷65 дБ. Полоса зрізу фронту низьких частот 9 кГц.



а)

б)

Рис. 2.3. Схема випробування бетонного куба на осьовий стиск (а); Загальний вигляд випробування (б): 1 – дослідний зразок (куб); 2 – прикладене зусилля; 3 – приймач АЕ; 4 – програмно-технічний комплекс “АКЕМ”; 5 – грань куба зі спеціальним нанесеним напиленням; 6 – фотоапарат на штативі; 7 – тепловізор

Випробування бетонних призм марки ПР розміром  $100 \times 100 \times 400$  мм у віці 850-900 діб, і проводили на пресі ПГ-250 згідно ДСТУ Б В.2.7-217:2009 [27]. Перед початком випробувань призми центрували, ступінь приросту зусилля складала 10% від теоретичного руйнівного навантаження. Зразки випробовували у м'якому режимі статичним навантаженнями.

Рівень навантаження контролювали аналогічно до згаданого вище. При випробуванні поздовжні деформації призм визначали на усіх чотирьох гранях за показами мікроіндикаторів годинникового типу. Під час дослідження реєстрували сигнали АЕ, що виникали, за допомогою програмно-технічного комплексу “АКЕМ”. Запис сигналів АЕ проводили у два етапи: під час навантаження і під час витримки на ступені на протязі 50-100 сек, а потім під час розвантаження. Схема, загальний вигляд випробування та розміщення приладів представлена на рис. 2.4, 2.5. Паралельно проводилось фіксація температури зразка тепловізором.

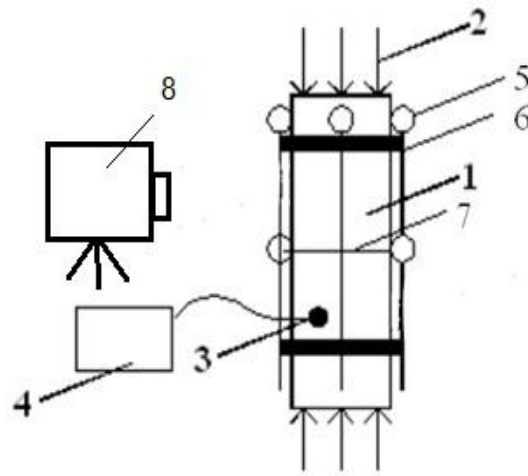


Рис.2.4. Схема випробування бетонної призми на осьовий стиск та розміщення приладів:  
 1 – зразок марки ПР; 2 – прикладене зусилля; 3 – датчик АЕ; 4 – програмно-технічний комплекс «АКЕМ»; 5 – індикатори; 6 – металева рамка для виміру поздовжніх деформацій;  
 7 – база з індикаторами для вимірювання поперечних деформацій, 8 – тепловізор

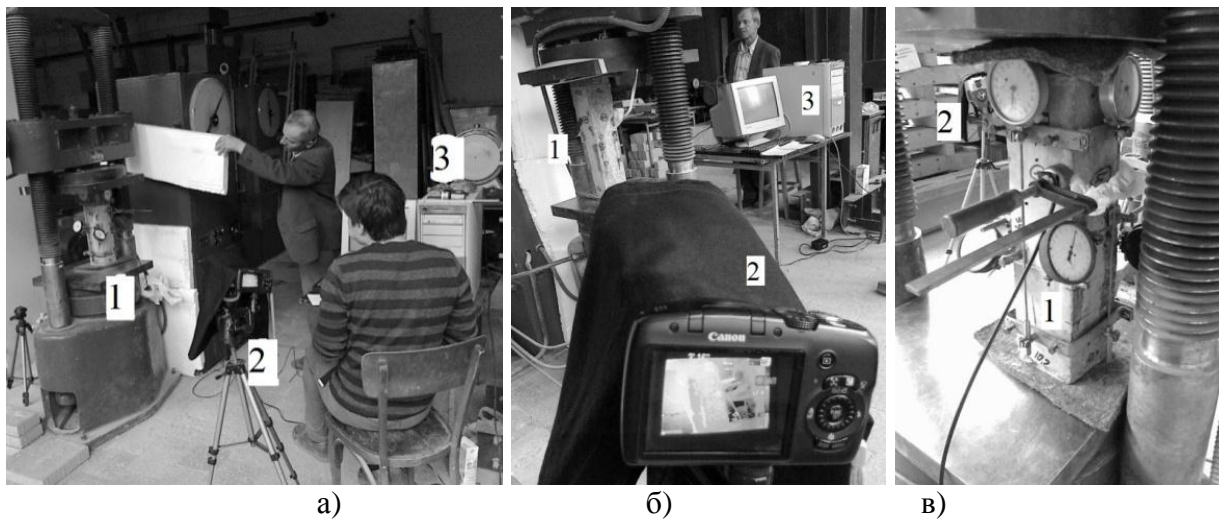


Рис. 2.5. Випробування призми П-2. а – загальний вигляд випробування; б – відеозапис тепловізора, в – вигляд призми з мікроіндикаторами і датчиком АЕ (1 – прес з призмою, 2 – тепловізор, 3 – ПК «АКЕМ»)

### 2.1.3. Конструкція і методика випробування залізобетонних балок

Залізобетонні балки випробовувались у віці 850-1000 діб за схемою чистого згину (рис. 2.6, б) з різними видами навантажень (табл. 2.1) (одноразове, малоциклове, багатоциклове).

Програма випробувань включала випробування балок на одноразові, малоциклові (до 60 і 75%  $P_{cr}$ ) та багатоциклові навантаження (зі змінними  $\gamma$  та  $\rho$ ) згідно схеми навантажень на рис. 2.6, а.

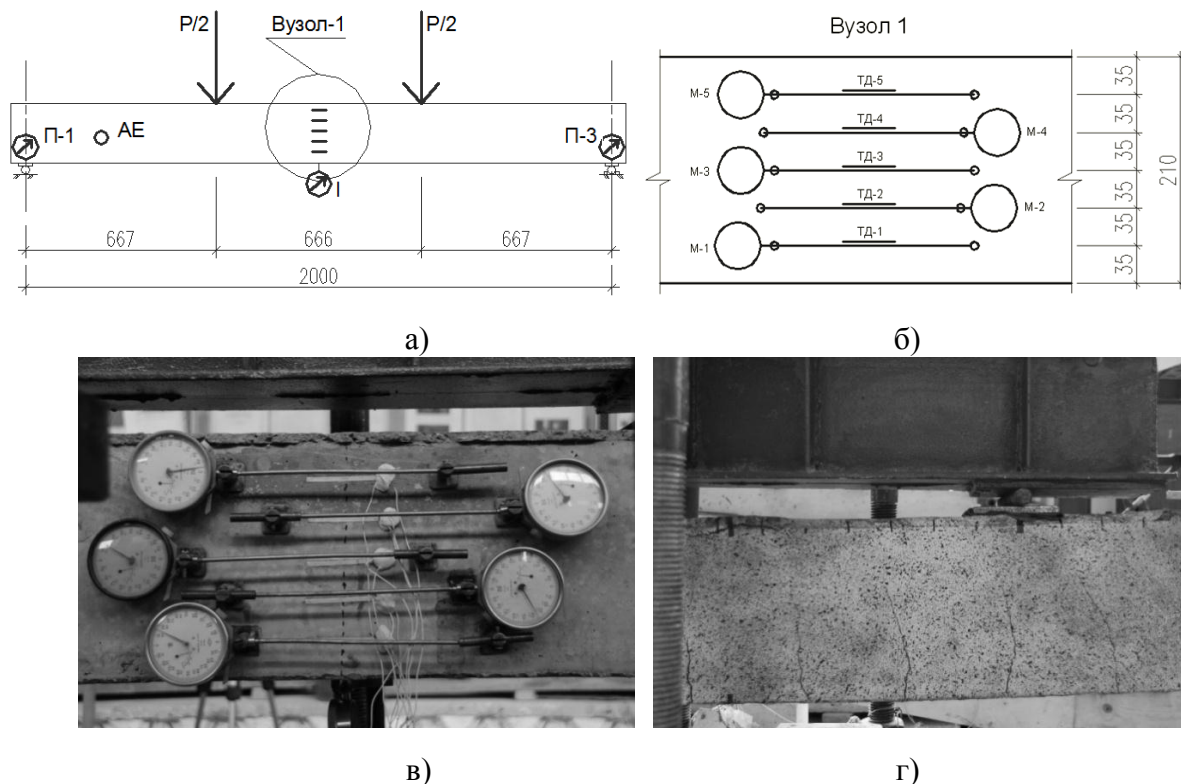


Рис. 2.6. Схема прикладання навантажень та розташування приладів при випробуванні дослідних зразків балок на одноразові та малоциклові навантаження (а); схема розташування індикаторів на базах та тензодатчиків на гранях балок (б) та їх загальний вигляд (в); зона балки зі спеціальним покриттям для методу ЦКЗ : П-1, П-2 – прогиноміри Аістова; І – індикатор годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм; М1-М5 – індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм на базі 200мм; ТД-1..ТД-5 – тензодатчики з базою 50мм, АЕ – датчик акустичної емісії

При одноразових та багатоциклових навантаженнях балки випробовувались на гідравлічному пресі EUS-20 (рис. 2.7). При малоциклових навантаженнях балки випробовувались на стаціонарному силовому стенді, навантаження прикладалось десятитонним домкратом (рис. 2.8). При всіх випробувальних навантаження через силорозподільчу траверсу передавалось на балку в двух третях прольоту. Таким чином створювали зону чистого згину, в

межах якої досліджували напружено-деформований стан нормальних перерізів по висоті балки. Обидва стенди дозволяли вести візуальне спостереження за виникненням та поширенням тріщин на гранях балки.

При одноразових та малоциклових навантаженнях балок для реєстрації поздовжніх відносних деформацій посередині сторони 1 балок рівномірно по висоті були встановлені п'ять тензодатчиків з базою 50 мм опором 310 Ом. Їх покази дублювались п'ятьма індикаторами з ціною поділки 0,001мм та базою 200 мм, які прикріплені паралельно тензодатчиків (рис. 2.6, в). Для фіксації сигналів АЕ на балках кріпився датчик АЕ, який був підключений до програмно-технічного комплексу АКЕМ. Запис сигналів АЕ проводили у два етапи: під час навантаження та витримки та під час розвантаження балок на кожній ступені.

На протилежній стороні 2 балок був виконаний спеціальний набрызг аерозольною фарбою різних площ при дослідах для вимірювання деформацій в середній зоні балок з використанням методу ЦКЗ (рис. 2.6, г). В даній роботі для отримання зображень для ЦКЗ використовували фотокамеру Nikon D-40 на штативі.

Покази тензодатчиків, індикаторів, прогиномірів та фотозображень знімалися після витримки при кожному привантаженні. Ширину розкриття тріщин визначали за допомогою мікроскопа МПБ-2 із ціною поділки 0,05 мм. Вимірювання проводили на кожній ступені навантаження з моменту появи тріщин. Проводили фіксацію ширини розкриття “старих” тріщин, їх розвитку та положення, а також появи “нових” тріщин на кожній ступені навантаження.



Рис. 2.7. Стенд для випробування дослідних зразків балок на статичні та багатоциклові навантаження



Рис. 2.8. Стенд для випробування дослідних зразків балок на малоциклові навантаження

При багатоциклових навантаженнях прогини замірялись за допомогою трьох індикаторів: на опорах та посередині прольоту, згідно схеми на рис. 2.9, а. Відносні деформації бетону замірялись тензодатчиками, розташованими аналогічно як при статичних та малоциклових навантаженнях, та методом ЦКЗ в зоні чистого згину площею 20х50см. Покази знімались через кожні 100 000 циклів.

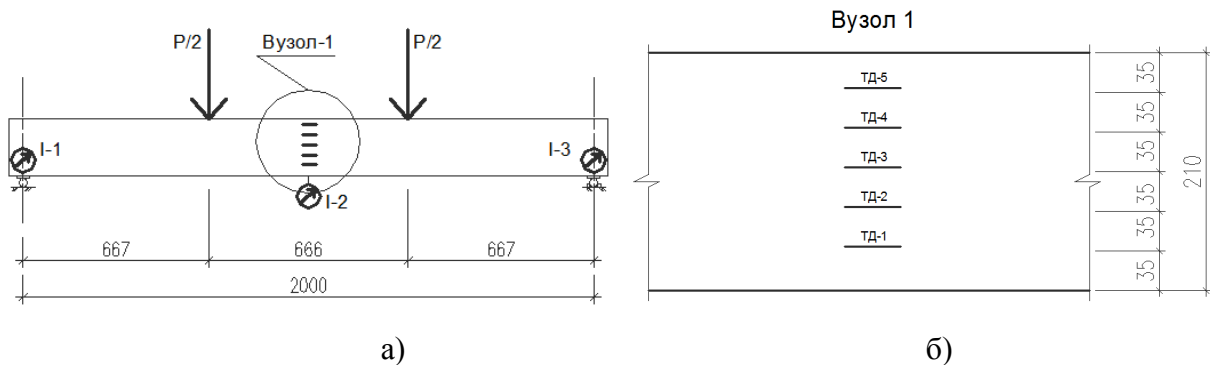


Рис. 2.9. Схема прикладання навантажень та розташування приладів при випробуванні дослідних зразків балок на багатоциклові навантаження (а); схема розташування тензодатчиків на гранях балок (б) : I-1..I-3 – прогиноміри, T-1..T-5 – тензодатчики з базою 50 мм

#### 2.1.4. Малоциклові випробування балок

Метою випробувань попередньо напружених балок на малоциклові навантаження було визначення впливу таких навантажень на ширину розкриття тріщин і прогини балок.

Для випробування на малоциклові навантаження базою випробувань прийнято  $N=10$  циклів (рис. 2.10). В попередніх дослідах на балках-близнюках при одноразовому завантаженні були визначені значення руйнівного навантаження  $P_{cr}$ . Базовим рівнем, до якого навантажувались зразки, прийнято  $0,6P_{cr}$ . Для того, щоб моделювати довантаження конструкції до вищого рівня, після перших шести циклів з максимальним рівнем навантаження  $0,6P_{cr}$ , на сьомому і восьмому циклі рівень навантаження був доведений до  $0,75P_{cr}$ . Дев'ятий цикл був проведений з максимальним рівнем навантаження  $0,6P_{cr}$ , десятий – знову до  $0,75P_{cr}$ . Після бази випробувань балки були доведені до руйнування одноразовим прикладенням зусилля з фіксацією руйнівного навантаження.



Така схема малоциклових навантажень була прийнята у відповідності до результатів роботи [122], в якій було проведено аналіз руху ВВН по автодорожніх мостах і визначені малоциклові навантаження високого рівня, що діють на прогонові будови мостів протягом часу їх експлуатації.

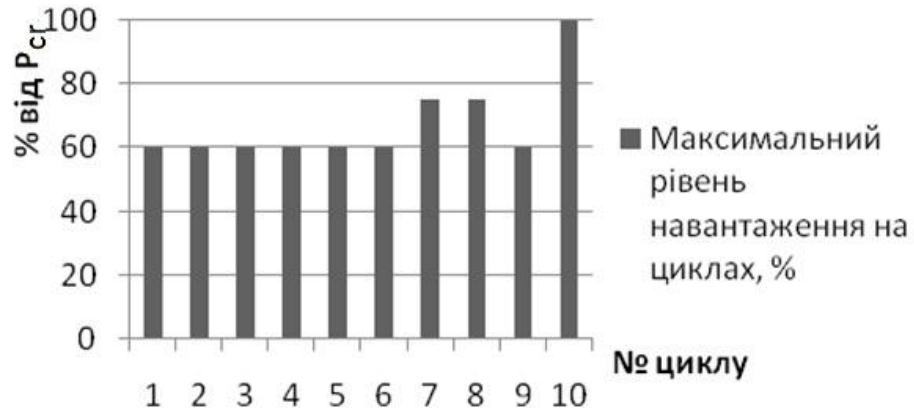


Рис. 2.10. Схема малоциклових навантажень

### 2.1.5. Випробування балок на багатоциклові навантаження

Базою випробувань при багатоциклових випробуваннях було прийнято  $N = 2 \times 10^6$  циклів. Випробовувались 3 серії дослідних зразків по 2 балки-близнюки на гідравлічному пульсаторі EUS-20 (рис. 2.7, 2.9). Параметри багатоциклових навантажень дослідних зразків балок приведені в табл. 2.4 і на рис. 2.11.

Таблиця 2.2

Параметри для багатоциклового випробування балок

Параметри багатоциклових навантажень	Серії зразків дослідних балок		
	Б-5, Б-6	Б-7, Б-8	Б-9, Б-10
$P_{\min}$ , кН	8	10	13
$P_{\max}$ , кН	15	27	32
$\gamma$	0,39	0,38	0,46
$\rho$	0,37	0,37	0,41

Тут :  $P_{\min}$  – мінімальне навантаження циклу,

$P_{\max}$  – мінімальне навантаження циклу,

$\gamma$  – рівень максимального навантаження циклу,

$\rho$  – коефіцієнт асиметрії навантаження циклу.

Рівень максимального навантаження циклу:

$$\gamma = \frac{P_{\max}}{P_{\text{руйн}}} \quad (2.1)$$

Коефіцієнт асиметрії навантаження циклу:

$$\rho = \frac{P_{\min}}{P_{\max}} \quad (2.2)$$

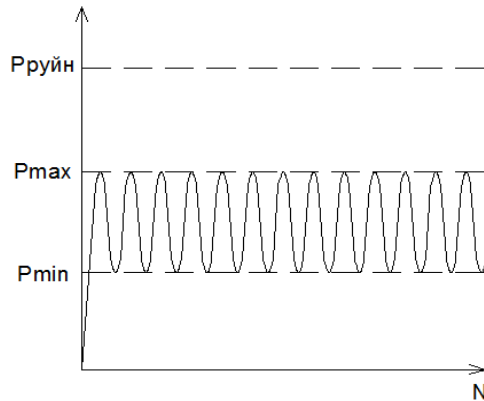


Рис. 2.11. Схема багатоциклового навантаження

### 2.1.6. Випробування попередньо напружених балок Б 1800.110.40 і Б 2100.110.40

В Україні розроблено ряд збірних попередньо-напружених балок з дотриманням вимог нових норм проектування [108] для збірно-монолітних прогонових будов мостів. Так на заводі «З Бетони» у м. Калуші освоєно виробництво балок «ЗВет-90» і «ЗВет-120» з перерізом так званого європейського типу (табл. 2.3) [153]. Виготовляються балки на стенді довжиною 100м і для балок різної висоти використовують індивідуальні опалубки. Але збільшення кількості опалубок вимагає додаткових затрат і площ, що не завжди зручно при влаштуванні стендів великої довжини для виготовлення балок у заводських умовах.

*Метою* даної роботи, в якій брав участь автор дисертації, була розробка конструкції балок в діапазоні від 15 до 33м різної висоти, які виготовляються в одній опалубці, універсального стенду для виготовлення і випробування цих балок, дослідження відповідності характеристик цих балок вимогам діючих норм [106].

Таблиця 2.3

## Класифікація балок «3Bet-90» і «3Bet-120»

Елемент	Довжина, м	Висота, м	Маса балки, т	Маса балки за типовим проектом серія 3.503.1-81, т
3Bet90-18,0	18,0	0,9	15,2	29,78
3Bet90-21,0	21,0	0,9	17,7	34,59
3Bet120-24,0	24,0	1,20	23,3	39,4
3Bet120-33,0	33,0	1,20	32,2	59,82

На замовлення ЗАТ «Мостстройкомплект» були розроблені нові залізобетонні балки типу Б(1500-3300).(100-120).40, прогонами 15,18, 21, 24 та 33 м, які розраховані на сучасні навантаження відповідно до вимог норм [107, 108]. Перерізи балок приведені на рис.2.12. Балки армовані попередньо-напруженими канатами типу К-7. Для виготовлення залізобетонних балок використовується важкий бетон класу В40, за морозостійкістю F200, за водонепроникністю W6. Випуск балок освоєний на заводі залізобетонних виробів ЗАТ «Мостстройкомплект» у м. Дніпропетровську. Балки розраховані для збірно-монолітного варіанту прогонової будови. Основні показники балок представлені в табл. 2.4.

Таблиця 2.4

## Техніко-економічні показники балок

Тип балки	Висота, м	Довжина, м	Маса, т
Б1500.100.40	1,00	15,0	10,4
Б1800.110.40	1,10	18,0	14,6
Б2100.110.40	1,10	21,0	17,3
Б2400.110.40	1,10	24,0	19,7
Б3300.120.40	1,20	33,0	32,2

Для виготовлення балок в ДП Держдор НДІ був розроблений універсальний стенд. Цей стенд використовується як для виготовлення балок, так і для їх випробування. В опалубці стенду можна виготовляти балки різної довжини включно до 33м. Довжина стенду складає 40 м. За допомогою

вкладишів, які встановлюються в нижню зону опалубки, її конструкція дозволяє отримувати балки різної висоти: 1,0, 1,1, 1,2м (рис. 2.12). Для випробування балок у стенді демонтується опалубка і влаштовуються спеціальні пристрої для закріплення металевих тяг, на яких монтується поперечні траверси.

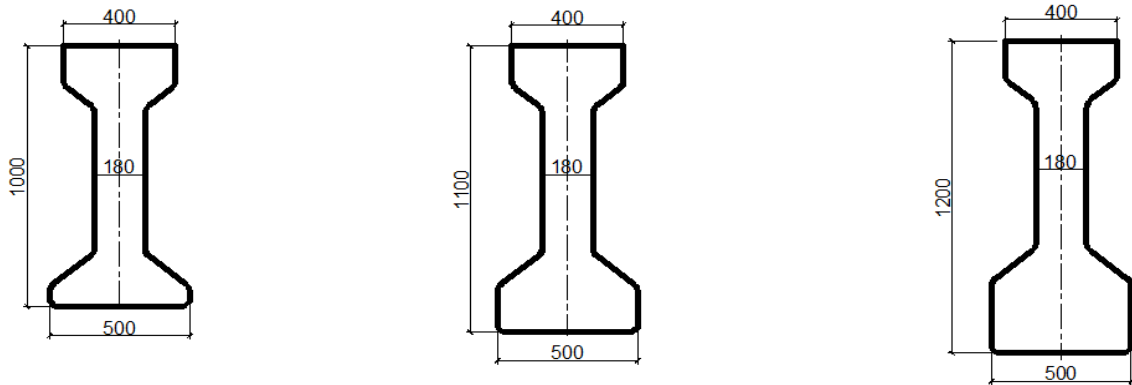


Рис. 2.12. Поперечні перерізи балок : а – Б1500.100.40; б – Б(1800-2400).110.40; в – Б3300.120.40

Основною відмінністю і перевагою нових балок Б(1500-3300).(100-120).40 є те, що їх конструкція дозволяє виготовлення балок різної довжини і висоти в одній універсальній опалубці та те, що вони мають меншу вагу в 1,85-2рази, у порівнянні з типовими (серія 3.503.1-81) залізобетонними балками, і до 18%, ніж залізобетонні балки серії «ЗВет» (табл. 1), що використовуються при будівництві мостів в даний час. При виготовленні балок були застосовані сучасні методи та обладнання, при цьому проводився повний контроль якості виконуваних робіт.

Випробовувались дві балки : перша довжиною 18м (Б 1800.110.40), друга довжиною 21м (Б 2100.110.40) на універсальному стенді, на якому вони і виготовлялися (рис. 2.13). Відповідно до діючого стандарту [106], оцінювалась міцність, жорсткість та тріщиностійкість виробу. Для того, щоб змодельовати дію тимчасового навантаження балки були встановлені на опорні частини, навантаження прикладалось гідравлічними домкратами через систему тяг і траверс. Балки випробувались статично на дію згинального моменту (за схемою чистого згину, рис. 2.14) та поперечної сили (рис. 2.15).



Рис. 2.13. Загальний вигляд випробування балки Б2100.110.40 на універсальному стенді (зліва – опалубка для бетонування балок)

Навантаження під час випробування прикладали ступенево по 10-15 % від максимального значення. На кожній ступені відразу після прикладання навантаження робили 15-хвилинну витримку. Витримка після досягнення максимального рівня навантаження складала 30 хвилин.

На рис. 2.16 показана схема розташування індикаторів при випробуванні балок для вимірювання відносних деформацій по висоті балки при випробуванні на дію згинального моменту  $M$  та поперечної сили  $Q$ .

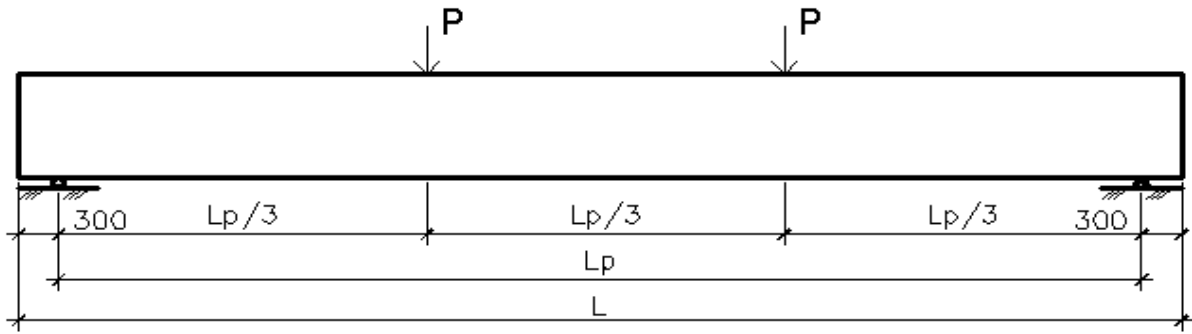


Рис. 2.14. Схема випробування балок Б 1800.110.40 і Б 2100.110.40 на дію згинального моменту, де  $L$  – довжина балки,  $L_p$  – розрахункова довжина прогону

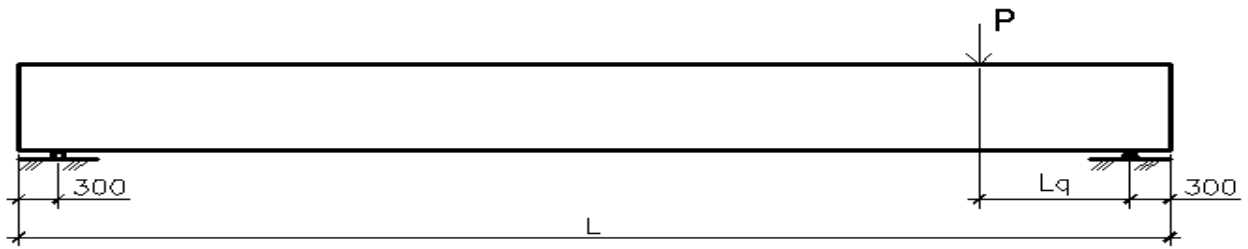


Рис. 2.15. Схема випробування балок Б 1800.110.40 і Б 2100.110.40 на дію поперечної сили, де  $L$  – довжина балки,  $L_q$  – відстань прикладання навантаження

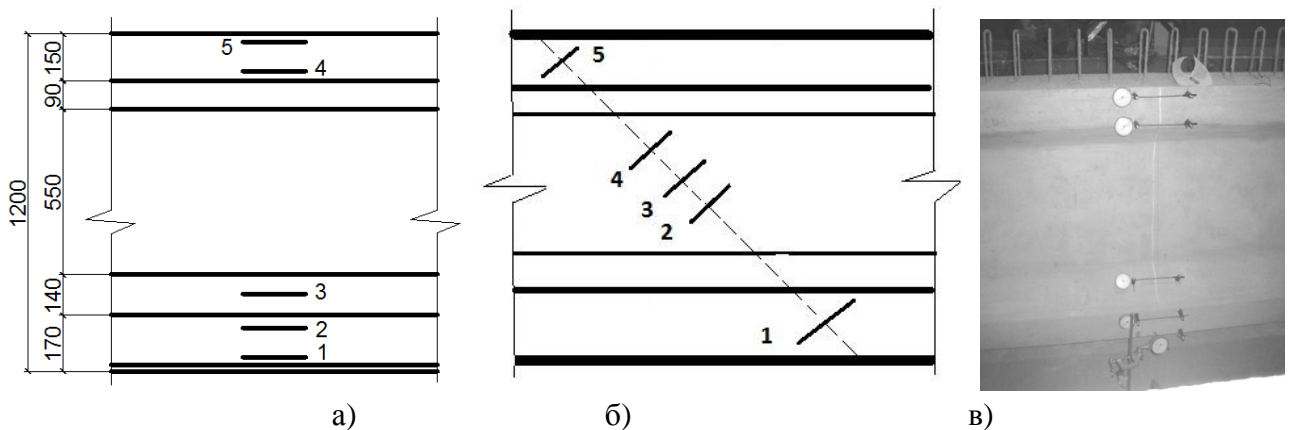


Рис. 2.16. Розташування індикаторів на базі 200мм при випробуванні балок Б 1800.110.40 і Б 2100.110.40: а – схема розташування при випробуванні на дію згинального моменту, б – схема розташування при випробуванні на дію поперечної сили, в – фото розташування індикаторів на базах при випробуванні на дію згинального моменту балки Б2100.110.40: 1...5 – номери індикаторів на базах

### 2.1.7. Випробування попередньо напруженої балки МЗБК – 160

*Мета роботи*, в якій брав участь автор дисертації, – оцінити несну здатність, жорсткість та тріщиностійкість збірної попередньо напруженої балки серії «МЗБК-160» та дослідити її напружено-деформований стан на всіх стадіях роботи традиційними методами та методом ЦКЗ. Розробка конструкції балки проводилася на основі розрахунків, виконаних в інституті ДП Держдор НДІ за участі автора. Згідно норм [107, 108] були виконані розрахунки за першою та другою групами граничних станів при дії згинального моменту і поперечної сили. Розрахунки проводили за допомогою програм ПК «ЛИРА САПР» (рис. 2.17) та ПК «Mathcad» з врахуванням досвіду впроваджень та досліджень подібних балок [68, 62], досліджень збірно-монолітних прогонових будов із таких збірних балок [67] та вивчення роботи залізобетонних балок у складі збірно-монолітних прогонових будов [60].

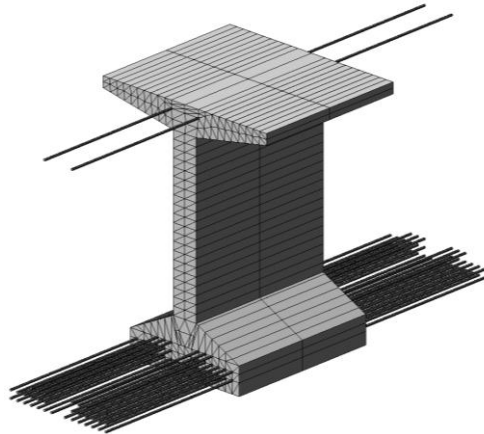


Рис. 2.17. Фрагмент 3D моделі розрахунку балки МЗБК-160 в ПК «ЛИРА САПР»

За робочими кресленнями, що були розроблені ТОВ НВО «Будіндустрія», на заводі ПАТ «МЗБК» була виготовлена попередньо напружена балка типу «МЗБК-160» довжиною 33м на стенді з натягом канатів на упори (рис. 2.18, а). Попередньо напружена арматура – канати типу К-7 європейського стандарту SuperStrand 1860 діаметром 15.2 мм. У нижній зоні балка армована 32-а канатами, а у верхній зоні 2-ма такими канатами. Клас бетону за міцністю на стиск В40.

Для визначення фактичних міцнісних показників балку випробували за участі автора дисертації в проектному положенні на випробувальному стенді статично на дію згинального моменту та поперечної сили. Навантаження здійснювали гідравлічними домкратами, підключеними до насосної станції, зусилля на балку передавалось за допомогою тяг, закріплених до силової підлоги стенду, та поперечних траверс. За допомогою манометра вимірювали зусилля, що прикладали на балку. Визначались міцність балок, жорсткість, момент утворення тріщин та ширина їх розкриття.

Схеми випробувань та загальний вигляд випробування на дію згинального моменту та на дію поперечної сили показано на рис. 2.19.



а)

б)

Рис. 2.18. Загальний вигляд балки МЗБК-160 при її виготовленні (а); загальний вигляд готової балки (б)

Навантаження на балку прикладали ступенями і на кожній ступені відразу після прикладання навантаження робили 15-хвилинну витримку. Витримка після прикладання максимального навантаження складала 30 хвилин. На кожній ступені навантаження заміряли фіброві деформації балки, використовуючи індикатори годинникового типу для вимірювання місцевих деформацій бетону на базі 200 мм, які встановлювали в середині прогону рівномірно по всій висоті балок (6 шт.) (рис. 2.19, г).



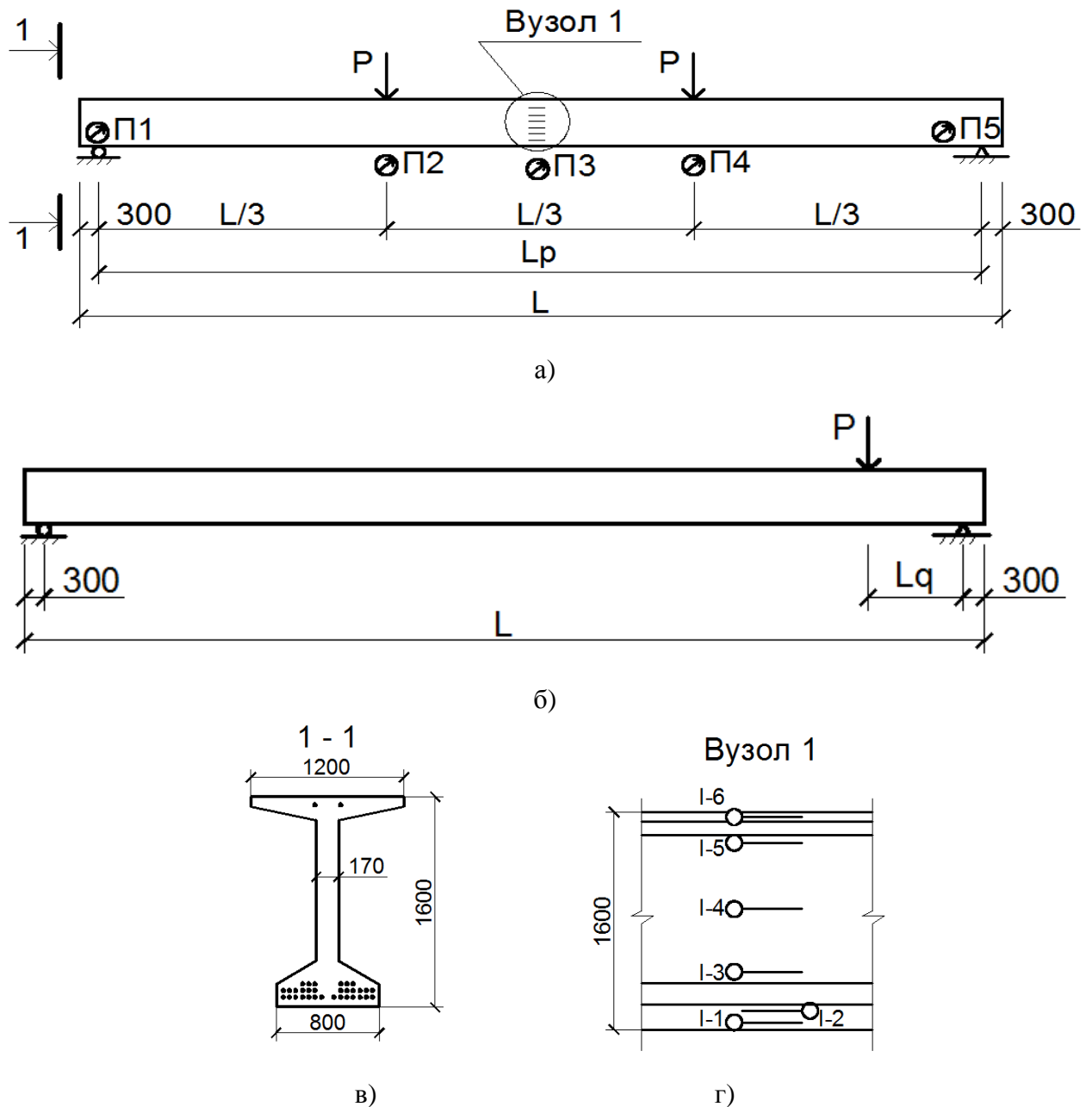


Рис. 2.19. Схема випробування балки МЗБК-160 на дію згинального моменту (а), схема випробування балки на дію поперечної сили (б), поперечний переріз балки (в), схема розміщення індикаторів при випробуванні на дію згинального моменту (г):

$L=33$  м – довжина балки,  $L_p=32.4$  м – розрахункова довжина прогону,  $L_q=1.45$  м – відстань прикладення навантаження, I-1...I-6 – індикатори на базі 200мм



а)



б)



в)

Рис. 2.20. Загальний вигляд випробування балки МЗБК-160 на дію згинального моменту (а); загальний вигляд випробування балки на дію поперечної сили (б); використання методу ЦКЗ при випробуванні балки (в): 1 – дослідна балка, 2 – дослідна ділянка 15x50 см зі спеціальним напильням в розтягнутій зоні, 3 – фотокамера на штативі

### Висновки до розділу 2

1. Розроблена програма експериментальних досліджень попередньо напружених залізобетонних балок при дії одноразових, малоциклових та багатоциклових навантажень. Робота попередньо напружених конструкцій вивчалась на дослідних зразках залізобетонних балок в лабораторних умовах та на натурних зразках балок на заводських стендах, що дало можливість отримати достовірні дані щодо їх напружено-деформованого стану.

2. Вперше проведені випробування на дію циклічних навантажень дослідних зразків балок, армованих канатами К-7 за європейськими стандартами. Така попередньо напружена арматура в останні роки широко

використовується в Україні для армування балок мостів, але досліджень роботи таких конструкцій недостатньо.

3. При дослідженні бетонних зразків використовувалось тепловізійне обладнання, що показало можливість фіксації процесів виділення тепла (енергії руйнування) при деформуванні та руйнуванні масиву бетону.

4. Процеси утворення і розвитку тріщин в зразках крім традиційного візуального методу вивчались найбільш інформативним сучасним методом акустичної емісії, що дало можливість не тільки якісно, але і кількісно оцінити процеси тріщиноутворення на всіх стадіях роботи дослідних конструкцій.

5. Відносні фіброві деформації дослідних зразків фіксувались як традиційними методами (індикаторами на базах, тензометрією), так і сучасним методом цифрової кореляції зображень. В роботі оцінювалась можливість використання методу ЦКЗ для дослідження залізобетонних попередньо напружених конструкцій шляхом порівняння даних, отриманих традиційними методами, з результатами методу ЦКЗ.

### РОЗДІЛ 3. РЕЗУЛЬТАТИ ДОСЛІДЖЕНЬ НАПРУЖЕНО- ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК

#### 3.1.1. Фізико-механічні характеристики бетону та арматури

В результаті обробки даних випробовувань кубів і призм отримані фізико-механічні характеристики бетону (табл. 3.1, 3.2).

Міцність бетонних кубів, що входили в програму експериментальних досліджень показано в табл. 3.1. Міцність бетону на момент випробування становила 38,91 МПа (В 30).

Таблиця 3.1

Міцність бетону на стиск

Куб	Міцність кубів на стиск, МПа							Міцність бетону на стиск, Мпа
	К-1	К-2	К-3	К-4	К-5	К-6	К-7	
Міцність на стиск, МПа	41,7	39,8	43,1	39,6	38,8	40,9	42,8	38,91

Таблиця 3.2

Фізико-механічні характеристики досліджуваних бетонів

Серія	Міцність бетону на стиск, МПа	Призмova міцність, МПа	Початковий модуль пружності ( $E_0 \cdot 10^{-4}$ МПа)	Початковий коеф. поперечної деформації $\mu$
I	38,91	26,9	3,7	0,19

Після випробування призм згідно стандарту [27] була побудована залежність  $\sigma - \varepsilon$  (рис. 3.1) для бетону.

В результаті випробування трьох зразків канатної арматури К-7  $\varnothing 9,5$  на розривній машині заводського № 2785 з максимальним зусиллям 500 кН визначено, що тимчасовий опір сталі  $\sigma_u = 620 \text{ Н/мм}^2$ .

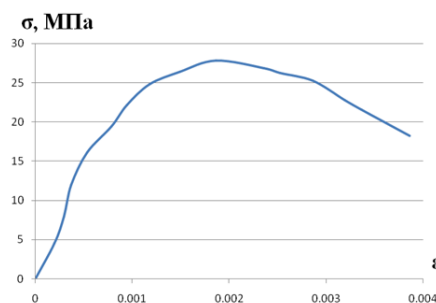


Рис. 3.1. Залежність між напруженнями стиску та деформаціями розтягу для бетону при випробуванні призм марки ПР1

### 3.1.2. Процес випромінювання сигналів акустичної емісії та виділення температури у бетонних зразках для різних напружених станів

Задача ідентифікації сигналів АЕ від макротріщин в роботі [61] вирішується на основі аналізу форми огинаючої АЕ сигналу. Показано, що сигнали АЕ від тріщини при деформуванні можна виділити за ступенем зміни густини енергії. Введено критеріальну оцінку виявлення сигналів АЕ від тріщин  $K_p$ , для визначення якої використовують формулу:

$$K_{pj} = \lg \left( \frac{E_{ej}}{\tau_j^2} \right) + B + C, \quad (3.1)$$

де  $E_{ej}$  - енергія від  $j$ -го зареєстрованого сигналу АЕ;  $\tau_j$  - тривалість зареєстрованого сигналу АЕ;  $B$  – поправочний коефіцієнт по чутливості АЕ апаратури;  $C$  – поправочний коефіцієнт з порогу амплітудної дискримінації.

АЕ при випробуванні кубів на стиск аналізували з використанням параметру  $K_p$  (для бетону  $K_p > 6$  свідчить про утворення тріщин). При випробуванні бетонних кубів марки КС розміром  $100 \times 100 \times 100$  мм за методикою [45], сигнали АЕ з'являються після прикладання навантаження близько 2-5% від руйнівного (рис. 3.2, г). Це пояснюється утворенням відколів шматочків бетону на опорних гранях, що спостерігалось візуально. При подальшому збільшенні навантаження кількість сигналів АЕ (рис. 3.2, г) зменшується. Сигнали, які реєструються на даному етапі навантаження, мають невелику енергію. Ймовірно, що дані імпульси АЕ генеруються за рахунок тертя опорних граней кубика об плиту гідравлічного преса. Інтенсивне утворення дефектів спостерігається при навантаженні, що перевищує значення 0,7-0,8 R. Зростає інтенсивність сигналів АЕ та їх енергетичні параметри. Інтенсивність АЕ лишається постійною, фіксуються окремі імпульси з високим рівнем енергії та параметра  $K_p$ . Характер випромінювання різко змінюється при наближенні до рівня навантаження, що складає в середньому для досліджуваної марки бетону 0,9 R. На даному етапі завантаження стрімко зростає інтенсивність сигналів АЕ та їх енергія, причому проходить наростання їх значень, фіксуються сигнали з коефіцієнтом  $K_p > 6$ .

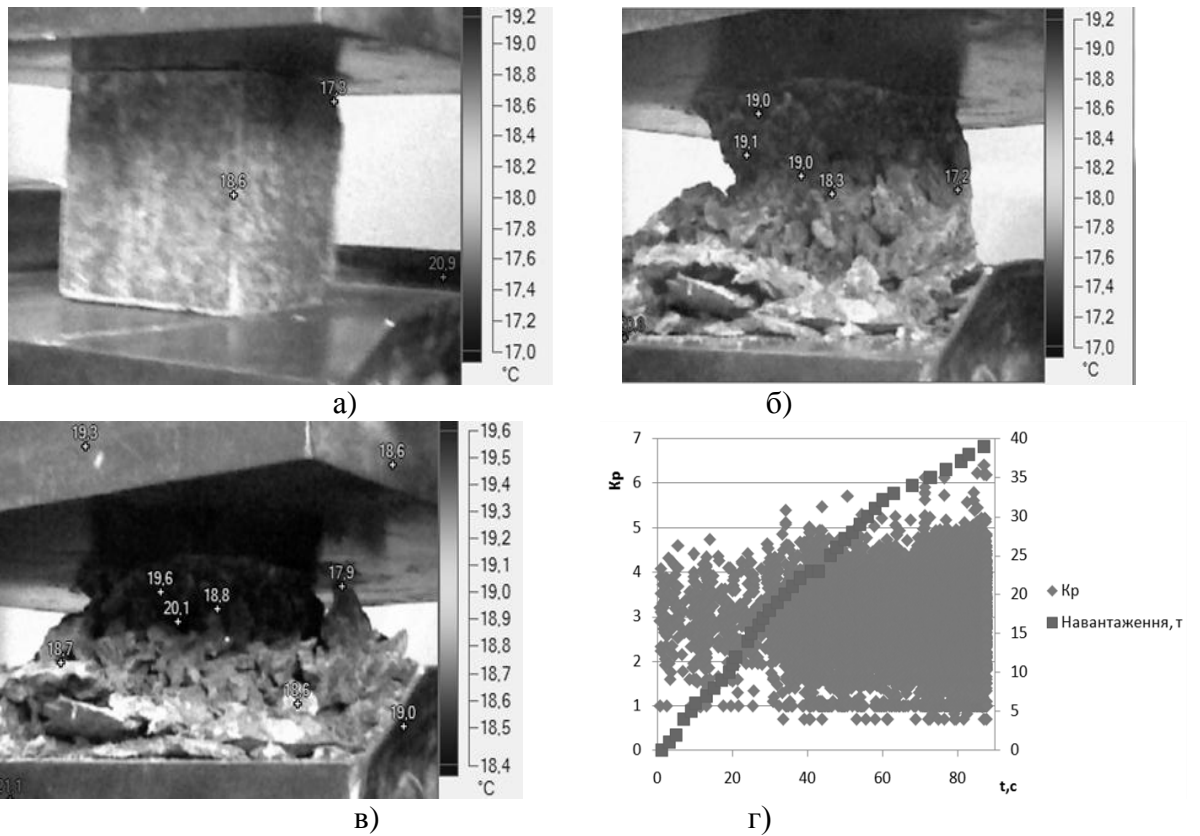


Рис. 3.2. Випробування куба К-4: а – куб до прикладання навантаження, б – куб при руйнуванні, в – куб при подальшому роздавлюванні на пресі, г –  $K_p$  в часі при випробуванні К-4

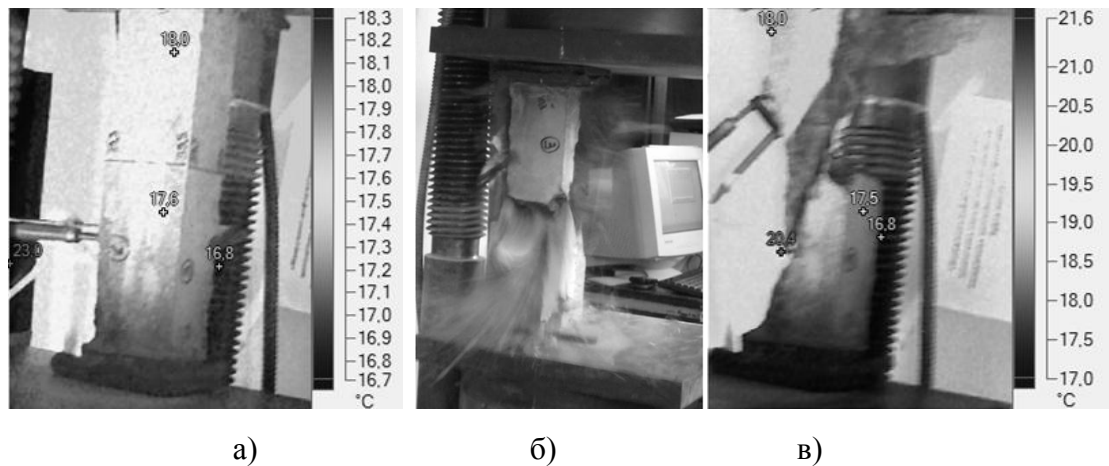


Рис. 3.3. Випробування призми П-2: а – розподіл температурного поля в момент перед руйнуванням, б – момент руйнування призми, в – розподіл температурного поля після руйнування

Руйнування бетонних кубів супроводжується АЕ лавиноподібного характеру, причому процес руйнування кубів є крихким із стрімкою втратою стійкості та супроводжується характерним гучним звуком. Це пов'язано з високою міцністю бетону на стиск. Параметри сигналів АЕ при руйнуванні стрімко зростають.

Тепловізійні дослідження бетону показали, що при руйнуванні бетонного куба К-4 виділення температури складало 2,64 °С (рис. 3.2). До випробування куба температура складала 17,44 °С (рис. 3.2, б), після – 20,13 °С (рис. 3.2, д). Найбільше виділення температури фіксувалось на частинках щебеню. При руйнуванні призми П-2 виділення температури складало 1,5°С (рис. 3.4). Після руйнування найбільша температура зафіксована також на частинках щебеню.

Метод цифрової кореляції кореляції зображень показав наступне. Зафіксовані зони максимальних відносних деформацій на грані куба К-4 перед руйнуванням показані на рис. 3.4. Характер накопичення відносних деформацій по осі  $x$  ( $\epsilon_{xx}$ ) (рис. 3.3, а). По осі  $y$  відносні деформації стиску найбільші в центрі куба, розтягу – на лівому та правому краях грані (рис. 3.3, б). Максимальне значення  $\epsilon_{xx}$  становить 1,94.

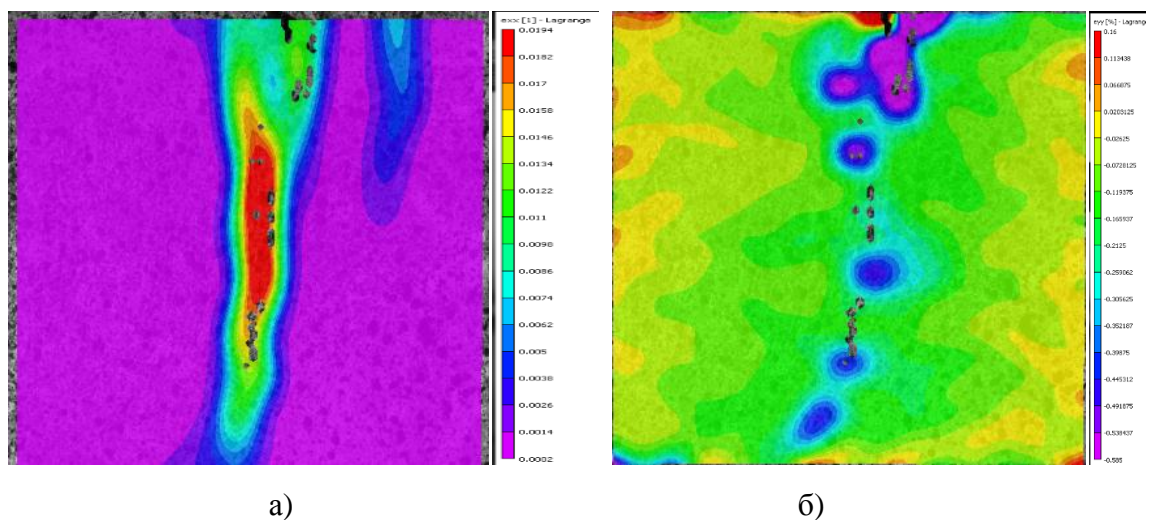


Рис. 3.4. Значення відносних деформацій дослідної грані куба К-4, визначені методом ЦКЗ, при  $P=350$  кН: а –  $\epsilon_{xx}$ , б –  $\epsilon_{yy}$

## **3.2 Результати випробування залізобетонних попередньо напружених лабораторних зразків балок**

### **3.2.1. Тріщиностійкість попередньо напружених залізобетонних балок при дії одноразових навантажень**

При випробуванні балок Б-1, Б-2 одноразовим навантаженням під час прикладення сили при завантаженні 4 кН фіксувались сигнали АЕ з коефіцієнтами  $K_p$ , що вказують на утворення тріщин в місцях підмуровки прикладання пари сил. При витримці сигнали гаснуть і утворення тріщин не фіксується. При подальших привантаженнях сигнали АЕ фіксуються, але їхня характеристика  $K_p$  не перевищує 4. При збільшенні навантаження на балку сигнали поступово посилюються і вже при навантаженні 16 кН з'явилися АЕ сигнали утворення тріщин ( $K_p > 6$ ) з енергією  $E = 1440 \text{ мВ}^2 \text{ с}$ . Візуально утворення перших тріщин зафіксовано при навантаженні 20 кН. Це узгоджується з результатами роботи [160] про те, що метод АЕ фіксує процес утворення тріщин з випередженням у порівнянні з візуальним, тобто він прогнозує процес тріщиноутворення. В обох балках тріщини утворилися в нижній зоні під місцями прикладання сил. З використанням методу ЦКЗ тріщиноутворення зафіксовано при 16 кН (рис. 3.28), аналогічно як і методом АЕ.

Згідно графіка прогинів балок (рис. 3.8) момент тріщиноутворення (т.А) зафіксовано при 20 кН. Після збільшення навантаження в нижній частині балок в зоні чистого згину утворюються кілька нових тріщин. Динаміка розкриття усіх тріщин та найбільшої з них показана на рис. 3.6 та рис. 3.7 відповідно. Після утворення тріщин при 20 кН швидке наростання ширини розкриття максимальної продовжується до навантаження 48 кН. Після чого інтенсивність наростання сповільнюється і перед руйнуванням середня ширина розкриття максимальної тріщини 1,2 мм. До граничного значення ширини розкриття максимальної тріщини для конструкцій мостів величиною в 0,2 мм [107] балки доведені при навантаженні 40-42 кН. Обидві балки Б-1, Б-2 зруйнувались при навантаженні 72 кН (рис. 3.5). Руйнування відбулось по бетону стиснутої зони в зоні чистого згину.





а)



б)

Рис. 3.5. Характер руйнування залізобетонних балок після одноразового статичного навантаження : а – Б-1, б – Б-2

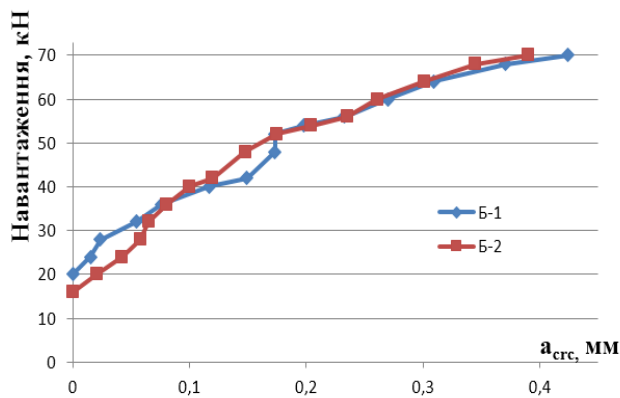


Рис. 3.6. Середня ширина розкриття тріщин балок Б-1 і Б-2

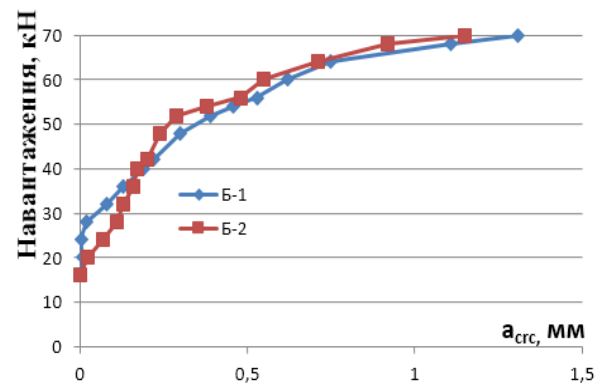


Рис. 3.7. Ширина розкриття максимальної тріщини балок Б-1 і Б-2

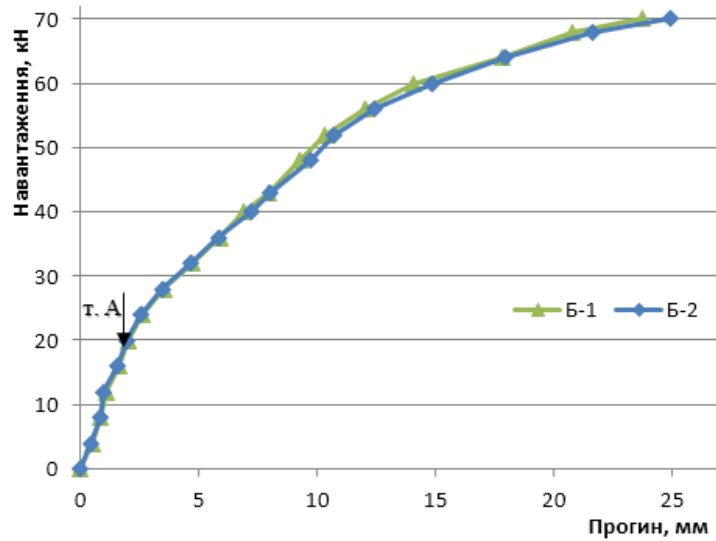
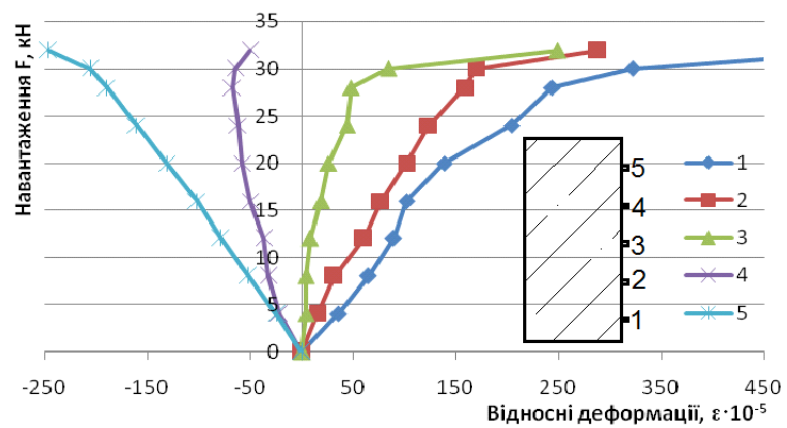
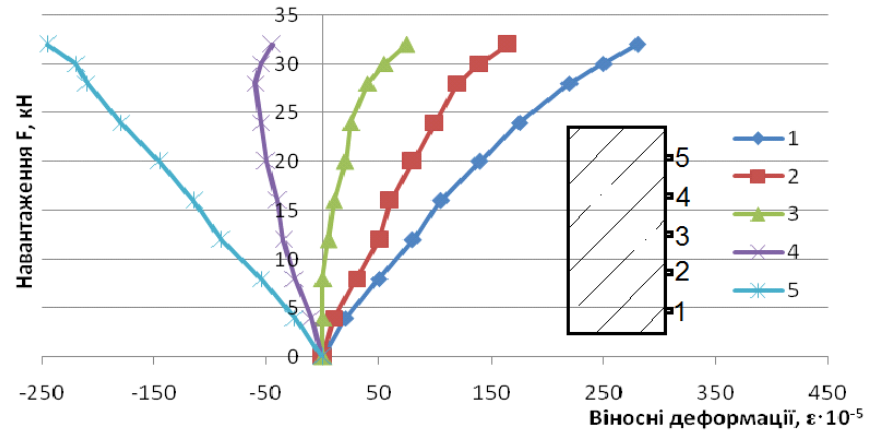


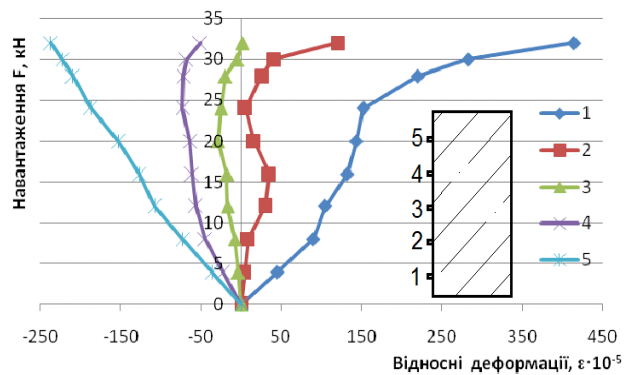
Рис. 3.8. Графік прогинів балок Б-1 та Б-2 : т.А – момент тріщиноутворення



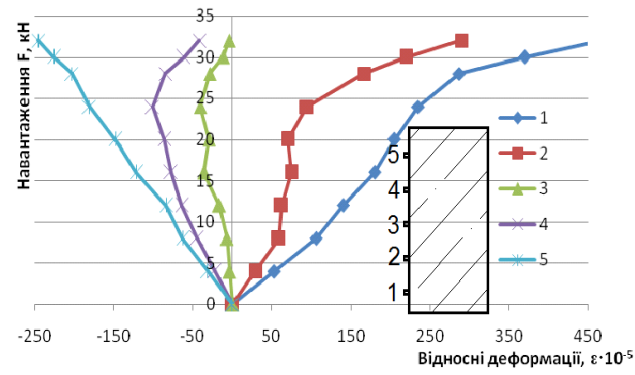
а)



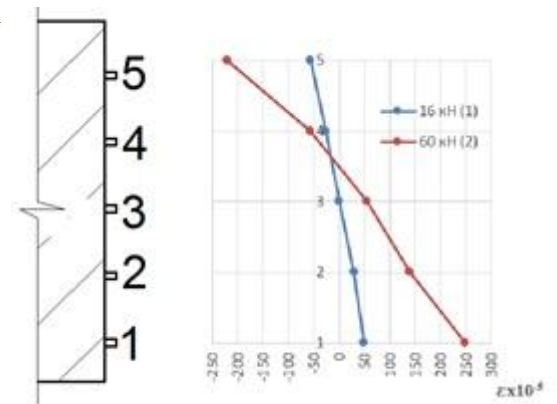
б)



в)



г)



д)

Рис. 3.9. Відносні деформації: а – тензодатчиків, б – мікроіндикаторів, в – екстензометрів навпроти тензодатчиків, г – екстензометрів навпроти мікроіндикаторів, д – по висоті балки при навантаженні 16 кН (1) і 60 кН (2)

### 3.2.2. Робота попередньо напружених залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень

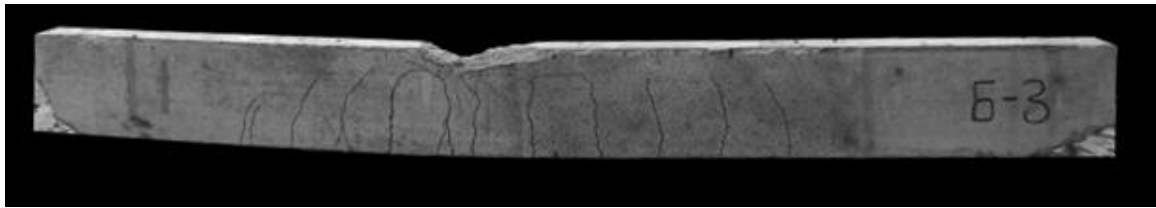
Балки Б-3, Б-4 витримали базу малоциклових навантажень N згідно програми випробувань (п. 2.1.4), після чого при збільшенні навантаження і досягнення руйнівного зусилля  $P_{cr}$  вони руйнувались по нормальних перерізах внаслідок руйнування бетону стиснутої зони (рис. 3.9). Характер руйнування при малоциклових навантаженнях був аналогічний характеру при одноразових навантаженні балок цієї ж серії. Після прикладання малоциклових навантажень їх несна здатність за згинальним моментом зменшилась на 5% (табл. 3.3). Для балок аналогічних розмірів із звичайною арматурою при малоциклових навантаженнях несна здатність зменшилась на 10 % [122], тобто попередньо напружені балки краще працюють при малоцикловій втомі.

Таблиця 3.3  
Моменти руйнування для залізобетонних балок при одноразових і малоциклових навантаженнях

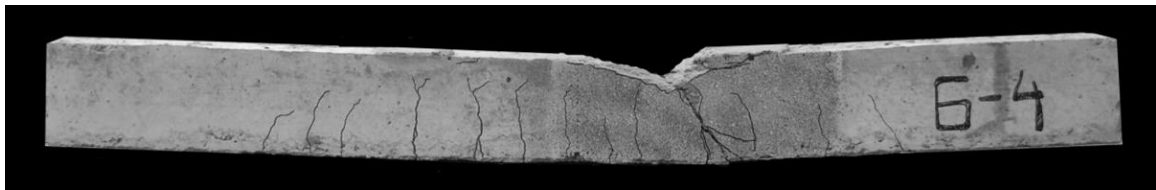
Шифр балок	Згинальний момент руйнування						Зменшення несної здатності за згинальним моментом  $(M_{cr,cep} - M_{cr,cep}^{сус}) \times 100\% / M_{cr,cep}$
	Розрахунковий $M_{cr1}$ [ДБН В.2.3-22:2009], кНм	Розрахунковий за ПК «ЛІРА САПР» $M_{cr2}$ , кНм	Одноразовий $M_{cr}$ , кНм	$M_{cr,cep}$ , кНм	Малоцикловий $M_{cr}^{сус}$ , кН	$M_{cr,cep}^{сус}$ , кНм	
Б-1	23,03	23,33	23,66	23,75		23,50	5%
Б-2			23,83				
Б-3				23,66			
Б-4				23,33			

Аналіз тріщиностійкості балок проводився наступним чином. Після кожної ступені навантаження циклу замірялась ширина розкриття всіх нормальних тріщин на рівні попередньо напруженої арматури з визначенням тріщини з максимальним розкриттям (табл. 3.4). Теоретичне значення ширини розкриття тріщин на зазначених величинах навантаження вираховане згідно норм [155]. Після сумування заміряних значень визначалось процентне співвідношення збільшення ширини розкриття всіх тріщин балки та

максимально розкритої тріщини відносно величини, отриманої на першому циклі навантаження (табл. 3.5).



а)



б)

Рис. 3.10. Характер руйнування залізобетонних балок при малоцикловому навантаженні :  
а – Б-3, б – Б-4

Результати досліджень показують, що в середньому після семи циклів навантаження-розвантаження до рівня  $0,6P_{cr}$  ширина розкриття максимально розкритої тріщини збільшилась в середньому на 40,67% у порівнянні з першим циклом (табл. 3.6). Після довантажень Б-3 та Б-4 до рівня  $0,75P_{cr}$  середній приріст розкриття максимальної тріщини відносно середнього значення розкриття при  $0,75 P_{cr}$  для балок Б-1 та Б-2 становить 36,47 %.

При цьому балки отримують деякі залишкові деформації, так як при наступному завантаженні до нижчого рівня величина розкриття тріщин не повертається до попередніх значень. На десятому привантаженні ( $0,75P_{cr}$ ) середнє збільшення розкриття тріщини становить 58,83%.

Згідно даних табл. 3.4 величина ширини розкриття тріщин після семи циклів привантаження до  $0,6P_{cr}$  становить в середньому 0,29мм, що більше розрахункового значення 0,27мм. А при восьмому та десятому циклі ( $0,75P_{cr}$ ) – 0,69 та 0,675 мм, що перевищує розрахункове значення 0,47мм.

Таблиця 3.4

Максимальна ширина розкриття тріщин (мм) в балках

Серія балок			Розрахункова ширина розкриття максимальної тріщини при $0,6P_{cr}/0,75$ $P_{cr}$ , мм	Цикл 1 ( $0,6P_{cr}/0,75 P_{cr}$ )	Цикл 7 (0,6 $P_{cr}$ )	Цикл 7 (0,75 $P_{cr}$ )	Цикл 8 (0,75 $P_{cr}$ )	Цикл 9 (0,6 $P_{cr}$ )	Цикл 10 (0,75 $P_{cr}$ )
Серія 1	Б-1	$a_{cr}^{exp}$ , мм	0,27/0,47	0,25/0,47	-	-	-	-	-
	Б-2	$a_{cr}^{exp}$ , мм		0,21/0,38	-	-	-	-	-
	Б-3	$a_{cr}^{exp}$ , мм		0,21/ -	0,28	0,57	0,67	0,54	0,63
	Б-4	$a_{cr}^{exp}$ , мм		0,25/ -	0,30	0,59	0,71	0,58	0,72
	Середнє значення			-	0,23/0,425	0,29	0,58	0,69	0,56

Таблиця 3.5

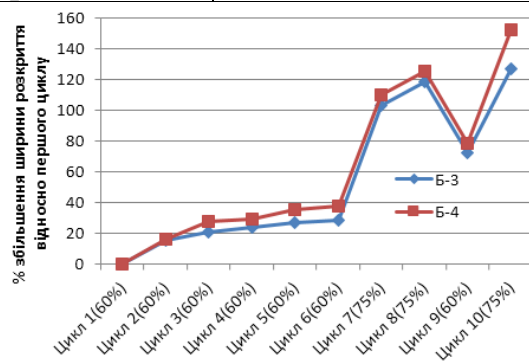
Збільшення ширини розкриття у % всіх тріщин / максимально розкритої тріщини балок по циклах (відносно першого циклу)

Серія 1	Шифр	Збільшення ширини розкриття, %				
		Цикл 7 (0,6 $P_{cr}$ )	Цикл 7 (0,75 $P_{cr}$ )	Цикл 8 (0,75 $P_{cr}$ )	Цикл 9 (0,6 $P_{cr}$ )	Цикл 10 (0,75 $P_{cr}$ )
	Б-3	31,48/33,33	102,94/138	118,16/219,05	38,14/157,14	126,44/200
Б-4	37,42/48	106,44/96	124,93/184	39,83/132	133,12/188	

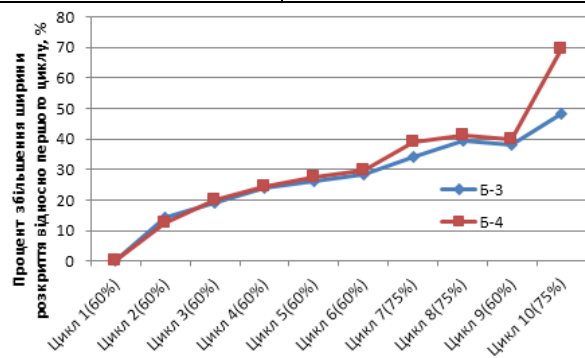
Таблиця 3.6

Збільшення ширини розкриття у % в залежності від рівня навантаження (відносно першого циклу з даним рівнем)

Серія 1	Шифр	Тріщина з макс.розкриттям		
		після 7-ми циклів з рівнем 0,6 $P_{cr}$	після 7-ми циклів з рівнем 0,75 $P_{cr}$	після 10-х циклів з довантаження до рівня 0,75 $P_{cr}$
	Б-3	33,33	34,11	48,24
Б-4	48	38,82	69,41	
Сер. значення		40,67	36,47	58,83



а)



б)

Рис. 3.11. Процент збільшення ширини розкриття тріщин в балках Б-3, Б-4: а – усіх тріщин балки, б – найбільшої тріщини

На графіках на рис. 3.11 чітко фіксується стабілізація розкриття тріщин до 7-го циклу, а також подальше їх зростання при збільшенні граничного навантаження на циклі.

Слід зазначити, що всі тріщини в балці утворюються на першому циклі. При повторних завантаженнях відбувається лише їх розвиток без утворення нових. Утворення нових тріщин спостерігалось при збільшенні максимального навантаження на 7-му циклі та при монотонному прикладанні навантаження до руйнування балок після 10-го циклу. Загалом якісна картини розвитку всіх тріщин по балках ідентична (рис. 3.12).

На графіку рис. 3.12 показано експериментальні результати досліджень збільшення ширини розкриття нормальних тріщин в попередньо напружених залізобетонних елементах при малоциклових навантаженнях різних авторів.

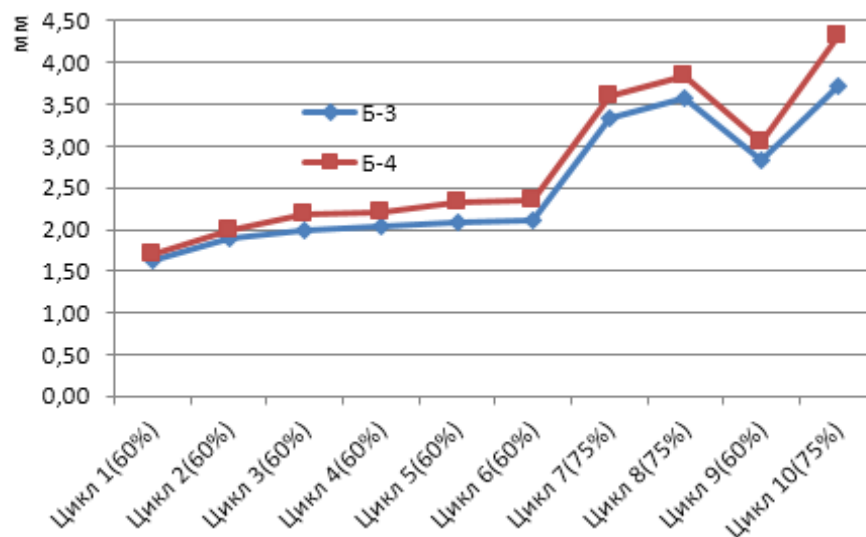


Рис. 3.12. Сумарна ширина розкриття всіх тріщин балок Б-3 та Б-4 по циклах

Порівняння отриманих даних з результатами досліджень інших авторів (рис. 3.13) не показує чіткої залежності збільшення ширини розкриття тріщин від рівня навантаження. Це пояснюється відмінністю попередньо напруженої арматури, випробовуваних конструкцій, умов завантаження тощо. Отримані автором дисертації дані задовільно узгоджуються з результатами, отриманими раніше іншими дослідниками [19, 30, 31, 80, 81]. Цей висновок впливає з того, що результати автора знаходяться в середній зоні між максимальними і мінімальними даними різних авторів.

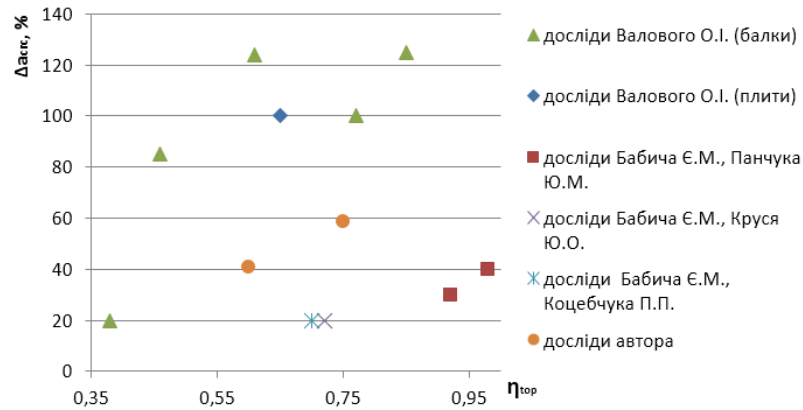


Рис. 3.13. Результати досліджень різними авторами збільшення ширини розкриття нормальних тріщин  $\Delta a_{cr}$ , % в залежності від рівня навантаження  $\eta^{top}$

Експериментально встановлено збільшення ширини розкриття тріщин при малоцикловому випробуванні залізобетонних балок зі змішаним армуванням. При 7 циклах завантаження до рівня  $0,6R_{ct}$  максимальна ширина розкриття тріщин збільшилась на 40,67%, при навантаженні до рівня  $0,75 R_{ct}$  при 10 циклах, максимальна ширина розкриття збільшилась на 58,83%.

Як і в роботах [79, 108, 118, 148] підтверджено, що стабілізація прогинів згинаних залізобетонних елементів, що піддаються малоцикловим навантаженням, настає після 5-7 циклів.

На рис. 3.14 показано прогини балок Б-3, Б-4 на першому циклі завантаження. Точкою А на рисунку вказано момент утворення тріщини, який можна визначати за зміною кута нахилу кривої.

Слід зазначити, що повні значення прогинів складаються з пружних та пластичних складових. Найбільших пластичних деформацій балка набуває після першого циклу (1,95 та 2,01 мм), а також після перевантажень до вищого рівня, на рядових циклах пластичні деформації незначні.

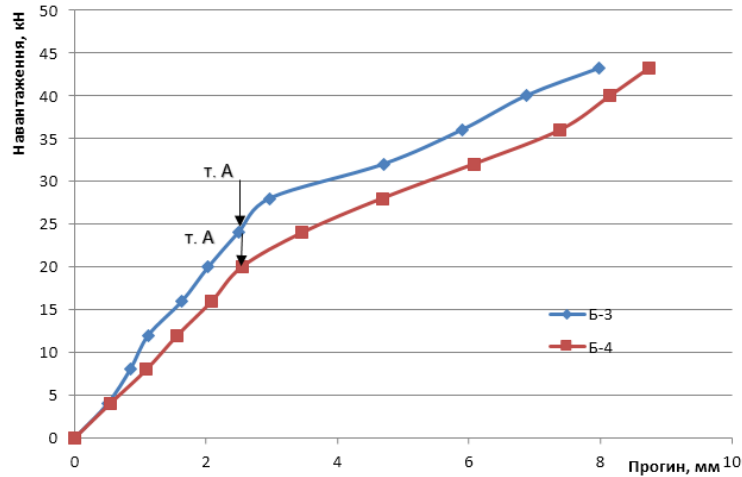


Рис. 3.14. Графіки зміни прогинів поперечно напружених залізобетонних балок Б-3 та Б-4 на першому циклі. Точка А – момент утворення тріщини

Після аналізу прогинів (табл. 3.8) отримано, що їх збільшення відносно першого циклу після семи циклів повторних навантажень до рівня  $0,6P_{cr}$  становить 11,6 та 12,36% (в середньому 11,98%). Після двох перевантажень до рівня  $0,75P_{cr}$  це значення збільшилось до 48,86 та 49,77% (в середньому 49,315%). При цьому балка отримує значні залишкові деформації, так як при наступному завантаженні до нижчого рівня величина прогинів не повертається до попередніх значень. При повторному завантаженні до рівня  $0,75P_{cr}$  відбувається подальший ріст прогинів, їх максимальні значення збільшуються на 66,16 та 66,93% (середнє значення 66,55%).

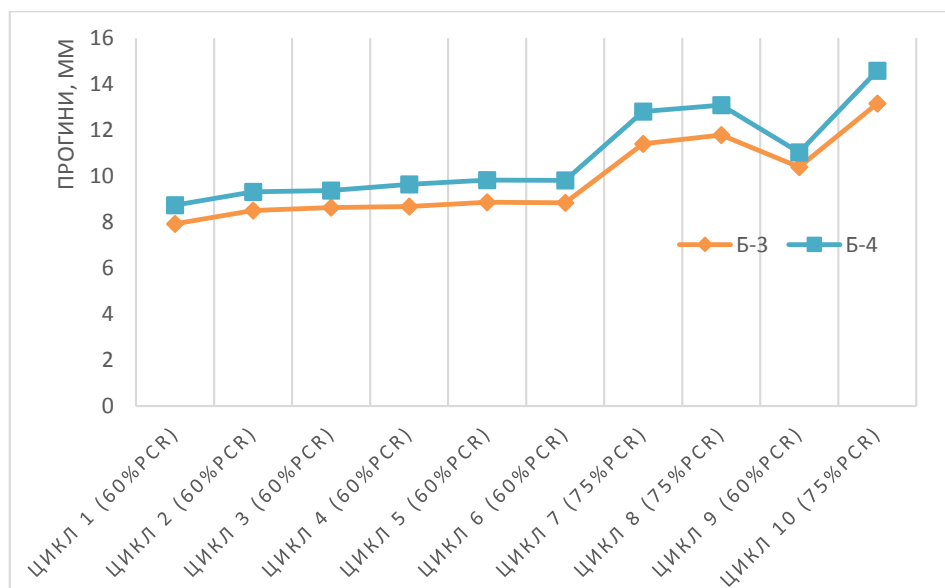


Рис. 3.15. Максимальні прогини балок Б-3, Б-4 по циклах



Таблиця 3.7

Прогини балок по циклах  $f^{exp}$ , мм

Серія балок		Цикл 1 ( $0,6P_{cr}$ )	Цикл 7 ( $0,6P_{cr}$ )	Цикл 7 ( $0,75P_{cr}$ )	Цикл 8 ( $0,75P_{cr}$ )	Цикл 9 ( $0,6P_{cr}$ )	Цикл 10 ( $0,75P_{cr}$ )
1	Б-3	7,92	8,85	11,41	11,79	10,4	13,16
	Б-4	8,74	9,84	12,81	13,09	11,03	14,59

Максимальні фіброві деформації бетону, заміряні в зонах балки, представлені на рисунку 3.17. Як і у випадку з прогинами, залишкові деформації накопичуються від циклу до циклу, найбільших значень з яких балка набуває на першому та циклах з перевантаженнями. Стабілізація деформаційних процесів відбувається після перших 5-7 циклів (до перевантаження). В лівій колонці показані деформації першого циклу, в правій – деформації по циклах, що відповідають максимальному рівні навантаження в циклі.

При малоциклових випробуваннях балок Б-3, Б-4 відносні деформації розтягнутої зони на 7-му циклі ( $60\% P_{cr}$ ) збільшилися на 73%, а на 10-му ( $75\% P_{cr}$ , перед руйнуванням) – на 126%.

Наростають також фіброві деформації стиснутого бетону, на сьомому циклі при рівні навантаження  $0,6P_{cr}$  вони зросли в середньому на 7% у порівнянні з першим. Перевантаження балок до вищого рівня навантаження викликає ріст залишкових деформацій, на восьмому циклі фіброві деформації становлять в середньому 31% відносно першого. При зниженні рівня на дев'ятому циклі вони не повертаються до попереднього рівня і дорівнюють в середньому 19%.

З рис. 3.16 можна спостерігати, що інтенсивне зменшення висоти стиснутої зони балок спостерігається на першому циклі завантаження, повторні цикли навантажень не призводять до її подальшого значного зменшення. Це підтверджує результати, описані в [113]. Там зроблений висновок, що в конструкціях без попереднього напруження висота стиснутої зони при повторних навантаженнях є величиною сталою, і визначається максимальним рівнем завантаження при першому циклі. Проте перевантаження до вищого рівня можуть призводити до деякого зменшення висоти стиснутої зони.

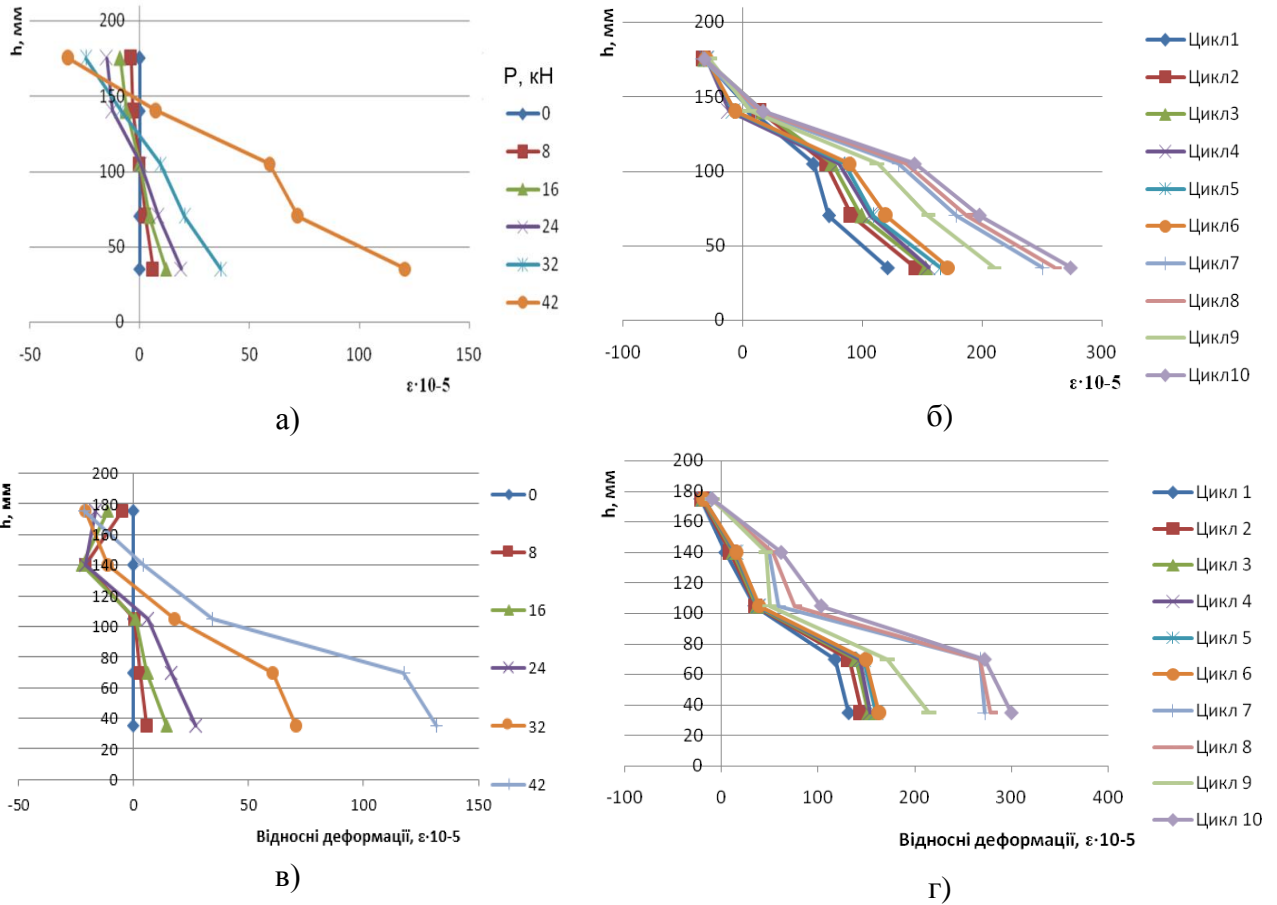


Рис. 3.16. Епюра максимальних фібрових деформацій  $\varepsilon$  на ступенях навантаження залізобетонних балок (а, в – на першому циклі; б, г – по циклах): Б-3 – а, б; Б-4 – в, г

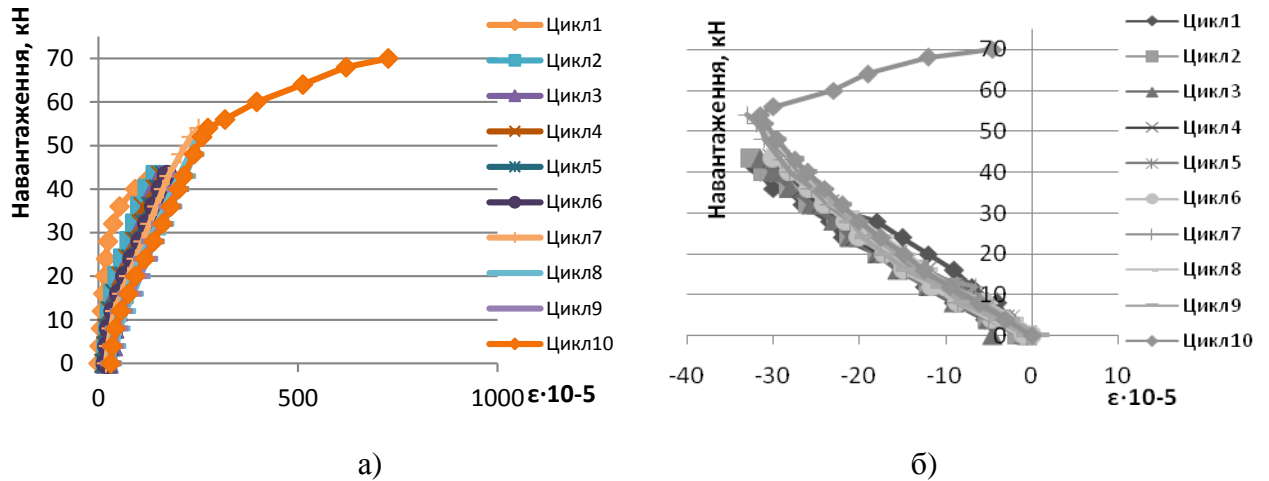


Рис. 3.17. Відносні деформації по висоті балки при малоциклових навантаженнях : а - низ балки (розтягнута зона, М-1), б - верх балки (стиснута зона, М-5); М-1, М-5 – індикатори на базі, див. рис. 2.6

Значення напружень у визначених вище зонах з максимальними фібровими деформаціями були вираховані за методикою [105] з врахуванням повної діаграми стиску бетону  $\sigma-\varepsilon$  (рис. 3.1) по діаграмам на рис. 3.17. При першому циклі діаграми напружень аналогічні тим, що були отримані при одноразових навантаженнях балок цих же серій. В другий цикл балка входить в якісно новому стані – з тріщинами, і це кількісно відображається на епюрах відносних деформацій. Визначена на першому циклі висота стиснутої зони зберігається при повторних навантаженнях, приріст напружень в стиснутій зоні пропорційний до приросту її фібрових деформацій.

### **3.2.3. Робота попередньо напружених балок при багатоциклових навантаженнях**

Розрахунок поперечного перерізу залізобетонних згинаних попередньо напружених елементів згідно норм [108] складається з перевірки на витривалість попередньо напруженої арматури (ф-ла 3.72), та бетону стиснутої зони (ф-ла 3.73).

Розрахунок на витривалість елементів (або їх частин) попередньо напружених залізобетонних конструкцій, віднесених до категорій вимог з тріщиностійкості 2а або 2б, по перерізах, нормальних до поздовжньої осі, необхідно виконувати за наведеними нижче формулами згідно норм [156] підставляючи абсолютні значення напружень і приймаючи переріз елементів без тріщин :

а) при розрахунку арматури розтягнутої зони :

$$\sigma_{p,max} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el.c}) + \sigma_{pg} + \sigma_{pv} \leq m_{ap1} R_p, \quad (3.2)$$

$$\sigma_{p,min} = (\sigma_{p1} - \sigma_{el.c}) + \sigma_{pg}, \quad (3.3)$$

б) при розрахунку бетону стиснутої зони згинаних, позацентрово стиснутих і позацентрово розтягнутих елементів :

$$\sigma_{bc,max} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg} + \sigma_{bcv} \leq m_{b1} R_b, \quad (3.4)$$

$$\sigma_{bc,min} = \sigma_{bc1} + \sigma_{bcg}, \quad (3.5)$$

(знак напружень при розрахунку статично невизначених конструкцій може змінюватись на протилежний).

У формулах (3.2) – (3.5) :

$\sigma_{p,max}, \sigma_{p,min}$  – напруження в напружуваній арматурі, відповідно максимальні і мінімальні;

$\sigma_{p1}$  – усталені (з врахуванням витрат) попередні напруження в напружуваній арматурі розтягнутої зони;

$\sigma_{el.c}$  – зниження напруження в напружуваній арматурі розтягнутої зони від пружного обтиснення бетону;

$\sigma_{pg} = n_1 \sigma_{btg}$  – напруження в арматурі від постійного навантаження;

$\sigma_{pv} = n_1 \sigma_{btv}$  – напруження в арматурі від тимчасового навантаження;

де  $n_1$  – відношення модулів пружності;

$m_{ap1}$  – коефіцієнт умов роботи арматури, що враховує вплив багаторазово повторюваного навантаження;

$R_p$  – розрахунковий опір напружуваної арматури;

$\sigma_{bc,max}, \sigma_{bc,min}$  – максимальні і мінімальні стискальні напруження в бетоні;

$\sigma_{bc1}$  – сталі (за винятком утрат) попередні напруження в бетоні стиснутої зони;

$\sigma_{bcg}$  – напруження в бетоні стиснутої зони від постійного навантаження;

$\sigma_{bcv}$  – напруження в бетоні стиснутої зони від тимчасового навантаження;

$m_{b1}$  – коефіцієнт умов роботи бетону, що враховує вплив багаторазового повторюваного навантаження;

$R_b$  – розрахунковий опір бетону стиску.

Таблиця 3.8

Перевірка витривалості попередньо напруженої арматури балок

Балки	$\sigma_{p,max}$ , кН/см <sup>2</sup>	$m_{ap1} \cdot R_p$ , кН/см <sup>2</sup>	Висновок
Б-5, Б-6	1042,67	1200	Умова виконується
Б-7, Б-8	1090,37	1200	Умова виконується
Б-9, Б-10	1110,20	1200	Умова виконується

Таблиця 3.9

Перевірка витривалості бетону стиснутої зони балок

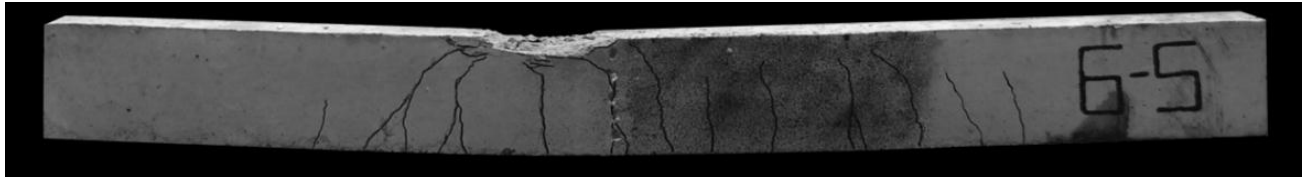
Балки	$\sigma_{bc,max}$ , МПа	$m_{b1} \cdot R_b$ , МПа	Висновок
Б-5, Б-6	19,93	19,22	Умова виконується
Б-7, Б-8	25,31	19,22	Умова не виконується
Б-9, Б-10	27,55	19,22	Умова не виконується

Б-5, Б-6, Б-7, Б-8 витримали 2 млн. циклів навантажень і були доведені до руйнування збільшенням навантаження. Вони зруйнувались внаслідок

руйнування бетону в стиснутій зоні. Згідно табл. 3.9 балки Б-7, Б-8 мають запас по міцності на витривалість, бо, не зважаючи на розрахункові характеристики бетону стиснутої зони, витримали базу випробувань – 2 млн циклів привантажень. Балки Б-9, Б-10 зруйнувались після 700 тис. циклів навантажень по бетону стиснутої зони, що і передбачалось розрахунком.

Багатократне прикладення навантаження збільшує початкові прогини на робочих рівнях навантажень. При першому режимі завантаження для балок Б-5, Б-6 загальне середнє збільшення максимальних прогинів становило 26%, для балок Б-7, Б-8 - 28%, для балок Б-9, Б-10 - 29%. На рис. 3.19 показана зміна прогинів дослідних балок при випробуванні в різних режимах повторних навантажень. Прогини балок стабілізувались після 800 тис. циклів.

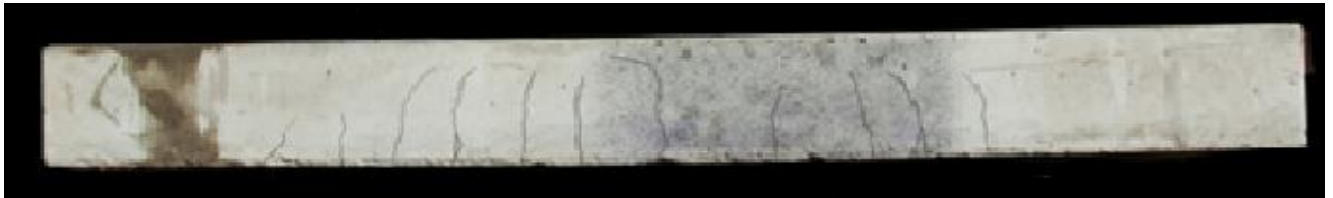
До прикладення повторних навантажень всі балки в зоні чистого згину мали початкові тріщини, що утворились при першому статичному привантаженні до рівня максимального привантаження циклу. Ширина розкриття максимальної тріщини в різних режимах навантаження отримала найбільший приріст при перших 300-500 тис. циклів. В подальшому ширина максимальної тріщини стабілізувалась до 700-800 тис. Максимальна ширина розкриття тріщини перед руйнуванням була приблизно однаковою для всіх балок.



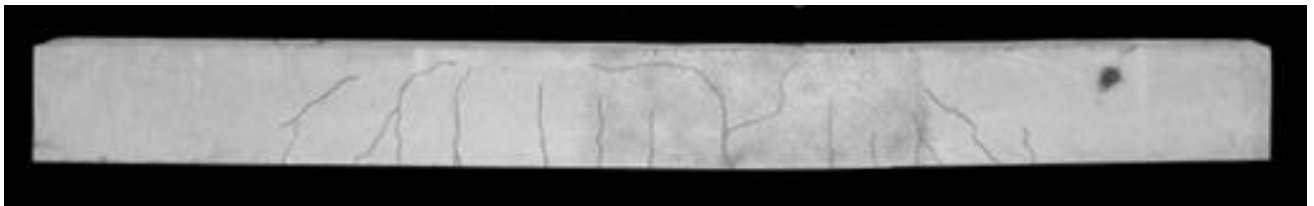
а)



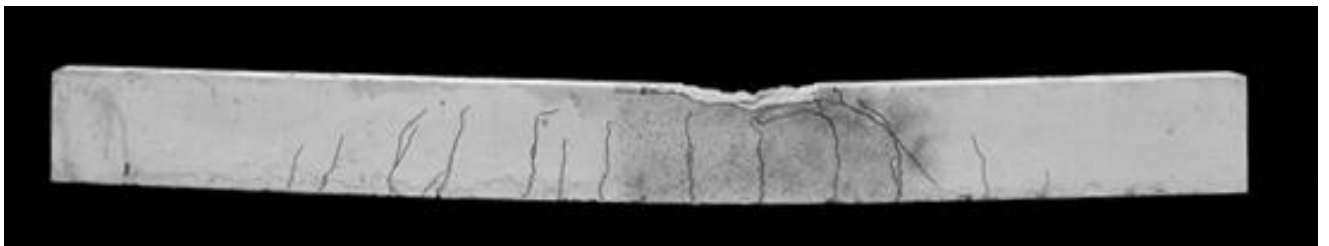
б)



в)



г)



д)



е)

Рис. 3.18. Характер руйнування залізобетонних балок після багаточиклового навантаження (а – Б-5, б – Б-6, в – Б-7, г – Б-8, д – Б-9, е – Б-10)

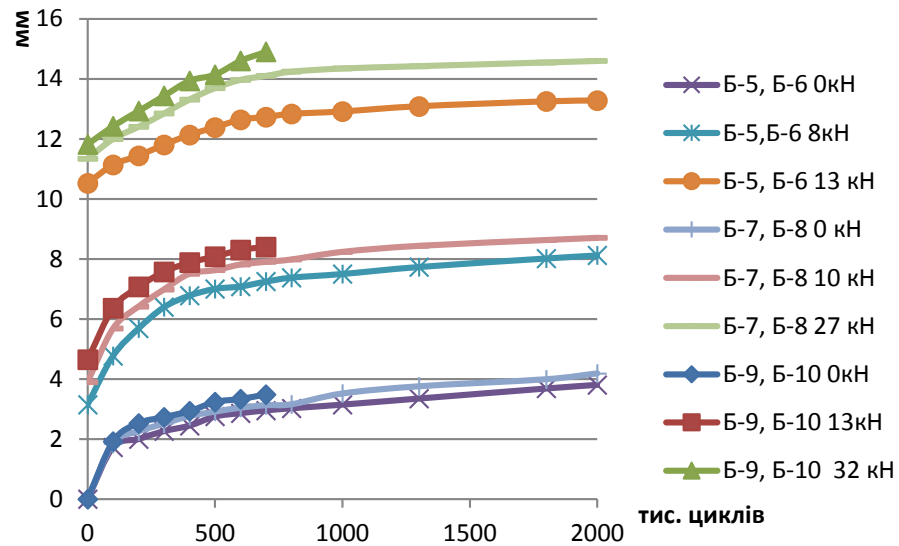


Рис. 3.19. Середні прогини пар балок при робочих рівнях навантаження

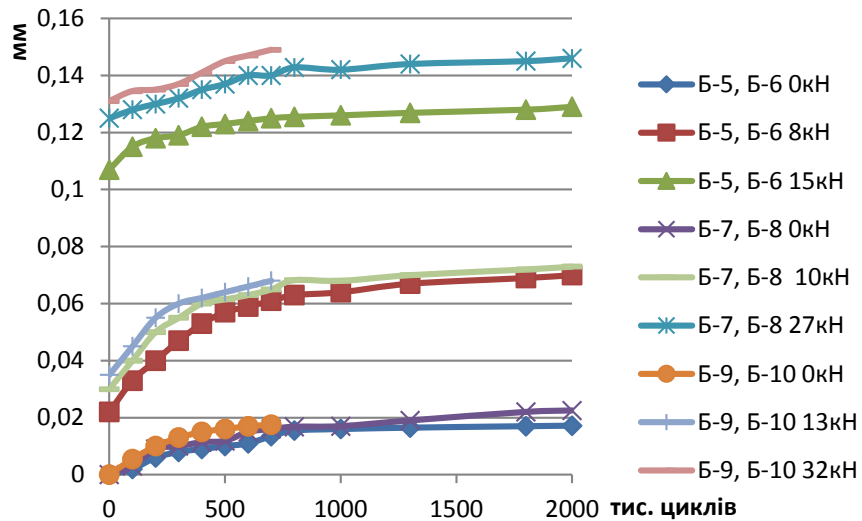


Рис. 3.20. Середнє розкриття максимальної тріщини пар балок при робочих рівнях навантаження

### 3.2.4. Параметри випробування акустичної емісії при випробуванні залізобетонних попередньо напружених балок

**Випробування балок одноразовим навантаженням.** При випробуваннях балок (Б-1, Б-2) сигнали акустичної емісії фіксувалися на всіх стадіях завантаження балок. Про утворення тріщин свідчать сигнали, які мають коефіцієнт  $K_p$ , що перевищує значення 6. Якщо при навантаженні 12 кН накопичувались сигнали мікротріщин з  $K_p = 5 \dots 5,5$ , то при навантаженні 16 кН зафіксовано сигнали з  $K_p = 6,18$  (рис. 3.21, б), що свідчило про утворення тріщин в розтягнутій зоні бетону. При аналогічному навантаженні було зафіксовано

утворення тріщини методом ЦКЗ. Візуально тріщини були зафіксовані при навантаженні 20 кН. Це підтверджує висновки в роботі [122], що метод АЕ дозволяє прогнозувати утворення тріщин при дещо менших рівнях навантаження, ніж виявлення їх візуально.

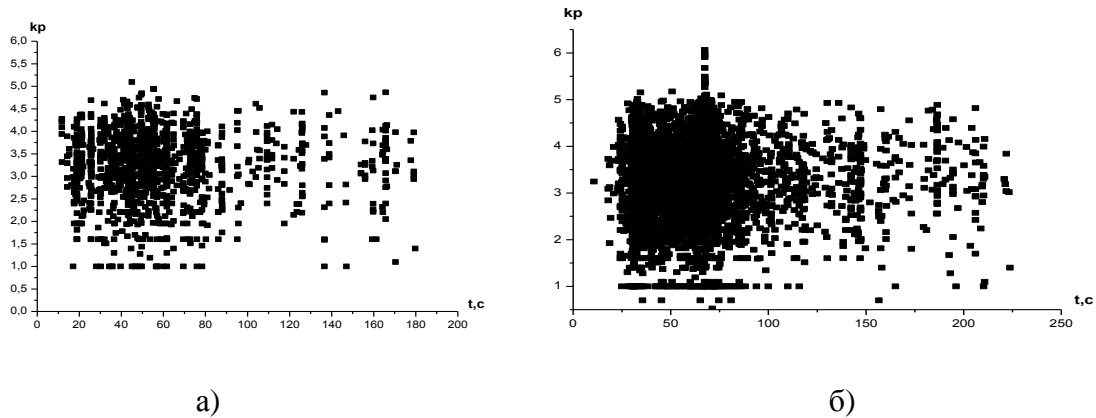


Рис. 3.21. Коефіцієнт  $K_p$  при одноразових навантаженнях: а – при 12 кН, б – при 16 кН

**Малоциклові випробування балок.** Методом АЕ зафіксовано сигнали  $K_p$  які свідчать про те, що на першому циклі навантаження до рівня 12 кН в балках не утворювалися тріщини ( $K_p < 6$ ) (рис. 3.22, а). Вже при 16 кН спостерігається утворення тріщини ( $K_p > 6$ ) (рис. 3.22, б). Сигнали про поширення існуючих і утворення нових тріщин фіксувались до максимального навантаження в першому циклі  $0,6 P_{cr}$ . При наступних циклах сигнали утворення нових і поширення існуючих тріщин спостерігалися тільки на останніх одному-двох привантаженні (рис. 3.22, в). На сьомому циклі (при підвищенні максимального навантаження від 60% до 75%) фіксували сигнали АЕ з  $K_p$  на кожному привантаженні (рис. 3.22, г). Дані тріщиноутворення за методом акустичної емісії зіставляли з візуальною картиною деформацій дослідженої ділянки за методом ЦКЗ (рис. 3.28), де також спостерігали виникнення і зростання ширини розкриття тріщин.

Встановлено, що руйнування – це зародження ансамблю мікротріщин, їх злиття та ріст результуючої макротріщини.



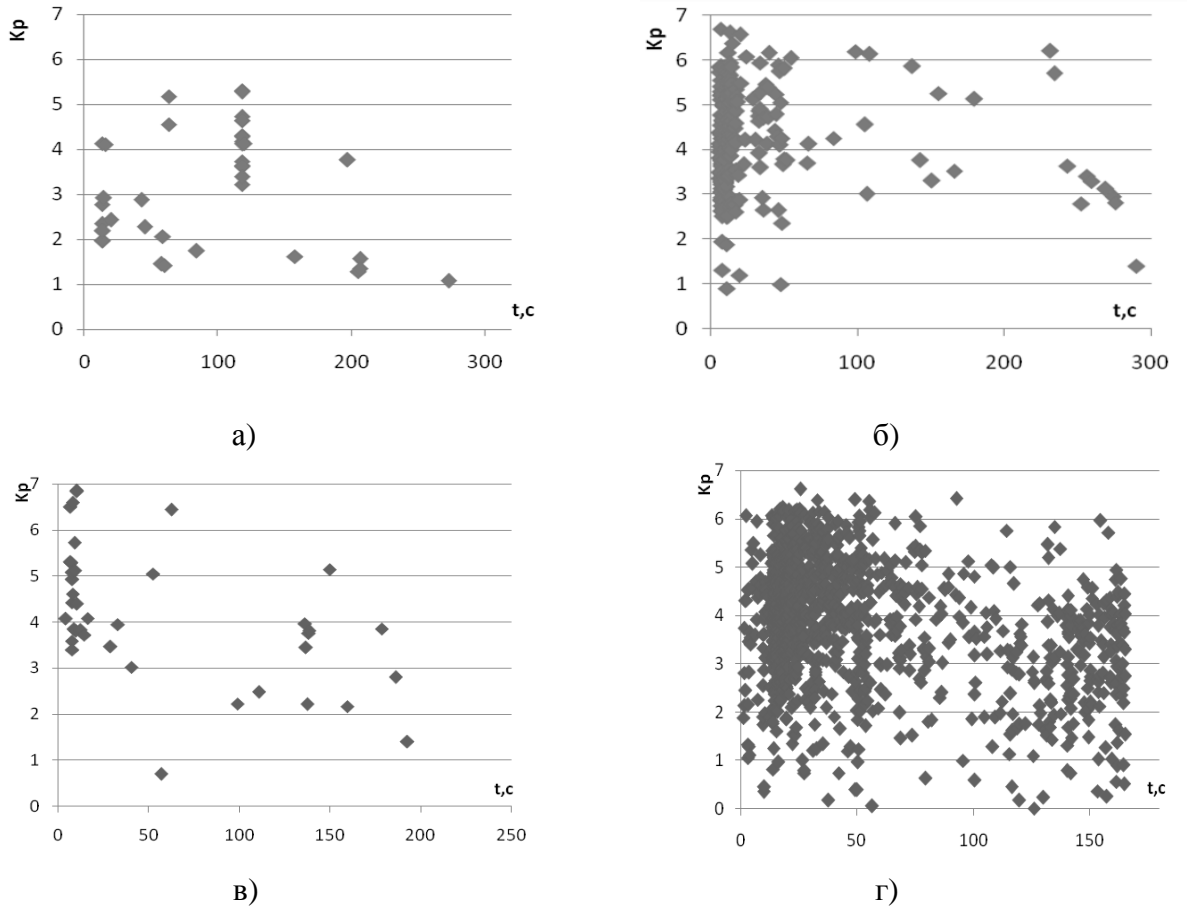


Рис. 3.22. Сигнали  $K_p$  : а – при 12 кН на 1-му циклі, б – при 16 кН на 1-му циклі, в – при 40 кН на 3-му циклі, г – при 50 кН на 7-му циклі

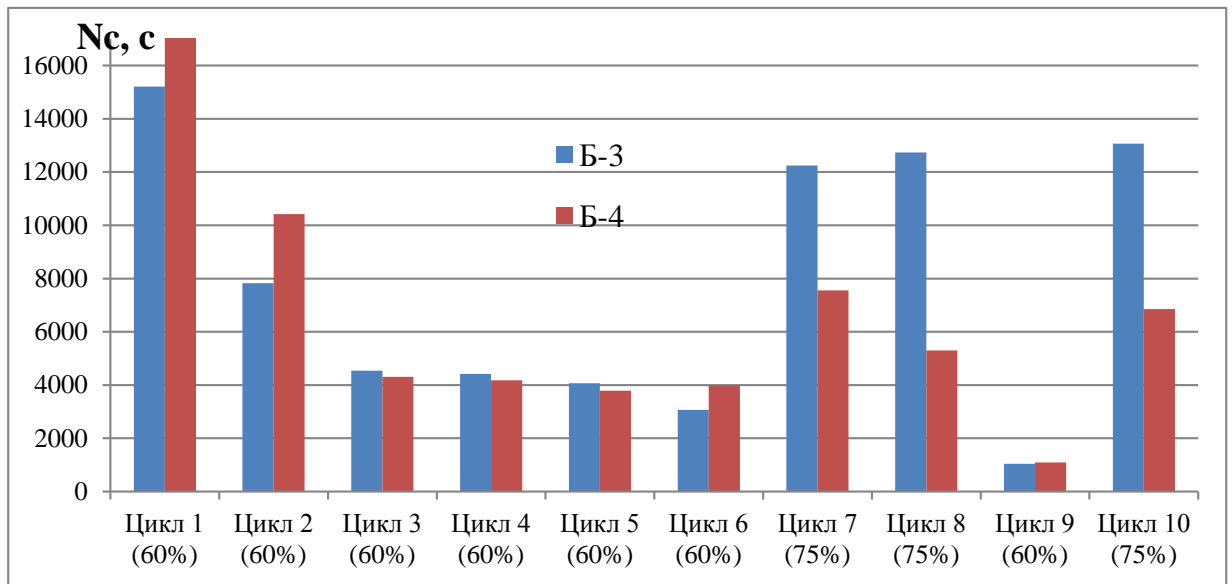


Рис. 3.23. Накопичення сигналів АЕ на максимальних привантаженнях циклів

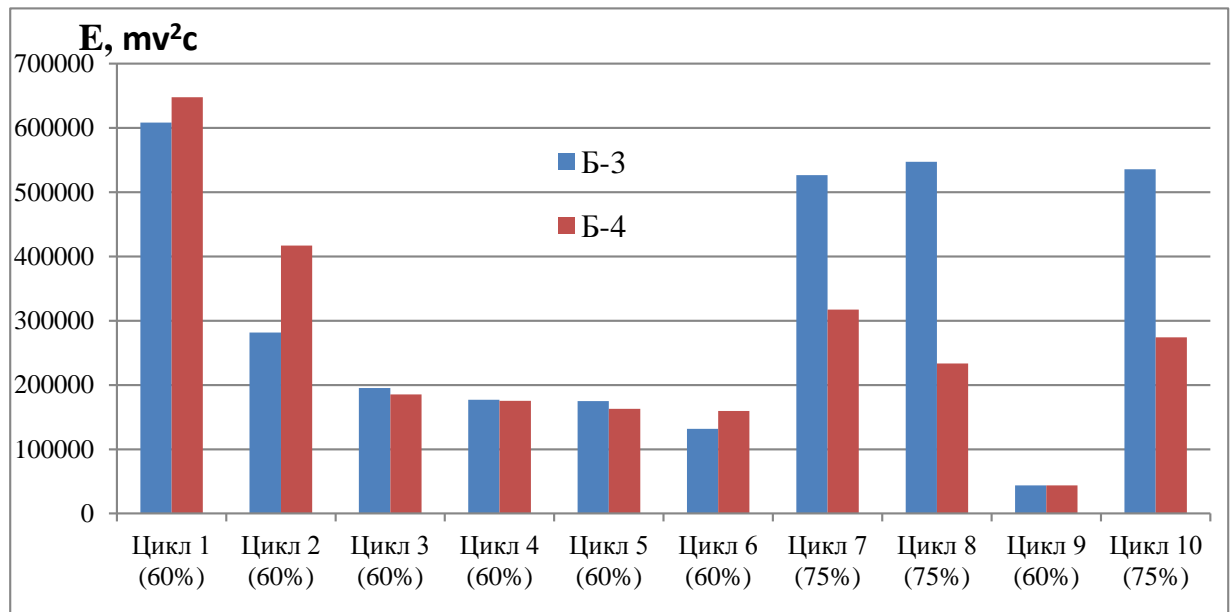


Рис. 3.24. Накопичення енергії сигналів АЕ на максимальних навантаженнях циклів

Для порівняння та узагальнення результатів, незалежних від розмірності параметрів, використовується нормування їх шкал до одиничної за виразами [162]:

$$\bar{N}_H = f(\bar{P}) ; \quad (3.6)$$

$$\bar{E}_H = f(\bar{P}) , \quad (3.7)$$

де  $\bar{N}_H = N_i / N_{i_{\max}}$  ;  $\bar{E}_H = E_i / E_{i_{\max}}$  ;  $\bar{P} = P_i / P_{i_{\max}}$  ;  $N_i$ ,  $E_i$  – значення нагромадження кількості сигналів та енергії АЕ під час витримки під навантаженням на ступенях у обраному часовому перерізі;  $P_i$  – значення навантаження на ступені;  $P_{i_{\max}}$  – максимальне значення навантаження.  $N_{i_{\max}}$ ,  $E_{i_{\max}}$  – максимальні значення нагромадження кількості сигналів та енергії АЕ під час витримки під навантаженням на ступенях у обраному часовому перерізі.

Проведення аналізу із апроксимацією експериментальних даних у відповідності до попередньо описаного виконується за виразами:

$$\bar{N}_H = a_1 \bar{P}^{b_1}, \quad (3.8)$$

$$\bar{E}_H = a_2 \bar{P}^{b_2}, \quad (3.9)$$

де  $a$ ,  $b$  – константи.

Релаксація напружень за рахунок перебудови внутрішньої структури матеріалу при постійному значенні навантаження відображується на кінетиці випромінювання АЕ [162, 101]. Висновок про небезпеку процесів, що відбуваються в структурі матеріалів при навантаженні об'єкту здійснюється за абсолютним значенням показника степені  $b$  у формулах 3.8 і 3.9. Шляхом

проведених експериментальних досліджень встановлено, що для широкого кола матеріалів значення  $b > 3$  свідчить про розвиток дефектів. Причому на результати аналізу даних АЕ за методикою [101] значно менше впливають технічні параметри апаратури та значення рівня дискримінації.

Для дослідних балок визначені коефіцієнти  $b$  у формулах (3.8), (3.9) для визначення кінетики розвитку тріщин при пікових навантаженнях на циклах привантажень. На рис. 3.26 показаний коефіцієнт  $b$  для циклів 1-6, 6-8, 7-10(6 циклів по 60%, збільшення до 75% на 7-му та 8-му, 60% на 9-му і 100% на 10-му) для обох балок. Згідно графіків  $b < 3$  (тріщини не розвиваються) при однакових максимальних привантаженнях циклів 1..6 (рис. 3.25 а,б). Тріщини утворюються і поширюються при  $b > 3$  при збільшенні максимального привантаження від 60% до 75%  $P_{cr}$  (рис. 3.25 в,г). Зафіксоване руйнування (коэф.  $b > 10$ ) при збільшенні навантаження від 75%  $P_{cr}$  до 100%  $P_{cr}$  (рис. 3.25 д,е).

Згідно методики прогнозування розвитку дефектів методом АЕ достатньо зробити не менше трьох зростаючих по величині навантаження, тобто отримати не менше трьох точок на графіку (рис. 3.25). Для кожного циклу починаючи з 2-го, був визначений коеф.  $b$  по останніх трьох привантаженнях. Зміна значень коефіцієнту показана в табл. 3. 10 та на рис. 3.26. На 7 і 10 циклах при рівні малоциклових навантажень  $0,75P_{cr}$  і вище коефіцієнт  $b > 3$ , що свідчить про тенденцію до розвитку тріщин, тому при експлуатації попередньо напружених залізобетонних балок мостів необхідно не допускати навіть таких малоциклових навантажень (наприклад при пропуску понаднормованих транспортних засобів). Аналізуючи значення коефіцієнта  $b$  ми можемо визначити при якому рівні малоциклових навантажень тріщини будуть розвиватися, що викличе зниження довговічності конструкції. В реальних умовах при випробуванні будь-якої залізобетонної конструкції прогонової будови без відомостей про історію її перевантажень з тріщинами, або без них можна аналогічним способом визначити ймовірність утворення та розвитку тріщин, які приведуть до втрати експлуатаційного стану моста.

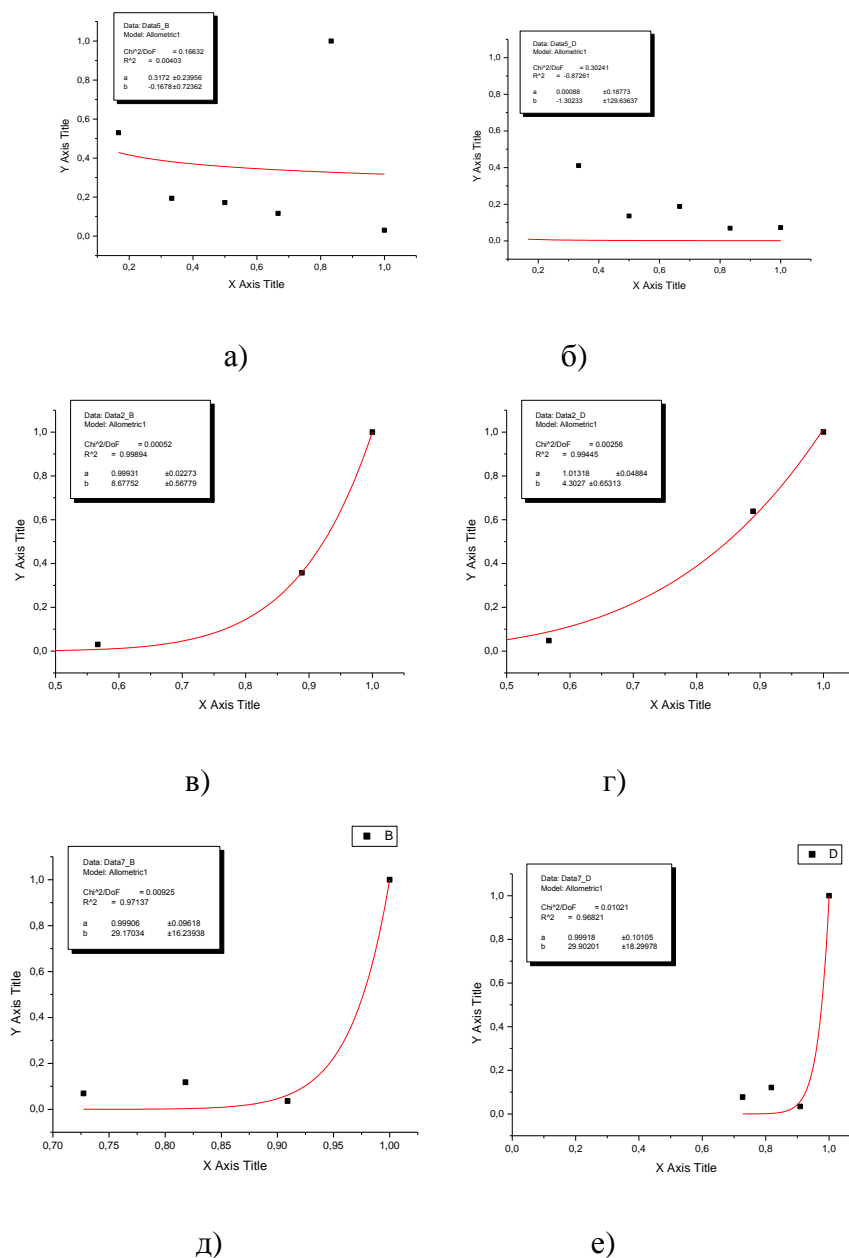


Рис. 3.25. Коэф. b для: а – циклів 1..6 Б-3, б – циклів 1..6 Б-4 в – циклів 6..8 Б-3, г – циклів 6..8 Б-4, д – циклів 7-10 Б-3, е – циклів 7-10 Б-4

Таблиця 3.10

### Коефіцієнт b при малоциклових випробуваннях

Балки	Коефіцієнт b		
	Цикли 1-6	Цикл 7	Цикли 8-10
Б-3	-0,2...-1,59	7,09	-10,04...29,72
Б-4	-1,28...-2,35	5,90	-3,13...31,7

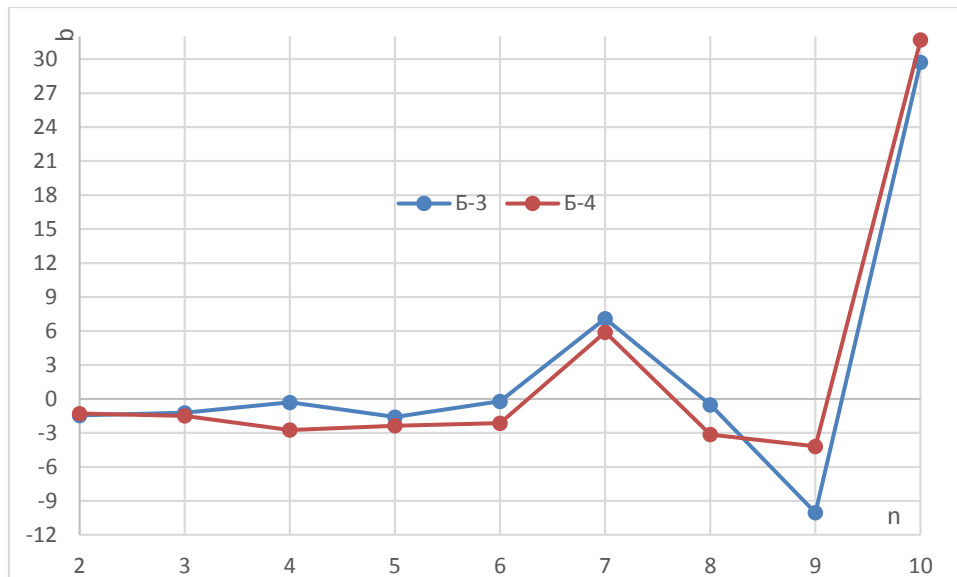


Рис. 3.26. Коефіцієнт  $b$  для балок Б-3, Б-4

### 3.2.5. Результати дослідження попередньо напружених балок методом ЦКЗ

При випробуваннях на одноразове навантаження балок Б-1 та Б-2 за допомогою програми для обробки даних ЦКЗ на стороні 2 встановлено умовні екстензометри в місцях, аналогічних встановленню тензодатчиків та індикаторів на стороні 1 (рис. 3.27).

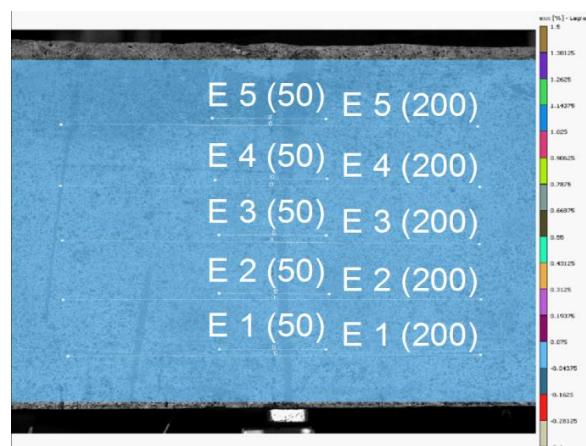


Рис. 3.27. Віртуальні екстензометри на стороні 2 балки (рис. 3.9)

Графіки зміни відносних деформацій, зафіксовані умовними екстензометрами методу ЦКЗ показані на рис. 3.27 (1 - розтягнута зона балки, 5 – стиснута зона балки).

Тріщини утворились в нижній розтягнутій зоні балок при навантаженні 16 кН. Відповідно прилади, встановлені на рівні 1 (на рівні розтягнутої арматури) зафіксували збільшення відносних деформацій.

Якісна картина на графіках відносних деформацій, зафіксованих приладами та умовними екстензометрами (див. рис. 3.9) приблизно однакова. Але варто відмітити, що якщо при великих відносних деформаціях розтягу (рівень 1) і стиску (рівень 5) відносні деформації, зафіксовані умовними екстензометрами, мають досить близькі значення до відносних деформацій, зафіксованих тензодатчиками та індикаторами на базі 200 мм, то на рівнях 2-3 співпадіння значно гірше. Це свідчить про те, що використана цифрова камера та спосіб обробки сигналів методу ЦКЗ не забезпечили відповідної точності при малих значеннях відносних деформацій.

На рис. 3.28 представлені зони відносних деформацій при різних рівнях завантаження балок, зафіксовані методом ЦКЗ. На рисунку чітко зафіксована розтягнута і стиснута зони балки, місця утворення тріщин.

При малоцикловому навантаженні балки в перші цикли доводились до 60%  $R_{cr}$ . При цьому ширина розкриття найбільших трьох-чотирьох тріщин в зоні дії максимальних моментів була приблизно рівна ширині розкриття допустимій при експлуатації мостів 0,2 мм згідно [107]. Розкриття тріщин стабілізувалось на 5-6 циклі (рис. 3.29 а,б). При подальшому збільшенні навантаження на 7, 8-му циклі до 75%  $R_{cr}$  ширина розкриття всіх тріщин суттєво збільшилась. На рис. 3.29 в, г представлено вигляд напружено-деформованого стану балки перед руйнуванням.

Дані деформацій та тріщиноутворення дослідної ділянки ЦКЗ співставляли з результатами випробувань методом АЕ, їх задовільна збіжність підтверджує можливість використання методу ЦКЗ для фіксації напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій.

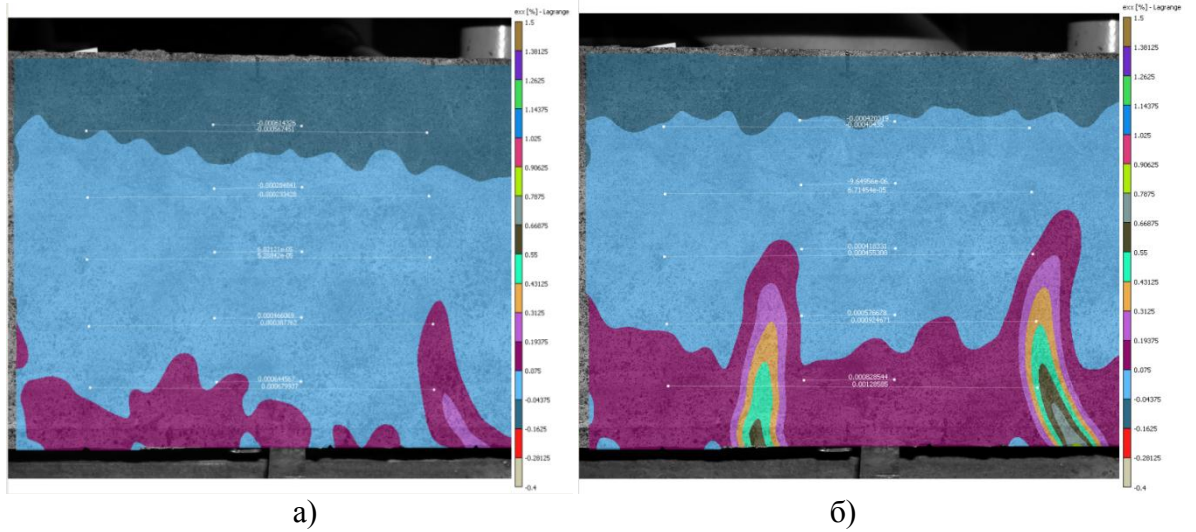


Рис. 3.28. Відносні деформації зафіксовані методом ЦКЗ в середній зоні балки Б-2: а – 16 кН, б – 32 кН

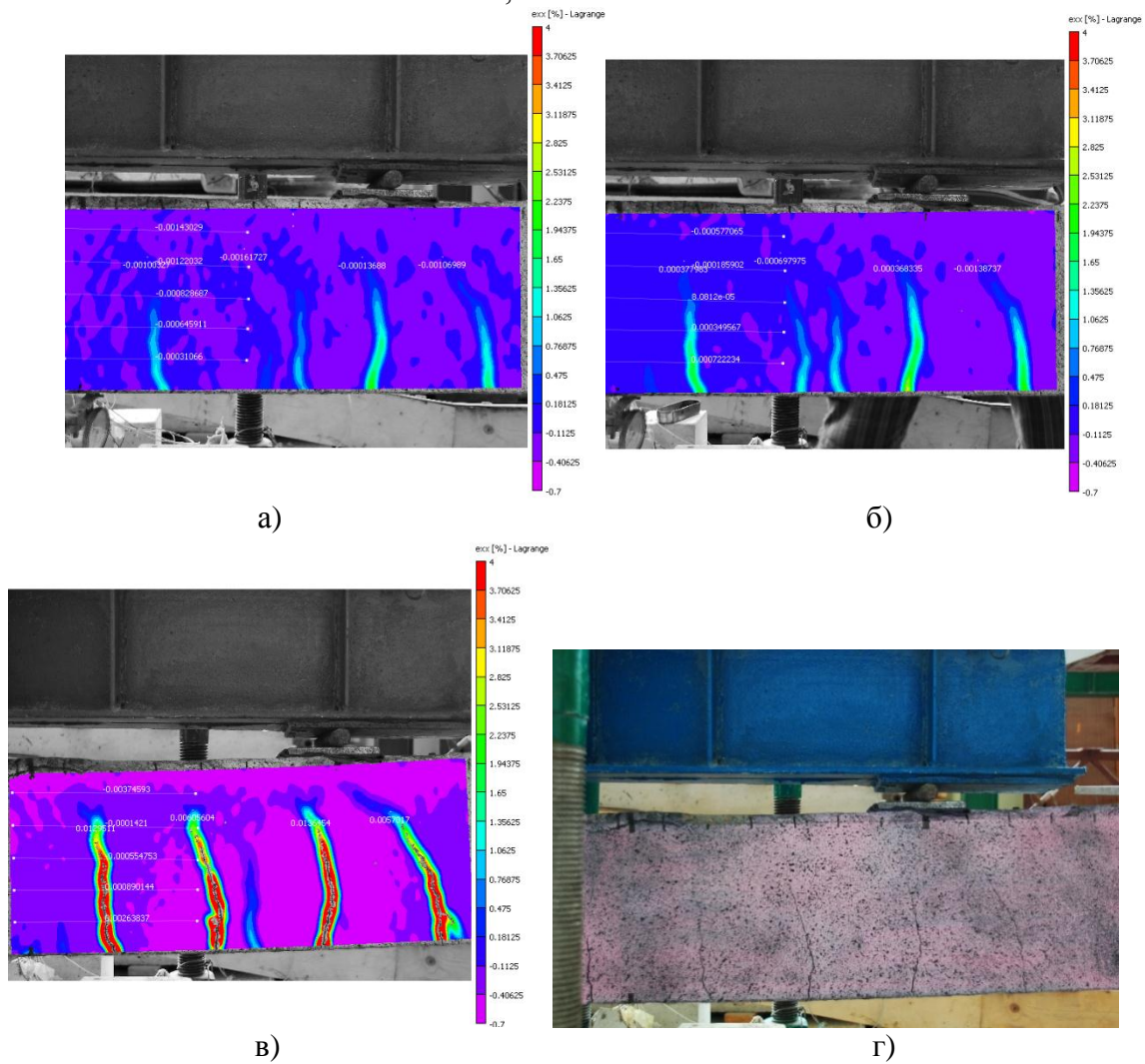


Рис. 3.29. Картини відносних деформацій балки, зафіксовані методом ЦКЗ: а – 1-ий цикл, 42 кН, б – 7-ий цикл 42 кН, в – 10 - ий цикл 70 кН; г – вигляд дослідної ділянки на 10-ому циклі при 70 кН

### 3.3 Натурні зразки попередньо напружених балок

#### 3.3.1. Результати випробування попередньо напружених балок Б 1800.110.40 і Б 2100.110.40

При випробуванні балки Б2100.110.40 на дію згинального моменту перші тріщини зафіксовані у середині прогону балки при навантаженні 410 кН (рис. 3.32), ширина розкриття становила 0,02 мм.

Зміну відносних деформацій балки Б2100.110.40 при навантаженні показано на рис. 3.30 та рис. 3.31. Ріст прогинів балки при випробуванні представлено на рис. 3.32.

Значення контрольних навантажень для перевірки балок на міцність при випробуванні на дію згинального моменту, на дію поперечної сили при визначенні міцності, тріщиностійкості, жорсткості балок наведені в табл. 3.11.

При випробуванні балок Б1800.110.50 і Б2100.110.50 на дію згинального моменту обидві балки зруйнувались по бетону стиснутої зони при навантаженні  $P$  відповідно 546,0 кН і 475,6 кН, що вище відповідних значень контрольних навантажень (табл. 3.11). При випробуванні на дію поперечної сили при досягненні навантажень 1070кН і 1150кН, що більше відповідних контрольних значень навантажень (табл. 3.10), обидві балки не зруйнувались.

При випробуванні на згинальний момент при контрольному навантаженні 463 кН в балці Б1800.110.50 тріщини не утворились, а в балці Б2100.110.50 при контрольному навантаженні 398,98 кН ширина розкриття тріщин становила 0,05 мм, що менше контрольного значення 0,15 мм. При випробуванні на поперечні силу при контрольних навантаженнях 1064 та 1144 кН у обох балках тріщини були відсутні.

Жорсткість обох балок достатня для сприйняття розрахункових навантажень, фактичні прогини при контрольних навантаженнях 20 і 12 мм були меншими від контрольних значень (43 і 35 мм).



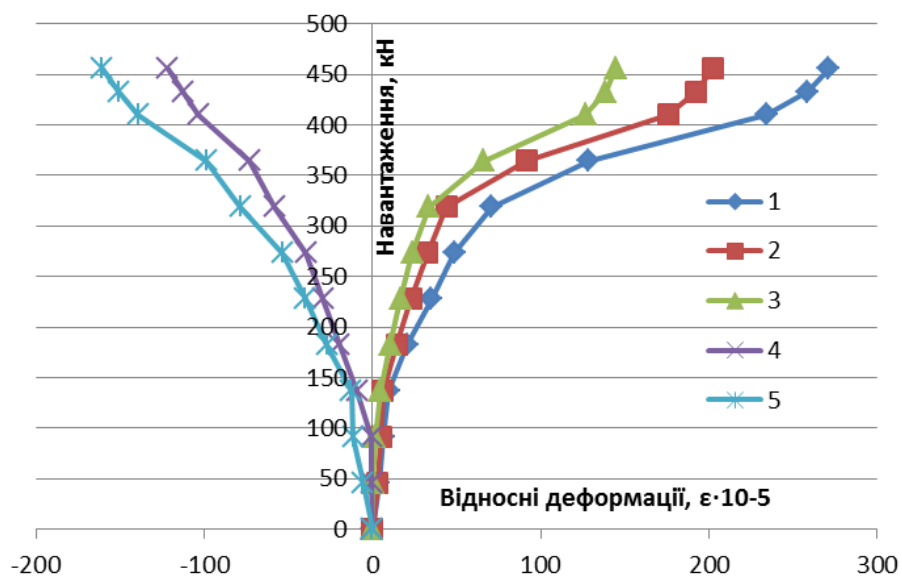


Рис. 3.30. Відносні деформації при випробуванні балки 21м на згинальний момент (1..5 – номери індикаторів на базі згідно з рис. 2.17)

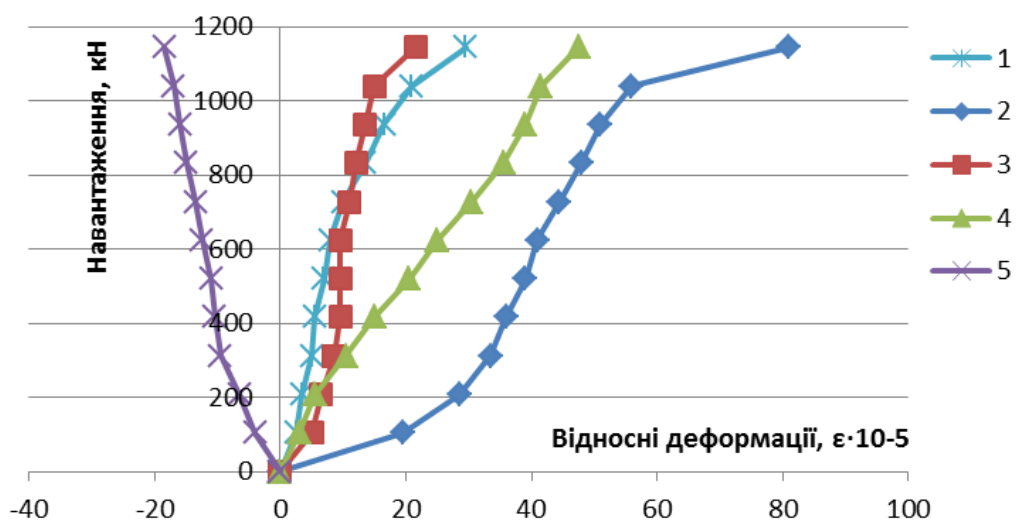


Рис. 3.31. Відносні деформації при випробуванні балки 21м на поперечну силу (1..5 – номери індикаторів на базі згідно з рис. 2.17)

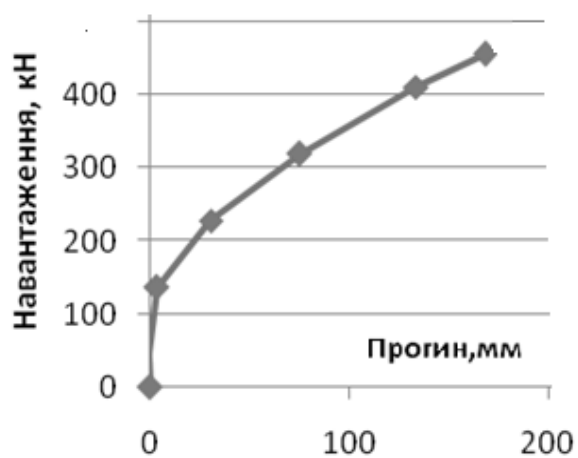


Рис. 3.32. Графік прогинів посередині балки довжиною 21м

Таблиця 3.11

## Контрольні навантаження при випробуванні балок

Найменування показників	Б1800.110.40	Б2100.110.40
Контрольне навантаження для перевірки балки на міцність $P$ (рис. 2.15) при випробуванні на дію згинального моменту, кН	543,4	469,4
Контрольне навантаження $P$ (рис. 2.15) для перевірки утворення тріщин в балці при випробуванні на дію згинального моменту, кН	463	398,98
Контрольне навантаження $P$ (рис. 2.16) для перевірки балки на міцність при випробуванні на дію поперечної сили, кН	1064	1144
Контрольне навантаження $P$ (рис. 2.16) для перевірки утворення тріщин в балці при випробуванні на дію поперечної сили, кН	1033	1057

### 3.3.2. Результати випробування попередньо напруженої балки МЗБК – 160

При випробуванні балки МЗБК-160 на дію згинального моменту при контрольному навантаженні 461,22 тріщин не було, тріщини з'явилися в середній зоні при навантаженні 546,7 кН, ширина розкриття становила 0,03 мм.

Фактичні та розрахункові значення показників при перевірці балки на дію згинального моменту та поперечної сили наведені в табл. 3.12 та 3.13 відповідно.

На рис. 3.33 показано графік зміни прогинів балок під час випробування на дію згинального моменту. Точкою А на рисунку вказано момент початку утворення тріщини, який можна визначати за зміною кута нахилу кривої. Також на цьому рисунку для порівняння вказаний прогин, визначений методом ЦКЗ. Як видно з рис. 3.33, зміна кута нахилу кривої прогину відбувається в момент прикладення навантаження величиною 546,7кН (т. А). В цей же час відбувається різке збільшення значень деформацій (рис. 3.34). Це свідчить про виникнення в розтягнутій зоні балки тріщин, що спостерігалось як при візуальному огляді балки, так і методом ЦКЗ (рис.3.36, а).

При випробуванні балки на дію згинального моменту вона зруйнувалась по стиснутій зоні бетону з роздробленням верхньої полицки (рис. 3.37, а) при навантаженні 786,5 кН, що більше розрахункового навантаження 741,8 кН на 6%.

Таблиця 3.12

Фактичні та розрахункові значення основних показників балки при перевірці на дію згинального моменту

Найменування показників	Розрахункові значення	Фактичні значення
Навантаження при перевірці жорсткості балки, кН	не менше 463,61	465,3
Прогини при перевірці жорсткості балки, мм	не більше 90,3	71,2
Навантаження при перевірці по утворенню тріщин, кН	не менше 461,22	546,7
Ширина розкриття тріщин при перевірці по утворенню тріщин, мм	не більше 0,15	0,05
Навантаження при перевірці балки на міцність, кН	не менше 741,8	786,5

Таблиця 3.13

Фактичні та розрахункові значення основних показників балки при перевірці на дію поперечної сили

Найменування показників	Розрахункові значення	Фактичні показники
Поперечна сила при перевірці балки на міцність, кН	2112	2160
Поперечна сила при перевірці балки по утворенню тріщин, кН	1316	1320
Ширина розкриття тріщин при перевірці по утворенню тріщин, мм	не допускаються	відсутні

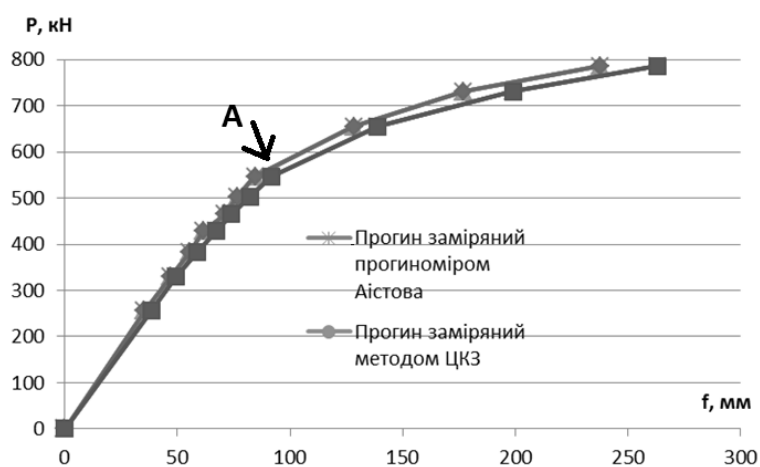


Рис. 3.33. Графік зміни максимальних значень прогинів залізобетонної балки МЗБК-160

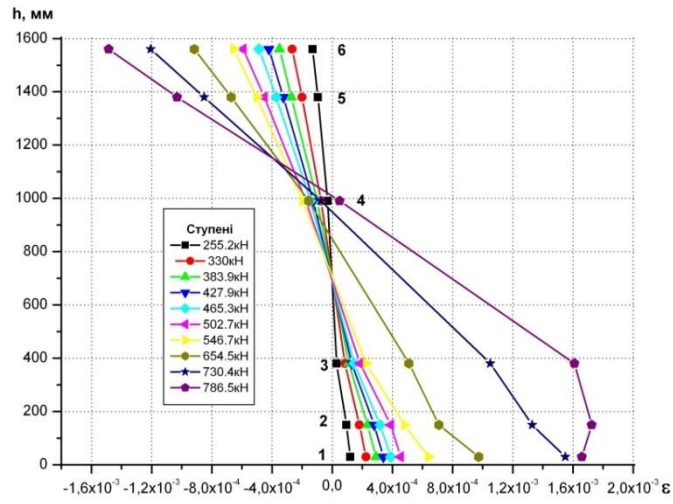


Рис. 3.34. Графік зміни значень максимальних фібрових деформацій балки МЗБК-160 (точки 1..6 згідно рис. 2.19)

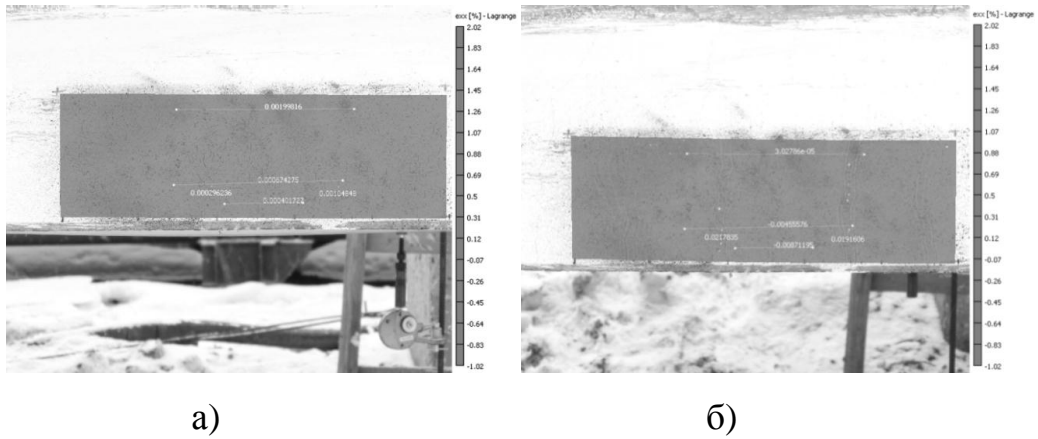


Рис. 3.35. Відносні деформації  $\epsilon_{xx}$  з фіксацією розкриття тріщин в балці МЗБК-160 : а – при утворенні тріщин при навантаженні 546.7 кН, б – при максимальному розкритті тріщин при навантаженні 786,5 кН

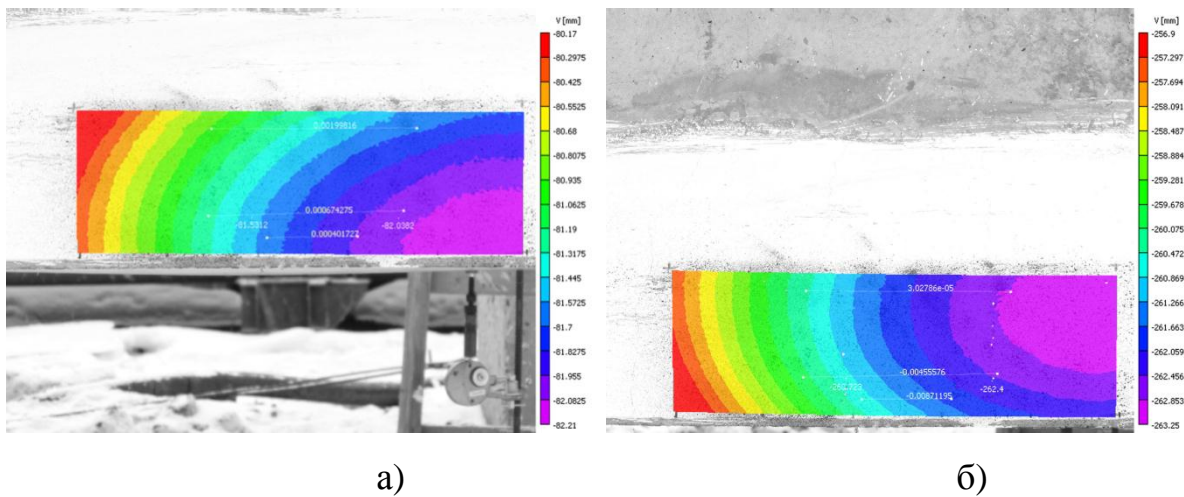


Рис. 3.36. Прогини балки МЗБК-160 зафіксовані методом ЦКЗ: а – при навантаженні 546.7кН, б – при найбільшому навантаженні 786,5 кН

Балка має певні запаси по жорсткості: прогин при контрольному навантаженні при випробуванні на дію згинального моменту становив 71,2 мм, що на 21,2% менше розрахункового 90,3мм. Максимальна ширина розкриття тріщин при перевірці на дію згинального моменту і контрольному навантаженні була 0,05 мм, що в 3 рази менше максимально допустимої ширини розкриття 0,15мм.

Прогини балки зафіксовані прогиноміром Аістова і методом ЦКЗ на різних ступенях навантаження відрізняються між собою на 3..12%, а значення прогину при максимальному навантаженні на 10,73% (25,5 мм) (рис. 3.33).



Рис. 3.37. Балка МЗБК-160 при навантаженні 786,5 кН: а – руйнування бетону в стиснутій зоні балки, б – тріщини в розтягнутій зоні балки

### 3.4. Рекомендації з розрахунку тріщиностійкості та прогинів попередньо напружених залізобетонних балкових конструкцій мостів при дії малоциклових навантажень

Ширина розкриття тріщин у залізобетонних конструкціях мостів визначається за формулою 3.6 ДБН [107] :

$$a_{cr} = \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (3.10)$$

де  $a_{cr}$  - ширина розкриття тріщини;

$\sigma$  – розтягувальне напруження що дорівнює для напруженої арматури збільшенню напружень  $\Delta\sigma_p$  у найбільш розтягнутих (крайніх стержнях) після погашення обтиснення бетону;

$E$  – модуль пружності  $E_p$  попередньо напруженої арматури;

$\psi$  – коефіцієнт розкриття тріщин, що визначається в залежності від радіусу армування  $R_r$ ;

$\Delta_{cr}$  – граничне значення розрахункової ширини розкриття тріщин.

З експериментальних даних табл. 3.6 отримуємо коефіцієнт  $\psi_{сус}^{crc}$ , що враховує збільшення ширини максимально розкритої тріщини при малоциклових навантаженнях, значення коефіцієнта подані в табл. 3.13.

Таблиця 3.13

Значення коефіцієнта  $\psi_{сус}^{crc}$  при розрахунку тріщиностійкості

Коефіцієнт	Рівень навантаження $0,6 P_{cr}$	Рівень навантаження $0,75 P_{cr}$
$\psi_{сус}^{crc}$	1,41	1,59

При малоцикловому навантаженні конструкцій до рівня  $0,6P_{cr}$  максимальна ширина розкриття тріщини збільшилась в середньому на 40,67%, тому коефіцієнт прийнято  $\psi_{сус}^{crc} = 1,41$ . Після довантажень до рівня  $0,75P_{cr}$  це значення змінилось (відносно ширини розкриття максимальної тріщини при випробуванні на статичне навантаження на рівні  $0,75P_{cr}$ ) – і становило 58,83%. Тому коефіцієнтом, що враховує такий рівень малоциклових навантажень, визначено  $\psi_{сус}^{crc} = 1,59$ .

При порівнянні розрахункових ширин розкриття тріщин дослідних балок та експериментальних даних отримано, що коефіцієнт  $\psi_{сус}^{crc}$  дозволяє враховувати малоциклове прикладання навантаження (рис. 3.38, б) із задовільною ступінню кореляції.

При порівнянні теоретичних та експериментальних значень ширини розкриття тріщини середнє відношення  $k_m = a_{crc}^{theor} / a_{crc}^{exp}$  для всіх балок на шостому циклі перед довантаженням склало  $k_m = 1,31$  при середньоквадратичному відхиленні  $\sigma = 0,575$  та коефіцієнті мінливості  $\nu = 0,203$ , на десятому циклі після перевантаження -  $k_m = 1,11$  при середньоквадратичному відхиленні  $\sigma = 0,226$  при коефіцієнті мінливості  $\nu =$

0,373. При ймовірності 0,90 довірчий інтервал складає  $0,92 \leq k \leq 1,61$  в першому випадку та  $0,96 \leq k \leq 1,26$  в другому.

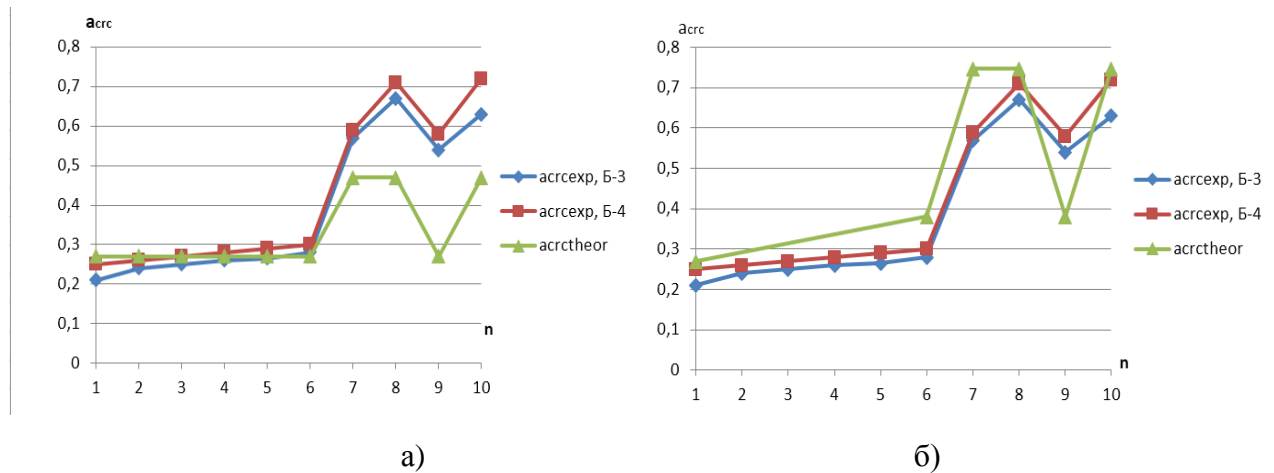


Рис. 3.38. Максимальна ширина розкриття тріщин балок по циклах (а – визначення  $a_{crc}^{theor}$  згідно ДБН [107]; б - визначення  $a_{crc}^{theor}$  за формулою 3.11 з врахуванням  $\psi_{suc}^{crc}$ ;  $a_{crc}^{exp}$  – отримані експериментально)

На основі виконаних досліджень пропонується ширину розкриття нормальних тріщин  $a_{cr}$  в залізобетонних попередньо напружених елементах, що зазнають дії малоциклових навантажень і проектується за категорією тріщиностійкості 2б визначати за формулою:

$$a_{cr} = \psi_{suc}^{crc} \frac{\sigma}{E} \psi \leq \Delta_{cr}, \quad (3.11)$$

де  $\psi_{suc}^{crc}$  - коефіцієнт, який враховує характер навантаження: при одноразовому навантаженні приймається  $\psi_{suc}^{crc} = 1,00$ ; при повторних короткочасних малоциклових навантаженнях, рівень яких становить 60% від руйнівного,  $\psi_{suc}^{crc} = 1,41$ ; якщо рівень становить 75% від руйнівного, то  $\psi_{suc}^{crc} = 1,59$ .

Обчислення прогинів балок згідно норм [107] допускається робити чисельними прийомами, використовуючи вираз :

$$f = \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (3.12)$$

У якому  $\bar{M}(x)$  і  $\frac{1}{\rho}(x)$  – середні величини згинального моменту і кривизни на окремих ділянках  $\Delta x$ , де зміна зазначених параметрів має плавний характер.

Кривизну попередньо напружених елементів, у яких пояси віднесено до категорій вимог за тріщиностійкістю 2а, 2б і 3б, припускається визначити як для суцільного перерізу за формулою :

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M_p}{B_p^*} + \frac{M_g}{B_g^*} + \frac{M_v}{B}, \quad (3.13)$$

де  $M_p$ ,  $M_g$ ,  $M_v$  – моменти в розглядуваному перерізі, створювані відповідно зусиллям у напружуваній арматурі, постійним і тимчасовим навантаженням;  $B_p^*$ ,  $B_g^*$  – жорсткості перерізу при тривалій дії відповідно зусилля в напружуваній арматурі і постійного навантаження;  $B$  – жорсткість суцільного перерізу при короткочасній дії навантажень.

Дані виконаних експериментальних досліджень показують, що при малоциклових навантаженнях високого рівня прогини згинаних попередньо напружених балок збільшуються. Тому формулу (3.12) необхідно ввести коефіцієнт  $\psi_{сус}^f$ , який враховує збільшення прогинів балок при малоциклових навантаженнях. Він прийнятий згідно результатів випробувань дослідних зразків, його величини для різних рівнів навантаження приведені в табл. 3.14.

Таблиця 3.14

Значення коефіцієнта  $\psi_{сус}^f$  при розрахунку прогинів

Коефіцієнт	Рівень навантаження $0,6 P_{cr}$	Рівень навантаження $0,75 P_{cr}$
$\psi_{сус}^f$	1,12	1,67

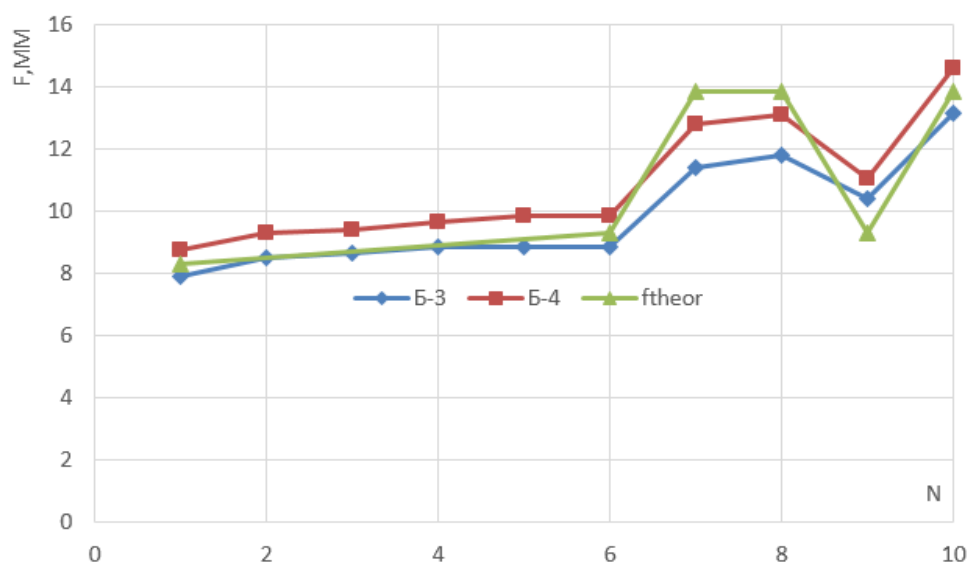


Рис. 3.39. Максимальні прогини балок Б-3 і Б-4 по циклах та теоретичні прогини  $f_{theor}$ , визначені за формулою 3.14



На основі виконаних досліджень пропонується прогини  $f$  залізобетонних попередньо напружених елементів, які зазнають дії малоциклових навантажень, визначати за формулою :

$$f = \psi_{сус}^f \sum \bar{M}(x) \frac{1}{\rho}(x) \Delta x, \quad (3.14)$$

де  $\psi_{сус}^f$  – коефіцієнт, який враховує характер навантаження : при одноразовому навантаженні приймається  $\psi_{сус}^f = 1,0$ ; при малоциклових навантаженнях, рівень яких становить 60% від руйнівного  $\psi_{сус}^f = 1,12$ ; якщо рівень становить 75% від руйнівного  $\psi_{сус}^f = 1,67$ .

Для перевірки запропонованої формули використаємо дані роботи [153] Стояновича С.В. отримані при випробуванні збірної залізобетонної попередньо напруженої балки «ЗВет-120» (рис. 3.40). Програма випробування включала в себе 5 циклів привантаження до рівнів 0,94 та один 0,98  $P_{cr}$  (розрахункового, при досягненні якого балка не руйнувалась).

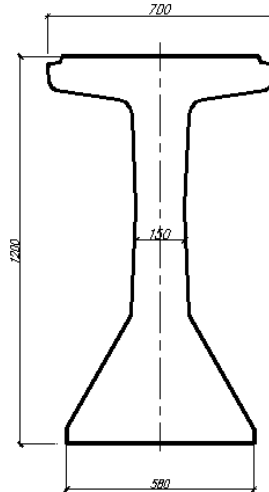


Рис. 3.40. Переріз збірної балки «ЗВет-120»

Згідно норм [107] розраховано ширину розкриття тріщини цієї балки при даних рівнях завантаження (рис. 3.41). При розрахунку ширини розкриття тріщини при навантаженні 0,98  $P_{cr}$  використаний коефіцієнт  $\psi_{сус}^{crc} = 1,59$  (для рівня 0,75  $P_{cr}$ ). Таким чином розрахункове значення ширини розкриття тріщин майже співпадає з фактичним експериментальним, різниця на 5 циклі становить 5,56%, на 6 циклі 4,82%.

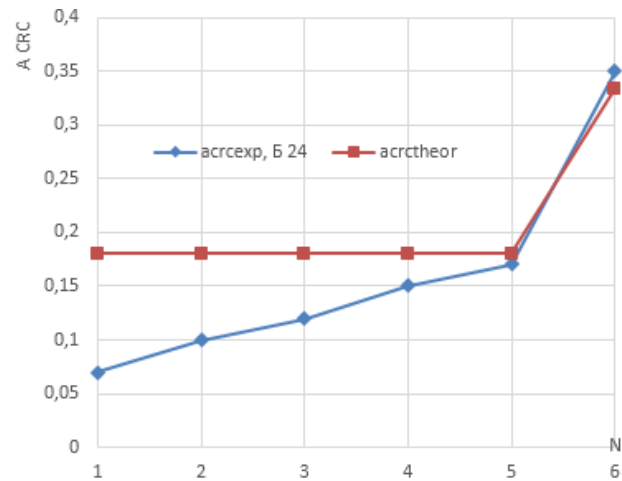


Рис. 3.41. Ширина розкриття тріщин балки 3-Бет довжиною 24м при малоциклових навантаженнях :  $a_{crc}^{exp}$  – отримана експериментально;  $a_{crc}^{theor}$  – отримана теоретично з використанням формули 3.11

### Висновки до розділу 3

1. Тепловізійні дослідження бетонних зразків показали, що при руйнуванні бетонного куба виділення температури складало  $2,64^{\circ}\text{C}$ , при руйнуванні призми –  $1,5^{\circ}\text{C}$ . Перспективним є продовження досліджень щодо застосування тепловізійного методу для вивчення роботи бетонних і залізобетонних конструкцій.

2. Після прикладання малоциклових навантажень несна здатність попередньо напружених балок зменшилась на 5 %, це свідчить, що в них краща малоциклова витривалість у порівнянні із балками із звичайною арматурою, у яких зменшення несної здатності при малоциклових навантаженнях складало 10%.

3. При прикладенні малоциклових навантажень після семи циклів навантаження-розвантаження до рівня  $0,6 P_{cr}$  максимальна ширина розкриття нормальної тріщини збільшилася в середньому на 40,67%, прогини збільшилися на 11,98%.

4. При збільшенні рівня малоциклових навантажень до  $0,75 P_{cr}$  максимальна ширина розкриття тріщин збільшилася на 58,83%, прогини збільшилися на 66,55%.

5. Збільшення ширини розкриття тріщин в попередньо напружених балках при малоциклових навантаженнях пропонується враховувати

коефіцієнтами  $\psi_{сус}^{crc}$ , який при рівні  $0,6 P_{cr}$  становить 1,41, а при рівні  $0,75 P_{cr}$  – 1,59.

6. Збільшення прогинів в попередньо напружених балках при малоциклових навантаженнях пропонується враховувати коефіцієнтами  $\psi_{сус}^f$ , який при рівні  $0,6 P_{cr}$  становить 1,12, а при рівні  $0,75 P_{cr}$  – 1,67.

7. Інтенсивне зменшення висоти стиснутої зони балок спостерігається на першому циклі завантаження, повторні цикли навантажень не призводять до її подальшого значного зменшення.

8. Врахування коефіцієнтів  $\psi_{сус}^{crc}$  і  $\psi_{сус}^f$  при визначенні ширини розкриття тріщин і прогинів при порівнянні теоретичних даних та результатів експериментальних досліджень лабораторних і натурних зразків балок дають задовільну збіжність.

9. Стабілізація розвитку тріщин і прогинів згинаних попередньо напружених балок настає після 5-7 циклів рівня  $0,6 P_{cr}$ . Однак при навантаженні до рівня  $0,75 P_{cr}$  тріщини і прогини продовжують зростати.

10. Випробування на дію багатоциклових навантажень попередньо напружених балок, армованих канатами К-7 європейського типу, показали, що їх розрахунок на витривалість можна виконувати за формулами ДБН [107].

11. При випробуванні попередньо напружених балок на дію малоциклових навантажень методом АЕ підтверджено, що коефіцієнт  $b$  у формулах (3.8) і (3.9) можна використовувати для визначення небезпеки процесів, що відбуваються в структурі матеріалів таких конструкцій. Згідно отриманих експериментальних даних при  $b < 3$  тріщини не розвиваються, при  $b > 3$  тріщини розвиваються, можливе руйнування елементів.

12. Експериментально встановлено, що метод ЦКЗ дає можливість фіксувати напружено-деформований стан попередньо напружених елементів. Дані про тріщиностійкість, відносні деформації і прогини, отримані методом ЦКЗ, корелюються з традиційними методами (індикаторами на базі, прогиномірами), тензометричним і методом АЕ.

## РОЗДІЛ 4. МОНОЛІТНІ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНІ ПРОГОНОВІ БУДОВИ

### 4.1. Дослідження монолітної попередньо напруженої залізобетонної естакади

Монолітні ПНЗПБ мостів мають ряд переваг у порівнянні зі збірними та збірно-монолітними прогоновими будовами [167]. Але досвід проектування і будівництва мостів із монолітними ПНЗПБ в Україні невеликий. Перевагу в сучасному будівництві монолітних ПНЗПБ надають натягу арматури на бетон, так званим пост-напруженим системам [167, 164]. З метою розробки рекомендацій з проектування монолітних ПНЗПБ мостів були виконані натурні експериментально-теоретичні дослідження естакади відповідної конструкції.

Програма досліджень натурального об'єкта включала наступне :

- науково-технічний супровід будівництва естакади;
- розрахунок прогонової будови методом скінчених елементів з використанням ПК «ЛИРА САПР»;
- обстеження та встановлення відповідності стану конструкцій естакади після завершення будівництва проекту та вимогам норм;
- статичні випробування естакади;
- динамічні випробування естакади;
- акустико-емісійні дослідження естакади;
- нелінійний просторовий розрахунок монтажу (виготовлення) конструкції прогонової будови в ПК «ЛИРА САПР»;
- розрахунок міцності і тріщиностійкості перерізу прогонової будови на стику секцій в ПК «MathCad»;
- лінійний і нелінійний просторовий розрахунок монтажу (виготовлення) конструкції прогонової будови з різним процентом армування в торцевій (анкерній) зоні на стику секцій 4 і 5 в ПК «ЛИРА САПР»;
- розрахунок термонапруженого стану при бетонуванні прогонової будови в ПК «MIDAS».

#### 4.1.1. Конструкція монолітної попередньо напруженої естакади

Естакада вздовж вулиці Набережно-Хрещатицька в м. Києві в складі будівництва Подільського мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві складається з десяти нерозрізних прогонів загальною довжиною 309 м (рис.1,а). Матеріал конструкції – попередньо напружений монолітний залізобетон. Схема естакади – балочна нерозрізна. Схема нерозрізної монолітної прогонової будови  $24 \text{ м} + 30 \text{ м} + 4 \times 33 \text{ м} + 36 \text{ м} + 33 \text{ м} + 30 \text{ м} + 24 \text{ м} = 309 \text{ м}$ .

Габарит проїзної частини моста Г-9. Кількість смуг руху – 2. Ширина кожної смуги руху – 3,75 м, а смуг безпеки – по 1 м. Ширина службового проходу що влаштований з правого боку – 0,75 м. Проектні навантаження – А-15, НК-100.

Товщина прогонової будови змінна, в центральній частині шириною 5 м – 1,1 м, по краях на консолях – 0,2 м. Така мала товщина плити (1/33,7 максимального прольоту 36 м) обумовлена вимогою досягнення мінімальної робочої висоти естакади. Робоче армування плити - арматура періодичного профілю класу А-III, конструктивне армування – арматура профілю класу А-I.

Попереднє напруження прогонової будови створене обтиском 28 пучків канатної арматури. Кожен пучок складається із 19 семидротових канатів К-7 з номінальним діаметром 15,2 мм за європейським стандартом EN 10138-98. Сила натягу кожного пучка – 3520 кН (згідно проектною документації). Схему споруди та армування її прогонової будови подано на рис. 4.1 в,г.

Відповідно до проекту, розробленого ТОВ “Союзтранспроект”, для бетонування та влаштування попереднього натягу плита прогонової будови розділена на 5 секцій (рис. 4.1, б). Натяг канатів для кожної секції здійснювався після набору бетоном 70% проектною міцності. На стиках секцій для безперервної передачі напруження по всій довжині попередньо напружених канатів передбачено встановлення перехідних двосторонніх анкерів – куплерів. Також при поетапному натягу канатів на консолях секцій встановлювали привантаження (резервуари з водою) для противаги. На берегових опорах на прогоновій будові встановлювались анкери.

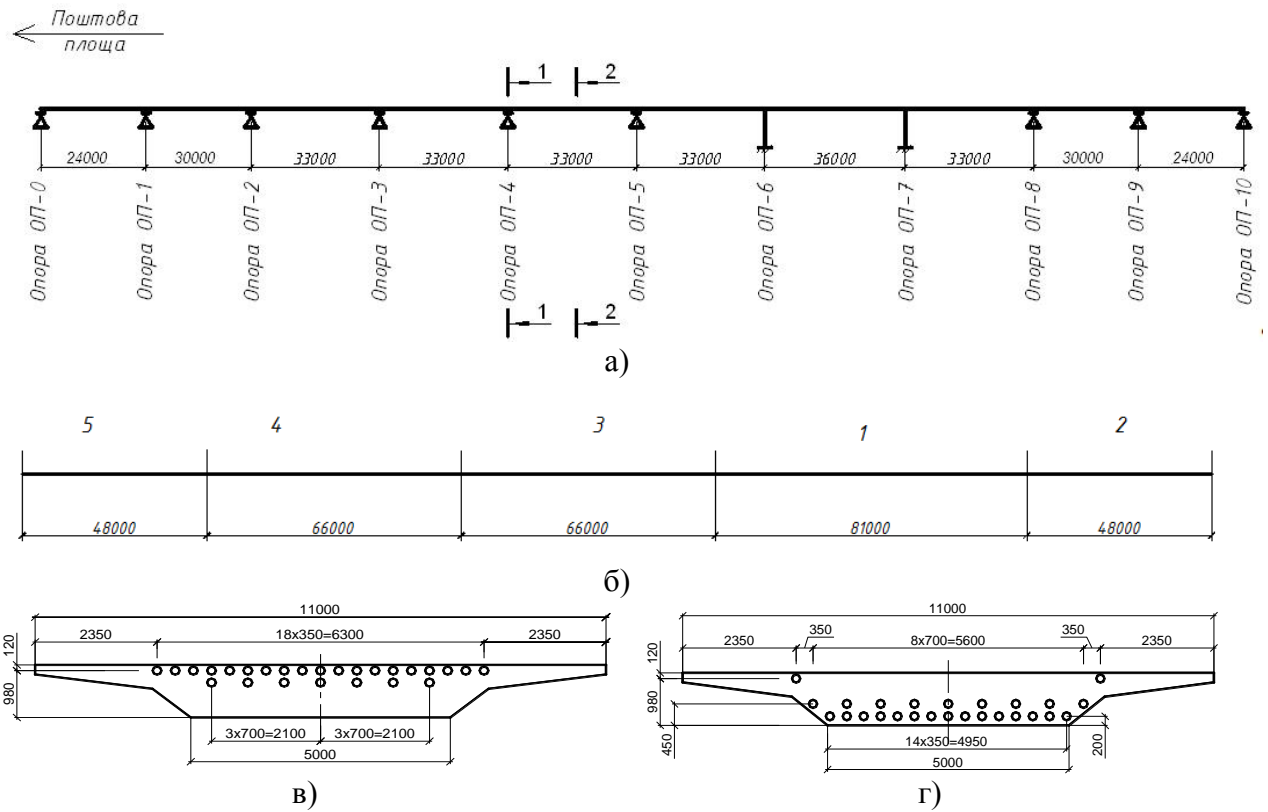


Рис. 4.1. а – схема естакади; б – секції бетонування прогонової будови, в – переріз 1-1; г – переріз 2-2



Рис. 4.2. Загальний вигляд естакади

Таблиця 4.1

Витрати бетону на секції бетонування прогонової будови

№ секції бетонування	Довжина секції, м	Об'єм бетону, м <sup>3</sup>
1	81,0	670,3
2	48,0	397,2
3	66,0	546,6
4	66,0	546,6
5	48,0	397,2

Спеціалістами ДП Держдор НДІ за участі автора роботи було розроблено регламент [190] та встановлені вимоги до бетону та бетонування естакади.

Регламент розроблено для бетонування прогонових будов естакади при температурі повітря від +10 С° до +25 С° у період з червня по вересень.

Для кожної секції бетонування плити прогонової будови визначена наступна послідовність робіт:

- влаштування риштувань і опалубки прогонової будови;
- підготовка до арматурних робіт:
- встановлення каркасної арматури;
- встановлення каналоутворювачів для напруженої арматури;
- встановлення пучкових канатів в середині встановлених каналоутворювачів;
- підготовка до бетонних робіт;
- бетонування;
- догляд за бетоном і зберігання бетону;
- натяг пучкових канатів;
- ін'єктування розчину в каналоутворювачі;
- розбирання риштувань і опалубки прогонової будови.

Відповідно до робочого проекту, для прогонової будови передбачено використання бетону за міцністю класу В40, морозостійкістю F200 і водонепроникністю W6. Використання бетонів різних складів у одній прогоновій будові заборонено.

Перед приготуванням бетонної суміші при температурі навколишнього середовища напередодні бетонування 25 °С і вище рекомендовано вжити заходів для зниження температури щебеню (наприклад, поливанням їх водою). Температура бетонної суміші, яка відвантажується у авто-бетонозмішувачі на бетонному заводі не повинна перевищувати 25 °С. Бетонна суміш до укладки в опалубку повинна мати рухомість П-3 - П-4 з осадкою конуса 15 см -18 см відповідно до ГОСТ 7473-94 [145].

Прийняте розрахункове навантаження на елементи опалубки становить 34 кН/м<sup>2</sup>. Армокаркаси, вкладені всередину опалубки, повинні бути надійно з'єднані один з одним відповідно до норм; до армокаркасів повинні бути приєднані «сухарики» і під час бетонування армокаркаси не повинні ковзати відносно опалубки. Паралельно збиранню армокаркасу необхідно збирати і каналоутворювачі.

На кінцях секцій бетонування прогонової будови після натягу пучків арматурних канатів виникають значні місцеві напруження. Тому, для запобігання утворення тріщин в бетоні кінцевих зон секцій бетонування прогонової будови при натягу пучкової арматури домкратами необхідно на довжині 5,0 м прогону з кінців звертати особливу увагу на укладання і ретельне ущільнення бетону.

Заборонено розпочинати бетонування при температурі повітря більшій ніж 25 °С, рекомендовано проводити бетонування у нічний час.

Для зменшення ймовірності появи тріщин необхідно:

- після закінчення загладжування віброрейкою, терками поверхні вкладеної бетонної суміші і набуття нею матового кольору наносять за допомогою розпилювання засіб для догляду за бетоном типу Емкоріл Б ФМ або лаки типу Етиноль, Помороль. Відстань від сопла розпилювача до поверхні повинна складати 0,5-1,0 м. Витрата матеріалу складає 150 – 200 г/м<sup>2</sup>;

- відразу після закінчення розпилення захисного покриття необхідно організувати тепловологісну ізоляцію бетону. Вона влаштовується після зникнення блиску води на заглаженій бетонній поверхні плити. З цією метою на поверхню бетону вкладається 3-шарове покриття (плівка поліетиленова товщиною не менше ніж 100 мкм, геосинтетичний матеріал типу Дорніт, плівка поліетиленова товщиною не менше ніж 100 мкм). Це покриття вкладають до повного його дотику до поверхні бетону по всій площі не допускаючи, при цьому, утворення повітряних прошарків між бетоном і покриттям, для чого плівку привантажують одним шаром геосинтетичного матеріалу типу Дорніт. Крім зникнення блиску води на поверхні бетону, оптимальний момент розкладки



полотнищ може бути визначений, також, при відсутності цементного тіста на поверхні прикладеної до бетону долоні руки.

При температурі вкладеної бетонної суміші більше  $+20\text{ }^{\circ}\text{C}$  необхідно передбачити можливість її охолодження шляхом прокачування води крізь каналоутворювачі. Герметичність каналоутворювачів повинна бути перевірена до початку виконання робіт з бетонування шляхом прокачування води через каналоутворювачі. Різниця між температурою бетонної суміші та температурою води охолодження не повинна перевищувати  $15\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

При досягненні вкладеним бетоном температури більше  $+30\text{ }^{\circ}\text{C}$  необхідно передбачити можливість його охолодження шляхом прокачування води крізь каналоутворювачі. Різниця між температурою бетону та температурою води охолодження не повинна перевищувати  $10\text{ }^{\circ}\text{C}$ . Час початку охолодження, температура води та графік охолодження розробляється підрядником та погоджується із організацією, яка виконує науковий супровід.

Температура бетонної суміші на місці укладання не повинна відрізнятися від регламентованих меж більше ніж на  $+2\text{ }^{\circ}\text{C}$ .

Під час проведення науково-технічного супроводу будівництва естакади контролювалося дотримання розроблених вимог на всіх етапах влаштування конструкції прогонової будови.

#### **4.2.2. Програма обстеження та випробування естакади**

Під час будівництва прогонової будови естакади при натягу канатів кожної секції датчиками ПТК «НВМ» (рис. 4.5, 4.6, 4.7) замірялись напруження в масиві залізобетону. Згідно із задачами дослідження була розроблена методика вимірювання напружень в бетоні, які виникають в результаті обтиску конструкції напруженою канатною арматурою. До бетонування кожної секції естакади в перерізах розташованих в середині прогону і над опорами до арматурного каркасу закріплювались арматурні коротиші із наклеєними на їх поверхню тензорезисторами (рис. 4.7).

Після будівництва естакади перед введенням її в експлуатацію були проведені обстеження і випробування.

Основні завдання обстеження і випробувань:

- виявлення відповідності фактичного стану зведених конструкцій проекту та вимогам норм;
- дослідження напружено-деформованого стану конструкцій мосту під автомобільними навантаженнями й оцінка відповідності їхньої роботи проектним передумовам.

Для визначення розрахункових величин прогинів і напружень та встановлення рівня завантаження прогонових будов моста, було виконано розрахунок з використання ПК «ЛИРА САПР». Проектні навантаження – А-15, НК-100, згідно діючих норм [107].

В розрахунковій просторовій схемі моста прогонова будова задана поздовжніми та поперечними стержнями (скінчені елементи типу 10). Фрагмент просторової схеми представлено на рис. 4.3. Приклад схеми завантаження і деформації прогонової будови показаний на рис. 4.4.

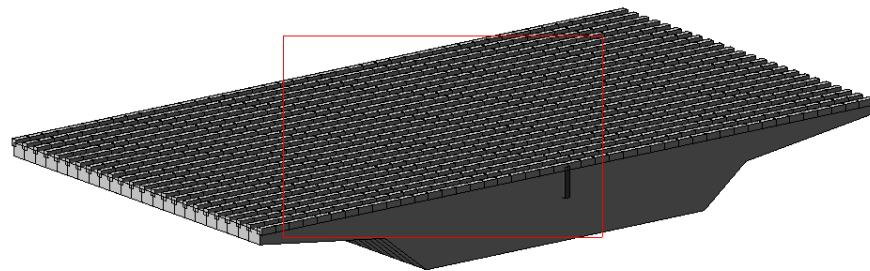


Рис. 4.3. Фрагмент просторової схеми естакади при розрахунку методом скінчених елементів

Випробування включали в себе 14 схем статичного завантаження для створення максимальних згинальних моментів в кожному прогоні і над опорами.

Розрахунок естакади виконували на власну вагу конструкції, випробувальне навантаження, яке реалізоване в натурних умовах за випробувальними схемами завантаження №1 – №14, та розрахункове навантаження А-15.

Випробувальне навантаження - п'ять автомобілів завантажених баластом (автомобілі МАЗ 551605 вагою: 313 кН, 31,7 кН, 31,7 кН, 32,7 кН, 33,2 кН). Загальна вага випробувального навантаження становила 1606 кН. При

випробуванні інтенсивність навантаження складала 61 – 81 % по відношенню до нормативного навантаження А-15 (табл. 4.2). Величина інтенсивності випробувального навантаження відповідає СОУ 45.2-00018112-044 [151].

Таблиця 4.2

Інтенсивність випробувального навантаження по відношенню до  
проектного нормативного навантаження

Переріз	Схема завантаження	Інтенсивність випробувального навантаження в % до А-15
Середина прогону 9-10	№ 1	81
Середина прогону 9-10	№2	70
Середина прогону 8-9	№3	78
Середина прогону 6-7	№5	78
Середина прогону 5-6	№6	77
Переріз над опорою №6	№12	61
Переріз над опорою №7	№13	61
Переріз над опорою №5	№14	70

Під час статичних випробувань виконувалися наступні заміри (схема розміщення приладів показана на рис. 4.5.):

- прогинів (вертикальних переміщень) прогиномірами Максимова, Аістова, датчиками переміщення ПТК «НВМ»;
- напружень (відносних деформацій) – в характерних перерізах з допомогою індикаторів на базі та тензорезисторами ПТК «НВМ» (рис. 4.6, 4.7);
- сигналів акустичної емісії ПТК “АКЕМ” на базі персонального комп’ютера з використанням технології “PCLabCard”.

Реєстрація та обробка сигналів акустичної емісії здійснювалася з використанням ПТК “АКЕМ”. Перетворювачі акустичної емісії встановлювали на поверхні бетону прогонової будови 0-1 (ПАЕ-1) та в прогоні 1-2 (ПАЕ-2).

Реєстрація та аналіз сигналів АЕ під час статичних випробувань проводилась із моменту зупинки автомобілів в місцях, визначених схемами випробувань. Інформація реєструвалася протягом 30 с. Обробка критеріальної оцінки виявлення сигналів АЕ від тріщин проводилася відповідно за коефіцієнтом  $K_p$ .

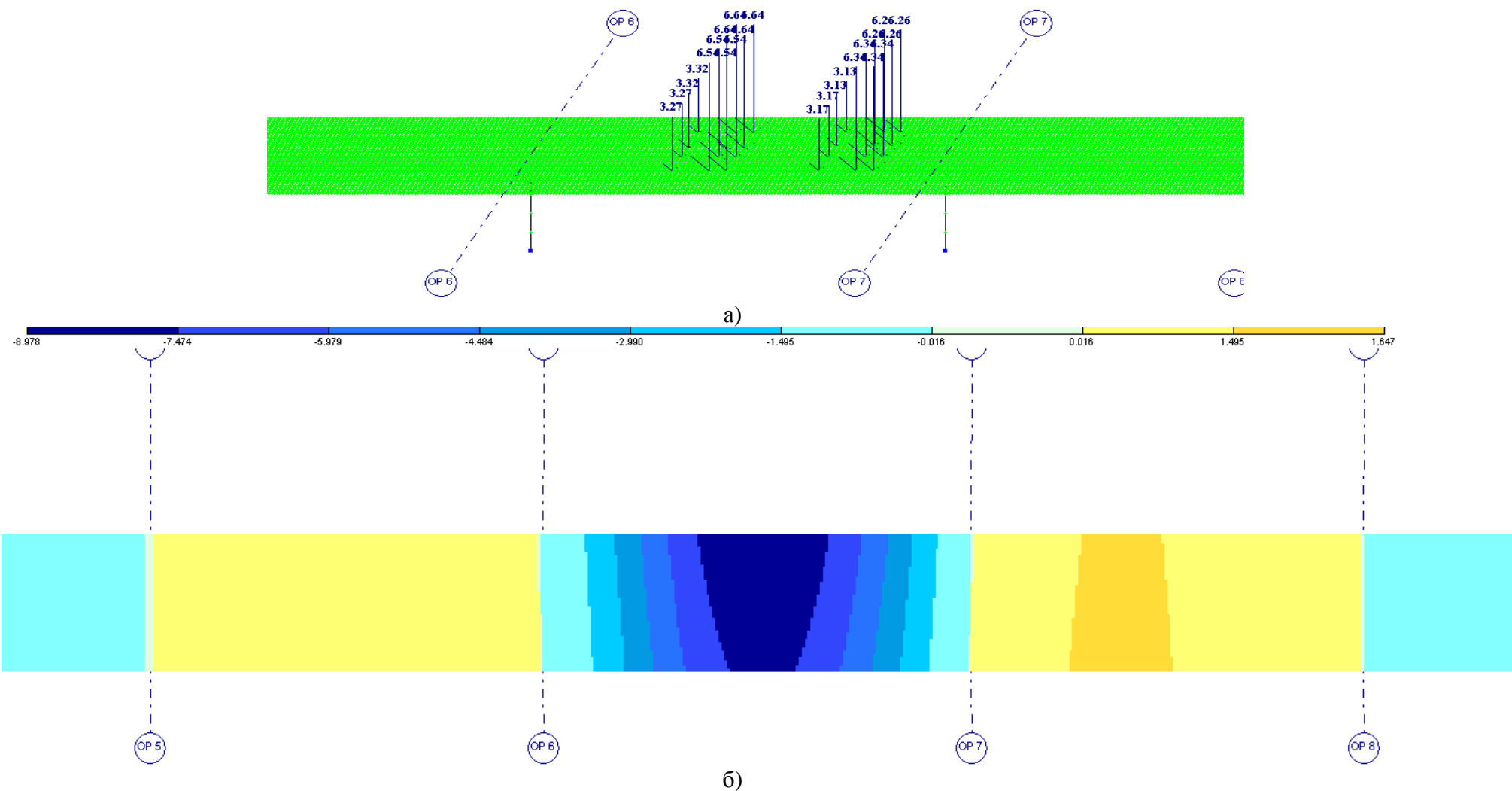
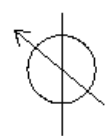
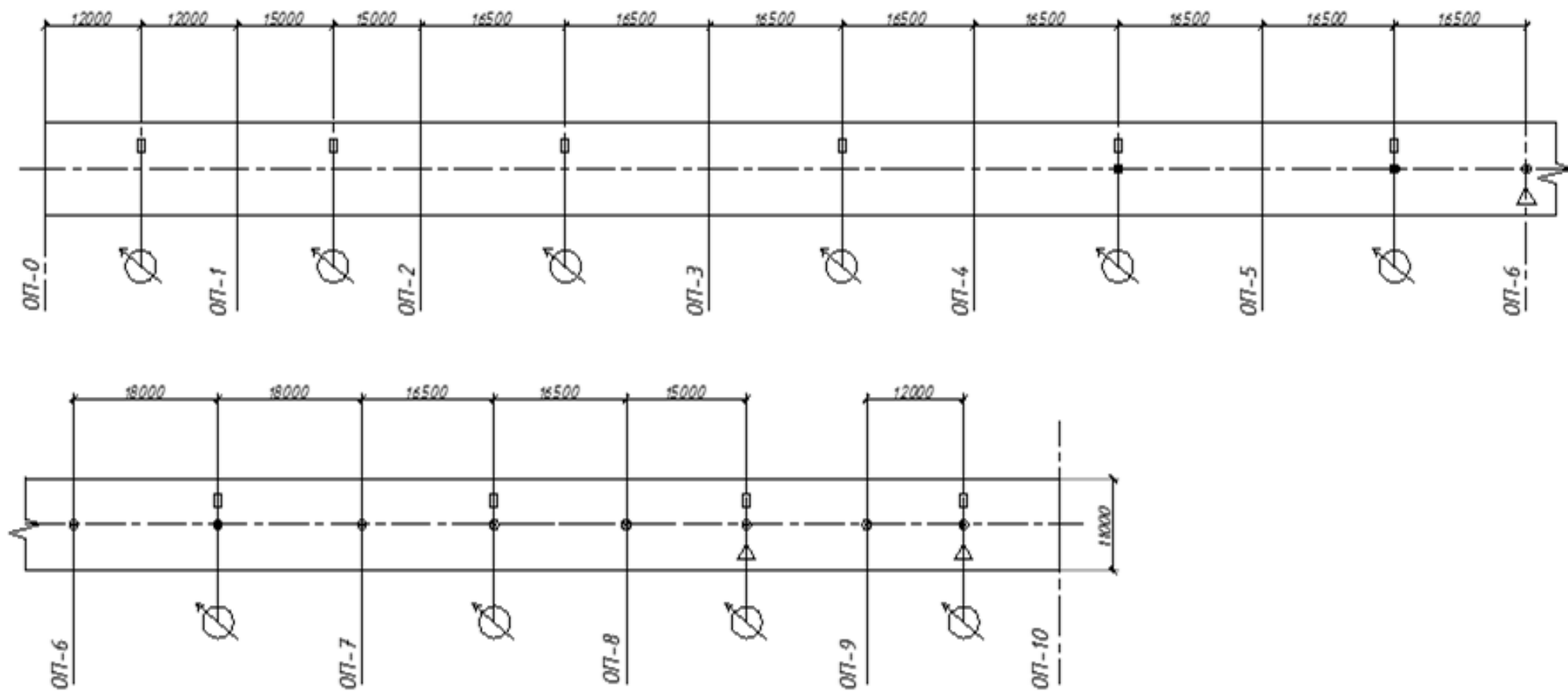


Рис. 4.4. Розрахунок естакади : а - розрахункова схема завантаження №5 (цифри – навантаження на колесо автомобіля); б - розрахункові значення прогинів конструкції прогонової будови при завантаженні схемою навантаження №5;



Прогиномір ( P, H);

- Тензорезистор ПТК "НВМ";
- △ Датчик ПТК "АКЕМ" (РАЕ);
- Мікроіндикатор на базі;
- Датчик ПТК "FREQS" (D).

Рис. 4.5. Схема розміщення вимірювальних приладів на естакаді в плані

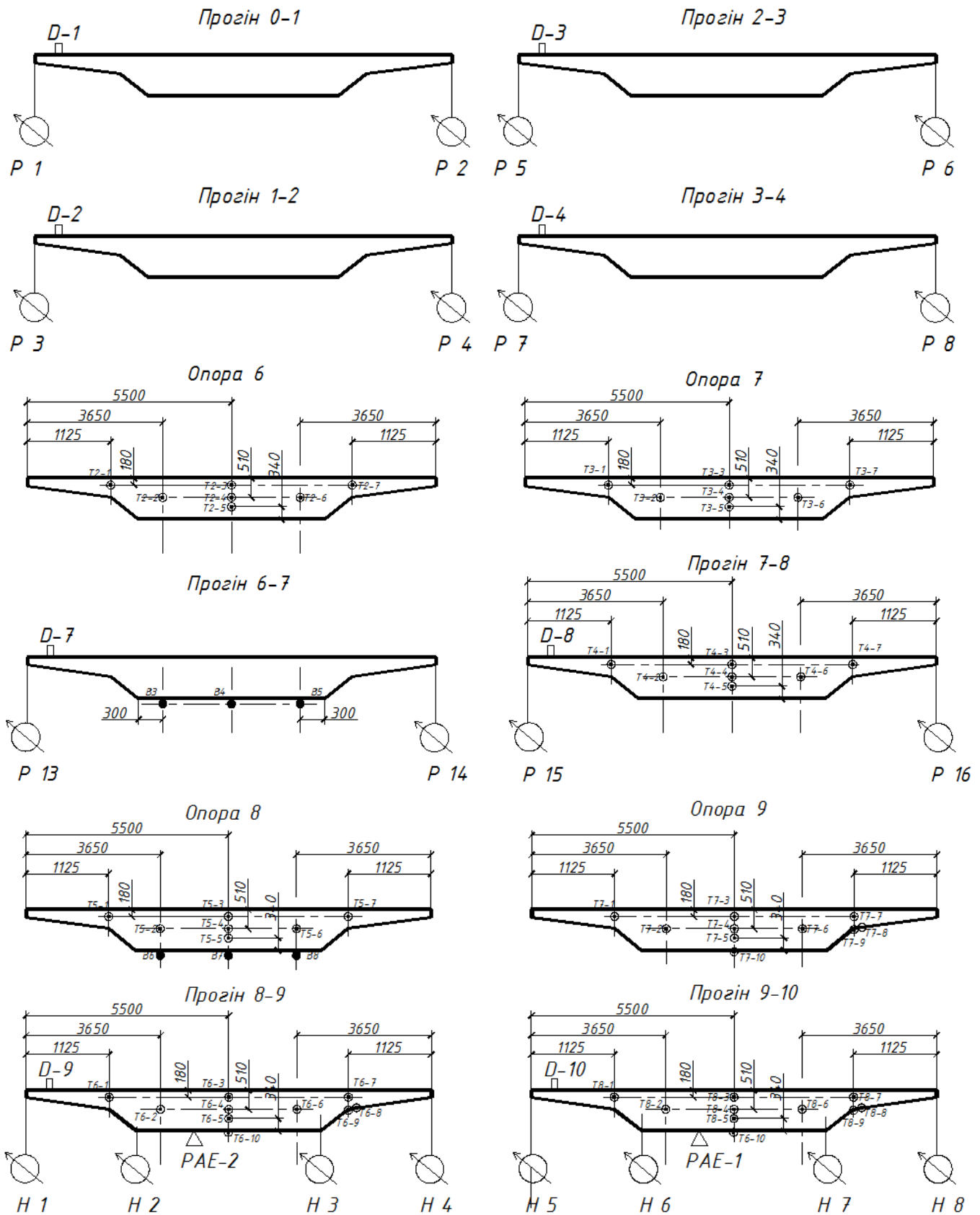


Рис. 4.6. Схема розміщення вимірювальних приладів в перерізах естакади:  
 T2-1..T8-9 – тензодатчики; D-1..D-4 – датчики при динамічних випробуваннях; PAE-1,  
 PAE-2 – приймачі АЕ; P1..P8, H1..H8 – прогиноміри

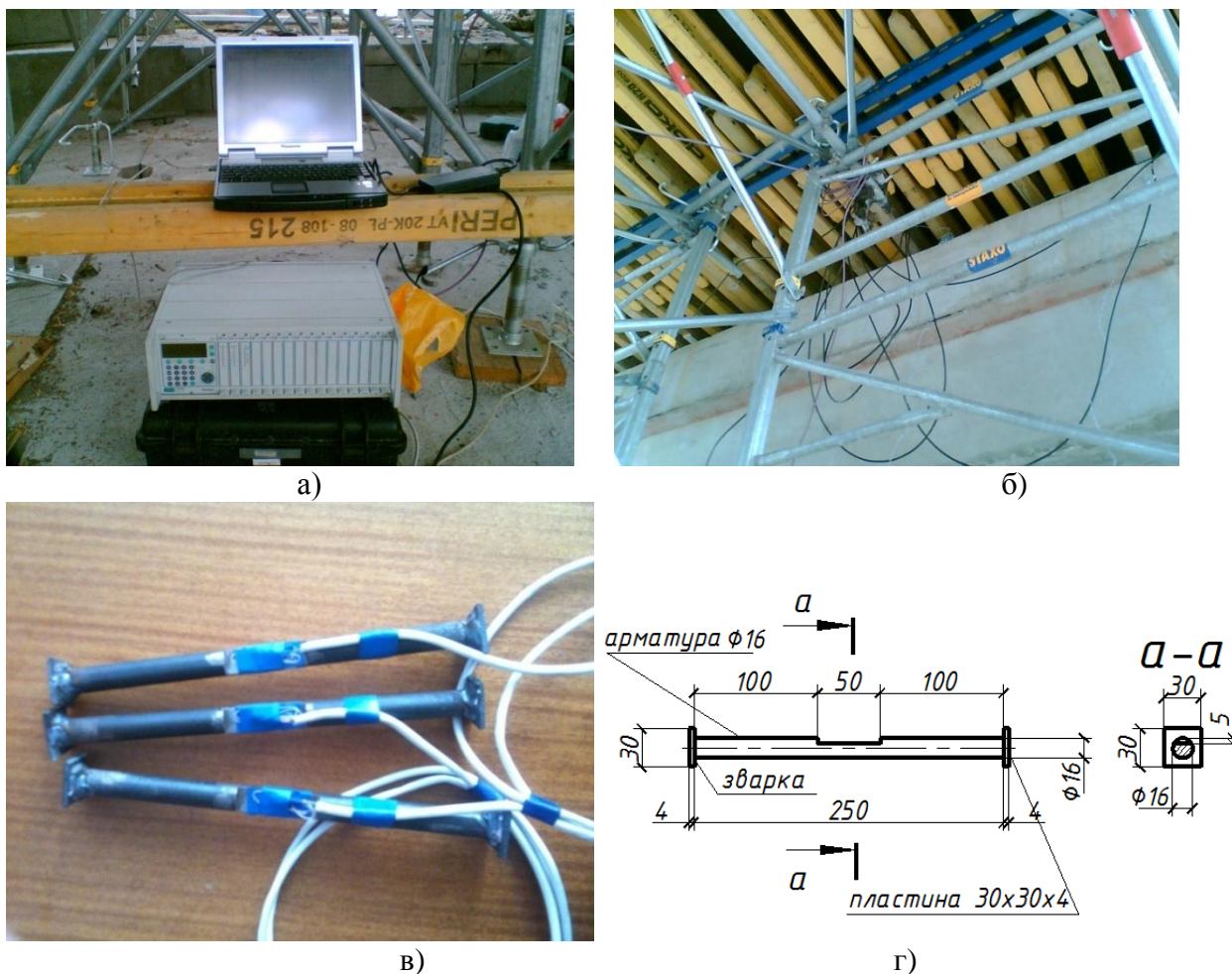


Рис. 4.7. ПТК «НВМ»: а – загальний вигляд комплексу; б – виводи тензорезисторів з під опалубки прогонової будови; в – тензодатчики ПТК „НВМ”, встановлені на закладних деталях перед бетонуванням прогонової будови, г – креслення закладної деталі для тензодатчиків ПТК „НВМ”

Для виявлення величин динамічного впливу, що створюються реальним рухомим навантаженням та визначення динамічних характеристик моста (частоти і форми власних коливань конструкції, характеристики затухання коливань, величин динамічних коефіцієнтів) проведені динамічні випробування. Динамічне навантаження на прогонову будову моста створювалось проїздом завантаженого автомобіля КамАЗ вагою 217 кН із швидкостями 10, 20, 40 км/год. Для збільшення динамічного навантаження на прогонові будови проїзд автомобіля виконували через „поріжок” висотою 8 см. Для реєстрації та аналізу динамічних характеристик прогонової будови моста використовували датчики переміщення і тензорезистори ПТК „НВМ” та датчик для реєстрації механічних коливань ПТК „FREQ”. Датчик для реєстрації коливань ПТК “FREQ” при

динамічних випробуваннях встановлювали по середині прогонів на поверхні асфальтобетонного покриття.

#### 4.2.3. Результати супроводу, обстеження та випробування естакади

Реєстрація значень відносних деформацій з тензорезисторів виконувалась із використанням програмно-технічного комплексу «НВМ» протягом усього часу натягу арматурних пучків. На рис. 4.8 представлено графіки зміни стискаючих напружень в бетоні в результаті натягу канатної арматури в прогоновій будові естакади. Напруження в бетоні під час натягу знаходились в межах допустимого.

При обстеженні конструкцій моста були виявлені дефекти елементів конструкцій (рис. 4.9), що знижують довговічність споруди [187]:

- поздовжні та поперечні тріщини по нижній грані залізобетонних прогонових будов з шириною розкриття до 0,10 – 0,30 мм, що в процесі виконання будівельних робіт були закриті шарами захисного фарбового покриття (рис. 4.9);
- температурно-усадочні тріщини на поверхні проміжних та крайніх опор з шириною розкриття від 0,05 до 0,3 мм;

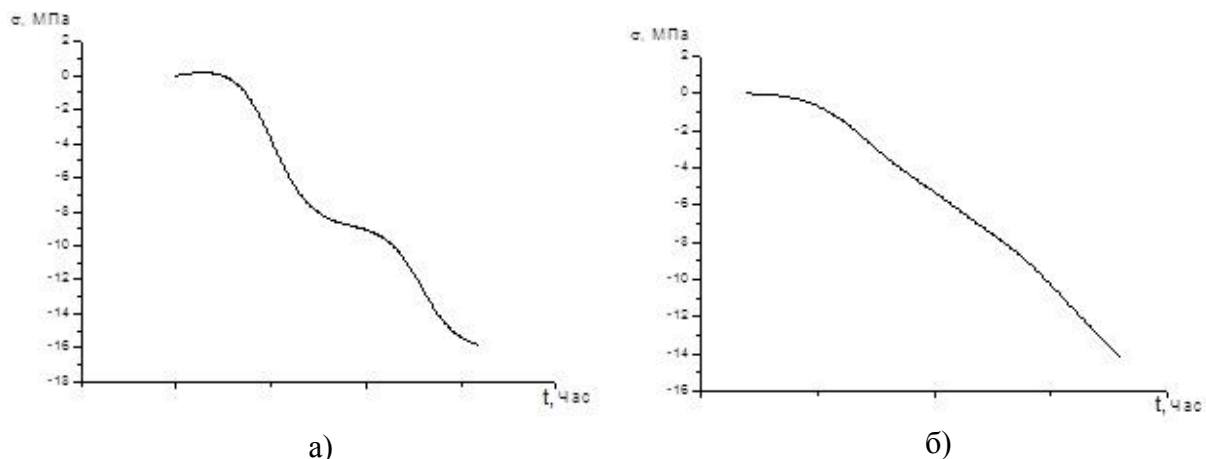


Рис.4.8. Графіки зміни стискаючих напружень в бетоні в результаті натягу канатної арматури в прогоновій будові естакади: а – секція 1; б – секція – 3

- непробетонування на стику секцій 1 і 2, 4 і 5 (неглибокі раковини в бетоні на нижній площині прогонової будови, які утворюють смужки шириною 20-30 см).



На рис. 4.10 показано схему завантаження №5, результати прогинів при завантаженні і загальний вигляд установки цього навантаження.

Максимальні виміряні прогини прогонів від випробувального навантаження та значення конструктивного коефіцієнта  $K$  представлено в таблиці 4.3 та на рис. 4.10.

Згідно вимог СОУ 45.2-00018112-044 [151] значення конструктивного коефіцієнта  $K$  повинно знаходитися в межах 0,7 – 1,0. Експериментальне значення конструктивного коефіцієнта  $K$  в окремих випадках незначно перевищує значення 1,0.

Приведені до нормативного навантаження значення прогинів наведені в табл. 4.4. Із таблиці 4.4 випливає, що виміряні приведені прогини значно менші значення  $1/400 l_p$ , яке допускається ДБН В. 2. 3- 22 : 2009 [107].

Одним з критеріїв оцінки моста за результатами статичних випробувань, згідно з СОУ 45.2-00018112-044:2009 [151], є співвідношення вимірених пружних і залишкових деформацій, що виражається показником роботи конструкції  $\alpha$  (табл. 4.5).

Згідно СОУ 45.2-00018112-044:2009 [151] значення показника роботи конструкції  $\alpha$  для металевих та залізобетонних мостів закінчених будівництвом не повинно перевищувати 0,15. Експериментальне значення показника роботи конструкції  $\alpha$  приймає значення від 0,01 до 0,08, що свідчить про задовільну роботу прогонової будови.

Згідно результатів динамічних випробувань максимальні значення динамічного коефіцієнту знаходяться в межах 1,188 – 1,239. Експериментальні динамічні коефіцієнти є меншими за розрахунковий 1,3 згідно вимог норм [108].

Загальний вигляд зміни відносних деформацій бетону конструкції в прогонових будовах 8-9, 9-10 та механічних коливань прогонової будови 9-10, що виникають від руху автомобілів представлено на рис. 4.11.

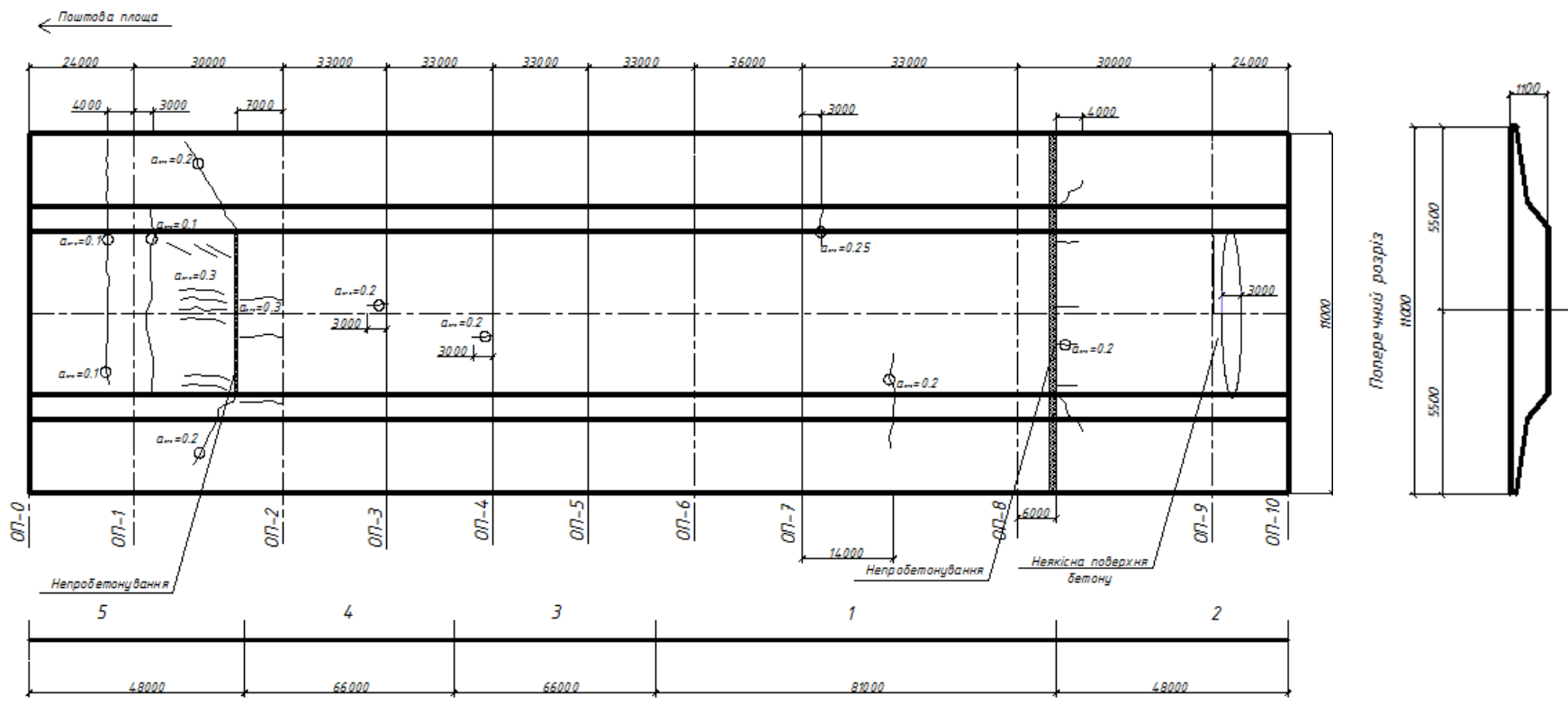
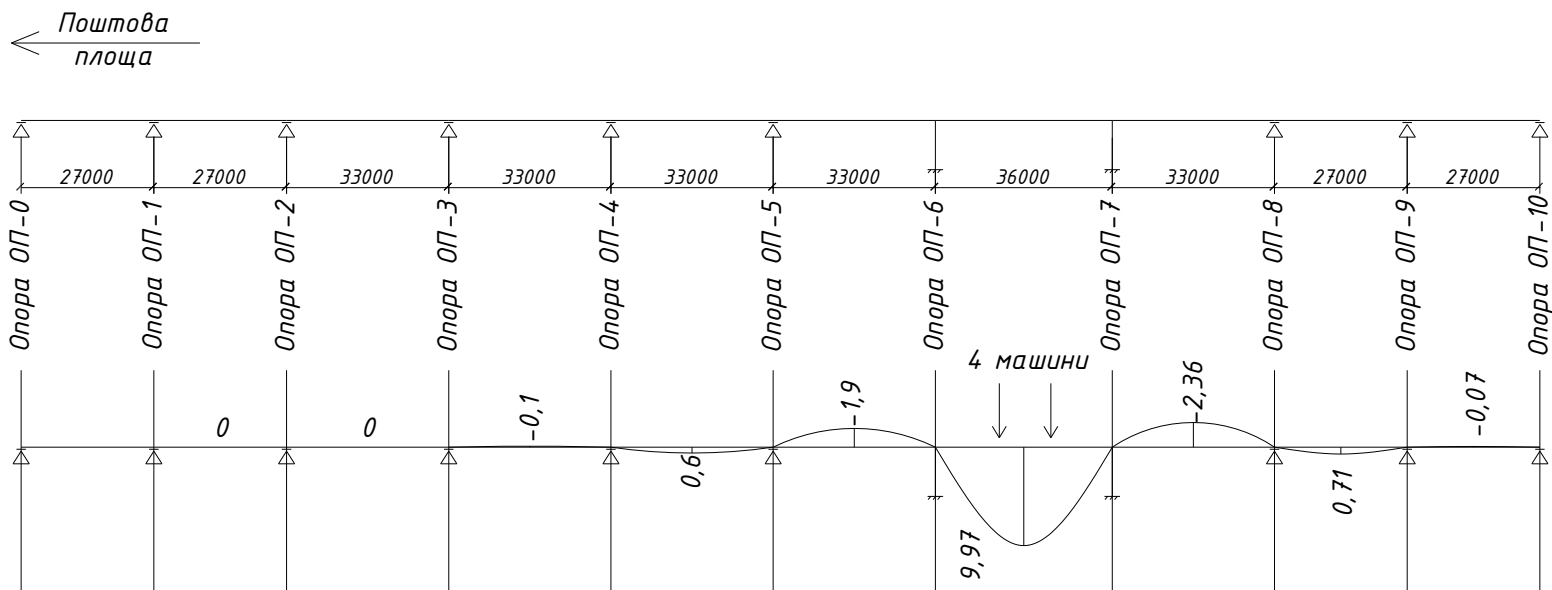
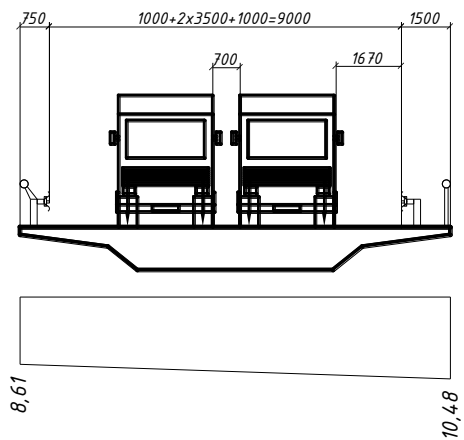


Рис. 4.9. Схема дефектів прогонової будови естакади та її поділу на секції бетонування



а)



б)



в)

Рис. 4.10. Поздовжня схема завантаження №5 та величини прогинів прогонової будови (а); поперечна схема завантаження та прогини при схемі завантаження №5 (б); вид схеми завантаження №5(в)

Експериментальне значення першої власної частоти коливань моста становить 2,0 Гц і є більшим за відповідне розрахункове значення, яке становить 1,88 Гц. Це також свідчить про те, що жорсткість прогонової будови є дещо більшою, ніж було прийнято в розрахунковій схемі.

Оцінка небезпеки процесів, що відбуваються в структурі матеріалів, здійснювали шляхом аналізу кінетики розвитку випромінювання АЕ при навантаженні прогонової будови моста трьома ступенями з використанням спільного аналізу даних, отриманих на всіх ступенях завантаження [101, 117, 162]. Графік залежності прогину  $f$  від моменту  $M$  для кожного етапу завантаження показаний на рис. 4.12. Кут нахилу прямої графіку не змінюється. Це свідчить, що в прогоновій будові відсутні тріщини (перелом графіка  $f$ - $M$  свідчить про утворення тріщин). Відповідно при даних навантаженнях не повинні бути зареєстровані сигнали АЕ, які свідчать про утворення макротріщин.

Результати обробки критеріальної оцінки  $K_p$  показали, що при навантаженні прогонових будов моста за прийнятими схемами завантаження фіксуються сигнали АЕ від утворення мікротріщин, але не було сигналів із  $K_p > 6$ . Це свідчить, що при випробуваннях макротріщини в бетоні не виникали.

Проведена обробка даних АЕ показала, що існує залежність між рівнем навантаження і накопиченою енергією сигналів АЕ, яка приведена на рис. 4.13. В результаті аналізу даних дослідження моста із використанням методу акустичної емісії встановлено, що прогонова будова не має дефектів типу тріщин, які б мали тенденцію до розвитку. Про це свідчить величина коефіцієнта  $b = -3,673 < 3$  (див. п. 3.2.4., рис. 4.13). Тобто тріщини, які утворилися при бетонуванні прогонової будови, при навантаженні моста не збільшуються. Оскільки ці тріщини закриті захисним покриттям, то суттєво на довговічність моста вони впливати не будуть.

Таблиця 4.3  
Конструктивні коефіцієнти визначені за загальними деформаціями  
(прогинами прогонової будови)

№ п/п	Схема завантаження (прогін)	Максимальний вимірний прогин, $f_e$ , мм	Теоретичне значення максимального прогину, $f_{cal}$ , мм	Конструктивний коефіцієнт, $K = f_e / f_{cal}$
1	№1 (9-10)	5,9	5,7	1.035
2	№2 (9-10)	5,0	5,0	1.000
3	№3 (8-9)	7,4	7,8	0.949
4	№4 (7-8)	8,9	8,8	1.011
5	№5 (6-7)	10,5	9,0	1.167
6	№6 (5-6)	9,4	8,7	1.080
7	№7 (4-5)	10,6	11,1	0.955
8	№8 (3-4)	10,4	11,2	0.929
9	№9 (2-3)	6,9	10,8	0.639
10	№10 (1-2)	7,8	7,9	0.987
11	№11 (0-1)	4,6	4,8	0.958

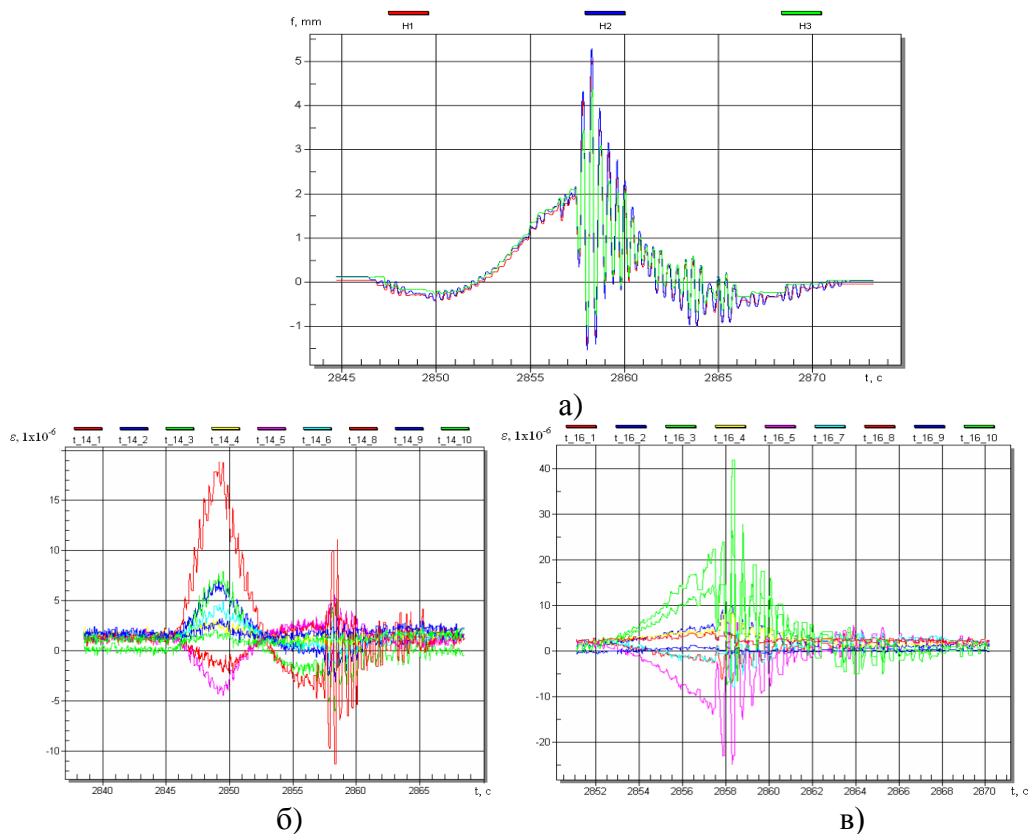


Рис. 4.11. Дані ПТК «НВМ»: а – загальний вигляд механічних коливань прогонової будови при схемі динамічного навантаження Д21 в прогоні 9-10; б, в – загальний вигляд зміни відносних деформацій бетону  $\varepsilon$  при схемі динамічного навантаження Д21 в прогонах 9-10, 8-9

Таблиця 4.4

Значення експериментальних прогинів прогонових будов приведені до нормативного навантаження

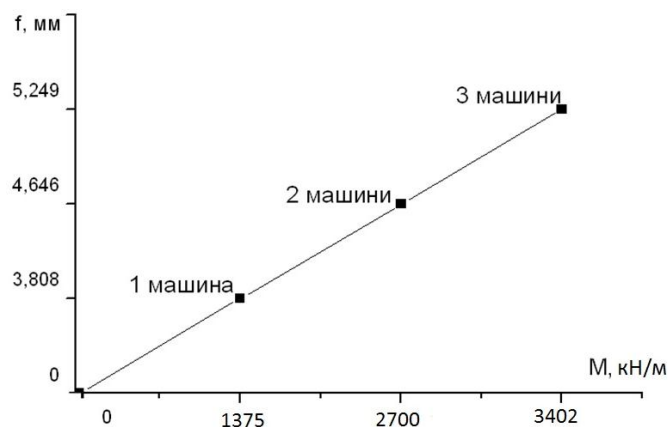
№ п/п	Схема завантаження (прогін)	Коефіцієнт приведення, $K_p$	Максимальний вимірний прогін, $f_e$ , мм	Виміряні приведені прогини, $f_e/K_p$	$f_e/l_p$
1	№ 1 (9-10)	0.81	5.9	7.3	1/3295
2	№2 (9-10)	0.70	5	7.1	1/3360
3	№3 (8-9)	0.78	7.4	9.5	1/3162
4	№5 (6-7)	0.78	10.5	13.5	1/2674
5	№6 (5-6)	0.77	9.4	12.2	1/2703

Примітка:  $f_e$  – значення виміряного прогину [мм];  $l_p$  – розрахункова довжина прогону.

Таблиця 4.5

Показник роботи конструкції  $\alpha$

№ п/п	Схема завантаження (переріз)	Максимальне значення пружних вимірних прогинів, $f_{el}$ , мм	Максимальне значення залишкових вимірних прогинів, $f_r$ , мм	$\alpha$ , ( $f_r/f_{el}$ )
1	№1 (середина прогону 9-10)	5,32	0,11	0,02
2	№2 (середина прогону 9-10)	4,80	0,17	0,03
3	№3 (середина прогону 8-9)	7,17	0,21	0,03
4	№4 (середина прогону 7-8)	8,20	0,20	0,02
5	№5 (середина прогону 6-7)	8,52	0,66	0,08
6	№6 (середина прогону 5-6)	9,00	0,40	0,04
7	№7 (середина прогону 4-5)	10,60	0,20	0,02
8	№8 (середина прогону 3-4)	10,40	0,30	0,03
9	№9 (середина прогону 2-3)	6,90	0,20	0,03
10	№10 (середина прогону 1-2)	7,10	0,1	0,01
11	№12 (опора Оп-6)	8,30	-0,10	-0,01
12	№13 (опора Оп-7)	5,40	0,20	0,04
13	№14 (опора Оп-5)	8,60	0,10	0,01

Рис. 4.12. Графік залежності прогину  $f$  від моменту  $M$

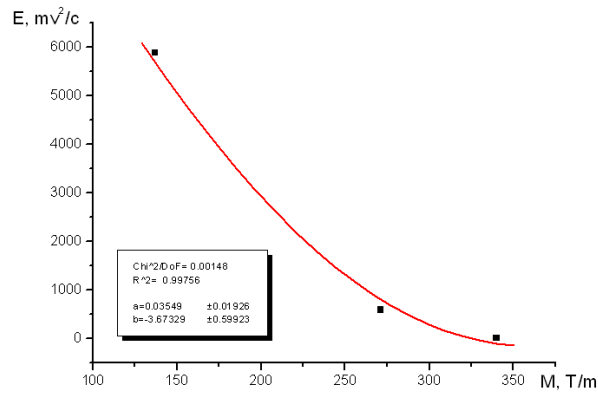


Рис. 4.13. Залежність нагромадження енергії сигналів АЕ, зафіксованих ПАЕ-1, від навантаження в циклі

#### 4.2.4. Аналіз причин утворення тріщин при будівництві естакади

При аналізі проблеми виникнення тріщин при будівництві естакади було визначено ймовірні причини їх виникнення :

- неправильне армування зони анкерування канатів;
- невірний порядок натягу канатів;
- недотримання технології виготовлення конструкції прогонової будови.

Для виявлення причин утворення тріщин були виконані :

- нелінійний просторовий розрахунок монтажу(виготовлення) конструкції прогонової будови в ПК «ЛИРА САПР»;
- розрахунок міцності і тріщиностійкості перерізу прогонової будови на стику секцій згідно норм [106, 108] та проектної документації в ПК «MathCad»;
- лінійний і нелінійний просторовий розрахунок монтажу(виготовлення) конструкції прогонової будови з різним процентом армування в торцевій(анкерній) зоні на стику секцій 4 і 5 в ПК «ЛИРА САПР»;
- розрахунок термонапруженого стану прогонової будови при бетонуванні в ПК «MIDAS».

В ПК «ЛИРА САПР» була створена нелінійна просторова розрахункова схема монтажу конструкції прогонової будови, яка включала в себе поетапний монтаж секцій, почерговий монтаж арматури згідно проектних координат та її поетапний натяг. На розрахунковій схемі ухили та крива прогонової будови були спрощені. Натяг канатів проводився групами між компенсуючими привантаженнями розвантаженнями консолей секцій. Прогонова будова розбита

на елементи довжиною 0,5 м. Координати пучків напруженої арматури задані згідно проектної документації в перерізах стиків секцій, надпорних перерізах, серединах прольотів і характерних перерізах. Просторові елементи тіла прогонової будови задані, як бетон відповідного класу, армований проектним коефіцієнтом армування. Анкери і куплети з'єднань секцій спрощено до площі перерізу пучка канатів.

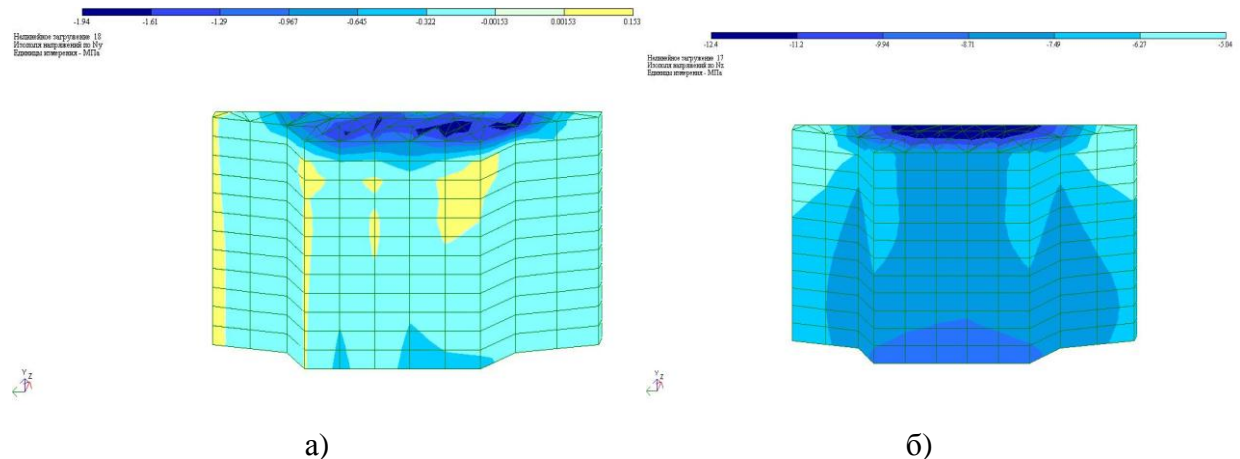


Рис. 4.14. Фрагмент розрахункової моделі на початку 5-ої секції бетонування з напруженнями бетону: а – по глобальній осі  $x$  (вид знизу); б – по глобальній осі  $y$ , вздовж естакади (вид знизу)

Згідно [108] при змішаному армуванні по другій групі граничних станів граничне напруження на розтяг в бетоні становить  $0,8 R_{btsr}$ , що для даних умов натягу становить 1,28 МПа.

Згідно фрагменту нелінійної просторової моделі розрахунку в місці утворення тріщин (початок 5-0ї секції між ОП-1 і ОП-2) максимальні розтягуючі зусилля в бетоні плити прогонової будови під час натягу арматури 0,153 МПа (рис. 4.14, а). Максимальне стискаюче зусилля -1,94 МПа. Місця просторових елементів з найбільшим розтягом співпадають з місцями розташування тріщин на схемі дефектів (див. рис. 4.9 і рис. 4.14, а).

За результатами лінійного розрахунку перерізу цієї ж зони в ПК MathCad (рис. 4.15) встановили, що при одночасному натягу всіх канатів на верхній та нижній грані виникають стискаючі зусилля в бетоні -2,15 МПа та -9,37 МПа відповідно, що не перевищують допустимі  $R_{b.mc1}=17\text{МПа}$  [154].



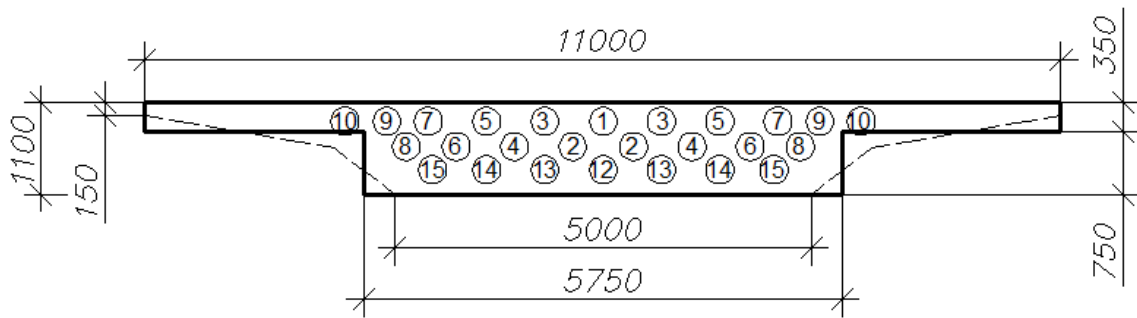


Рис. 4.15. Приведений переріз естакади на початку 5-ої секції для розрахунку в ПК MathCad

Фактична міцність бетону на 28-му добу згідно актів відбору бетону під час бетонування секцій наведена в табл. 4.6.

Таблиця 4.6  
Міцність бетону секцій естакади

Номер секції	1	2	3	4	5
Фактичний клас бетону	B35 (M 450)	B35 (M 450)	B35 (M 450)	B 45 (M 600)	B 45 (M 600)

Найбільші місцеві напруження в бетоні при натягу на бетон виникають в зоні передачі напруження з арматури через анкери на бетон [137]. Їх величина швидко зменшується вздовж поздовжньої осі прогонової будови. Тому для визначення максимальних напружень розглядають невеликі просторові елементи в зоні анкерування, на стан яких чітко впливає дія анкерів і конструктивного армування. Напруження з анкерів (або куплерів) передаються через шайби на бетон.

Згідно [137] на прикладі розгляду KE моделі реальної роботи анкера в армованому бетоні показано, що в бетоні виникають мікротріщини, які допускаються при натягу. Ці тріщини носять локальний характер і виникають лише під опорними шайбами і гасяться до другого-третього витка спіралі анкера. Проект естакади включав армування сітками «торцевих» анкерних зон секцій (рис. 4.16), завдяки

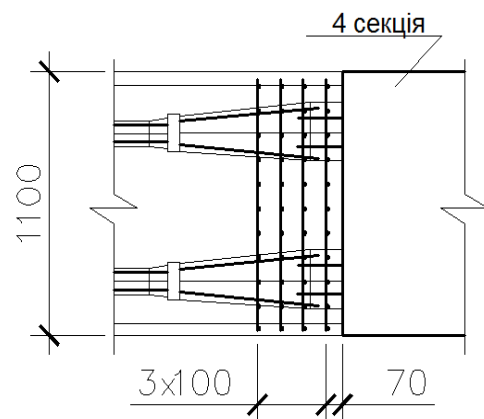


Рис. 4.16. Додаткове армування анкерної зони

якому напруження натягу повинні плавно передаватись на тіло прогонової будови.

На лінійній просторовій схемі в ПК «ЛИРА САПР» був розрахований прогін Оп1-Оп-2 з місцем з'єднання секцій 4 і 5. На схемі враховувався натяг кожної пари канатів з компенсуючим розвантаженням консолі 4-ої секції. Дослідний фрагмент моделі вказано на рис. 4.17.

Вже при натягу пари канатів №4 (рис. 4.15) на нижній грані моделі виникають напруження в бетоні, які більші допустимих (рис. 4.18, а). Надалі при натягу кожної наступної пари канатів виникали нові зони з напруженнями в бетоні, більшими допустимого (рис. 4.18, б).

При повторному розрахунку стику секцій з врахуванням армування анкерної зони розтягуючі напруження в бетоні, які б перевищували допустимі, не виникало. Максимальні розтягуючі напруження були зафіксовані при натягу перших трьох пар канатів (рис. 4.19).

В ПК «MIDAS» виконаний розрахунок термонапруженого стану торцевого фрагменту масиву 5-ої секції на стику з 4-ою. При аналізі розрахунку виявлено, що допустимі на розтяг напруження в бетоні перевищені на 80-ту годину його тужавіння (2,12 МПа) в зонах, де при будівництві утворились тріщини, вказані на схемі на рис. 4.9 (рис. 4.20, б). Отже, причиною утворення цих тріщин були термонапруження в масиві бетону.

Це було наслідком того, що бетонування секцій проводилось з відхиленням від регламенту. У зв'язку зі стислими термінами будівництва охолодження бетону через каналотворювачі не проводилось.

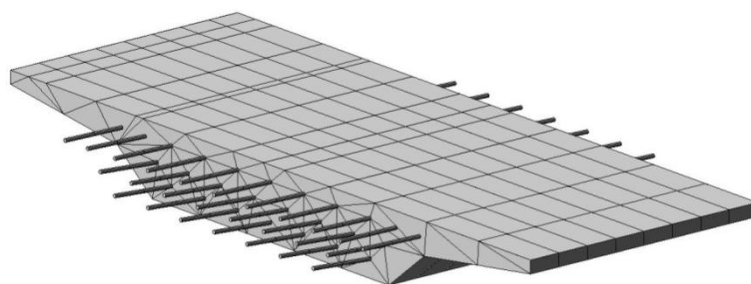
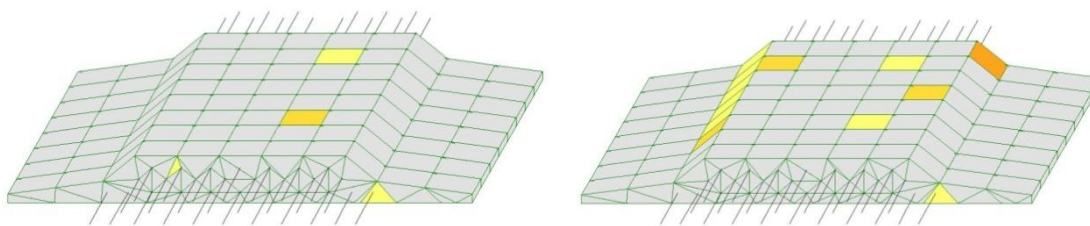


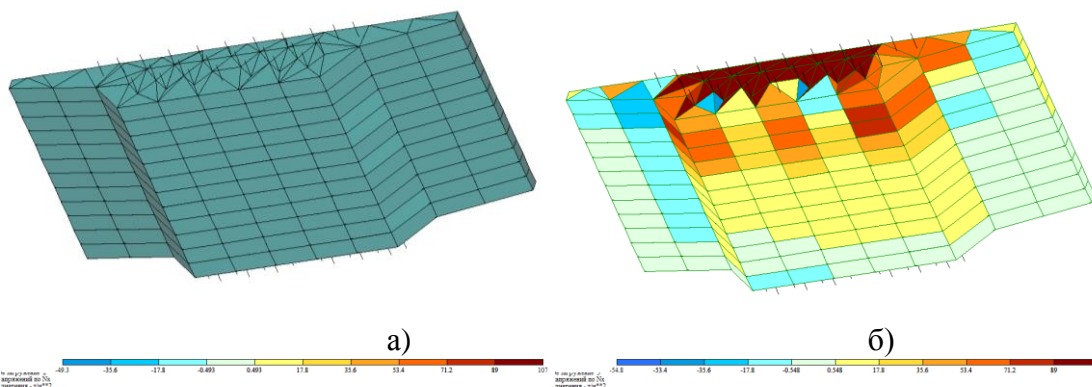
Рис. 4.17. Дослідний фрагмент моделі (4м початку 5-ої секції)



а)

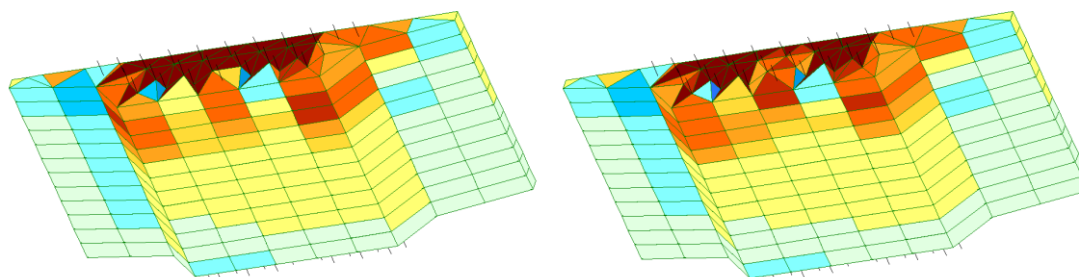
б)

Рис. 4.18. Напруження в бетоні при натягу пари канатів: а – №4, б – №15



а)

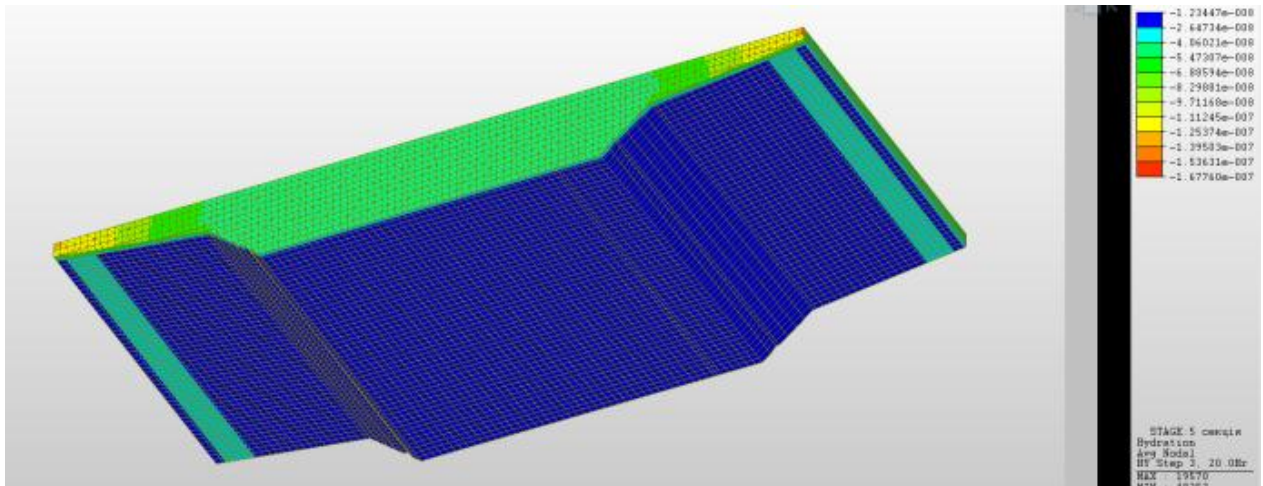
б)



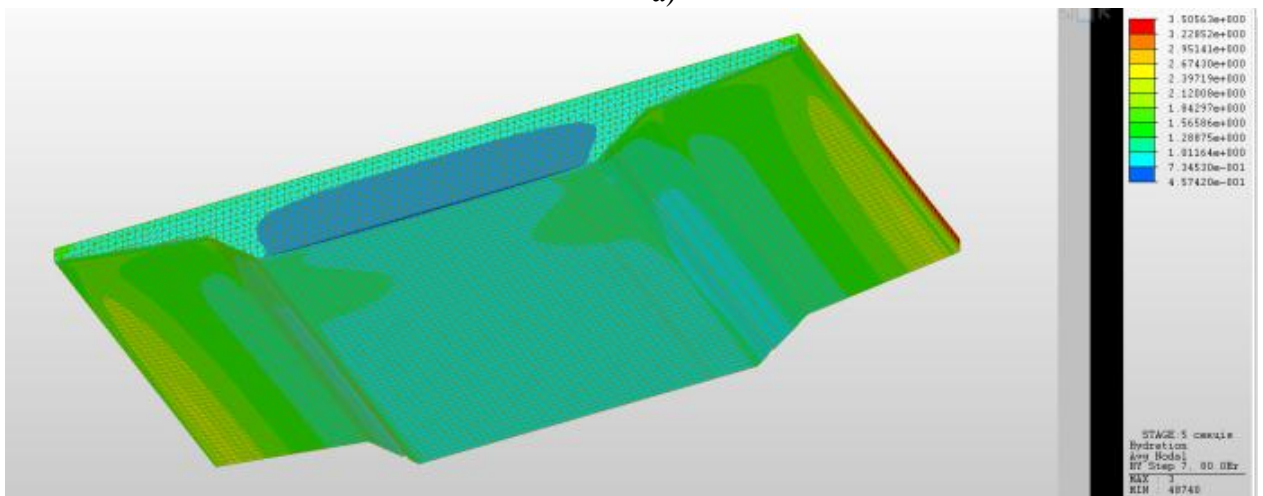
в)

г)

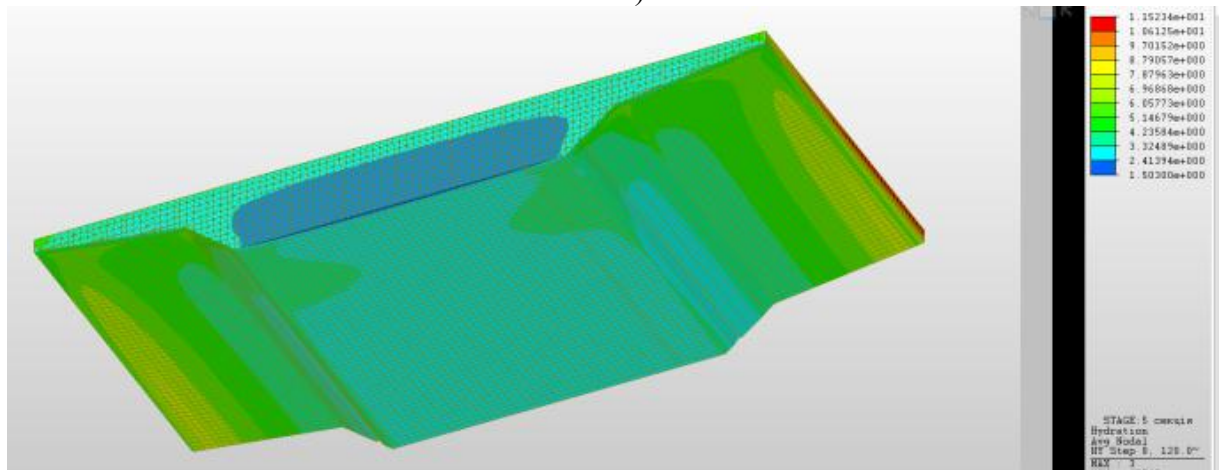
Рис. 4.19. Напруження при почерговому натягу канатів : а – загальний вигляд розрахункової моделі секції, б – напруження в секції при натягу пучка канатів №1, в – те ж, при натягу пучка канатів №2, г – те ж, при натягу пучка канатів №3



а)



б)



в)

Рис. 4.20. Температурні напруження при застиганні торцевої частини прогонової будови 5-ої секції на стику з 4-ою: а – 20 год, б - 80 год, в – 120 год

### **4.3. Рекомендації з проектування та влаштування монолітних попередньо напружених мостів з напруженням на бетон**

На основі аналізу досліджень і світового досвіду влаштування монолітних ПНЗПБ мостів [164, 165, 167], а також виконаних робіт із науково-технічного супроводу та дослідження монолітної естакади [43, 46, 54, 130, 168] в ДП Держдор НДІ були розроблені Рекомендації з проектування монолітних попередньо напружених мостів з напруженням на бетон (пост-напружені системи) [127], автор дисертаційної роботи був відповідальним виконавцем при розробці цих Рекомендацій. Нижче викладені основні положення цього нормативного документу.

Попереднє напруження в залізобетонних прогонових будовах автодорожніх мостів доцільно використовувати при довжині прогонів 15м і більше.

Попереднє напруження створюється натягом пучків, що складаються із сталевих 7-ми дровових канатів. Пучки в конструкції розташовуються у каналоутворювачах. Натяг пучків на бетон виконується після досягнення бетону конструкції передаточної міцності. Особливістю пост-напруженої системи є індивідуальне закріплення кожного канату пучка клином-захватом на загальній анкерній плиті.

Головна відмінність між попередньо напруженою арматурою на бетон (пост-напружені системи) і армуванням ненапруженою арматурою залізобетонних прогонових будов мостів є те, що власна вага повністю компенсується силою попереднього напруження арматури, таким чином попередньо напружені конструкції поведуть себе краще при довготривалих постійних навантаженнях. Для досягнення цього основна частина напружених пучків повинні розташовуватись в зонах розтягуючи напружень.

#### **4.3.1. Суцільні плитні прогонові будови**

Для суцільних плитних попередньо-напружених прогонових будов мостів (рис. 4.21, а) з напруженням на бетон товщина плити приймається співвідношенням довжина прогону/будівельна висота від  $1/30$  до  $1/35$ . Для

зменшення вартості влаштовується змінний по висоті поперечний переріз (в залежності від реакцій в перерізі).

В опорних перерізах відстань між опорними частинами не повинна перевищувати п'ятикратної товщини плити. Анкери напруженої арматури, на кінцевих ділянках, повинні бути розподілені рівномірно. Також має бути забезпечене додаткове поперечне та торцеве армування для сприйняття сили попереднього напруження від анкерів на бетон плити.

#### **4.3.2. Пустотні плитні прогонові будови**

При збільшенні довжини прогону, власна вага плитних прогонових будов починає зростати. Зменшення ваги конструкції можна досягти влаштуванням консолей (видаленням зайвого матеріалу по бокам) або видаленням не потрібного матеріалу з центру плити (ребристі плити). У випадках, коли будівельна висота конструкції є обмежена, або важливо зберегти плитну форму, доцільно використовувати пустотні плитні прогонові будови (рис. 4.21, б).

При конструюванні пустотних плит необхідно зважати на те, що влаштування порожнин значно ускладнює їх виготовлення. Під час проектування необхідно передбачати додаткові заходи по забезпеченню стійкості пустот при бетонуванні, та додаткове конструктивне армування ребер.

Пустоти можуть мати круглу, восьмикутну чи прямокутну форму. Діаметр кругових пустот, як правило, потрібно приймати не більшими за величину, що дорівнює висоті плити зменшеної на 240 мм, не більшим за 70 % загальної товщини плити і меншим за суму товщин верхніх та нижніх суцільних площин плити. Також необхідно враховувати вимоги п.3.117 ДБН В2.3.14-2006 [108].

Ребра між пустотами, як правило, влаштовують шириною 250 мм - 300 мм. Кожне ребро може вміщати по два попередньо напружені арматурні пучки. Пустоти переривають над опорами для утворення в цих місцях поперечних балок (діафрагм) та влаштування деформаційних швів.

Основні конструктивні вимоги – це дотримання висоти плити 20 см (згідно 2.3.14 ДБН В.2.3-14 [108]) та достатнього масиву бетону для розміщення

арматурних пучків. Кількість та товщина вертикальних граней приймається згідно розрахунку.

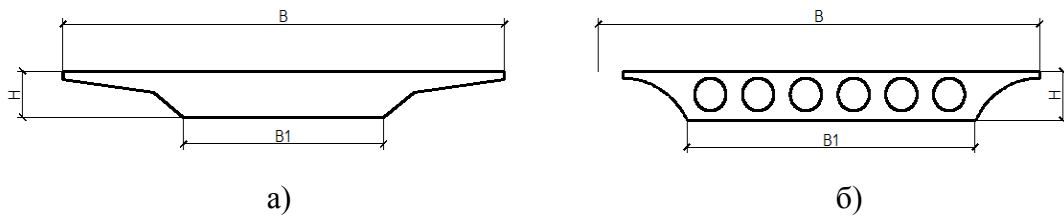


Рис. 4.21. Суцільна (а) та пустотна (б) плитна прогонова будова

### 4.3.3. Балочні прогонові будови

Балочні прогонові будови при довжині прогонів від 24 до 45 м переважно влаштовують з двома ребрами. Співвідношення будівельна висота/довжина прогону становить від  $1/18$  до  $1/20$ . Необхідна ширина балки визначається статичними розрахунками та необхідною шириною для влаштування та обслуговування опорних частин. Зміна будівельної висоти прогонової будови та ширини балки для прогону довжиною 33 м представлено на рис. 4.22.

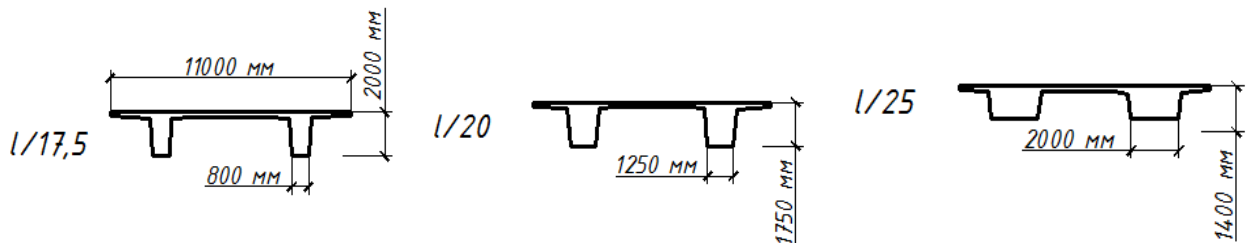


Рис. 4.22 - Зміна будівельної висоти прогонової будови та ширини балки для прогону довжиною 33м з оптимальним відношенням будівельна висота/довжина прогону

При ширині плити більше 15 м ребра розширюють, для зменшення прогону плити і, відповідно, товщин плити і бокових консолей. Для зменшення ваги в ребрах можливо влаштовувати пустоти. При цьому пустоти роблять процес виготовлення більш складним і збільшують витрати ненапруженої конструктивної арматури.

Довжини бокових консолей по відношенню до прогону плити між балками повинні бути вибрані так, щоб при постійних навантаженнях згинальний момент консолі в центральній осі балки приблизно були рівними згинальному моменту на початку консолі плити. Переважно консолі влаштовують довжиною до 3 м. Якщо бокові консолі і центральна плита постійної товщини, то прогін плити між балками становить від 2,3 до 2,8 довжини консолі (довжини вимірюються в осях

балок). Оптимальне співвідношення буде різним для кожного моста і визначається статичними розрахунками.

На рисунку 3 представлені приклади компонування поперечних перерізів балочних попередньо напружених на бетон прогонових будов мостів.

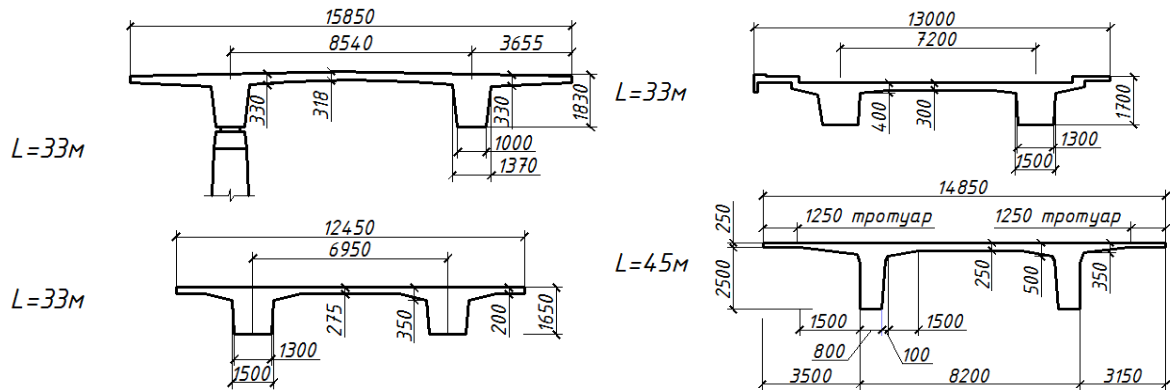


Рис. 4.23 - Приклади компонування поперечних перерізів балочних прогонових будов мостів з максимальним прогоном  $L$

#### 4.3.4. Вимоги до матеріалів

Бетон та напружена арматура попередньо напружених прогонових будов мостів з напруженням на бетон (пост-напружені системи) повинні відповідати діючим нормативним документам (ДБН В.2.3-14 [108]).

Бетон для влаштування прогонових будов монолітних попередньо напружених мостів з напруженням на бетон потрібно приймати класом не менше В35. Мінімальні товщини захисного шару бетону напруженої та конструктивної арматури повинні відповідати таблиці 3.26 ДБН В.2.3-14 [108].

Марки сталі та їх характеристики для армування прогонових будов монолітних попередньо-напружених мостів з напруженням на бетон, що встановлюється з розрахунку, в залежності від умов роботи елементів конструкцій приймають відповідно до табл. 3.12, 3.13, 3.14 ДБН В.2.3-14 [108]. Чинний ДБН В.2.3-14 [108] нормує використання канатів К-7, що виготовляються за ГОСТ 13840 [57] із нормативним опором на розтяг 1395 МПа. Значної економії попередньо напруженої канатної арматури можна досягти, використовуючи канати, що виготовляються за європейськими стандартами [171]. Застосування як робочої арматури імпортованих арматурних сталей допускається у встановленому законодавством порядку. Нормативний опір на



розтяг 7-ми дрових канатів виготовлених за EN 10138-3 [171] прийнято 1770 або 1860 МПа (маркування канатів Y1770 S7 або Y1860 S7). Для мостів, як правило, використовують канати із діаметром дротин 15,3 мм та 15,7 мм (0,6" та 0,62").

#### **4.3.5. Комплект пост-напруженої системи**

В Україні не існує вітчизняних систем попереднього напруження арматурних канатів способом "на бетон" («пост-напружені системи»). Взамін конструкцій, що застосовувались у колишньому СРСР (анкери СоюздорНИИ з центральним ребристим конусом, дослідні анкери ЦНИИС з висадженими головками на кожній дротині канату) всіма провідними спеціалізованими виробниками застосовується принципово інше рішення. Основним принципом цього рішення є індивідуальне закріплення кожного канату пучка конусом-захватом на загальній анкерній плиті.

Характеристики та умови використання комплектів пост-напруженої системи в Європейських країнах визначаються Європейським технічними свідоцтвами (ЕТА). Для використання в Європейському Союзі, комплекти для пост-напружування повинні отримати Європейське технічне свідоцтво (ЕТА) на підставі ряду обов'язкових процедур випробувань. Вимоги щодо отримання ЕТА містяться в [170] "Настанові з отримання Європейського технічного ухвалення на комплект деталей пост-натягування для попереднього напружування будівельних конструкцій", де перелічені обов'язкові для виконання процедури випробувань.

Види комплектуючих системи пост – напруження:

- напружуваний (активний) і нерухомий (пасивний) анкер з опорною плитою і анкерною плитою для напружуваних сталевих канатів кількістю від 3 до 5 шт;
- напружуваний (активний) і нерухомий (пасивний) анкер з чавунним оголовком і анкерною плитою для напружуваних сталевих канатів кількістю від 5 до 37 шт;

- з'єднувач (нерухомий) для пучків від 3 до 5 напружуваних сталевих канатів;
- з'єднувач (рухомий) для пучків від 5 до 37 напружуваних сталевих канатів;
- армування (спіральне армування і хомути);
- каналоутворювачі;
- антикорозійний захист.

Анкерування напружуваних сталевих канатів в анкерних плитах і з'єднувачах відбувається за допомогою анкерних клинів.

Втрати сил напруження від тертя і відхилень сталевих канатів від проектного положення можна визначати розрахунком.. Значення для коефіцієнтів тертя  $\mu$  і коефіцієнтів  $k$  (коефіцієнт, що враховує відхилення канату від проектного положення) залежать від даного діаметру каналоутворювача і максимальної відстані між анкерами напружених елементів.

При визначенні положення сталевих канатів та сил напруження в напружуваних елементах необхідно врахувати втрати сил напруження  $\Delta P_{\mu A}$  від тертя в ділянці активного анкера.

Згідно з [170] для напружених пучків із сталевих канатів, що складаються мінімум з 5 канатів і знаходяться в круглому каналоутворювачі, може використовуватись наступна формула для обчислення найменшого радіусу кривизни, якщо це допустимо на місці застосування:

$$R_{\min} = \frac{2 \cdot P_{m0, \max} \cdot d_{\text{каната}}}{P_{R, \max} \cdot d_{\text{оболонки}}}, \quad (4.1)$$

де  $R_{\min}$  – найменший допустимий радіус кривизни, м;

$P_{m0, \max} - P_{to, \max} = 0,85 \times A_{p, \text{фр}, 1k}$  відповідно до 7.2.2.2, кН;

$d_{\text{каната}}$  – діаметр канатів, мм;

$P_{R, \max}$  – максимально допустимий стиск під канатом ( $P_{R, \max} = 130$  до 150 кН/м);

$d_{\text{оболонки}}$  – внутрішній діаметр оболонки, мм;

$R_{\min}$  наводиться з точністю до 0,1 м (округлюється).

На момент введення повної сили напруження середня межа міцності бетону при стиску  $f_{cmj,cube}$  або  $f_{cmj,cyl}$  в зоні анкерування має бути не меншою за значення, що вказує виробник системи напруження.

При частковому напруженні у 30% від повної сили напруження (*виконується на етапі твердіння бетону для уникнення утворення усадочних і температурних тріщин*), мінімальне значення межі міцності бетону на стиск повинно становити від  $0,5 f_{cmj,cube}$  або  $0,5 f_{cmj,cyl}$ , проміжні значення можна лінійно інтерполювати.

Необхідну середню межу міцності бетону  $f_{cmo}$  на стиск на момент введення повної сили напруження для анкерування вказує виробник системи напруження.

Відстані між осями анкерів та між осями анкерів і гранню бетонного елемента залежать від мінімального значення міцності бетону на стиск і мають бути не меншими від значень, що вказує виробник пост-напруженої системи.

Дані щодо відстаней між осями анкерів і краями пов'язані тільки з впливом сил напруження на бетонні несучі конструкції. Вимоги ДБН В.2.3-14 [108] стосовно захисного шару повинні враховуватись. Захисні шари в жодному разі не можуть бути меншими ніж 20 мм або меншими за захисні шари укладеного в тому ж перерізі армування.

Здатність анкерування (включно з армуванням) для передачі сил напруження на бетон конструкції оцінюється через випробування та контроль. При цьому перевіряється здатність до перерозподілу сил, що з'являються в конструкції за спіральним і додатковим армуванням. Необхідно передбачити достатню кількість поперечного армування для сприйняття поперечних сил.

При необхідності встановлюється додаткове армування. Додаткове армування складається з замкнутих хомутиків (замкнення хомутиків гачком, чи іншими рівнозначним методом) або з ортогонально розташованих один до одного стрижнів для достатнього армування. Замки хомутиків (гачки чи інше) розташовуються в різних площинах.

В ділянці анкерування потрібно передбачити вертикально розташовані ділянки простору, щоб гарантувати безперешкодне укладання і ущільнення

бетону. У виключних випадках, внаслідок високого вмісту армування, через спіраль бетон не може безперешкодно укладатись, тоді спіраль може замінюватись на рівнозначне армування.

#### **4.3.7. Розрахунок монолітних ПНЗПБ мостів з напруженням на бетон та забезпечення їх відповідного термонапруженого стану**

Розрахунок монолітних попередньо напружених прогонових будов мостів з напруженням на бетон має виконуватись згідно вимог ДБН В 2.3-14 [108]. При відсутності в нормативних документах необхідних величин та параметрів, котрі характеризують роботу конструкцій з пост-напруженою системою і є необхідними для розрахунку, відповідні величини рекомендується використовувати із відповідного Європейського технічного свідоцтва пост-напруженої системи (ЕТА).

Зусилля, що діють в елементах прогонових будов, краще визначати використовуючи метод скінчених елементів, моделюючи елементи конструкцій в розрахункових схемах стержнями, плитами чи об'ємними скінченими елементами.

Щоб визначити термонапружений стан залізобетонної прогонової будови, необхідно знати розподіл температури в тілі конструкції. Можна задати при певних допусках температурне поле в масиві бетону прогонової будови у вигляді одномірного або двомірного, тому що товщина і висота балок менше їх довжини. Згідно теорії термопружності, використовуючи принцип Сен-Венана, отримуємо формули для визначення термонапруження. Так для одномірного температурного поля  $T_{(z)}$  :

$$\sigma_x = \sigma_y = -\frac{1}{1-\mu} E \alpha T_{(z)} + \frac{N}{c} + \frac{12zM}{c^3}, \quad (4.2)$$

де  $E$  – модуль пружності;

$\alpha$  – коефіцієнт температурного розширення;

$T_{(z)}$  – температура в точці, віддаленій від центра плити на  $z$ ;  $c$  – товщина плити;

$N$  – поздовжня температурна сила;

$M$  – температурний момент.

$$N = \frac{\alpha E}{1 - \mu} \int_0^c T_{(z)} dz, \quad (4.3)$$

$$M = \frac{\alpha E}{1 - \mu} \int_0^c T_{(z)} z dz. \quad (4.4)$$

Для двовірного температурного поля  $T_{(x,y)}$  найбільше значення буде мати напруження за напрямком  $z$  :

$$\sigma_{x,y} = -\frac{1}{1-\mu} E \alpha T_{(x,y)} + \frac{N_z}{ab} + \frac{12yM_y}{a^3b}, \quad (4.5)$$

де

$$N_z = \frac{\alpha E}{1-\mu} \iint_{a,b} T_{(x,y)} dx dy, \quad (4.6)$$

$$M_z = \frac{\alpha E}{1-\mu} \iint_{a,b} T_{(x,y)} y dx dy, \quad (4.7)$$

$$M_y = \frac{\alpha E}{1-\mu} \iint_{a,b} T_{(x,y)} x dx dy. \quad (4.8)$$

Щоб визначити термонапруження, необхідно враховувати повзучість та змінність модуля пружності бетону, який твердіє в часі. Загальний вираз для деформацій з врахуванням повзучості при одноосному змінному в часі напруженому стані буде мати такий вигляд:

$$\varepsilon(t) = \sigma_{(\tau_0)} \delta_{(t,\tau_0)} + \int_{\tau_0}^t \frac{\partial \sigma}{\partial \tau} \delta_{(t,\tau)} d\tau, \quad (4.9)$$

де

$$\delta_{(t,\tau)} = \left[ \frac{1}{E_{\text{мгн}}(\tau)} + c_{(t,\tau)} \right], \quad (4.10)$$

де  $E_{\text{мгн}}(\tau)$  – пружньомиттєвий модуль пружності в момент прикладання навантаження;

$\sigma_{(\tau_0)}$  – напруження в момент часу  $\tau_0$ ;  $c_{(t,\tau)}$  – міра повзучості,  $\text{МПа}^{-1}$ ;

$\delta_{(t,\tau_0)}$ ,  $\delta_{(t,\tau)}$  – значення функції в момент часу  $t$  при прикладенні навантаження відповідно в момент часу  $\tau_0$  та  $\tau$ .

В [126] рекомендовано наступний вираз для міри повзучості:

$$c_{(t,\tau)} = \left( \frac{1}{E_{(\tau)}} - \frac{1}{E_{(t)}} \right) + c_{(\infty,28)} \varphi_{(\tau)} f_{(t-\tau)}, \quad (4.11)$$

де  $c_{(\infty,28)}$  граничне значення міри повзучості;

$\varphi_{(\tau)} = 0,5 + d$  – функція, що враховує вплив старіння бетону на міру повзучості;

$f_{(t-\tau)} = 1 - 0,8e^{-\gamma_1(t-\tau)}$  – функція, враховуюча наростання в часі міри повзучості.

Наростання модуля пружності з урахуванням впливу температури тверднення виражається експоненціальною функцією [156] :

$$E_{(t)} = E_{\infty} \left( 1 - e^{-\alpha t_{\text{пр}}^{\gamma}} \right), \quad (4.12)$$

де  $E_{\infty}$  - гранична величина модуля деформацій при  $t = \infty$ ;  $\alpha, \gamma$  – коефіцієнти, визначені експериментом;

$t_{\text{пр}}$  - приведений час :

$$t_{\text{пр}} = \int_0^t \left( \frac{T + 30}{50} \right)^{3,2} dt. \quad (4.13)$$

Розрахунок по утворенню тріщин в ДБН В.2.3.-14 [108] виконується на основі діючих зусиль та визначеної величини розрахункового опору бетону на розтяг  $R_{bt,ser}$ . В залізобетонних конструкціях тріщини виникають тоді, коли відносні деформації в крайньому розтягнутому волокні досягають величини  $2 R_{bt,ser}/E_b$ .

Процес набору міцності при нормальних умовах твердіння бетону можна описати за рекомендаціями НІИЖБ [126] такою емпіричною залежністю:

$$R_{b(t)} = \left\{ 1 + \left[ \frac{23}{(55+B)} \right] \left[ \frac{(t-28)}{(t+11)} \right] \right\} B, \quad (4.14)$$

де  $R_{b(t)}$  – міцність бетону на стиск у віці  $t$ , МПа;

$t$  – вік бетону, доби;

$B$  – клас бетону по міцності на стиск.

В проекті виконання робіт згідно ДБНА.3.1-5 [119] при спорудженні монолітних бетонних прогонових будов повинен бути передбачений комплекс конструктивних рішень і технологічних засобів для регулювання температури бетонної суміші.

Вимоги до температури бетонної суміші встановлюються на основі розрахунків температурних полів і термонапруженого стану вкладеного бетону. Необхідні фізико-механічні та теплофізичні характеристики бетонів, як правило, приймаються за результатами лабораторних досліджень. Для стадії проекту дозволяється користуватись аналогами з наступним коригуванням на стадії робочого проекту розрахункових даних відповідно до фактичних властивостей застосованих бетонів.

Створення передбаченого проектом термонапруженого стану укладання бетону досягається за допомогою комплексу конструктивних рішень і технологічних засобів.

Конструктивні рішення:

а) вибір типу конструкції та перерізу з врахуванням вимог до тріщиностійкості і можливості їх виконання;

б) раціональне розміщення і конструктивне оформлення необхідних отворів і порожнин в прогоновій будові.

в) армування бетону конструкції.

Технологічні засоби:

а) регулювання тепловиділення бетону;

б) підігрів і охолодження бетонної суміші;

в) регулювання температури вкладеного бетону;

г) захист поверхні бетону від інтенсивного охолодження і нагріву (влаштування захисного укриття над бетонованою зоною, застосування утепленої опалубки, вкривання горизонтальних поверхонь синтетичними плівками);

д) виконання вимог з вологого догляду за вкладеним бетоном;

е) підвищення міцності бетону на розтяг, його однорідності і зниження модуля деформування бетону;

є) зниження інтенсивності тепловиділення реакції гідратації шляхом заміни цементу.

Вимоги до температурного режиму бетонування:

а) в контактній зоні, висота якої складає до 0,2 найбільшого геометричного розміру перерізу різниця між найвищою температурою бетону підчас його розігріву і найнижчою температурою в тій же точці після його остигання до експлуатаційних умов повинна бути не більше ніж 16 °С - 18 °С. В контактній зоні переохолодження бетону нижче розрахункових найнижчих температур не допускається.

б) різниця температур між ядром і боковими поверхнями масиву допускається не більше 20 °С - 25 °С.

в) у всіх зонах різниця температур між ядром перерізу і горизонтальною поверхнею елемента не повинна перевищувати 14 °С - 16 °С.

Регулювання тепловиділення бетону слід виконувати як шляхом зменшення загальної кількості тепла екзотермії, так і зміною кінетики тепловиділення. Це може відбуватись за рахунок застосування спеціальних цементів (цемент з обмеженою та пониженою екзотермією), зниженням витрати цементу в бетоні, застосуванням пластифікуючи і водо відштовхуючих добавок, золи виносу, добавок для пришвидшення та сповільнення тверднення бетону.

Регулювання температури бетонної суміші заключається в її охолодженні в літні період і підігріві в зимовий період. Зниження температури в літній період можна влаштовувати:

- а) зовнішнім, або внутрішнім (в каналотворювачах) охолодженням води;
- б) заміною частини води в складі бетону штучним льодом;
- в) охолодженням крупного заповнювача;
- г) охолодженням піску;
- д) застосуванням цементів з температурою тепловиділення не більше 40 °С.

Зовнішнє поверхнєве охолодження раціональне для висоти перерізу 1 - 1,5м.

Вода для поверхневого та трубного охолодження повинна відповідати ДСТУ Б В.2.7-273:2011 [34].

Трубне охолодження рекомендується проводити в два етапи.

I етап – охолодження в період інтенсивного екзотермічного розігріву бетону з ціллю пониження максимальної температури в блоці.

II етап – охолодження до температур замонолічування при малому, затухаючому тепловиділенні бетону.

I і II етапи можуть слідувати один за другим з перервою, або без; термін перерви визначається цілеспрямованим режимом охолодження масиву і



календарним планом виконання бетонних, ін'єкційних робіт та робіт з натягу канатів. В окремих випадках при малій товщині плити і поверхні охолодження І етап може не виконуватись, якщо це аргументовано розрахунками.

Охолодження на І етапі починається безпосередньо при вкладанні бетону і може тривати 10 - 20 днів при такій температурі при якій наступний розігрів бетону не перевищує допустимої величини, встановленої розрахунком. Різниця температур між водою і бетоном допускається не більше 30 °С.

Охолодження на ІІ етапі відбувається на протязі часу, встановленого розрахунком і натурним спостереженням.

Горизонтальний крок труб як правило потрібно назначати від 1 до 3 м, але в кожному конкретному випадку крок труб потрібно визначати в результаті відповідних розрахунків температурного режиму і техніко-економічного порівняння.

Швидкість руху води в трубах слід назначити в межах 0,5 - 0,9 м/с. Для рівномірного охолодження бетону необхідно періодично змінювати напрям подачі води, або підключати змієвики чи каналоутворювачі таким чином, щоб забезпечити циркуляцію води в суміжних по висоті змієвиках в протилежних напрямках.

Каналоутворювачі та змієвики (для охолодження) монтуються паралельно з арматурними роботами. Довжина змієвиків не повинна перевищувати 350м, а їх оптимальною довжиною вважається 165-225м. Рекомендовано влаштовувати каналоутворювачі з максимальною довжиною 150м.

Для захисту бетону від впливу сонячної радіації рекомендується застосовувати огорожуючі конструкції з легких, непроникних для інфрачервоного випромінювання матеріалів (брзент, тканина, непроникна плівка і т.д.). Огородження повинно розміщуватись на відстані 2 - 8м для запобігання конвективної передачі тепла від огороження до бетонної поверхні.

#### **Висновки до розділу 4**

1. Натурні дослідження однієї з перших транспортних споруд значної довжини із монолітною попередньо напруженою прогоною будовою,

збудованої в Україні, показали правильність теоретичних підходів до розрахунку та конструювання такої споруди. Аналіз даних, отриманих при статичних та динамічних випробуваннях естакади показав, що всі основні параметри споруди знаходяться в межах діючих норм щодо проектування мостів.

2. Наявність в окремих місцях конструкцій естакади тріщин з шириною розкриття 0,1-0,3 мм свідчить про необхідність вдосконалення технології бетонування при зведенні таких мостів. Варто відмітити, що під час випробувань ці тріщини не розвивалися, і заповнення цих тріщин ін'єкційними матеріалами та нанесення захисного покриття дасть можливість забезпечити проектну довговічність конструкцій.

3. Значення динамічних коефіцієнтів відповідають вимогам норм [108]. Експериментальні значення власних частот коливань моста перевищують розрахункові значення, що є непрямим свідченням більшої жорсткості конструкцій прогонових будов у порівнянні з їх розрахунковими значеннями.

4. Випробування естакади, проведені з використанням методу акустичної емісії показали, що при випробувальному навантаженні в ньому не виникають тріщини, розвиток яких є небезпечним для конструкцій прогонових будов моста. Технологічні тріщини, які виникли при будівництві естакади, не мають тенденції до розвитку. Використання методу АЕ при статичному випробуванні мостів дає важливу інформацію щодо процесів тріщиноутворення і є перспективним для забезпечення надійної і довговічної експлуатації транспортних споруд.

5. При теоретичному дослідженні причин тріщиноутворення плити прогонової будови було встановлено, що тріщини утворились від напружень внаслідок термічного напруження в монолітному бетоні, що перевищують допустимі при тужавінні.

6. При проектуванні монолітних залізобетонних конструкцій необхідно крім розрахунку за граничними станами при експлуатації та монтажі конструкції проводити розрахунок термонапруженого стану при тужавінні бетону при спорудженні. При необхідності потрібно вживати заходи врегулювання температури в масиві бетону технологічними або хімічними способами.

7. Результати досліджень розділу 4 використані при розробці Рекомендацій із проектування монолітних залізобетонних прогонових будов мостів із напруженням на бетон (пост-напружені системи) [127].

## Розділ 5. ОЦІНКА ЕКСПЛУАТАЦІЙНОГО СТАНУ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ МОСТІВ ЗА КРИТЕРІЯМИ ТРІЩИНОСТІЙКОСТІ

Згідно вимог ДБН [108] проектний строк служби (довговічність) залізобетонних мостів повинна становити : монолітних – 100 років; збірно-монолітних – 80 років, збірних – 70 років. Але дані аналітичної експертної системи управління станом мостів (АЕСУМ), які базуються на обстеженні мостів при паспортизації, свідчать, що серед 13547 залізобетонних мостів, які не досягли 80 років експлуатації, 3386 або 25% перебувають у стані 4 (обмежено справні), 135 або 1% – у стані 5 (аварійні).

Як свідчать висновки різних дослідників [109], однією із основних причин деградації несних конструкцій залізобетонних елементів є виникнення і розвиток в них тріщин.

Варто відмітити, що регламентація проектних строків служби залізобетонних мостів не враховує вид армування прогонових будов – зі звичайним або попередньо напруженим. Оскільки вид армування суттєво впливає на тріщиностійкість елементів, від чого залежить довговічність мостів, треба дослідити цю проблему експериментальним шляхом на натурних об'єктах.

### 5.1. Конструкції досліджуваних мостів

Для аналізу впливу виду армування на тріщиностійкість залізобетонних прогонових будов мостів були виконані натурні випробування різних типів прогонових будов мостів і їх дослідження з використанням методу акустичної емісії за допомогою ПК «АКЕМ» (табл. 5.1), та проведено моніторинг їх експлуатаційного стану. Як відомо, саме метод акустичної емісії є найбільш інформативним методом щодо процесів тріщиноутворення в конструкціях [6].

*Міст I-1 на 202+998 км автомобільної дороги Київ-Одеса у Черкаській області.* Міст споруджено в 2004 році (рис. 5.1). Статична схема – балочно-ребриста монолітна з звичайним армуванням. Габарит по ширині 0,8+11,5+2+11,5+0,8 м. Поздовжня схема 1x24,2 м. Кількість головних балок – бшт. Висота балок – 1,1-1,4 м, армування каркасне із звичайної ненапруженої

арматури. Поперечна схема їх розташування  $2 \times 4,2 + 5,42 + 2 \times 4,2$  м. Товщина плити 220-260 мм.

Таблиця 5.1

Програма досліджень залізобетонних мостів за критеріями тріщиностійкості

№ групи	Шифр мостів	Тип прогонової будови	Вид армування	К-сть, шт
I	I-1	Монолітна	Звичайна арматура	1
II	II-1, II-2, II-3	Збірно-монолітні	Звичайна арматура каркасне армування	3
III	III-1, III-2, III-3, III-4, III-5	Збірно-монолітні двотаврові балки	Попередньо напружена арматура	5
IV	IV-1	Збірно-монолітні I-подібні балки	Попередньо напружена арматура	1
V	V-1, V-2	Монолітні	Попередньо напружена арматура	2

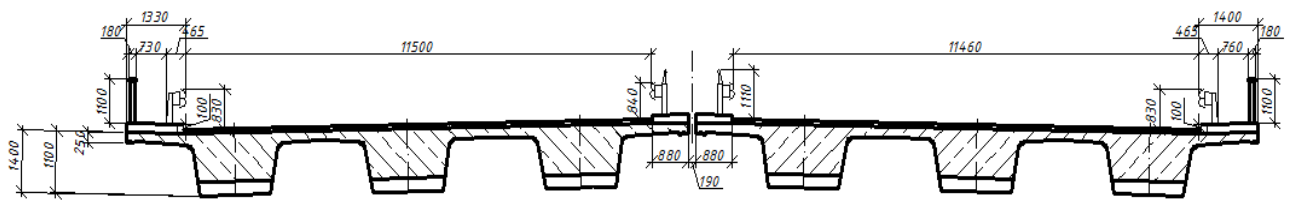


Рис. 5.1. Поперечний переріз моста I-1

**Міст II-1 біля с. Дениші** [122]. Прогонова будова моста довжиною 51 м має три прогони ( $12+27+12$  м) і складається зі збірних таврових балок змінної висоти, армованих каркасною звичайною арматурою (рис. 5.2). Габарит моста по ширині  $8+2 \times 1,5$  м;

Міст через р.Тетерів розташований на примиканні до автомобільної дороги IV-ї категорії с. Дениші – с. Висока Піч у Житомирській області, побудований у 1999 р. ДСУ-38 по проекту НВП «Мостобудсервіс».

В результаті візуального обстеження у всіх балках прогонової будови була виявлена значна кількість вертикальних та частково похилих тріщин з розкриттям від волосяних до ширини 0,15 - 0,2 мм. Тріщини розміщені по ребрах балок з кроком 20-40 см. На балці Б-1 внаслідок удару блоку при монтажі утворились дві тріщини з шириною до 2,7 мм.

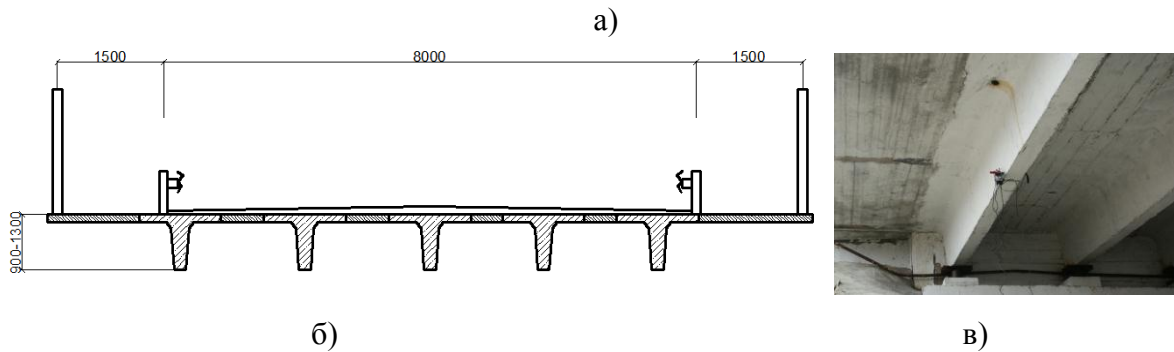


Рис. 5.2. Міст II-1 : а – загальний вигляд моста, б – поперечний переріз, в – ПАЕ, прикріплений до прогонової будови

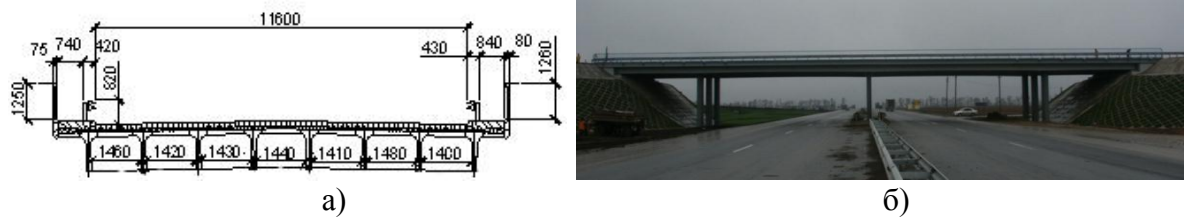


Рис. 5.3. Міст II-2 : а – поперечний переріз моста, б – вид на міст з боку Києва, в – навантаження прогонової будови за схемою 2, г – розміщення приладів посередині прогонової будови 2-3

**Міст II-2 на 246+731 км через автомобільну дорогу Київ-Одеса у Кіровоградській області** побудований у 2004 р. Поздовжня схема рамної прогонової будови моста  $12+2 \times 24+12$  м (рис. 5.3). Габарит  $11,5+2 \times 0,8$  м. Прогонова будова складається з 8-ми залізобетонних балок зі звичайною каркасною арматурою з кроком 1,65 м. Товщина монолітної залізобетонної плити 0,22 м. Ширина по низу балки складає 14 см.

**Міст II-3 через р. Стрипа на км 63+460 автомобільної дороги Н-18 Івано-Франківськ – Бучач – Тернопіль.** Міст через р. Стрипа розташований на км 63+460 автомобільної дороги державного значення Н-18 Івано-Франківськ – Бучач – Тернопіль (рис. 5.4). Рік побудови моста – 2007.

Довжина моста 85,05 м. Габарит по ширині 11,50+2x1,0 м. Поздовжня схема моста 6+2x24+6 м. Три прогонова рамно-консольна статична схема. Прогонова будова – збірно-монолітна залізобетонна із 5-ти балок таврового перерізу, об'єднаних монолітною залізобетонною плитою товщиною 0,15 м. Балки армовані звичайною каркасною арматурою. Товщина ребра балки над опорою становить 0,46 м, посередині прогону-0,26м. Відстань між балками 2,55 м. Між основними тавровими балками знаходяться другорядні поздовжні балки. В балках виявлені тріщини з шириною розкриття до 0,2 мм.



а)



б)



в)



г)

Рис. 5.4. Міст II-3 : а, б – вид на прогонову будову моста, в – завантаження прогонової будови, г – ПАЕ, встановлений на поверхні бетону балки Б-2 по середині прогону 1-2

**Міст III-1 по вул. 20 років Перемоги в м. Суми.** Будівництво шляхопроводу через р. Стрілка по вулиці 20 років Перемоги в м. Суми закінчено в 2009 році (рис. 5.5). Довжина -168 м, поздовжня схема моста - 8x21. Габарит по ширині I черга будівництва Г – 23,9+2x3,3 м. габарит по ширині II черги будівництва Г – 23,9+2x3,4 м. Статична схема - розрізна балочна, балки

прогонових будов споруди - залізобетонні уніфіковані двотаврові попередньо напружені за серією 3.503-28.

Кожна прогонова будова складається з 12 попередньо напружених залізобетонних балок висотою 1,2 м з відстанню 2,45 м між ними. Ширина нижньої полицки балки 0,59 м. Товщина залізобетонної монолітної плити по балкам 0,15 м.

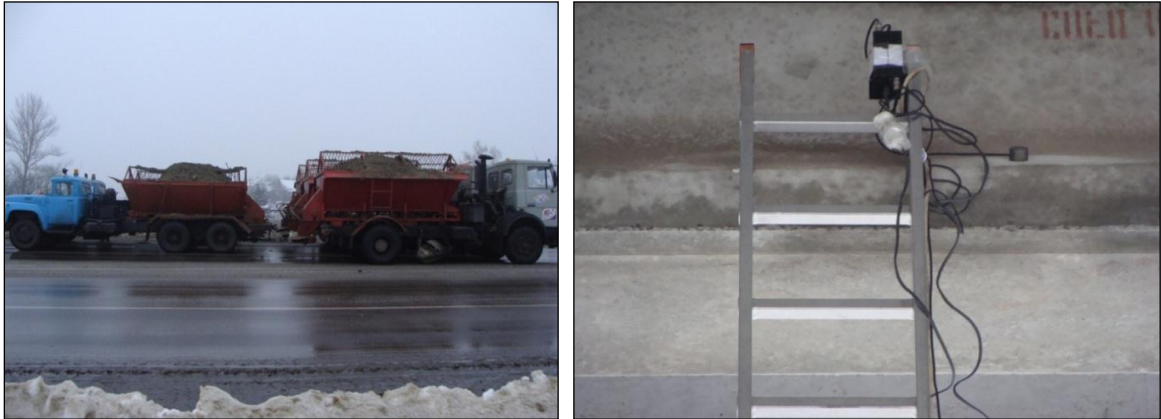


Рис. 5.5. Міст III-1 : Схема завантаження №6; б – датчик ПАЕ-2, встановлений по середині прогону 3-4 на нижньому поясі балки Б-4

**Міст III-2 через р. Сейм, Батурин.** Поздовжня схема прогонової будови 12x33 м. Прогонова будова складається з 7 попередньо напружених залізобетонних балок висотою 1,8 м з кроком 1,44-1,46 м (рис. 5.6). Ширина нижньої полицки балки 0,42 м. Товщина монолітної залізобетонної плити по балкам 0,135-0,203 м. Рік побудови - 1955, рік реконструкції з влаштуванням монолітної накладної плити з консолями - 2007.

**Міст III-3 на 206 км дороги Київ- Одеса.** Міст на автомобільній дорозі Київ – Одеса км 206+334 через р. Уманка у Черкаській області споруджено 2004. Довжина споруди 164,8 м. Габарит по ширині 11,5+2+11,5+2x0,75. Поздовжня схема 2 x 21,0 + 2 x 24,0 + 7,5 + 21,0 + 24,0 + 21,0. Статична схема лівої смуги руху – розрізна восьмипрогонова, статична схема правої смуги руху - розрізна семипрогонова. Поперечний переріз лівої і правої смуг прогонової будови складається із семи двотаврових залізобетонних балок висотою 127 см з попередньо напруженою арматурою, об'єднаних поверху монолітною залізобетонною плитою товщиною 220 мм (балки розставлені з кроком 1950 мм).



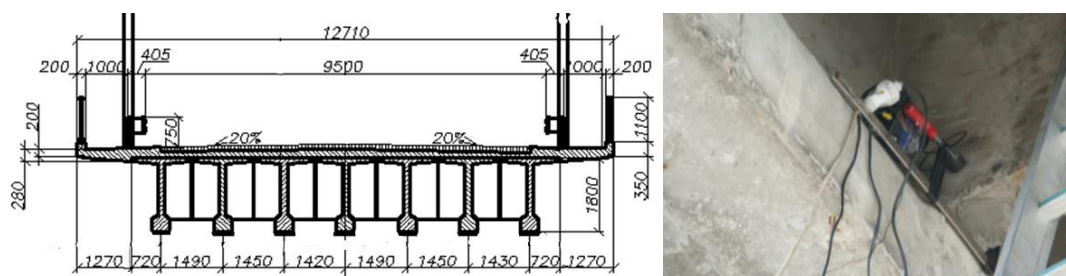
**Міст III-4 на 256 км Київ – Одеса.** Шляхопровід на автомобільній дорозі Київ – Одеса км 256+480 у Кіровоградській області збудований у 2004 (рис. 5.8). Довжина шляхопроводу – 66,75 м. Габарит по ширині Г – 6,5+2х 0,75 м. Статична схема - розрізна чотирипрогонова балочна. Геометрична схема шляхопроводу 12+2х21+12. Розрахункові величини прогонів: 11,7 м та 20,7 м. Тип прогонової будови шляхопроводу – залізобетонна попередньо напружена балочна з температурно-нерозрізною плитою. Балки двотаврові, товщина плити 0,23 м.

**Міст III-5 на 308км Київ – Одеса.** Споруджено в 2004 році (рис. 5.9). Поздовжня схема 2х21. Габарит по ширині 11.5+2+11.5+2х0,75м. Поперечна схема розкладки попередньо напружених залізобетонних двотаврових балок 6х2.0+6х2.0. Товщина плити проїзної частини 0.22м.

**Міст IV-1 на 57км автомобільної дороги Н-13 Львів-Самбір-Ужгород.** Габарит проїзної частини Г 11,5+2х0,75 м (рис. 5.10). Довжина прогону 16 м. В поперечному перерізі вісім балок «3 Vet-90» з кроком 1,8 м об'єднані залізобетонною плитою товщиною 200мм, влаштованої поверх незнімної опалубки з профнастилу.

**Міст V-1 по вул. Набережно-Хрещатицькій в м.Київ.** Споруджена в 2009 році (рис. 5.11). Нерозрізна монолітна плитна попередньо напружена прогонова будова армована канатними пучками (див. розділ 4).

**Міст V-2 на 296 км автомобільної дороги Київ-Одеса.** Міст через струмок на 296км автомобільної дороги Київ-Одеса споруджено в 2006 році (рис. 5.12). Довжина споруди 55 м. Рамна прогонова будова - монолітна попередньо напружена нерозрізна залізобетонна плита з поздовжньою схемою 2х27 м та висотою 1,2 м. Габарит Г 0,75+11,5х2+0,75.



а)

б)

Рис. 5.6. Міст III-2 : а – поперечний переріз моста, б – ПАЕ, встановлений на конструкції моста при випробуванні

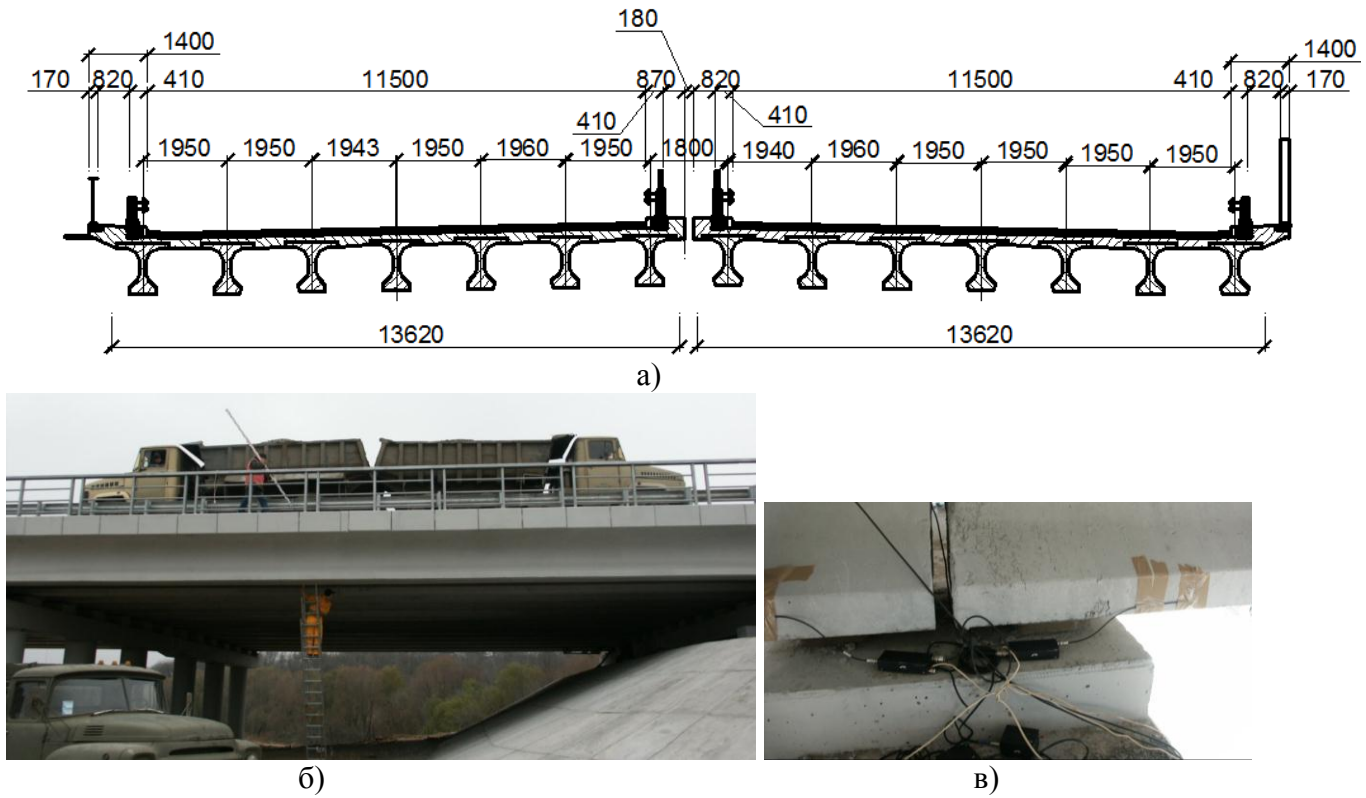


Рис. 5.7. Міст III-3 : а – поперечний переріз моста, б – випробування естакадної частини моста за схемою 1, в – розміщення датчиків АЕ на нижніх ребрах балки №2 прогонової будови

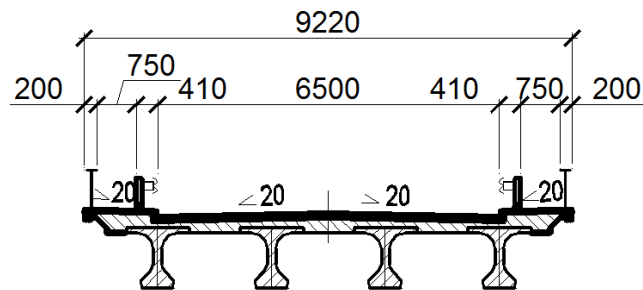


Рис. 5.8 Поперечний переріз моста III-4

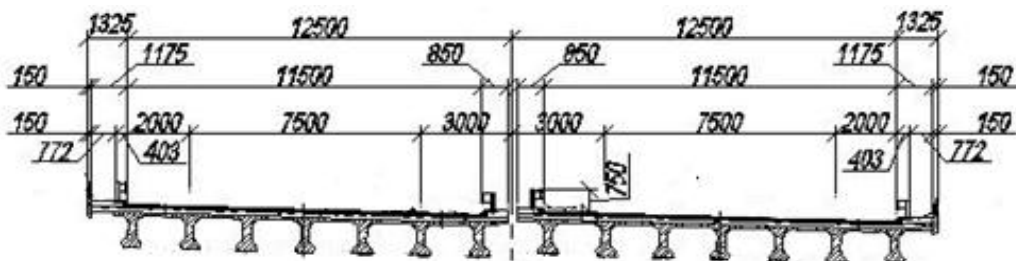
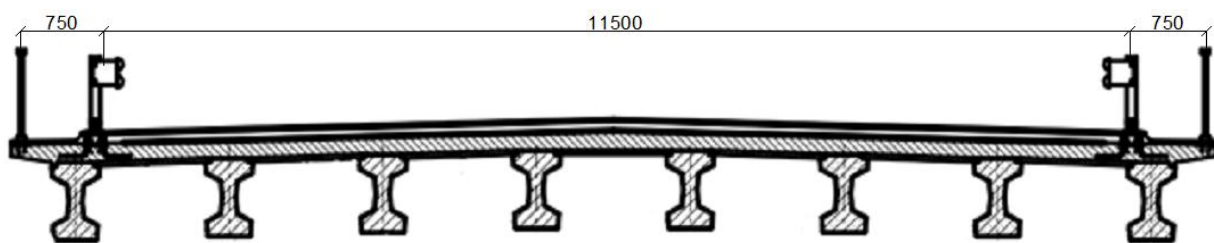


Рис. 5.9. Поперечний переріз моста III-5



a)

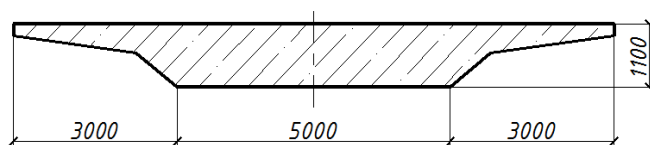


б)



в)

Рис. 5.10. Міст IV-1 : а – поперечний переріз моста, б – загальний вигляд моста, в – завантаження прогонової будови

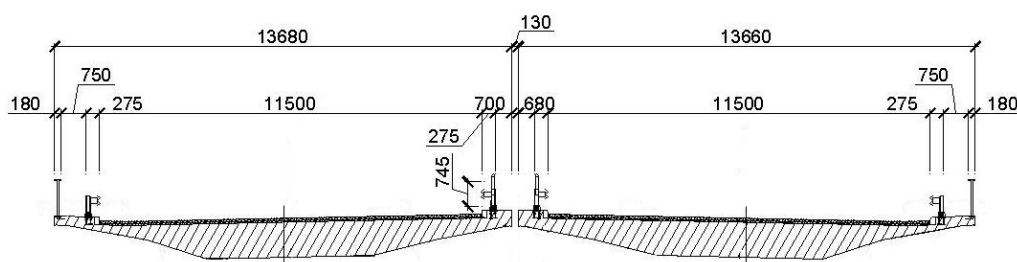


a)



б)

Рис. 5.11. Міст V-1 : а – поперечний переріз естакади V-1, б – загальний вигляд естакади



a)



б)

Рис. 5.12. Міст V-2 : а – поперечний переріз моста, б – загальний вигляд моста

## 5.2. Програма досліджень залізобетонних прогонових будов з використанням методу АЕ

Статичні випробування прогонових будов мостів здійснювали з використанням тимчасового навантаження із фіксацією при цьому сигналів акустичної емісії згідно вимог методики АЕ діагностування транспортних споруд [101, 151]. Як випробувальне навантаження використовували мінімум три завантажені автомобілі для забезпечення трьох ступенів привантаження для визначення коефіцієнтів  $a$ ,  $b$  (п. 3.2.4). Мости випробовувались створенням різних схем навантаження (симетричних, односторонніх), при яких прогони завантажувались ступенями до необхідного навантаження (60-80%  $P_{ст}$ ) (рис. 5.13).

Реєстрація та обробка сигналів акустичної емісії здійснювалася з використанням програмно-технічного комплексу “АКЕМ”. Датчики АЕ (ПАЕ) кріпилися до балки або балок, які випробовуються, за допомогою механічних тримачів (рис. 5.14).



Рис. 5.13. Статичне навантаження естакади V-1

Реєстрація та аналіз сигналів АЕ під час статичних випробувань проводилась із моменту заїзду автомобілів на місце, визначені схемами випробувань. Інформація реєструвалась протягом 4-10 хв. Обробка

критеріальної оцінки виявлення сигналів АЕ від тріщин проводилася за коефіцієнтом  $K_p$ , відповідно до п. 3.1.2.



Рис. 5.14. Розміщення датчиків АЕ на прогоновій будові шляхопроводу

Критеріями тріщиностійкості за методом АЕ були наступні величини :

- при  $K_p \geq 6$  у залізобетонних прогонових будовах виникають тріщини;
- при  $b \geq 3$  дефекти типу тріщин мають тенденцію до розвитку, що несе потенційну небезпеку для об'єкта.

### **5.3. Результати досліджень залізобетонних прогонових будов мостів методом АЕ**

Отримані дані акустико-емісійних досліджень мостів згідно програми (табл. 5.1) були оброблені згідно методики [101] і визначені критерії тріщиностійкості за методикою АЕ : критеріальна оцінка  $K_p$ , коефіцієнти  $a$  і  $b$ . Результати досліджень систематизовані в табл. 5.2.

### **5.4 Аналіз результатів акустико-емісійного дослідження залізобетонних прогонових будов мостів**

Аналіз критеріїв тріщиностійкості за методом АЕ залізобетонних прогонових будов (коефіцієнтів  $K_p$  і  $b$ ) дає наступні результати :

- ***1-а група*** – монолітні із звичайним каркасним армуванням.

**Міст I-1.** Зафіксовані сигнали тріщиноутворення в  $K_p = 6,2; 6,5$ . Дефекти, що утворилися, мають небезпечну тенденцію до розвитку ( $b = 5,1; 5,3; 5,6$ ).

- **II-а група** – збірно-монолітні із звичайним каркасним армуванням.

**Міст II-1.** В прогонових будовах наявні існуючі тріщини. Високий рівень коефіцієнта  $K_p$  – до  $5,8-5,9$ , ці значення близькі до  $K_p = 6$ . Коефіцієнт  $b$  сягає високих значень  $b = 3,55; 7,8$ , що значно більше  $b = 3$ . Це свідчить, що дефекти типу тріщин є небезпечними і розвиваються.

**Міст II-2.** Зафіксовані високі рівні коефіцієнтів  $K_p = 5,9$ , що практично близькі до  $K_p = 6$  і свідчать про процеси тріщиноутворення в балках. Рівень коефіцієнта  $b = 8,09; 8,34; 10,7$ , що значно більше  $b = 3$  і свідчить, що процеси тріщиноутворення є небезпечними для об'єкта.

**Міст II-3.** В мості наявні тріщини, коефіцієнт  $K_p = 5,4; 5,6$ . Коефіцієнт  $b = 2,05$ , що свідчить про відсутність небезпечних сигналів тріщиноутворення. Але високий рівень коефіцієнтів  $K_p$ , близьких до  $K_p = 6$ , показує, що в близькій перспективі в балках будуть виникати нові тріщини, що буде викликати пришвидшену деградацію прогонової будови.

- **III група** – збірно-монолітні попередньо напружені із двотавровими балками.

**Міст III-1.** Значення коефіцієнта  $K_p = 5,3; 5,8; 6,2$  досить висока, візуально тріщини на балках не виявлені. Але коефіцієнт, який свідчить про небезпеку розвитку дефектів має значення  $b = -2,7$ . Можливо, високий рівень  $K_p$  обумовлений високою часткою збірності конструкцій (монолітні плита влаштовувалась по широким верхнім полицкам збірних балок). Імовірно, сигнали про утворення тріщин йшли від стиків збірного і монолітного бетону, але небезпека для об'єкту відсутня, що підтверджує низький рівень коефіцієнта  $b$ .

**Міст III-2.** Хоча цей міст був побудований 60 років тому (реконструйований в 2007 році), але максимальний рівень коефіцієнта  $K_p = 4,2$  свідчить, що тріщини в прогоновій будові не утворюються. Про надійність роботи конструкцій моста свідчить відсутність небезпечних сигналів тріщиноутворення при визначенні коефіцієнта  $b$ .

Таблиця 5.2

## Результати оцінки тріщиностійкості прогонових будов мостів методом АЕ

№ моста	Назва моста	Тип прогорової будови; тип армування балок	Статичні випробування						Висновок щодо утворення та поширення дефектів				
			№ схеми завантаження	Кількість авто, шт	Критеріальна оцінка Кр					Коефіцієнт а	Коефіцієнт b		
1	2	3	4	5	6				7	8	9		
I-1	202+998 км Київ-Одеса	монолітна; каркасне армування	Сх. 1	1	3,1				1,02	4,5	Існуючі дефекти мають тенденцію до розвитку		
				2	2,6								
				3	3,8								
				4	5,8								
			Сх. 2	1	-				1,1	5,1	Утворені дефекти мають тенденцію до розвитку		
				2	-								
				3	4,3								
				4	6,2								
			Сх. 3	1	4,4				0,8	2,7	Відсутність небезпечних сигналів тріщиноутворення		
				2	-								
				3	4,3								
				4	5,8								
			Сх. 4	1	2,5				0,9	5,3	Утворені дефекти мають тенденцію до розвитку		
				2	4,3								
				3	-								
				4	6,5								
			Сх. 5	1	3,8				1,3	5,6	Існуючі дефекти мають тенденцію до розвитку		
				2	4,1								
				3	3,2								
				4	4,4								
II-1	Міст біля с. Дениші	Збірно-монолітна; каркасне армування	Сх. 1	-	ПАЕ-1	ПАЕ-2	ПАЕ-3	ПАЕ-4	-	-	Відсутність тріщиноутворення.		
				2	3,9	-	-	-					
				3	4,1	2,7	4,3	-					
				4	5,8	2,1	2,6	2,8					
			Сх. 2	-	ПАЕ-1	ПАЕ-2	ПАЕ-3		ПАЕ-2		1,05	7,8	Дефекти є небезпечними і розвиваються
				1	-	-	2,4						
				2	-	3,2	4,1		ПАЕ-3				
				3	-	3,8	5,3		1,06	2,38			
			4	4,3	3,8	5,3							
			Сх. 3	-	ПАЕ-1		ПАЕ-2		ПАЕ-1		0,99	3,55	Дефекти є небезпечними і розвиваються
				1	-		2,8						
				2	2,4		4,8		ПАЕ-2				
				3	2,6		5,3		1,07	2,26			
			4	2,8		5,3							
			II-2	246+731 км Київ-Одеса	Збірно-монолітна (каркасне армування)	-	ПАЕ-1	ПАЕ-2	ПАЕ-3	ПАЕ-4	-		При сх. Завантаження №3, №6, та №8 небезпечний розвиток тріщин
						Сх. 3	-	5,9	5,9	2,4	4,3	ПАЕ-3	
Сх. 4	-	3,9				-	-	1,3	-	-			
Сх. 5	-	-				-	2,9	-	-	-			
Сх. 6	-	-				3,7	-	3,2	ПАЕ-4				
Сх. 7	-	-				1,8	-	3,2	-	-			
Сх. 8	-	-				4,2	3,6	4,7	ПАЕ-2, ПАЕ-3, ПАЕ-4				
	-	-				-	-	-	1,00	10,73			

## Продовження таблиці 5.2

1	2	3	4	5	6		7	8	9
II-3	Міст через р. Стрипа	Збірно-монолітна; каркасне армування	Сх. 2	-	ПАЕ-1	ПАЕ-2	1,09	2,05	Відсутність тріщиноутворення
				2	3,8	4,2			
				4	5,4	5,6			
III-1	Міст по вул. 20 Років Перемоги в м. Суми	Збірно-монолітна; попередньо-напружені	Сх. 8	4	4,8		Залежності між рівнем навантаження і накопиченням енергії сигналів АЕ немає.		
				5	5,8				
			Сх. 9	1	6,2		0,08	-2,7	Відсутня небезпека розвитку дефектів
				2	2,3				
				3	3,9				
				4	2,3				
5	5,3								
III-2	Міст через р. Сейм, Батурин	Збірно-монолітна; попередньо-напружені	Сх. 2	2	4,2		-	-	Відсутність тріщиноутворення.
			Сх. 3	2	2,2		-	-	
				4	2,3				
III-3	Київ- Одеса 206 км	Збірно-монолітна; попередньо напружене армування	Сх. 1	3	5,7		1,18	0,76	Відсутність тріщиноутворення.
				4	5,2				
			Сх. 2	1	4,75		0,1	1,50	
				2	5,48				
				3	4,38				
				4	4,79				
			Сх. 3	1	6,34		0,74	1,85	
				2	6,20				
				3	6,40				
				4	6,40				
			Сх. 4	1	6,51		0,53	-0,06	
				2	1,4				
				3	6,22				
				4	6,47				
			Сх. 5	1	6,06		0,38	0,19	
				2	4,70				
				3	3,94				
				4	5,76				
Сх. 6	1	5,62		0,23	-0,92				
	2	4,66							
	3	3,67							
	4	3,62							
III-4	Київ- Одеса 256 км	Збірно-монолітна; попередньо-напружені	Сх. 2	1	4,9		-	-	Відсутність тріщиноутворення.
				2	-				
				3	-				
				4	2,1				
			Сх. 3	1	3,4		1,00	2,36	
				2	5,3				
				3	-				
				4	3,85				
			Сх. 4	1	-		-	-	
				2	-				
				3	4,8				



## Продовження таблиці 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9			
III-5	Київ- Одеса 308км	Збірно- монолітна; попередньо- напружені	Сх. 3	1	3,83	0,08	0,20	Відсутність тріщиноутворення.			
				2	3,87						
				3	4,14						
				4	4,01						
			Сх. 5	1	4,23	5,21	0,06				
				2	4,5						
				3	4,32						
				4	4,49						
			Сх. 10	1	1,40	-	-				
				2	3,23						
				3	2,69						
				4	3,64						
IV-1	Львів- Самбір- Ужгород 57 км	Збірно- монолітний; попередньо напружені	Сх.1	4	3,0	-		Відсутність тріщиноутворення.			
V-1	Естакада по вул. Набережно- Хрещатицьк ій у м. Києві	Монолітна; попередньо-напружене армування	Сх. 1	-	ПАЕ-1	ПАЕ-2	ПАЕ-1				
				1	5,9	5,8	0,04	-3,67			
				2	5,7	5,4					
				3	3,3	-					
			Сх. 2	1	5,3	3,7	ПАЕ-1				
				2	5,4	-	0,49	1,79			
				3	4,7	5,8					
			Сх. 3	1	5,1		0,41	0,83			
				2	4,2						
				3	5,2						
				4	5,9						
			Сх. 4	1	4,8	-	Відсутність тріщиноутворення.				
				2	4,7	-					
				3	3,05	-					
				4	5,1	4,4					
			Сх. 5	1	2,9	-	0,08	1,39			
				2	4,3	-					
				3	5,9	5,85					
				4	5,1	5,85					
			Сх. 6	1	5,3	4,7	0,19	-1,97			
				2	5,4	4,6					
				3	5,1	4,2					
				4	5,2	4,05					
			V-2	Київ- Одеса 296км	Монолітна; попередньо напружене армування	Сх. 1		ПАЕ-1	ПАЕ-2	ПАЕ-1	
							1	3,69	3,72	0,81	-0,17
							2	3,78	3,56		
							3	3,60	3,74	ПАЕ-2	
						Сх. 2	1	3,51		0,96	0,08
2	3,28										
3	3,35										
4	3,43										
Сх. 3	1	3,38				1,03	1,04				
	2	3,03									
	3	3,32									
	4	3,54									
Сх. 4	1	3,44				0,20	-1,14				
	2	3,37									
	3	3,45									
	4	3,45									

## Продовження таблиці 5.2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
V-2	Київ- Одеса 296км		Сх. 5	1	-	0,87	-0,47	Відсутність тріщиноутворення.
				2	-			
				3	3,58			
				4	3,39			
			Сх. 6	3	3,27	1	0,89	
				4	3,45			
			Сх. 7	1	3,50	Залежності між рівнем навантаження і накопиченням енергії сигналів АЕ немає.		
				2	3,08			
				3	3,54			
				4	3,59			
			Сх. 8	3	4,35			
				4	4,91			
			Сх. 9	3	4,99			
				4	4,95			
			Сх. 10	1	4,19	0,33	0,83	
2	4,08							
3	3,97							
4	4,04							
Сх. 11	1	3,57	Відсутність тріщиноутворення.					

**Міст III-3.** При випробуванні отримані досить високі коефіцієнти  $K_p$ , максимальний рівень  $K_p = 6,51$ , візуально на балках тріщини не виявлені. Але при такому  $K_p$  коефіцієнт  $b$  має невелике значення  $b = -0,06$ , а максимальне значення  $b = 1,85$  менше від  $b = 3$ , що свідчить про те, що дефекти не мають тенденції до розвитку. Високий рівень  $K_p$ , можливо, обумовлений високою часткою збірності конструкцій (монолітна плита влаштовувалась по широким верхнім полечкам балок). Небезпека для об'єкту відсутня, це підтверджується низьким рівнем коефіцієнта  $b$ .

**Міст III-4.** Зафіксовані коефіцієнти  $K_p$  менші  $K_p = 6$ , максимальний становить  $K_p = 5,3$ . Коефіцієнт  $b = 2,36$ . Це свідчить, що тріщини не виникають, відсутня небезпекатріщиноутворення.

**Міст III-5.** Невисокий рівень значень коефіцієнтів  $K_p$  при випробуванні (максимальний  $K_p = 4,5$ ) та низькі значення коефіцієнта  $b = 0,06; 0,2$  свідчать про відсутність небезпеки тріщиноутворення в прогоновій будові моста.

- **IV група** – збірно-монолітні попередньо напружені із I-подібними балками.

**Міст IV-1.** Низький рівень коефіцієнта  $K_p = 3$  та відсутність сигналів АЕ при визначенні коефіцієнта  $b$  свідчать про відсутність небезпеки тріщиноутворення в прогоновій будові моста.

- **V-a група** – монолітні попередньо напружені.

**Міст V-1.** Тріщини в прогоновій будові не виникали, про що свідчать значення коефіцієнта  $k_p < 6$  при випробуваннях, але їх рівень був досить високий – до  $K_p = 5,9$ . Це, напевно, обумовлено певними порушеннями технології при влаштуванні прогонової будови, коли виникли технологічні тріщини. Але низький рівень коефіцієнта  $b$  ( $b = -3,67$  при  $K_p = 5,9$ ), максимальне значення  $b = 1,79$ . Це свідчить про відсутність небезпеки процесів тріщиноутворення в прогоновій будові моста.

**Міст V-2.** Невисокий рівень коефіцієнтів  $K_p$  – максимальне значення  $K_p = 4,99$  і дуже низький рівень коефіцієнтів  $b$  – максимальне значення  $b = 1,04$  свідчать про те, що в прогоновій будові відсутні небезпечні процеси тріщиноутворення.

Результати дослідження показують, що в залізобетонних монолітних і збірно-монолітних мостах без попереднього напруження (мости I і II групи в табл. 5.1 і 5.2) при навантаженні виникають тріщини, які мають тенденцію, як свідчить метод АЕ, до небезпечного розвитку. Це призводить до пришвидшення гідратації прогонових будов, вони будуть потребувати додаткових затрат при їх експлуатації на виконання ремонтних робіт.

В усіх досліджених збірно-монолітних і монолітних мостах із попереднім напруженням прогонових будов (мости III, IV і V груп в табл. 5.1 і 5.2) при навантаженні не виникали тріщини, які мають тенденцію до небезпечного розвитку. Це свідчить про те, що їх експлуатаційний стан буде забезпечений значно довше, ніж у прогонових будов без попереднього напруження.

Приведені дані свідчать, що попереднє напруження прогонових будов, яке підвищує тріщиностійкість конструкцій, сприяє збереженню експлуатаційного стану конструкцій і підвищує їх довговічність.

### **5.5. Вплив на тріщиностійкість прогонових будов залізобетонних мостів на дорозі високої інтенсивності руху транспортних засобів**

Як показують експериментальні дослідження залізобетонних конструкцій, циклічні навантаження суттєво впливають на виникнення та розвиток тріщин [100, 122]. Особливу увагу необхідно звернути на мости, які експлуатуються в

Україні на автомобільних дорогах I-х категорій, де інтенсивність руху дуже висока. Так проектна інтенсивність на автомобільних дорогах категорії Ia, Ib – понад 10 000 авт/добу [1].

Оскільки одним з важливих критеріїв довговічності мостів є тріщиностійкість, метою даного дослідження було виявлення тріщиноутворення в залізобетонних конструкціях прогонових будов мостів під час експлуатації на автомобільних дорогах з високою інтенсивністю руху.

Об'єктами дослідження, виконаного ДП Держдор НДІ, автор брав участь в обробці та аналізі результатів, були 37 залізобетонних мостів на автомобільній дорозі Київ-Одеса. Ці мости були розділені на 4 типи конструкцій:

- I – балочні розрізні з каркасною арматурою – 1 шт.;
- II – рамно-балочні без попереднього напруження – 5 шт.;
- III – балочні розрізні попередньо напружені – 29 шт.;
- IV – рамно-балочні з попереднім напруженням – 2 шт.

Програма досліджень включала обстеження цих мостів на момент здачі після будівництва в експлуатацію, випробування по одному мосту кожного типу з використанням методу акустичної емісії. Моніторинг технічного стану мостів включав повторне обстеження цих мостів через 5 років експлуатації.

На момент першого обстеження в прогонових будовах мостів усіх типів не було виявлено силових тріщин. При статичних випробуваннях дослідних мостів всіх чотирьох типів при рівні завантаження 60-80% від розрахункового не було виявлено силових тріщин.

Мости досліджувались також методом АЕ за методикою [151] описаною в п. 3.2.4. Висновок про небезпеку процесів, які відбуваються в структурі матеріалів, здійснюється по абсолютному значенні показника степені  $b$ . Шляхом проведення численних експериментальних досліджень встановлено, що для широкого кола матеріалів значення  $b > 3$  свідчить про розвиток дефектів типу тріщин.

Результати випробувань з використанням методу АЕ дослідних об'єктів представлені в табл. 5.2, де I тип – міст I-1 в табл., II тип – міст II-2, III тип – міст

III-5 в табл., IV тип – міст V-2 в табл. Результати обробки і визначення степені  $b$  показані на рис. 5.15.

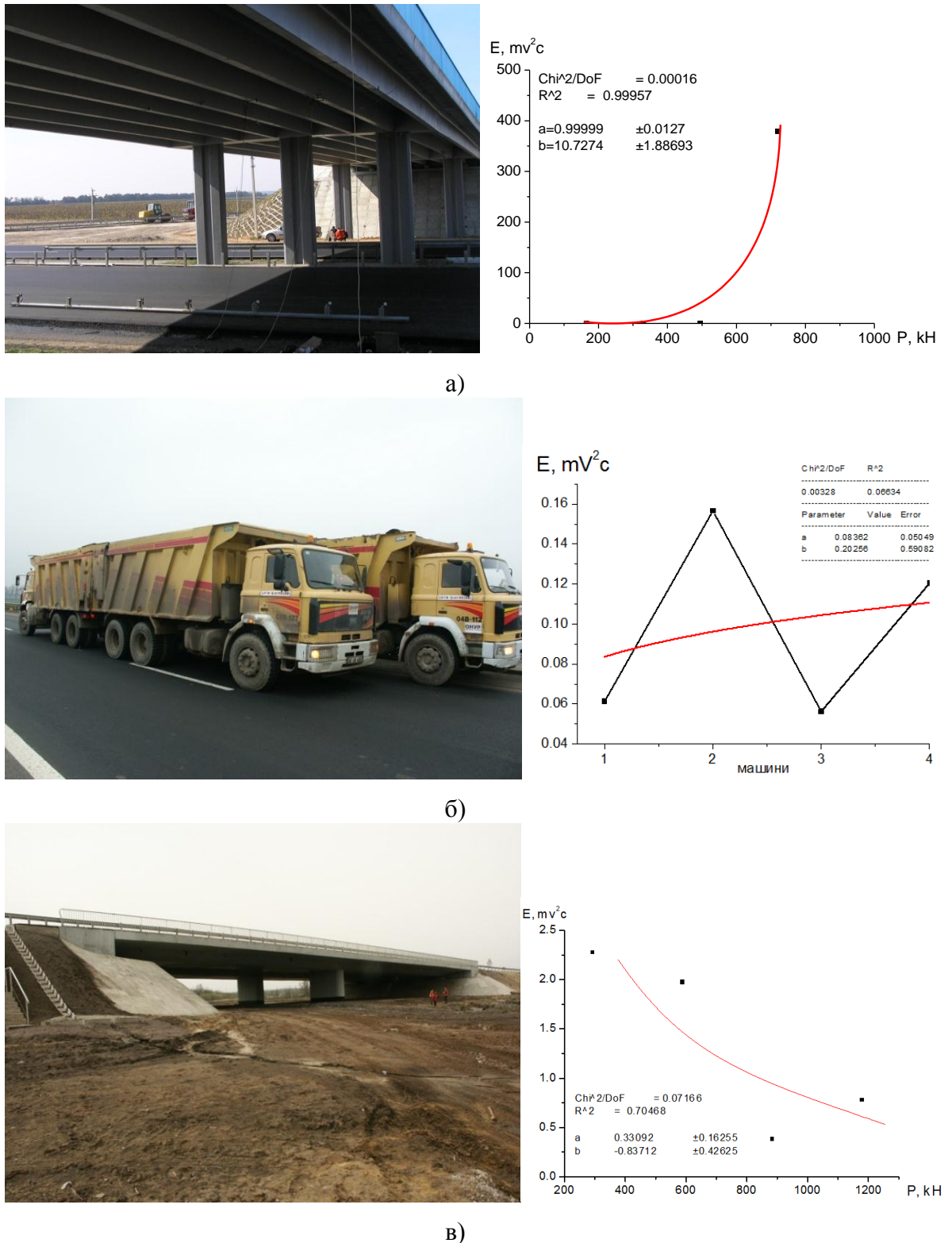


Рис. 5.15. Коефіцієнт  $b$  для мостів типів: а – II-2, б - III-5, в – V-2

Як показали випробування дослідних об'єктів з використанням методу АЕ, показник степені  $b$  для мостів з прогоновими будовами без попереднього напруження типу I і II був  $b = 5,6$  і  $b = 10,73$ , більшим 3 ( $b > 3$ ), що свідчило про

те, що в цих конструкціях будуть виникати тріщини, які мають тенденцію до небезпечного розвитку. Для мостів з попереднім напруженням типу III і IV максимальний показник степені був  $b = 0,2$  і  $b = 1,04$ , меншим 3 ( $b < 3$ ), що свідчило про те, що в них тріщини не повинні виникати.

Як показали обстеження 37 мостів через 5 років, у всіх прогонових будовах без попереднього напруження мостів I і II типів виникли силові тріщини з шириною розкриття до 0,2-0,3 мм. У всіх прогонових будовах мостів з попереднім напруженням III і IV типів силові тріщини були відсутні.

Враховуючи, що силові тріщини в залізобетонних конструкціях при циклічних навантаженнях мають тенденцію до збільшення ширини розкриття [122], що негативно впливає на довговічність мостів, варто рекомендувати не будувати на автомобільних дорогах з високою інтенсивністю руху більше 10 000 авт/добу I-х категорій мостів із залізобетонними прогоновими будовами без попереднього напруження.

### **5.6. Техніко-економічна доцільність застосування ефективних прогонових будов**

Розрахунок економічної ефективності виконували за типовою методикою визначення ефективності капітальних вкладень та згідно з інструкцією визначення економічної ефективності в будівництві нової техніки, винаходів та рацпропозицій (СН-509-78).

Визначення економічного ефекту полягало в порівнянні витрат на одиницю продукції (одну прогонову будову моста) на два альтернативні варіанти: I – з балками без попереднього напруження; II – з попередньо напруженими балками.

Розрахунок економічного ефекту від застосування доцільнішого варіанту прогонової будови виконуємо за формулою :

$$E = (C1 - C2) / A, \quad (5.1)$$

де E – економічний ефект від застосування доцільнішого варіанту; C1 і C2 – собівартість одиниці двох альтернативних варіантів; A – обсяг випуску продукції, що виготовляється в розрахунковий період, шт.

Порівнювалась вартість будівництва та ремонту через 40 років експлуатації двох збірно-монолітних прогонових будов мостових переходів на дорозі категорії Іб. Проектний термін служби таких прогонових будов складає 80 років [107]. Довжина мостових переходів складає  $3 \times 24 \text{ м} = 72 \text{ м}$ . В першому варіанті прогонова будова виконувалась із балками зі звичайним армуванням (рис. 5.16, а). В другому – із попередньо напруженими балками (рис. 5.16, б). Вартість будівельних робіт першого варіанту складає 4825,678 тис. грн., другого – 5321,235 тис. грн (додаток 2).

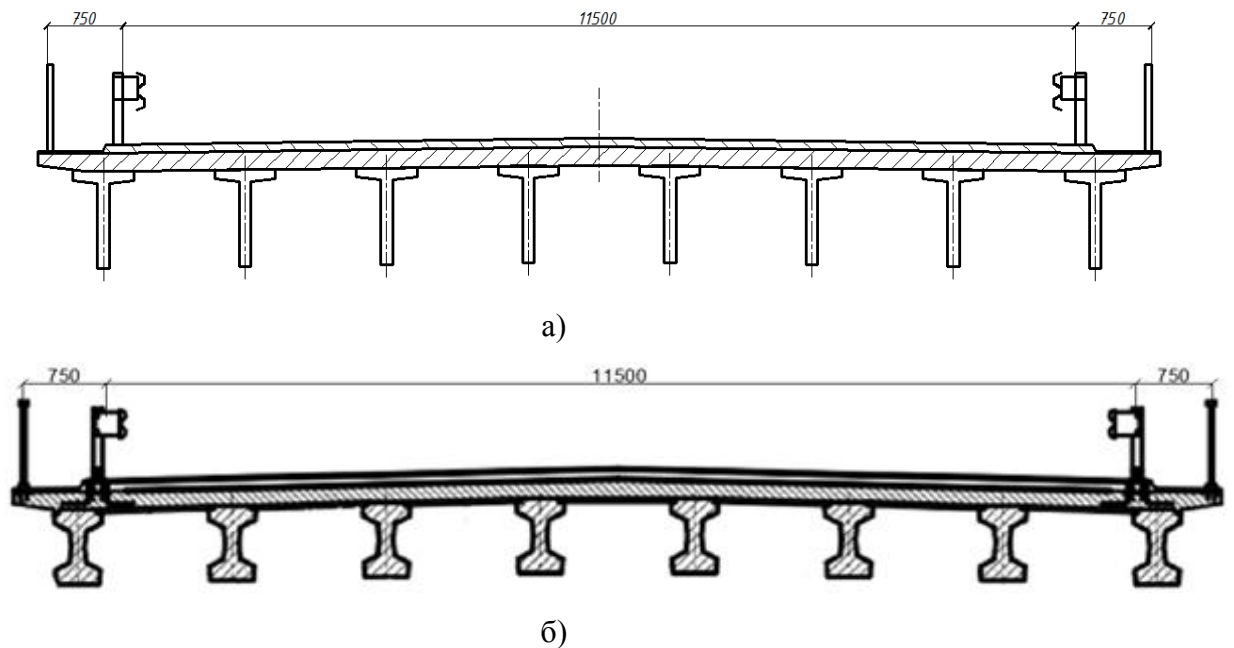


Рис. 5.16. Поперечні перерізи збірно-монолітних прогонових будов по балкам зі звичайним армуванням (а) та по балкам з попереднім напруженням (б)

Через сорок років експлуатації в першій прогоновій будові зі звичайним армуванням виникли тріщини. В другій тріщини не виникали, що було показано прогнозом АЕ при випробуванні при введенні в експлуатацію. В об'єм робіт з ремонту прогонової будови першого варіанту входить ін'єктування тріщин в балках прогонової будови та торкретування нижньої поверхні балок. В об'єм робіт з ремонту прогонової будови другого варіанту – фарбування нижньої поверхні прогонової будови. Вартість ремонту першого варіанту – 1074,961 тис. грн., другого – 240,495 тис. грн.

Разом витрати на будівництво і ремонт прогонових будов по першому варіанту складає 5900,639 тис. грн., по другому – 5561,730 тис. грн. Отже, при

будівництві більш надійної в роботі збірно-монолітної прогонової будови з попередньо напруженими балками на даному об'єкті економія становить 338,909 тис. грн. (5,74%).



## Висновки до розділу 5

1. Виконано аналіз експлуатаційного стану різних типів залізобетонних мостів за критеріями тріщиностійкості за результатами їх дослідження методом АЕ.

2. У залізобетонних монолітних прогонових будовах мостів із звичайним каркасним армуванням виникають дефекти типу тріщин, що мають тенденцію до небезпечного розвитку.

3. У залізобетонних збірно-монолітних прогонових будовах мостів із звичайною каркасною арматурою виникають тріщини, що мають тенденцію до небезпечного розвитку.

4. Збірно-монолітні попередньо напружені прогонові будови мостів при дослідженні показали відсутність виникнення тріщин в балках і перспективи виникнення небезпечних процесів тріщиноутворення.

5. Мости із монолітними попередньо напруженими прогоновими будовами при дослідженні показали відсутність небезпечних процесів тріщиноутворення.

6. В результаті досліджень встановлено, що як в монолітних, так і збірно-монолітних прогонових будовах мостів із звичайною арматурою при експлуатації виникають і розвиваються тріщини. Такі процеси відсутні в ПНЗПБ. Оскільки довговічність залізобетонних конструкцій залежить від тріщиностійкості, варто при прогнозуванні проектної довговічності конструкцій мостів враховувати не тільки тип конструкції (збірно-монолітні, монолітні), але і вид армування (звичайна чи попередньо напружена арматура).

7. На автомобільних дорогах I-х категорій з високою інтенсивністю руху (більше 10 000 авт/добу) рекомендується за критеріями тріщиностійкості і довговічності влаштовувати тільки ПНЗПБ і не використовувати залізобетонні прогонові будови із звичайним армуванням.

8. Показана економічна доцільність використання ефективних збірно-монолітних прогонових будов з попереднім напруженням на дорогах з високою інтенсивністю.

## ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

Основні наукові і практичні результати проведених досліджень полягають у наступному:

1. Встановлено, що при дослідженні залізобетонних попередньо напружених балок, армованих канатною арматурою європейського типу, на дію малоциклових навантажень високого рівня їх несна здатність зменшувалась до 5%.

2. Запропоновано при визначенні ширини розкриття тріщин в попередньо напружених балках враховувати дію малоциклових навантажень високого рівня введенням коефіцієнта  $\psi_{suc}^{crc}$ , який при повторних навантаженнях рівня  $0,6 R_{cr}$  приймається  $\psi_{suc}^{crc} = 1,41$ ; при рівні навантажень  $0,75 R_{cr}$  –  $\psi_{suc}^{crc} = 1,59$ .

3. Запропоновано при визначенні прогинів попередньо напружених балок враховувати дію малоциклових навантажень високого рівня введенням коефіцієнта  $\psi_{suc}^f$ , який при повторних навантаженнях рівня  $0,6 R_{cr}$  приймається  $\psi_{suc}^f = 1,12$ ; при рівні навантажень  $0,75 R_{cr}$  –  $\psi_{suc}^f = 1,67$ .

4. Встановлено випробуваннями на дію багатоциклових навантажень попередньо напружених балок, армованих канатами К-7 європейського типу, що їх розрахунок на витривалість можна виконувати за формулами ДБН [108] (3.72-3.75).

5. Отримано експериментальні і теоретичні дані про вплив термонапруженого стану на тріщиностійкість попередньо напружених прогонових будов при їх спорудженні. Розроблено рекомендації з визначення термонапружень та заходів щодо регулювання температури в масиві бетону технологічними або хімічними способами.

6. Експериментально встановлено, що метод цифрової кореляції зображень дає можливість фіксувати напружено-деформований стан попередньо напружених елементів. Дані про тріщиностійкість, відносні деформації і прогини, отримані методом ЦКЗ, корелюються з результатами, отриманими механічними приладами, тензометричним методом і методом АЕ.

7. Встановлено дослідженнями тріщиностійкості залізобетонних прогонових будов методом акустичної емісії, що в збірно-монолітних і в монолітних прогонових будовах із звичайним армуванням виникають тріщини, які мають тенденцію до небезпечного розвитку, а в прогонових будовах із попередньо напруженою арматурою небезпечні процеси тріщиноутворення відсутні. Тому проектний строк служби залізобетонних прогонових будов варто визначати не тільки за типом конструкції (збірно-монолітні, монолітні), а і за видом армування, яке суттєво впливає на довговічність конструкцій.

Економічно обгрунтовано раціональніше використання конструкцій збірно-монолітних прогонових будов з попередньо напруженою арматурою в порівнянні зі звичайним армуванням. При розгляді варіантів прогонових будов мостів необхідно враховувати, що експлуатаційні витрати на прогонові будови мостів без попереднього напруження будуть вищі, ніж у попередньо напружених прогонових будовах.

8. За результатами досліджень рекомендується на автомобільних дорогах з високою інтенсивністю руху – більше 10 000 авт/добу (I-х категорій) будувати мости із попередньо напруженими прогоновими будовами і не влаштовувати залізобетонні прогонові будови із звичайним армуванням.

В результаті виконання дисертаційної роботи розроблено Рекомендації із проектування монолітних залізобетонних попередньо напружених прогонових будов мостів із напруженням на бетон (пост-напружені системи).

**СПИСОК ЛІТЕРАТУРИ**

1. Автомобільні дороги [Текст] : ДБН В.2.3-4:2007. – Чинні від 2003-03-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2007. – 91 с.
2. Акустическая эмиссия. Термины, определения и обозначения [Текст] : ГОСТ 27655-88. – М. : Изд-во стандартов, 1988. – 11 с.
3. Акустична емісія арматурного прокату при розтягу [Текст] / П. М. Коваль, Б. Г. Демчина, П. М. Сташук, І. П. Баб'як // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій : зб. наук. пр. / НАН України, ФМІ ім. Г. В. Карпенка. – Львів, 2001. – Вип. 4. – С. 73-83.
4. Анализ акустических и механических параметров развития трещин нормального разрыва и поперечного сдвига в конструкционном материале [Текст] / Шип В. В., Муравин Г. Б., Лезвинская Л. М., Самойлова И. С. // Дефектоскопия. – 1992. – № 11. – С. 13-24.
5. Аналіз термонапруженого стану монолітної попередньо напруженої естакади [Текст] / Ковальчик Я. І., Сташук П. М., Фаль А. Є., Баб'як І. П. // Вісник НУ «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – Львів, 2015.
6. Андрейкив А. Е. Метод акустической эмиссии в исследовании процессов разрушения [Текст] / Андрейкив А. Е., Лысак Н. В. – К. : Наук. думка, 1989. – 175 с.
7. Антонов Е. А. Методика технологического регулирования термонапряженного состояния монолитных железобетонных транспортных сооружений [Текст] : дис. ... канд. техн. наук. / Антонов Евгений Аристархович ; ЦНИИС. – М., 2005. – 229 с.
8. Бабак В. П. Вплив порогу обмеження на критеріальну оцінку виділення сигналів акустичної емісії від тріщин [Текст] / Бабак В. П., Філоненко С. Ф. // Вісник ЖІТІ. – 1998. – № 7. – С. 31-39.
9. Бабак В. П. Математические модели оценки и прогнозирования состояния изделий методом акустической эмиссии [Текст] / Бабак В. П., Филоненко С. Ф. // Радиоэлектроника и информатика. – 2000. – № 2. – С. 62-68.

10. Бабич В. Є. Напружено-деформований стан і міцність нерозрізних залізобетонних балок при одноразових та повторних навантаженнях [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Бабич Володимир Євгенович – Полтава, 2005. – 20 с.
11. Бабич Е. М. Исследования влияния многократного сжатия на деформации и трещинообразование тяжелого бетона [Текст] / Бабич Е. М., Погореляк А. П. // Гидромелиорация и гидротехническое строительство : межвед. науч.-техн. сб. – Львов, 1977. – Вып. 5. – С. 120-124.
12. Бабич Е. М. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки / Бабич Е. М., Погореляк А. П. // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1976. – № 4. – С. 33-36.
13. Бабич Е. М. Работа элементов на поперечную силу при многократно повторном нагружении [Текст] / Бабич Е. М., Погореляк А. П., Залесов А. С. // Бетон и железобетон. – 1981. – № 6. – С. 8-9.
14. Бабич Є. М. Бетонні та залізобетонні елементи в умовах мало циклових навантажень [Текст] : монографія / Бабич Є. М., Крусь Ю. О. – Рівне : Вид-во РДТУ, 1999. – 119 с.
15. Бабич Є. М. Вплив малоциклового навантаження на міцність залізобетонних балок [Текст] / Бабич Є. М., Кухнюк О. М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне, 1999. – Вип. 3. – С. 178-184.
16. Бабич Є. М. Вплив тривалих і малоциклового навантажень на механічні властивості бетонів та роботу залізобетонних елементів [Текст] : автореф. дис. ... д-ра. техн. наук / Бабич Є. М. – Одеса, 1995. – 43 с.
17. Бабич Є. М. Деформування залізобетонних балок під впливом малоциклового статичних навантажень [Текст] / Бабич Є. М., Кухнюк О. М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. праць. – Рівне, 1999. – Вип. 4. – С. 101-105.
18. Бабич Є. М. Дослідження роботи балок із змішаним армуванням при дії малоциклового навантаження високих рівнів [Текст] / Бабич Є. М., Панчук Ю. М.

- // Актуальні проблеми водного господарства : ювіл. всеукр. наук.-техн. конф. (21-23 жовтня 1997 р.) ; зб. наук. ст. – Рівне, 1997. – С. 42-44.
19. Бабич Є. М. Робота залізобетонних балок зі змішаним армуванням за малоциклових навантажень високих рівнів [Текст] / Бабич Є. М., Панчук Ю. М. // Проблеми теорії і практики залізобетону : зб. наук. ст. – Полтава, 1997. – С. 30-32.
20. Бабич Є. М. Розрахунок згинальних залізобетонних елементів на тріщиностійкість на основі деформаційної моделі [Текст] / Бабич Є. М., Бабич В. Є., Савицький В. В. // Ресурсні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – Рівне, 2005. – Вип. 12. – С. 85-90.
21. Байков А. Тепловые явления при схватывании и твердении портландцемента [Текст] / А. Байков, Н. Богданов // Цемент. – 1906. – № 3/4. – С. 41-48 ; № 7/12. – С. 98-105.
22. Барашиков А. Я. Малоцикловая усталость бетона при сжатии / Барашиков А. Я., Шевченко Б. Н., Валовой А. И. // Бетон и железобетон. – 1985. – № 4. – С. 27-28.
23. Барашиков А. Я. Малоцикловое нагружение фундаментных конструкций при сложном вынужденном деформировании основания [Текст] / Барашиков А. Я., Гольберг М. Г. // Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций и их внедрение в строительную практику : тез. докл. науч.-техн. конф. – Полтава, 1989. – С. 10-11.
24. Барашиков А. Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок [Текст] / Барашиков А. Я. – К. : Будівельник, 1977. 156 с.
25. Берг О. Я. Исследование прочности железобетонных конструкций при воздействии на них многократно повторной нагрузки [Текст] / Берг О. Я. // Труды ВНИИ трансп. стр.-ва. – М., 1966. – Вып. 19 : Исследование железобетонных мостовых конструкций. – С. 106-109.

26. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками : ДСТУ Б В.2.7-214:2009 [Текст]. – Чинний 2010–09–01. – К. : МінрегіонбудУкраїни, 2010. – IV, 36 с. : рис., табл. – (Будівельні матеріали).
27. Бетони. Методи визначення призової міцності, модуля пружності і коефіцієнта Пуассона [Текст] : ДСТУ Б В.2.7-217:2009. – К., 2010. – 16 с.
28. Буржин Л. Применение напряженно армированного железобетона [Текст] : пер. с фр. / Буржин Луи ; ред. Н. О. Лабуренко. – М. : Гос. изд-во лит. по стр-ву и архитектуре, 1957. – 97 с.
29. Вайнюнас П. О. О влиянии высоты сжатой зоны на выносливость железобетонных изгибаемых элементов [Текст] / Вайнюнас П. О. // Труды Вильнюсского инженерного ин-та. Железобетонные конструкции. – Вильнюс, 1973. – Вып. 5. – С. 175-184.
30. Валовой А. И. Образование и раскрытие трещин в преднапряженных элементах при повторном нагружении [Текст] / Валовой А. И. // Бетон и железобетон. – 1988. – № 12. – С. 6-7.
31. Валовой А. И. Работа преднапряженных плит при малоцикловом нагружении [Текст] / Валовой А. И. // Бетон и железобетон. – 1989. – № 6. – С. 10-11.
32. Випробування бетонних кубів та призм з тепловізійним спостереженням зразків та реєстрацією сигналів акустичної емісії при руйнуванні [Текст] / Коваль П., Солодкий С., Прохоренко С., Ковальчик Я. // Вимірювальна техніка та метрологія. – Львів, 2013. – № 74. – С. 40-44.
33. Вироби будівельні бетонні та залізобетоннізбірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості [Текст] : ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94). – На заміну ГОСТ 8829-85 ; чинний від: 01.04.1996. – К. : Укрархбудінформ, 1997. – 30 с. – (Конструкції будинків і споруд).
34. Вода для бетонів і розчинів. Технічні умови [Текст] : ДСТУ Б В.2.7-273:2011.
35. Вода для бетонів і розчинів. Технічні умови [Текст] : ДСТУ Б В.2.7-273:2011 (ГОСТ 23732-79, MOD) [Текст]. – Чинний від 2012-12-01. – К. : МінрегіонбудУкраїни, 2012. – V, 7 с. : табл. – (Національний стандарт України).

36. Выпов И. Г. Современные методы строительства неразрезных железобетонных мостов. Отечественный опыт [Текст] / Выпов И. Г. ; НТО ж.-д. трансп. – М. : Транспорт, 1978. – 62 с.
37. Гибшман М. Е. Предварительно напряженные железобетонные мосты Америки [Текст] / Гибшман М. Е. – М. : Науч.-техн. изд-во автотрансп. лит., 1956. – 73 с.
38. Давидович А. А. Исследование работы предварительно напряженных аглопоритобетонных изгибаемых элементов при действии многократно повторяющейся загрузки [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / Давидович А. А. – Минск, 1973. – 209 с.
39. Демчина Б. Г. Вогнестійкість одно- і багаточарових просторових конструкцій житлових та громадських будівель [Текст] : автореф. дис. ... д-ра техн. наук / Демчина Богдан Григорович. – Харків, 2003. – 40 с.
40. Демчина Б. Г. Попередньо напружені дерев'яні конструкції з неметалевою арматурою [Текст] / Демчина Б. Г., Олексин Г. М., Сурмай М. І. // Вісник НУ «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – Львів, 2012. – № 737. – С. 84-87.
41. Донин А. Р. Расчет времени развития трещины по сигналам акустической эмиссии [Текст] / Донин А. Р. // Дефектоскопия. – 1990. – № 4. – С. 30-34.
42. Дослідження арматурного прокату для конструкцій мостів з використанням методу акустичної емісії [Текст] / Коваль П. М., Демчина Б. Г., Сташук П. М., Баб'як І. П. // Наукові праці семінару «Сучасні проблеми проектування, будівництва та експлуатації споруд на шляхах сполучення» / УТУ. – К., 2002. – С. 57-66.
43. Дослідження монолітної попередньо напруженої залізобетонної автодорожньої естакади [Текст] / Коваль П. М., Фаль А.Є., Сташук П. М., Ковальчик Я. І. // Автошляховик України. – К., 2011. – № 4 (222). – С. 39-44.
44. Дослідження напружено-деформативного стану залізобетонних попередньо напружених балок методом цифрової кореляції зображень [Текст] / П. М. Коваль,



- Я. Л. Іваницький, Ю. В. Мольков, Я. І. Ковальчик // Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика. – Дніпропетровськ, 2012. – № 3. – С. 75–79.
45. Дослідження напружено-деформованого стану бетонних зразків методом цифрової кореляції зображень [Текст] / Коваль П. М., Іваницький Я. Л., Ковальчик Я. І., Мольков Ю. В. // Автомобільні дороги і дорожнє будівництво. – К., 2013 – № 89. – С. 185-192.
46. Дослідження тріщиностійкості монолітної попередньо напруженої естакади методом акустичної емісії [Текст] / Коваль П. М., Сташук П. М., Ковальчик Я. І. // Дороги і мости : зб. наук. пр. – К., 2010. – № 12. – С. 56-62.
47. Дослідження тріщиностійкості попередньо напружених залізобетонних балок при дії малоциклових навантажень [Текст] / П. М. Коваль, Я. І. Ковальчик // Науково-прикладні аспекти автомобільної і транспортно-дорожньої галузей : наук. нотатки. – Луцьк, 2014. – № 45. – С. 282-287.
48. Епоян Р. О. Исследование предварительно напряженных изгибаемых элементов из железобетона на литоидной пемзе с прядевой арматурой при многократно повторном и длительном действии загрузок [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Епоян Роберт Оганесович. – Ереван, 1975. – 25 с.
49. Єрмоленко Д. А. Об'ємний напружено-деформований стан трубобетонних елементів [Текст] : монографія / Д. А. Єрмоленко. – Полтава : Шевченко Р. Р., 2012. – 316 с.
50. Захаров Л. В. Сборные неразрезные железобетонные пролетные строения [Текст] / Захаров Л. В., Колоколов Н. М., Цейтлин А. Л. – М. : Транспорт, 1983. – 232 с.
51. Збірні залізобетонні попередньо напружені балки для автодорожніх мостів [Текст] / П. М. Коваль, І. П. Бабяк, Я. І. Ковальчик, М. Б. Горба // Вісник НУ «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – Львів, 2013. – № 755. – С. 184-188.
52. Звездов А. И. Предварительно напряженный железобетон...[Электронный ресурс] / Звездов А. И., Михайлов К. В., Волков Ю. С. // НИИЖБ : [веб-сайт] /

niizhb.org. – Электрон. текст. дан. – М., 2007. – Режим доступа: <http://www.niizhb.ru/statzvezdov3.htm>. – Загл. с экрана.

53. Иванов-Дятлов А. И. Учет влияния растянутой зоны бетона при расчете железобетонных изгибаемых элементов по предельным состояниям (прочности и выносливости) [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Иванов-Дятлов А. И. – М., 1953. – 12 с.

54. Испытание монолитного предварительно напряженного железобетонного моста [Текст] / П. Н. Коваль, П. М. Сташук, Я. И. Ковальчик // Современные тенденции и направления строительства, ремонта и содержания автомобильных дорог и искусственных сооружений. – Минск, 2012. – С. 100–107.

55. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных предварительно напряженных балок при малоциклических нагрузках методами цифровой корреляции изображений и акустической эмиссии [Текст] / П. Коваль, Я. Ковальчик, Ю. Мольков, О. Гримак // Сборник статей 16-й конференции молодых ученых «Наука-будущее Литвы». – Вильнюс, 2013. – № 16. – С. 188–193.

56. Калашников Н. А. Анализ конструкций железобетонных мостов [Текст] / Калашников Н. А. – М. : Транспорт, 1971. – 184 с.

57. Канаты стальные арматурные 1х7. Технические условия [Текст] . ГОСТ 13840-68. – М. : Изд-во стандартов, 1988. – 7 с.

58. Кириллов А. П. Выносливость гидротехнического железобетона [Текст] / Кириллов А. П. – М. : Энергия, 1978. – 272 с.

59. Коваленко С. Н. О долговечности автодорожных мостов [Текст] / Коваленко С. Н. // Автомобильные дороги. – 1984. – № 2. – С. 12.

60. Коваль П. М. Алгоритми розрахунку збірно-монолітних прогонових будов автодорожніх мостів з урахуванням стадійності їх виготовлення та монтажу [Текст] / П. М. Коваль, С. В. Стоянович // Галузеве машинобудування, будівництво : зб. наук. пр. / Полтавський НТУ ім. Ю. Кондратюка. – Полтава, 2012 – Вип. № 3 (33). – С. 106-114.

61. Коваль П. М. Використання методу акустичної емісії при дослідженні мостів [Текст] // Автошляховик України. – 2003. – № 1. – С. 34-37.
62. Коваль П. М. Деформативність і тріщиностійкість попередньо напруженої залізобетонної балки при дії одноразового навантаження та високих рівнів повторного навантаження [Текст] / П. М. Коваль, С. В. Стоянович // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. Збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП. - 2010. - Випуск 20. - С. 233-238.
63. Коваль П. М. Дослідження бетонів для плит проїзної частини автодорожніх мостів з використанням методу акустичної емісії [Текст] / Коваль П. М., Фаль А. Є. // Структура, властивості та склад бетону : III наук.-практ. семінар / УДУВГП. –Рівне, 2003. – С. 77-82.
64. Коваль П. М. Дослідження прогонової будови нового сталезалізобетонного автодорожнього моста з використанням методу акустичної емісії / Коваль П. М., Сташук П. М., Фаль А. Є. // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій : зб. наук. пр. / НАН України, ФМІ ім. Г. В. Карпенка. – Львів, 2003. – Вип. 5. – С. 85-93.
65. Коваль П. М. Дослідження руйнування бетону з використанням методу акустичної емісії [Текст] / Коваль П. М., Сташук П. М. // Будівельні конструкції : всеукр. наук.-практ. конф. «Аварії на будівлях і спорудах та досвід їх попередження» : зб. наук. пр. / НДІБК. – К., 1999. – Вип. 51. – С. 341-346.
66. Коваль П. М. Дослідження тріщиностійкості бетонів методом акустичної емісії [Текст] / Коваль П. М., Сташук П. М. // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. / РДТУ. – Рівне, 2001. – Вип. 5. – С. 309 - 315.
67. Коваль П. М. Ефективні конструкції залізобетонних збірно-монолітних прогонових будов автодорожніх мостів з використанням попередньо напружених балок [Текст] / Коваль П. М., Фаль А. Є., Стоянович С. В. // Вісник НУ «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – Львів, – 2010. – № 664. – С. 44-52.

68. Коваль П. М. Залізобетонні мостові балки «З Бет-90» та «З Бет-120» для сучасних навантажень [Текст] / П. М. Коваль, С. В. Стоянович // Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка : наук.-техн. зб. / НДІБМВ. – К., 2008. – Вип. 29. – С. 50-58.
69. Коваль П. М. Критерії акустичної емісії при оцінці тріщиностійкості залізобетонних попередньо напружених балок при малоциклових навантаженнях [Текст] / П.М. Коваль, П.М. Сташук, Я.І. Ковальчик // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій : зб. наук. пр. / НАН України, ФМІ ім. Г. В. Карпенка. – Львів, 2014. – Вип. 10. – С. 449-460.
70. Коваль П. М. Оцінка тріщиностійкості бетонів в мостових конструкціях з використанням методу акустичної емісії [Текст] / Коваль П. М., Лучко Й. Й., Сташук П. М. // Діагностика, довговічність та реконструкція мостів і будівельних конструкцій : зб. наук. пр. / НАН України, ФМІ ім. Г. В. Карпенка. – Львів, 2001. – Вип. 3. – С. 91-100.
71. Коваль П. М. Перспективи технічної діагностики мостів з використанням методу акустичної емісії [Текст] / Коваль П. М., Сташук П. М. // Будівельні конструкції : всеукр. наук.-практ. конф. «Реконструкція будівель та споруд. Досвід та проблеми» : зб. наук. пр. / НДІБК. – К., 2001. – Вип. 54. – С.310-316.
72. Коваль П. М. Сталезалізобетонні прогонові будови при відновленні мостів у Карпатах [Текст] / Коваль П. М., Походенко А. Г., Фаль А. Є. // Вісник ЛДАУ. Сер. архітектура і сільськогосподарське будівництво : – Львів, 2001. – № 2. – С. 128-133.
73. Ковальчик Я. І. Перспективи використання методу цифрової кореляції зображень для дослідження будівельних конструкцій [Текст] / Я. І. Ковальчик // Зб. наук. пр. ПолтНТУ. Сер. Галузеве машинобудування, будівництво. – Полтава, 2012. – № 5 (35). – С. 92–100.
74. Ковальчик Я. І. Проблема термонапруженого стану в масивах бетону монолітних прогонових будовах мостів [Текст] / Ковальчик Я. І., Левківська Л. В. // Дослідницькі та науково-методичні праці. – К., 2014. – Вип. 23. – С. 151-157.

75. Коллакот Р. Диагностика повреждений [Текст] / Коллакот Р. ; пер. с англ. Бабаевского П. Г. – М. : Мир, 1989. – 517 с.
76. Колоколов Н. М. Высокопрочная стержневая арматура из стали 3Г2С в мостостроении [Текст] / Колоколов Н.М., Кеддров А.М., Прокопович А.Г. // Бетон и железобетон. – 1960. – № 12. – С. 541-546.
77. Корниенко Н. А. Влияние многократно повторных нагружений на изменение относительной высоты сжатой зоны бетона [Текст] / Корниенко Н. А., Сичев В. А. // Вопросы прочности, трещиностойкости и деформативности железобетона : межвуз. зб. / РИСИ. – Ростов н/Д, 1983.
78. Коротин В. Н. Организация технологического обеспечения качества бетонных и арматурных работ при возведении монолитных железобетонных предварительно напряженных плитно-ребристых пролетных строений мостов [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук : 05.02.22 / Коротин В. Н. ; Междунар межкад. союз. – М., 2005. – 58 с.
79. Корчинский И. Л. Несущая способность материалов при немногочисленных повторных нагружениях [Текст] / Корчинский И. Л // Бюллетень строительной техники. – 1958. – № 3. – С. 19-22.
80. Коцебчук П. П. Трещиностійкість попередньо напружених залізобетонних балок при малоцикловому навантаженні / Коцебчук П. П., Бабич Є. М. // Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво / УДАВГ. – Рівне, 1997. – Вип. 21. – С. 99-103.
81. Крусь Ю. О. Використання енергетичних співвідношень в теорії опору пружно-пластичних матеріалів малоцикловим статичним навантаженням [Текст] / Крусь Ю. О. // Актуальні проблеми водного господарства : зб. наук. ст. / УДАВГ. – Рівне, 1997. – Т. 3 : Нові матеріали, будівлі та споруди. – С. 45-48.
82. Крусь Ю. О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез [Текст] / Крусь Ю. О. // Проблеми теорії і практики залізобетону : зб. наук. ст. – Полтава, 1997. – С. 265-268.
83. Крыльцов Е. И. Опыт проектирования и строительства пролетных строений автодорожных и городских железобетонных мостов пролетами свыше 60 м

- [Текст] / Е. И. Крыльцов // Материалы конференции по обмену опытом сооружения автодорожных и городских мостов с пролетными строениями свыше 60 м из предварительно напряженного железобетона. – М., 1972. – С. 16-18.
84. Крыльцов Е. И. Современные железобетонные мосты [Текст] / Крыльцов Е. И., Попов О. А., Фрайнштайн И. С. – М. : Транспорт, 1974. – 416 с.
85. Кузовчикова Е. А. Исследование влияния малоцикловых сжимающих воздействий на деформативность, прочность и структурные изменения бетона [Текст] / Кузовчикова Е. А., Яшин А. В. // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1976. – № 10. – С. 30-35.
86. Кульчицкий В. А. Аэродромные покрытия. Современный взгляд [Текст] / Кульчицкий В. А. [и др.]. – М. : Физматлит, 2002. – 528 с.
87. Курилло А. С. Исследование работы изгибаемых железобетонных элементов при многократно повторяющихся нагрузках [Текст] / Курилло А. С., Кваша В. Г., Левчич В. В. // Бетон и железобетон. – 1974. – № 7. – С. 32-34.
88. Кухнюк О. М. Вплив малоциклових навантажень на механічні характеристики бетону та роботу згинальних залізобетонних елементів [Текст] : автореф. дис. ... канд. техн. наук / Кухнюк О. М. – Львів, 2001. – 17 с.
89. Левчич В. В. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных изгибаемых элементов при многократно повторяющихся нагрузках [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / Левчич В.В. – Львов, 1974. – 151 с.
90. Леонгардт Ф. Напряженно армированный железобетон и его практическое применение [Текст] : пер. с нем. / Леонгардт Ф. – М. : Госстройиздат, 1957. – 588 с.
91. Леонгардт Ф. Предварительно напряженные железобетонные конструкции с мощными арматурными пучками. Правила проектирования и возведения по способу Баура-Леонгардта [Текст] : пер с нем. / Ф. Леонгардт, В. Баур ; ред. Г. И. Бердичевский. – М. : Госстройиздат, 1958. – 140 с.

92. Лучко Й. Й. Основи досліджень та випробувань будівельних матеріалів і конструкцій [Текст] : навч. посіб. / Лучко Й. Й., Коваль П. М. : за ред. Й.Й. Лучка. – Львів : Каменяр, 2011. – 230 с.
93. Маилян Р. Л. Предел выносливости балок из железобетона на известняках-ракушечниках / Маилян Р. Л., Лалаянц Н. Г. // Бетон и железобетон. – 1974. – № 6. – С. 32-33.
94. Маилян Р. Л. Прочность и потери предварительно напряженных балок из облегченного бетона при многократно повторном нагружении / Маилян Р. Л., Корниенко Н. А. // Вопросы прочности, деформативности и трещиностойкости железобетона. – Ростов н/Д, 1976. – С. 14-25.
95. Максименко О. П. Вимірювання деформацій циліндричних зразків методом цифрової кореляції спекл-зображень [Електронний ресурс] / О. П. Максименко // Відбір і обробка інформації : міжвід. зб. наук. пр. – Електрон. текст. дан. – 2009. – Вип. 31(107). – С. 98-104. – (Режим доступу до журн.: <http://dspace.nbuiv.gov.ua/handle/123456789/16102>). – Назва з екрана.
96. Малюга И. Свойства портландского цемента (и других гидравлических вяжущих) в применении его и испытании [Текст] / Малюга И. // Инженерный журнал. – 1981. – № 9. – С. 36-46.
97. Масюк Г. Х. Розрахунок згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень за другою групою граничних станів : рекомендації / Масюк Г. Х., Караван В. В. – Рівне : УДВГП, 2004. – 14 с.
98. Масюк Г. Х. Розрахунок міцності та тріщиностійкості похилих перерізів згинальних залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень [Текст]. – Рівне : [Б.В.], 2009. – 25 с.
99. Меламедов И. М. Физические основы надежности [Текст] / Меламедов И. М. – Л. : Энергия, 1970. – 152 с.
100. Мельник И. В. Выносливость, трещиностойкость и деформативность железобетонных изгибаемых элементов при многократно повторяющихся нагружениях [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / Мельник И. В. – Львов, 1989. – 178 с.

101. Метод акустико-емісійного діагностування технічного стану мостів при статичних випробуваннях [Текст] : МВВ 218-03450778-240-2004. – К., 2004. – 23 с.
102. Методические рекомендации по определению основных механических характеристик бетонов при кратковременном и длительном нагружении [Текст] / НИИ бетона и железобетона Госстроя СССР. – М., 1984. – 52 с.
103. Методические рекомендации по уточненному расчету железобетонных элементов с учетом полной диаграммы сжатия бетона [Текст] / НИИСК Госстроя СССР. – К., 1987. – 24 с.
104. Мосесов М. Д. Исследование механизма разрушения бетона при растяжении акустическими методами [Текст] / Мосесов М. Д., Попов В. П., Соколов В. П. // Применение акустических методов в исследовании свойств строительных материалов и конструкций. – Куйбышев, 1978. – С. 32-36.
105. Мости та труби. Виконання та приймання робіт [Текст] : ДБН В.2.3-20-2008 / Укравтодор. – На заміну СНиП 3.06.04–91 ; чинні від 2008–08–01. – К.: Мінрегіонбуд України, 2008. – 96 с. : табл. – (Споруди транспорту).
106. Мости та труби. Обстеження і випробування [Текст] : ДБН В.2.3-6:2009. – Чинні від 2009-11-11. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 44 с.
107. Мости та труби. Основні вимоги проектування [Текст] : ДБН В.2.3-22:2009. – Чинні від 2009-11-11. – К. : Мінрегіонбуд України, 2009. – 73 с.
108. Мости та труби. Правила проектування [Текст] : ДБН В.2.3.-14:2006. – Чинні від 2011-10-01. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 359 с.
109. Мости: конструкції та надійність [Текст] / Лучко Й. Й., Коваль П. М., Корнієв М. М., Лантух-Лященко А. І., Хархаліс М. Р. – Львів : Каменяр., 2005. – 992с.
110. Муравин Г. Б. Использование акустической эмиссии для контроля состояния железобетонных мостов [Текст] / Муравин Г. Б., Ерминсон А. Л. // Акустическая эмиссия материалов и конструкций : Всесоюз. конф. / Сев.-Кавказ науч. центр. высш. шк. ; Ростовский гос. ун-т. – Ростов н/Д., 1989. – Ч. 1. – С. 3-8.



111. Мчедлов-Петросян О. П. Термодинамика и термохимия цемента [Текст] / Мчедлов-Петросян О. П., Бабушкин В. И. // Шестой международный конгресс по химии цемента. – М., 1976. – Т. 2. – С. 6-16.
112. Напружено-деформований стан збірних попередньо напружених балок серії «МЗБК-160» [Текст] / Коваль П.М., Сташук П.М., Стоянович С.В., Ковальчик Я.І., Бугера А.Р. // Автошляховик України. – К., 2013. – № 5 (222). – С. 38-44.
113. Напряженное состояние преднапряженных балок при высоких уровнях повторного нагружения [Текст] / Шевченко Б. Н., Хусанов Э., Тарик К. Ю., Шевченко С. Б. // Бетон и железобетон. – 1991. – № 1. – С. 11-13.
114. Настанови щодо проведення акустико-емісійного діагностування об'єктів підвищеної небезпеки [Текст] : ДСТУ 4227-2003. – Чинний від 2004-10-01. – К. – Держспоживстандарт України, 2003. – 25 с.
115. Некрасов К. Д. Тяжелый бетон в условиях повышенных температур [Текст] / Некрасов К. Д., Жуков В. В., Гуляева В. Ф. – М. : Стройиздат, 1972. – 128 с.
116. Неразрушающие методы испытания бетона [Текст] / Лужин О. В., Волохов В. А., Шмаков Г. Б. [и др.] ; под ред. Лужина О. В. – М. : Стройиздат, 1985. – 235 с.
117. Новиков Н. В. Влияние параметров акустического тракта на числовое значение критериальной оценки выделения сигналов АЭ от трещин [Текст] / Новиков Н. В., Филоненко С. Ф. // Техническая диагностика и неразрушающий контроль. – 1995. – № 1. – С. 47-52.
118. Носарев А. В. О классификации трещин железобетонных конструкций мостов по эксплуатационным признакам [Текст] / Носарев А. В., Михайлов Г. Б., Рузин Ю. Г. // Труды МИИТ. – 1973. – Вып. 430. – С. 72-75.
119. Організація будівельного виробництва [Текст] : ДБН А.3.1-5-2009. – На заміну ДБН А.3.1-5-96 ; чинні від 2012–01–02. – К. : Мінрегіонбуд України, 2011. – 61 с. – (Управління, організація і технологія).
120. Пиневи́ч С. С. Исследование выносливости стабилизированных и отпущенных канатов и работы армированных ими железобетонных

предварительно напряженных изгибаемых элементов при многократно повторном нагружении [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / Пиневиц С. С. – Ростов н/Д., 1981. – 254 с.

121. Погореляк А. П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при многократно повторных нагружениях [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / Погореляк А. П. – Ровно, 1981. – 174с.

122. Полюга Р. І. Трещиностійкість залізобетонних балкових конструкцій автодорожніх мостів в умовах малоциклових навантажень [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Полюга Роман Ігорович. – Львів, 2006. – 160 с.

123. Работа железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях [Текст] / Ташкент, 1989. – 76 с.

124. Работа пустотных панелей перекрытия при одноразовых и повторных нагружениях [Текст] / Шевченко Б. Н., Тарик К. Ю., Хусанов Э., Шевченко С. Б. // Бетон и железобетон. – 1989. – № 6. – С. 8-10.

125. Регель В. Р. Кинетическая природа прочности твердых тел [Текст] / Регель В. Р., Слуцкер А. И., Томашевский Э. Е. – М. : Наука, 1974. – 559 с.

126. Рекомендации по учету ползучести и усадки бетона при расчете бетонных и железобетонных конструкций [Текст] / НИИЖБ Гостстроя СССР. – М., 1988. – 121с.

127. Рекомендації з проектування монолітних попередньо-напружених мостів з напруженням на бетон (пост-напружені системи) [Текст] : Р В.3.2-03450778-832:2013 / ДерждорНДІ. – К., 2013. – 73 с.

128. Рекомендації щодо акустико-емісійного контролю об'єктів підвищеної небезпеки [Текст] : Р 50.01-01. – Введ. 2001–27–01. – К. : ТКУ-78 «ТДНК», 2001.

129. Ржевский В. А. Прочность предварительно напряженных железобетонных элементов при динамических нагрузках типа сейсмических [Текст] / Ржевский В. А. // Строительство и архитектура Узбекистана. – 1965. – № 5. – С.13-16.

130. Работа залізобетонного монолітного попередньо напруженого нерозрізного моста під навантаженням [Текст] / Коваль П. М., Сташук П. М., Ковальчик Я. І.

// Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – Рівне, 2011. – № 22. – С. 658-665.

131. Розрахунки на міцність та випробування технічних виробів. Акустична емісія. Терміни та визначення [Текст] : ДСТУ 2374-94. – Чинний від 1995-01-01. – К., 1994. – 17 с.

132. Руденко В. В. Внецентренное нагружение бетонных и железобетонных элементов с малым числом повторений нагрузки [Текст] / Руденко В. В. // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1980. – № 4. – С. 12-13.

133. Руководство по наблюдениям за осадками и смещениями инженерных сооружений фотограмметрическими методами [Текст] / Гл. упр. геодезии и картографии при Совете Министров СССР. – М. : Недра, 1979. – 128 с.

134. Саламахин П. М. Мосты и сооружения на автомобильных дорогах [Текст] / Саламахин П. М., Воля О. В., Лукин Н. П. – М. : Транспорт, 1991. – 448 с.

135. Самбор Ю. В. Исследование работы изгибаемых железобетонных элементов при действии многократно повторяющейся загрузки [Текст] : дис. ... канд. техн. наук / Самбор Ю. В. – К., 1970. – 258 с.

136. Селюков В. М. Экспериментальное исследование работы бетонных призм на внецентренно приложенную повторяющуюся загрузку [Текст] / Селюков В. М. // Ученые записки Мордовского ун-та. – Саранск, 1964. – Вып. 34. – С. 68-82.

137. Ситников С. Л. Оценка объемного напряженно-деформированного состояния в системе анкер-бетон-арматура при натяжении высокопрочных канатов [Текст] / С. Л. Ситников, Г. А. Ананидзе // Вестник мостостроения : журн. Фонда «Амост». – М., 2009. – № 1. – С. 38-42.

138. Скальський В. Дослідження твердіння бетону за сигналами акустичної емісії [Текст] / Скальський В., Сергієчко О., Коваль П., Лотоцький Ю. // Фізико-хімічна механіка матеріалів / НАН України, ФМІ ім. Г.В. Карпенка. – 2004. – № 5. – С. 104-106.

139. Скальський В. Р. Акустична емісія під час руйнування матеріалів, виробів і конструкцій. Методологічні аспекти відбору та обробки інформації [Текст] / Скальський В. Р., Коваль П. М. – Львів : СПОЛОМ, 2005. – 396 с.
140. Скальський В. Р. Генерування сигналів акустичної емісії під час пластичного деформування матеріалу в околі концентратора напружень [Текст] / Скальський В. Р. // Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів і конструкцій : зб. наук. пр. / ФМІ ім. Г. В. Карпенка НАН України. – Луцьк., 2002. – Вип. 5. – С. 383-389.
141. Скальський В. Р. Оцінка амплітуд сигналів акустичної емісії під час руйнування бетонних кубів [Текст] / Скальський В. Р., Лотоцький Ю. Л. // Фізичні методи та засоби контролю середовищ, матеріалів та виробів. – Львів, 2004. – Вип. 9. – С. 54-61.
142. Скальський В. Р. Руйнування бетонів і акустична емісія (Огляд). Повідомлення 1. Статичне навантаження і вплив температурного поля [Текст] / Скальський В. Р., Демчина Б. Г., Карпунін І. І. // Техническая диагностика и неразрушающий контроль. – 2000. – № 1. – С. 12-23.
143. Скоробогатов С. М. Влияние окружающего бетона на выносливость стержневой арматуры периодического профиля в изгибаемых элементах [Текст] / Скоробогатов С. М. // Бетон и железобетон. – 1972. № 11. – С 38-40.
144. Скоробогатов С. М. Основы теории расчета выносливости стержневой арматуры железобетонных конструкций [Текст] / Скоробогатов С. М. – М. : [б. и.], 1976. – 108 с.
145. Смеси бетонные. Технические условия [Текст] : ГОСТ 7473-94. – Введ. 1996-01-01. – М. : Изд-во стандартов, 2004. – 9 с.
146. Соколов С. Б. Методы предупреждения трещинообразования в железобетонных плитно-ребристых пролетных строениях мостов на стадии разогрева бетона от экзотермии цемента [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.05 / Соколов Сергей Борисович. – М., 2006. – 206 с.
147. Соловьянчук А. Р. Влияние температурного фактора на формирование потребительских свойств плитно-ребристых пролетных строений в период их

- возведения [Текст] / Соловьянчук А. Р., Шифрин С. А., Соколов С. Б. // Научные труды ОАО «ЦНИИС». – 2003. – Вып. 217. – С. 222-227.
148. Соппротивление усталости. Основные термины, определения и обозначения [Текст] : ГОСТ 23207-78. – М. : Изд-во стандартов, 1978. – 48 с.
149. Ставров Г. Н. О критерии предельного состояния железобетонных конструкций при малоцикловых нагрузениях [Текст] / Ставров Г. Н., Руденко В. В. // Известия вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1986. – № 7. – С. 1-4.
150. Ставров Г. Н. Прочность и деформативность бетона при повторно статических нагрузениях [Текст] / Ставров Г. Н., Руденко В. В., Федосеев А. А. // Бетон и железобетон. – 1985. – № 1. – С. 33-34.
151. Статичні випробування автодорожніх мостів [Текст] : СОУ 45.2-00018112-044:2009 / ДерждорНДІ. – Чинний від 2009-12-01. – К.
152. Сташук П. М. Вивчення кінетики процесів тріщиноутворення методом акустичної емісії [Текст] / Сташук П. М. // Вісник НУ «Львівська політехніка». Теорія і практика будівництва. – Львів, 2001. – С. 178-184.
153. Стоянович С. В. Напружено-деформований стан збірно-монолітних попередньо напружених залізобетонних прогонових будов мостів [Текст] : дис. ... канд техн. наук : 05.23.01 / Стоянович Сергій Вікторович. – К., 2013. – 197 с.
154. Стреляев М. И. Исследование прочности железобетонных балок под воздействием многократно повторяющейся нагрузке [Текст] / Стреляев М. И. // Бетон и железобетон. – 1958. – № 9. – С. 351-353.
155. Строительные материалы (материаловедение и технология) [Текст] : учеб. для вузов / В. Г. Микульский [и др.]. – М. : АСВ, 2002. – 534 с. : ил. – ISBN 5-93093-041-4.
156. Температурные напряжения в массивных бетонных и железобетонных элементах энергетических сооружений [Текст] : учеб. пособ. / Васильев П. И. [и др.] ; С.-Петербург. гос. техн. ун-т. – СПб. : [б. и.], 1995. – 197 с. : ил.

157. Трещины в железобетоне и коррозия арматуры / Москвин В. М., Алексеев С. Н., Вербицкий Г. П., Новгородский В. И. – М.: Стройиздат, 1971. – 144 с.
158. Ушеров-Маршак А. В. Калориметрия цемента и бетона [Текст] / Ушеров-Маршак А. В. – Харьков : Факт, 2002. – 184 с.
159. Фаль А. Є. Акустична емісія при дослідженні бетонів для плит проїзної частини [Текст] / Фаль А. Є. // Перспективи розвитку будівельних конструкцій, будівель, споруд та їх основ / НДІБК. – К., 2003. – Вип. 58. – С. 406-412.
160. Фаль А. Є. Тріщиностійкість та експлуатаційні якості залізобетонних плит проїзної частини автодорожніх мостів [Текст] : дис. ... канд. техн. наук : 05.23.01 / Фаль Андрій Євгенович. – Львів, 2004.
161. Филоненко С. Ф. Акустическая эмиссия. Измерение, контроль, диагностика [Текст] / Филоненко С. Ф. ; Мин. образования Украины ; КМУЦА ; КНТУ Украины «КПИ». – К., 1999. – 304 с.
162. Филоненко С. Ф. Анализ кинетики развития процессов разрушения методом акустической эмиссии [Текст] / Филоненко С. Ф. // Синергетика-2000. Самоорганизующиеся процессы в системах и технологиях : материалы междунар. науч. конф., г. Комсомольск-на-Амуре, 20-24 сентября 2000 г. – Комсомольск-на-Амуре, 2000. – С. 94-97.
163. Pan B. Two-dimensional digital image correlation for inplane displacement and strain measurement [Electronic resource] / B. Pan, K. Qian, H. Xie, A. Asundi // The Optical Society of America. – Electronic date. – Washington, 2015. – Mode of access: <http://www.opticsinfobase.org>.
164. Benaim R. The Design of Prestressed Concrete Bridges : Concepts and principles [Text] / Robert Benaim. – New York : By Taylor & Francis, 2008. – 581 p.
165. Chen W. F. Handbook of International Bridge Engineering [Text] / Wai-Fah Chen, Lian Duan . – Boca Raton : Taylor & Francis Group, 2014. – 1362 p. – ISBN 978-1-4398-1030-9.

166. Golanski L. Diagnostics of reinforced concrete bridges by acoustic emission [Text] / Leszek Golanski, Pawel Gebski, Kanji Ono // Journal of acoustic emission. – 2002. – № 20. – P. 83-98.
167. Hewson N. R. Prestressed concrete bridges: design and construction [Text] / Nigel R. Hewson. – London : Thomas Telford Ltd, 2003. – 371 p.
168. Kovalchyk Y. I. Analysis of the thermo-stressed state of reinforce-concrete monolithic bridge span [Text] / Kovalchyk Y. I., Bugera A. R. // Proceedings of the 17th conference for junior researchers «Science – future of Lithuania». – Vilnius, 2014. - № 17. – P. 49-54.
169. Malesa M. Monitoring of civil engineering structures using Digital Image Correlation technique [Electronic resource] / M. Malesa, D. Szczepanek, M. Kujawińska [etc.] // 14th International Conference on Experimental Mechanics. – Mode of access: <http://smart.ippt.gov.pl>.
170. Post tensioning Kits for pre-stressing of Structures [Electronic resource] : ETAG 013. – Mode of access: [http://www.empa.ch/plugin/template/empa/\\*/29560](http://www.empa.ch/plugin/template/empa/*/29560)
171. Prestressing steels Part 3 [Electronic resource] : Strand. EN 10138-3. – Mode of access: <http://down.bzxzw.com/prEN/prEN%2010138-3%EF%BC%9A2000%20Prestressing%20steels%20%20Part%203%EF%BC%9AStrand.pdf>
172. Research, development and technology transfer program [Text] : Annual report of Oregon department of transportation. – USA, 2004. – 46 p.
173. Santini-Bell E. Digital Imaging for Bridge Deflection Measurement of a Steel Girder Composite Bridge [Electronic resource] / Erin Santini-Bell, Philip Brogan, Paul Lefebvre [etc.] // TRB 2011 Annual Meeting : portal. Electronic data and program. – Washington, 2015. – Mode of access: <http://amonline.trb.org>.
174. Schreier H. W. Investigation of two and three-dimensional image correlation techniques with applications in experimental mechanics [Text] / H. W. Schreier. – [S. I.] : University of South Carolina, 2003. – 348 p.
175. Standard Definitions of Terms Relating to Acoustic Emission : ASTM E 1316-94.

176. Xercavins P. Eugene Freyssinet – his incredible journey to invent and revolutionize prestressed concrete construction [Text] / Pierre Xercavins, Daniel Demarthe, Ken Shushkewich // 3rd FIB International Congress. – [S.I.], 2010. – 28 p.
177. Ziel P. Monitoring of the Bonnet Carre Spillway bridge during extreme overload [Text] : Report No. FHWA/LA.03/378 / Paul H. Ziel, Anthony J. Lamanna ; Louisiana department of transportation and development. – 2003.

### **Науково-технічна документація**

178. Висновки з обстеження і випробування сталевозалізобетонного моста на вході в гавань в складі будівництва подільського мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві [Текст] : звіт про НДР / ДерждорНДІ ; керівник роботи Сташук П. М. – К., 2009. – 18 с.
179. Отчет по результатам приемочного обследования и испытаний путепровода на 77 км МКАД (Бусиново) [Текст] / Кришман Б.И., Сапронов И.М. ; НИЦ «Мости» ОАО «ЦНИИС». – М., 1999.
180. Разработка и внедрение экономных конструкций пролетных строений малых и средних мостов [Текст] : отчет о НИР (промежут.) / Госдор НИИ. – К., 1983. – 20 с.
181. Разработка конструкций, технологии строительства и ремонта искусственных сооружений, направленных на экономию основных строительных материалов [Текст] : отчет о НИР (промежут.) / ГосдорНИИ. – К., 1983. – 101 с.
182. Розробити методику локації дефектів акустико-емісійним діагностуванням залізобетонних елементів конструкцій транспортних споруд [Текст] : звіт про НДР / ДерждорНДІ ; керівник роботи Сташук П. М. – К., 2008. – 38 с.
183. Розробити технічне забезпечення і рекомендації з акустико-емісійного моніторингу стану об'єктів автотранспортної мережі [Текст]: звіт про НДР / ДерждорНДІ ; керівник роботи Сташук П. М. – К., 2007. – 51 с.
184. Технічний звіт випробування моста через р. Псел на автомобільній дорозі Київ-Харків-Довжанський на км 277+437 при експлуатаційному утриманні



автомобільних доріг державного значення ремонту [Текст] : звіт про НДР / ДерждорНДІ. – К., 2008. – 68 с.

185. Технічний звіт випробування моста через р. Сейм біля смт. Батурин на автомобільній дорозі Кіпті-Глухів-Бачівськ після капітального ремонту [Текст] : звіт про НДР / ДерждорНДІ. – К., 2007. – 53 с.

186. Технічний звіт з випробування вантової частини моста через гавань р. Дніпро в м. Києві при будівництві подільського мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві [Текст] : звіт про НДР / ДерждорНДІ ; відп. викон. Сташук П. М. – К., 2005. – 105 с.

187. Технічний звіт з обстеження і випробування естакади вздовж вулиці Набережно-Хрещатицька в м. Києві [Текст] / ДерждорНДІ. – К., 2010.

188. Технічний звіт з обстеження та випробування моста через р. Прут на км. 1+150 автомобільної дороги Маринці-Герца-Глибока-Б. Підгірний біля с. Лунка в Чернівецькій обл. [Текст] / ДерждорНДІ. – К., 2008. – 72с.

189. Технічний звіт обстеження і випробування частини естакади, що зазнала вогневого впливу на перетині вул. Довженка–вул. В. Гетьмана та пр. Перемоги [Текст] / ДерждорНДІ ; відп. викон. Сташук П.М. – К., 2006. – 111 с.

190. Технологічний регламент бетонування прогонових будов (вимоги до бетонної суміші, порядок бетонування, витримка бетону, періодичний контроль якості) при будівництві залізобетонної естакади по вул. Набережно-Хрещатицька в складі будівництва Подільського мостового переходу через р. Дніпро в м. Києві [Текст] / Технотранспроєкт ; ДерждорНДІ ім. М.П. Шульгіна. – Дніпропетровськ, К., 2010.

191. Усовершенствовать конструкции, технологию изготовления и строительства мостов малых и средних пролетов [Текст] : научн.-техн. отчет / Госдор НИИ. – К., 1978. – 164 с.

## **Додаток 1. Довідки про впровадження**

## **Додаток 2. Економічне обґрунтування**

## ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-1

на будівництво : Мостовий перехід

Кошторисна вартість об'єкта 5900,639 тис.грн.  
 Кошторисна трудомісткість 26,077 тис.люд.-год.  
 Кошторисна заробітна плата 537,748 тис.грн.  
 Вимірник одиничної вартості  
 Будівельні обсяги

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторис - на трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторис - на заробіт-на плата, тис. грн.	Показник и одинично ї вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	Л.кошторис 2-1-1	на Міст	4825,678	-	-	-	4825,678	6,361	134,514	-
2	Л.кошторис 2-1-2	на ремонт моста з балок без попереднього напруження	1074,961	-	-	-	1074,961	19,716	403,234	-
-	-	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----	-----
-	-	Всього:	5900,639	-	-	-	5900,639	26,077	537,748	-

Головний інженер проекту \_\_\_\_\_

Начальник відділу \_\_\_\_\_

Склав \_\_\_\_\_

Ковальчик Я.І.

Перевірів \_\_\_\_\_

Будівництво мостового переходу

**ВІДОМІСТЬ ТРУДОМІСТКОСТІ І ЗАРОБІТНОЇ ПЛАТИ**  
до об'єктного кошторису № 2-1

Номери локальних кошторисів	Найменування локальних кошторисів	Будівельні роботи		Монтажні роботи		Експлуатація машин		Загальновиробничі витрати		Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.
		Трудомісткість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.	Трудомісткість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.	Трудомісткість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.	Трудомісткість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.		
		Середній розряд		Середній розряд		Середній розряд					
1	2	3/4	5	6/7	8	9/10	11	12	13	14	15
2-1-1	Міст	<u>3,802</u> 4	72,187	-	-	<u>1,884</u> 6	40,451	0,675	21,876	6,361	134,514
2-1-2	ремонт моста з балок без попереднього напруження	<u>12,913</u> 3	251,917	-	-	<u>4,544</u> 4	78,249	2,259	73,068	19,716	403,234
-	Разом :	-- 16,715	--- 324,104	---	---	---	---	---	---	---	---
						6,428	118,700	2,934	94,944	26,077	537,748

Склав \_\_\_\_\_ Ковальчик Я.І.

Перевірив \_\_\_\_\_

Будова - Будівництво мостового переходу  
Шифр проекту - ДР-01

**Локальний кошторис № 2-1-1**  
**на Міст**  
**Мостовий перехід**

Основа:  
креслення (специфікації ) №

Кошторисна вартість	4825,678	тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	6,361	тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	134,514	тис. грн.
Середній розряд робіт	3,7	розряд

Складений в поточних цінах станом на "13 травня" 2015 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									тих, що обслуговують машини	
				заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	ЕД30-100-1	Монтаж залізобетонних балок прогонових будов довжиною 24 м двома стріловими кранами при висоті опор до 16 м  1 балка	24	8435,67 1347,80	6640,78 1553,25	202456	32347	159379 37278	64,55 69,38	1549 1665
2			304,416	14386,08	-	4379353	-	-	-	-

	C1415-7911 варіант 3	Балки прогонових споруд мостів на автодорогах із бетону В40, F200, W6, довжиною 24 м м3 /24x12,684/		--	-			-	-	-
3	E11-15-1 к=10	Улаштування бетонного покриття товщиною 300 мм 100м2	2,8	<u>25001,51</u> 9702,50	<u>1513,15</u> 876,82	70004	27167	<u>4237</u> 2455	<u>570,40</u> 64,72	<u>1597</u> 181
4	E11-15-7	Шліфування поверхні вирівнюючого шару 100м2	2,8	<u>2298,43</u> 2146,60	<u>86,36</u> 15,45	6436	6010	<u>242</u> 43	<u>109,02</u> 0,98	<u>305</u> 3
5	E13-13-1	Грунтування бетонних поверхонь бітумною ґрунтовкою 100м2	2,8	<u>154,51</u> 152,40	<u>1,55</u> 0,38	433	427	<u>4</u> 1	<u>6,69</u> 0,03	<u>19</u> -
6	E12-1-6	Улаштування гідроізоляції з наплавлювальних матеріалів 100м2	2,8	<u>704,57</u> 444,50	<u>75,39</u> 21,16	1973	1245	<u>211</u> 59	<u>21,80</u> 1,20	<u>61</u> 3
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
7	& C111-1564-4	Гідроізоляція "Тестудо", м2 /280x1,15/ Улаштування бортових каменів	322	<u>34,66</u> --	-- -	11161	-	-- -	-- -	-- -
8	E27-34-4	Установлення бортових каменів природних 100м	1,44	<u>5137,33</u> 2824,43	<u>123,67</u> 29,25	7398	4067	<u>178</u> 42	<u>157,00</u> 1,38	<u>226</u> 2
9	C1421-10419 варіант 1	Камені бортові природні 150x206x1000мм м	144	<u>85,41</u> --	-- -	12299	-	-- -	-- -	-- -
10	E27-53-5	Улаштування нижнього шару покриття товщиною 4 см із піщаний, грядчий, щільний тип Г, на полімербітумному в'язучому асфальтобетон складу Г-М 1000м2	0,28	<u>4024,64</u> 1101,42	<u>2585,59</u> 680,57	1127	308	<u>724</u> 191	<u>52,75</u> 34,58	<u>15</u> 10
11			26,124	<u>526,83</u>	--	13763	-	--	--	--

	C1421-9843 варіант 1	Суміші асфальтобетонні гарячі і теплі ,піщані, тип Г-М, марка 1 (з урахуванням вартості транспортування на 5 км) Т /0,28x93,3/		--	-			-	-	-
12	E27-53-1	Улаштування середнього шару товщиною 4 см із гарячих асфальтобетонних щільних дрібнозернистих сумішей типу Б, марки 1 на полімербітумному в`я жучому асфальтобетон складу "Б-20" 1000м2	0,28	<u>4024,64</u> 1101,42	<u>2585,59</u> 680,57	1127	308	<u>724</u> 191	<u>52,75</u> 34,58	<u>15</u> 10
13	C1421-9837 варіант 1	Суміші асфальтобетонні гарячі (асфальтобетон щільний), що застосовуються у верхніх шарах покриттів, дрібнозернисті, тип Б-20, марка 1 (з урахуванням вартості транспортування на 5 км) Т	27,048	<u>466,60</u> --	-- -	12621	-	-- -	-- -	-- -
14	E27-53-1	Улаштування покриття товщиною 4 см із гарячих асфальтобетонних щебеневих, щільних дрібнозернистих сумішей типу Б, на полімербітумному в`я жучому асфальтобетон складу "Б-10" 1000м2	0,28	<u>4024,64</u> 1101,42	<u>2585,59</u> 680,57	1127	308	<u>724</u> 191	<u>52,75</u> 34,58	<u>15</u> 10
15	C1421-9838 варіант 1	Суміші асфальтобетонні гарячі (асфальтобетон щільний), що застосовуються у верхніх шарах покриттів, дрібнозернисті, тип "Б-10", марка 1 (з урахуванням вартості транспортування на 5 км) Т	27,048	<u>485,27</u> --	-- -	13126	-	-- -	-- -	-- -
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		/0,28x96,6/								
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				4734404	72187	<u>166423</u> 40451	-	<u>3802</u> 1884



	в тому числі:				
	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	4495794			
	всього заробітна плата, грн.	112638			
	Загальновиробничі витрати, грн.	91274			
	трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.	675			
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	21876			
	-----				
	Прямі витрати будівельних робіт , грн.	4734404			
	в тому числі:				
	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	4495794			
	заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.	72187			
	заробітна плата в експлуатації машин, грн.	40451			
	Загальновиробничі витрати, грн.	91274			
	трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.	675			
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	21876			
	<b>Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.</b>	<b>4825678</b>			
	<b>кошторисна трудоємність, люд.-год.</b>	<b>6361</b>			
	<b>кошторисна заробітна плата, грн.</b>	<b>134514</b>			
	-----				
	<b>Всього по кошторису, грн.</b>	<b>4825678</b>			
	<b>Кошторисна трудоємність, люд.-год.</b>	<b>6361</b>			
	<b>Кошторисна заробітна плата, грн.</b>	<b>134514</b>			

Склав \_\_\_\_\_ Ковальчик Я.І.

Перевірив \_\_\_\_\_

Будова - Ремонт мостового переходу  
Шифр проекту - ДР-01

**Локальний кошторис № 2-1-2**  
**на ремонт моста з балок зі звичайною арматурою (без попереднього напруження)**  
**Мостовий перехід**

Основа:  
креслення (специфікації ) №

Кошторисна вартість	1074,961	тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	19,716	тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	403,234	тис. грн.
Середній розряд робіт	3,4	розряд

Складений в поточних цінах станом на "13 травня" 2015 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									тих, що обслуговують машини	
				заробітної плати	в тому числі заробітної плати			в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	ДА4-27-1	Відновлення гідроізоляції проїзної частини мосту в місцях її руйнування	28	<u>3903,94</u> 546,01	<u>1493,60</u> 378,81	109310	15288	<u>41821</u> 10607	<u>29,53</u> 23,89	<u>827</u> 669
2	С1421-9838 варіант 1	Суміші асфальтобетонні гарячі (асфальтобетон щільний), що застосовуються у верхніх шарах покриттів, дрібнозернисті, тип "Б-10", марка 1 (з урахуванням вартості транспортування на 5 км) т	47,6	<u>485,27</u> --	-- -	23099	-	-- -	-- -	-- -

3	E13-44-9	/28x1,7/ Знепилювання поверхонь м2	5760	3,86 3,22	0,64 0,03	22234	18547	3687 173	0,17 -	979 12
4	ДА4-30-2	Герметизація тріщин в залізобетонних конструкціях ін'єктуванням водоцементним розчином тріщин розкриттям до 3 мм 10 м	57,6	589,21 213,97	129,56 24,82	33938	12325	7463 1430	11,43 1,60	658 92
5	ДА4-1-3	Влаштування поновленого захисного шару залізобетонних прогонових конструкцій методом вологого або сухого торкретування при товщині шару ремонтного матеріалу 20 мм 1 м2	4130	153,43 49,82	86,28 15,99	633666	205757	356336 66039	2,53 0,91	10449 3771
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				822247	251917	409307 78249	-	12913 4544
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				161023				
		всього заробітна плата, грн.				330166				
		Загальновиробничі витрати, грн.				252714				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.				2259				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				73068				
		-----								
		Прямі витрати будівельних робіт , грн.				822247				
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				161023				
		заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.				251917				
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				78249				
		Загальновиробничі витрати, грн.				252714				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.				2259				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				73068				
		<b>Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.</b>				<b>1074961</b>				

	кошторисна трудомісткість, люд.-год.	19716				
	кошторисна заробітна плата, грн.	403234				
	-----					
	<b>Всього по кошторису, грн.</b>	<b>1074961</b>				
	Кошторисна трудомісткість, люд.-год.	19716				
	Кошторисна заробітна плата, грн.	403234				

Склав \_\_\_\_\_ Ковальчик Я.І.

Перевірив \_\_\_\_\_

**ОБ'ЄКТНИЙ КОШТОРИС № 2-2**

на будівництво : Мостовий перехід з балок з попередньо-напруженою арматурою

Кошторисна вартість об'єкта	5561,730	тис.грн.
Кошторисна трудомісткість	8,358	тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	172,383	тис.грн.
Вимірник одиничної вартості Будівельні обсяги		

№ п/п	Номери кошторисів і кошторисних розрахунків	Найменування робіт і витрат	Кошторисна вартість, тис.грн.					Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	Показники одиничної вартості
			будівельних робіт	монтажних робіт	устаткування, меблів та інвентарю	інших витрат	всього			
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	
1	Л.кошторис 2-2-1	на Міст з прогоною будовою з балок з попередньо-напруженою арматурою	5321,235	-	-	-	5321,235	8,358	172,383	
2	Л.кошторис 2-2-2	на ремонт моста з балок з попередньо-напруженою арматурою	240,495	-	-	-	240,495	0,000	0,000	
-----			-----					-----		-----
		-			-	-	-			

			Всього:	5561,730	-	-	-	5561,730	€	1	-
									€	7	
									€	2	
									€	2	
									€	3	
									€	3	

Головний інженер проекту \_\_\_\_\_

Начальник відділу \_\_\_\_\_

Склад \_\_\_\_\_ Ковальчик Я.І,

Перевірив \_\_\_\_\_

Будівництво мостового переходу

**ВІДОМІСТЬ ТРУДОМІСТКОСТІ І ЗАРОБІТНОЇ ПЛАТИ**  
**до об'єктного кошторису № 2-2**

Номери локальних кошторисів	Найменування локальних кошторисів	Будівельні роботи		Монтажні роботи		Експлуатація машин		Загальновиробничі витрати		Кошторисна трудомісткість, тис. люд.-год.	Кошторисна заробітна плата, тис. грн.	
		Трудомісткість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.	Трудомісткість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.	Трудомісткість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.	Трудомісткість, тис. люд.-год.	Заробітна плата, тис. грн.			
									Середній розряд			Середній розряд
1	2	3/4	5	6/7	8	9/10	11	12	13	14	15	
2-2-1	Міст з прогоною будовою з балок з попередньо-напруженою арматурою	3,802	72,187	-	-	1,884	20,271	0	0	0	6,361	134,514

2-2-2	ремонт моста з балок з попередньо напруженою арматурою	4 <u>0,8</u> <u>27</u>	15,288	-	-	6 <u>0,9</u> <u>38</u>	1 5 , 0 2 7	0 , 2 3 2	7 , 5 3 2	1,997	37,869
Разом :		3 - 4,6 29	- 87,475	- -	- -	4 - 2,8 22	5 5 , 2 3 7	- 0 , 5 0 7	- 2 3 2 1 0	-- 8,358	-- 172,383

Склав \_\_\_\_\_ Ковальчик Я.І,

Перевірив \_\_\_\_\_

Будова - Будівництво мостового переходу  
Шифр проекту - ДР-01

**Локальний кошторис № 2-2-1**  
**на Міст з прогоною будовою з балок з попередньо-напруженою арматурою**  
**Мостовий перехід з балок з попередньо-напруженою арматурою**

Основа:  
креслення (специфікації ) №

Кошторисна вартість	5321,235	тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	6,361	тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	134,514	тис. грн.
Середній розряд робіт	3,7	розряд

Складений в поточних цінах станом на "13 травня" 2015 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									тих, що обслуговують машини	
				заробітної плати	в тому числі заробітної плати	всього	заробітної плати	в тому числі заробітної плати	на одиницю	всього
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	ЕД30-100-1	Монтаж залізобетонних балок прогонових будов довжиною 24 м двома стріловими кранами при висоті опор до 16 м  1 балка	24	8435,67 1347,80	6640,78 1553,25	202456	32347	159379 37278	64,55 69,38	1549 1665
2	С1415-7911 варіант 4	Балки прогонових споруд мостів на автодорогах із бетону В40, F200, W6, довжиною 24 м з попередньо напруженою арматурою  м3 /24x13,41/	321,84	15147,00 --	-- -	4874910	-	-- -	-- -	-- -



3	E11-15-1 к=10	Улаштування бетонного покриття товщиною 300 мм 100м2	2,8	<u>25001,51</u> 9702,50	<u>1513,15</u> 876,82	70004	27167	<u>4237</u> 2455	<u>570,40</u> 64,72	<u>1597</u> 181
4	E11-15-7	Шліфування поверхні вирівнюючого шару 100м2	2,8	<u>2298,43</u> 2146,60	<u>86,36</u> 15,45	6436	6010	<u>242</u> 43	<u>109,02</u> 0,98	<u>305</u> 3
5	E13-13-1	Грунтування бетонних поверхонь бітумною грунтовою 100м2	2,8	<u>154,51</u> 152,40	<u>1,55</u> 0,38	433	427	<u>4</u> 1	<u>6,69</u> 0,03	<u>19</u> -
6	E12-1-6	Улаштування гідроізоляції з наплавлювальних матеріалів 100м2	2,8	<u>704,57</u> 444,50	<u>75,39</u> 21,16	1973	1245	<u>211</u> 59	<u>21,80</u> 1,20	<u>61</u> 3
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
7	& C111-1564-4	Гідроізоляція "Тестудо", м2 /280x1,15/ Улаштування бортових каменів	322	<u>34,66</u> --	-- -	11161	-	-- -	-- -	-- -
8	E27-34-4	Установлення бортових каменів природних 100м	1,44	<u>5137,33</u> 2824,43	<u>123,67</u> 29,25	7398	4067	<u>178</u> 42	<u>157,00</u> 1,38	<u>226</u> 2
9	C1421-10419 варіант 1	Камені бортові природні 150x206x1000мм м	144	<u>85,41</u> --	-- -	12299	-	-- -	-- -	-- -
10	E27-53-5	Улаштування нижнього шару покриття товщиною 4 см із піщаний, грядчий, щільний тип Г, на полімербітумному в'язучому асфальтобетон складу Г-М 1000м2	0,28	<u>4024,64</u> 1101,42	<u>2585,59</u> 680,57	1127	308	<u>724</u> 191	<u>52,75</u> 34,58	<u>15</u> 10
11	C1421-9843 варіант 1	Суміші асфальтобетонні гарячі і теплі ,піщані, тип Г-М, марка 1 (з урахуванням вартості транспортування на 5 км) т	26,124	<u>526,83</u> --	-- -	13763	-	-- -	-- -	-- -
12	E27-53-1	/0,28x93,3/	0,28	<u>4024,64</u>	<u>2585,59</u>	1127	308	<u>724</u>	<u>52,75</u>	<u>15</u>

		<i>Улаштування середнього шару товщиною 4 см із гарячих асфальтобетонних щільних дрібнозернистих сумішей типу Б, марки 1 на полімербітумному в'язучому асфальтобетон складу "Б-20"</i>		1101,42	680,57			191	34,58	10
13	C1421-9837 варіант 1	1000м2 Суміші асфальтобетонні гарячі (асфальтобетон щільний), що застосовуються у верхніх шарах покриттів, дрібнозернисті, тип Б-20, марка 1 (з урахуванням вартості транспортування на 5 км) Т	27,048	<u>466,60</u> --	-- -	12621	-	-- -	-- -	-- -
14	E27-53-1	/0,28x96,6/ <i>Улаштування покриття товщиною 4 см із гарячих асфальтобетонних щебеневих, щільних дрібнозернистих сумішей типу Б, на полімербітумному в'язучому асфальтобетон складу "Б-10"</i>	0,28	<u>4024,64</u> 1101,42	<u>2585,59</u> 680,57	1127	308	<u>724</u> 191	<u>52,75</u> 34,58	<u>15</u> 10
15	C1421-9838 варіант 1	1000м2 Суміші асфальтобетонні гарячі (асфальтобетон щільний), що застосовуються у верхніх шарах покриттів, дрібнозернисті, тип "Б-10", марка 1 (з урахуванням вартості транспортування на 5 км) Т	27,048	<u>485,27</u> --	-- -	13126	-	-- -	-- -	-- -
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		/0,28x96,6/								
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				5229961	72187	<u>166423</u> 40451	-	<u>3802</u> 1884
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				4991351				
		всього заробітна плата, грн.				112638				
		Загальновиробничі витрати, грн.				91274				
		трудомісткість в загальновиробничих витратах, люд.-год.				675				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				21876				

	Прямі витрати будівельних робіт , грн.	5229961				
	в тому числі:					
	вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.	4991351				
	заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.	72187				
	заробітна плата в експлуатації машин, грн.	40451				
	Загальновиробничі витрати, грн.	91274				
	трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.	675				
	заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.	21876				
	<b>Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.</b>	<b>5321235</b>				
	<b>кошторисна трудоємність, люд.-год.</b>	<b>6361</b>				
	<b>кошторисна заробітна плата, грн.</b>	<b>134514</b>				
	<b>Всього по кошторису, грн.</b>	<b>5321235</b>				
	<b>Кошторисна трудоємність, люд.-год.</b>	<b>6361</b>				
	<b>Кошторисна заробітна плата, грн.</b>	<b>134514</b>				

Склав \_\_\_\_\_ Ковальчик Я.І.

Перевірив \_\_\_\_\_

Будова - Будівництво мостового переходу  
Шифр проекту - ДР-01

**Локальний кошторис № 2-2-2**  
**на ремонт моста з балок з попередньо напруженою арматурою**  
**Мостовий перехід з балок з попередньо-напруженою арматурою**

Основа:  
креслення (специфікації) №

Кошторисна вартість	240,495	тис. грн.
Кошторисна трудомісткість	1,997	тис.люд.-год.
Кошторисна заробітна плата	37,869	тис. грн.
Середній розряд робіт	3,0	розряд

Складений в поточних цінах станом на "13 травня" 2015 р.

№ п/п	Шифр і номер позиції нормативу	Найменування робіт і витрат, одиниця виміру	Кількість	Вартість одиниці, грн.		Загальна вартість, грн.			Витрати труда робітників, люд.-год.	
				всього	експлуатації машин	всього	заробітної плати	експлуатації машин	не зайнятих обслуговуванням машин	
									заробітної плати	в тому числі заробітної плати
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
1	ДА4-27-1	Відновлення гідроізоляції проїзної частини мосту в місцях її руйнування	28	3899,23 546,01	1493,60 378,81	109178	15288	41821 10607	29,53 23,89	827 669
2	С1421-9838 варіант 1	Суміші асфальтобетонні гарячі (асфальтобетон щільний), що застосовуються у верхніх шарах покриттів, дрібнозернисті, тип "Б-10", марка 1 (з урахуванням вартості транспортування на 5 км) т /28х1,7/	47,6	485,27 --	-- -	23099	-	-- -	-- -	-- -

3	ДА10-3-30-2	Двошарове фарбування залізобетонних поверхонь полімерним матеріалом 100 м2	29,05	<u>2884,66</u> --	<u>371,92</u> 152,85	83799	-	<u>10804</u> 4440	<u>-</u> 9,25	<u>-</u> 269
		Разом прямі витрати по кошторису, грн.				216076	15288	<u>52625</u> 15047	-	<u>827</u> 938
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				148163				
		всього заробітна плата, грн.				30335				
		Загальновиробничі витрати, грн.				24419				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.				232				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				7534				
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
		Прямі витрати будівельних робіт , грн.				216076				
		в тому числі:								
		вартість матеріалів, виробів та конструкцій, грн.				148163				
		заробітна плата робітників, не зайнятих обслуговуванням машин, грн.				15288				
		заробітна плата в експлуатації машин, грн.				15047				
		Загальновиробничі витрати, грн.				24419				
		трудоємність в загальновиробничих витратах, люд.-год.				232				
		заробітна плата в загальновиробничих витратах, грн.				7534				
		<b>Всього кошторисна вартість будівельних робіт , грн.</b>				<b>240495</b>				
		кошторисна трудоємність, люд.-год.				<b>1997</b>				
		кошторисна заробітна плата, грн.				<b>37869</b>				
		<b>Всього по кошторису, грн.</b>				<b>240495</b>				
		<b>Кошторисна трудоємність, люд.-год.</b>				<b>1997</b>				
		<b>Кошторисна заробітна плата, грн.</b>				<b>37869</b>				

Склав \_\_\_\_\_ Ковальчик Я.І.

Перевірив \_\_\_\_\_