

Полтавський державний технічний університет
імені Юрія Кондратюка

На правах рукопису
Шпінталь Михайло Ярославович

УДК 624.042.3

**Напружено-деформований стан і
розрахунок попередньо напружених
залізобетонних елементів, що згинаються, з
урахуванням передісторії навантаження**

05.23.01-Будівельні конструкції, будівлі та споруди

Дисертація
на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Науковий керівник:
кандидат технічних
наук
доцент Клименко Є.В.

Полтава-2000

З М І С Т

ВСПУП.....	5
РОЗДІЛ 1	
ПРО СТАН ПРОБЛЕМИ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИВАЛОЇ РОБОТИ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ, ПРИ СКЛАДНИХ РЕЖИМАХ НАВАНТАЖЕННЯ ВИСОКОГО РІВНЯ	11
1.1. Стан питання дослідження утворення нормальних тріщин.....	11
1.2. Прогини залізобетонних елементів.....	14
1.3. Про деформативність бетону (залізобетону) при високих рівнях навантаження (нелінійна повзучість)	19
1.4. Деформації повзучості бетону (залізобетону) при складних режимах навантаження.....	28
1.5. Довготривала несуча здатність бетонних та залізобетонних елементів	33
1.6. Розрахунок залізобетонних елементів з врахуванням діаграм деформування матеріалів та дискретних моделей	35
1.7. Висновки, які витікають із аналізу літератури	39
Задачі досліджень	40
РОЗДІЛ 2	
МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ.....	42
2.1. Конструкція дослідних зразків та їх виготовлення.....	42
2.2. Визначення фізико- механічних характеристик арматури та бетону	47
2.3. Установка для випробовування балок на тривале навантаження.....	51
2.4. Методика проведення експерименту.....	55

РОЗДІЛ 3	
АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ	
ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ	
БАЛОК, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ 61	
Загальні положення.....	61
3.1. Експериментальне визначення міцності балок Б-4, Б-8.....	63
3.2. Робота балки при постійному навантаженні $0,6F_U$	64
3.3. Робота балок при нетривалому довантаженні до рівня $0,7F_U$	
з наступним розвантаженням.....	67
3.4. Робота балок при нетривалому довантаженні до рівня	
$0,85F_U$ з наступним розвантаженням.....	72
3.5. Робота балки при нетривалому довантаженні до рівня $0,9F_U$	
з наступним розвантаженням.....	77
3.6. ВИСНОВКИ.....	86
РОЗДІЛ 4	
ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПОПЕРЕДНЬО	
НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПРИ СКЛАДНИХ	
РЕЖИМАХ НАВАНТАЖЕННЯ 87	
4.1. Передумови.....	87
4.2. Моделювання напружено-деформованого стану попередньо	
напруженої балки під час нетривалої дії навантаження на неї.....	88
4.2.1. Врахування зміни навантаження.....	88
4.2.2. Моделювання роботи нормального перерізу під час	
навантаження та його зміни.....	91
4.2.3. Діаграми залежності " σ - ε " для бетону та арматури, що	
використовуються в моделюванні та розрахунку.....	100

4.3. Тимчасова та довготривала міцність залізобетонних, попередньо напружених елементів, що згинаються за нормальним перерізом.....	102
4.4. Визначення та врахування деформацій повзучості бетону залежно від режиму навантаження	103
4.5. Кривизна елемента від дії зовнішнього згинального моменту	106
4.6. Визначення прогину балки від дії зовнішнього моменту та врахування впливу на величину прогину деформацій зсуву	110
4.7. Блок-схема до алгоритму програми.....	111
4.11. ВИСНОВКИ.....	114
РОЗДІЛ 5	
ПРАКТИЧНЕ ВИКОРИСТАННЯ ТА ВПРОВАДЖЕННЯ	
РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ	115
5.1. Приклад розрахунку попередньо напруженої балки	115
5.2. Впровадження результатів дисертаційної роботи.....	123
5.3. Порівняння експериментальних даних та результатів, отриманих за допомогою моделі та їх статистична обробка	123
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ	132
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ.....	134
ДОДАТКИ.....	149

ВСТУП

Актуальність теми. На сучасному етапі становлення народного господарства України, коли йде процес старіння будівельного фонду, значну увагу слід приділяти безпечній експлуатації вже існуючих будівель та споруд при тому, що морально застарілі технології, які існують на сучасних підприємствах, потребують заміни на сучасні. Внаслідок цього може бути змінена робота конструкцій. При таких процесах можливі нестандартні навантаження та довантаження високими рівнями існуючих конструкцій, на момент проведення робіт.

Зміна рівня навантаження може відбутися також при:

- аварійних перевантаженнях;
- зміні технологічного процесу;
- просіданні фундаментів унаслідок підняття рівня ґрунтових вод або інших змін геологічних умов;
- перерозподілі зусиль у рамках за рахунок аварійного стану інших елементів рами.

У сучасних методах проектування залізобетонних конструкцій, у тому числі попередньо напружених елементів, що згинаються, виходячи з умов граничних станів другої групи, реальний експлуатаційний рівень навантаження складає 40-70% від руйнуючого зусилля. Методи проектування не враховують короткочасного довантаження попередньо напружених залізобетонних елементів високими рівнями ($0,8-0,95F_U$).

Виходячи з цієї позиції, виникла необхідність вивчення напружено-деформованого стану попередньо напружених залізобетонних конструкцій залежно від передісторії навантаження та розробки методики їх розрахунку.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Робота виконана за програмою науково-дослідної роботи Полтавського інженерно-будівельного інституту, що фінансується за рахунок державного

бюджету "Розрахунок косозгинаємих залізобетонних елементів за першою і другою групою граничних станів з урахуванням сейсмічних впливів і динамічних навантажень". Наказ Мінвужу УРСР №68 від 31.03.1992 року.

Мета і задачі дослідження: установити вплив нетривалого довантаження до високого рівня на експлуатаційні якості попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються.

Для реалізації поставленої мети необхідно вирішити наступні задачі:

- експериментально-теоретичним шляхом визначити зміну параметрів напружено-деформованого стану поперечного перерізу та їх зміну;
- розробити методику розрахунку міцності, жорсткості та деформативності попередньо напружених залізобетонних елементів, що зазнали нетривалого довантаження до високого рівня;
- шляхом зіставлення експериментальних та теоретичних результатів проаналізувати придатність запропонованої методики.

Наукова новизна одержаних результатів полягає у тому, що:

- експериментально встановлено міцність попередньо напружених елементів, що згинаються, залежно від рівня нетривалої витримки під навантаженням високого рівня;
- запропоновано методику визначення міцності, жорсткості та деформативності попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, та їх придатність до експлуатації;
- розроблено методику розрахунку прогинів попередньо напружених елементів залежно від передісторії навантаження;
- розроблено програму для визначення напружено-деформованого стану нормального перерізу попередньо напруженого елемента, що згинається, залежно від рівня та передісторії навантаження.

Практичне значення одержаних результатів. Запропонована методика розрахунку дозволяє прогнозувати напружено-деформований стан попередньо напружених елементів, що згинаються, а також їх жорсткість, деформативність та

міцність залежно від передісторії та рівня експлуатаційного навантаження. Створена на основі методики розрахунку програма дає можливість оцінити НДС існуючих конструкцій, що зазнали перевантажень.

Особистий внесок здобувача. Результати теоретичних та експериментальних досліджень, пов'язаних із вивченням напружено-деформованого стану попередньо напружених згинальних залізобетонних елементів, що зазнали нетривалого довантаження до високого рівня належать особисто автору дисертації.

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися на 48, 49 та 52 наукових конференціях професорів, викладачів, наукових співробітників, аспірантів та студентів Полтавського державного технічного університету імені Юрія Кондратюка /Полтава 1996, 1997, 2000рр./, а також на міжнародній науково-технічній конференції "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди", яка відбулася в Українській державній академії водного господарства /Рівне 1996р./.

Публікації. За результатами виконаних досліджень опубліковано вісім друкованих праць.

1. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Мироненко В.О. Напружено-деформований стан поперечного перерізу залізобетонних елементів, що згинаються, при змінному режимі навантаження// Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)/Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 2000.- Вип. 5.- С. 122-129.

2. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Альхарірі В. Робота бетону стиснутої зони залізобетонних елементів, що згинаються, при складних режимах навантаження// Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)/Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1998.- Вип. 3.- С. 108-113.

3. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я. Урахування впливу нерівномірності деформацій попередньо напруженої розтягнутої арматури при режимних

навантаженнях та роботі перерізу з тріщинами // Коммунальное хозяйство городов: Науч.-тех. сб. Вып. 23.- К.: Техніка, 2000.- С. 46-49.

4. Шпінталь М.Я. Дискретне моделювання роботи нормального перерізу попередньо напружених залізобетонних балок при складних режимах навантаження// Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: Зб. наук. ст.- Кривий Ріг: Криворізький техн. ун-т, 1998.- С. 240-242.

5. Клименко Є.В. Шпінталь М.Я. Воскобійник С.П. Жорсткість попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, в залежності від історії навантаження// Проблеми теорії і практики залізобетону/ Зб. наук. ст.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1997.- С. 221-222.

6. Клименко Є.В., Шпінталь М.Я., Альхарірі В. Напружено-деформований стан елементів, що згинаються, в залежності від історії навантаження// Матеріали міжнар. наук.-техн. конф. "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди".- Рівне: Укр. дер. акад. водного господарства, 1996.- Ч. 1.- С. 91.

7. Шпінталь М.Я. Воскобійник П.П. К вопросу расчета прочности нормальных сечений плоских железобетонных плит // Проблеми теорії і практики залізобетону/ Зб. наук. ст.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1997.- С. 81-83.

8. Шпінталь М.Я. Про експериментальні дослідження роботи попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються при високих рівнях навантаження// Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: Зб. наук. ст.- Кривий Ріг: Криворізький техн. ун-т, 1998.- С. 237-240.

Структура і обсяг дисертації. Дисертаційна робота складається із вступу, п'ятих розділів, загальних висновків, списку використаної літератури та додатків. Загальний обсяг роботи- 164 стор., із них 94 стор. основного тексту, таблиць 5 на 5 стор., рисунків 42 на 34 стор., 147 найменувань використаної літератури на 15 стор., 5 додатків на 16 стор.

У вступі дано обґрунтування актуальності виконаних досліджень, їхньої наукової новизни та практичної цінності.

У першому розділі за вітчизняними та зарубіжними літературними джерелами, визначено стан питань: теоретичних та експериментальних досліджень роботи елементів, що згинаються, в тому числі попередньо напружених, за нормальним перерізом, а також при складних режимах і високих рівнях навантаження; розвитку дискретного моделювання роботи поперечного перерізу згинальних елементів; деформативності елементів, що згинаються. На основі аналізу літературних джерел були визначені мета та задачі досліджень.

У другому розділі описано конструкція та технологія виготовлення експериментальних зразків, наведена методика проведення досліджень, а також показана конструкція установки для випробовування балок на довготривале навантаження. У цій главі є знімки експериментальних зразків в момент випробовувань.

В третьому розділі наведено аналіз результатів проведених експериментальних досліджень попередньо напружених залізобетонних балок за допомогою графіків, що показують зміну деформацій бетону та арматури, прогинів, часу проходження ультразвукового сигналу в стиснутій зоні бетону при складних режимах навантаження високого рівня з плином часу, а також показано (на фотографіях) характер їх руйнування.

В четвертому розділі приведені теоретичні дослідження напружено-деформованого стану попередньо напружених залізобетонних балок при складних режимах і високих рівнях навантаження. Розроблена методика розрахунку жорсткості та міцності балок. Запропоновано дискретну модель поперечного перерізу балки, в якій горизонтальні ділянки балки працюють на одноосну деформацію і моделюється процес утворення та розвитку тріщин. За допомогою вже відомих та добре вивчених теорій повзучості описано зміну деформацій бетону стиснутої та розтягнутої зон при складних режимах навантаження балок. На основі моделі, та застосовуючи теорію повзучості

пружно-повзучого тіла, в середовищі Turbo Pascal 7,0 написано програму для моделювання напружено-деформованого стану балок залежно від історії навантаження.

У п'ятому розділі наведені приклади розрахунку параметрів напружено-деформованого стану поперечного перерізу експериментальних балок і їх деформативності залежно від передісторії навантаження. Подано обґрунтування впровадження, а також проведена статистична обробка порівняння експериментальних та теоретичних даних і визначена надійність запропонованої методики.

Зроблені **загальні висновки** за результатами експериментально-теоретичних досліджень.

У додатках подано текст програми на мові програмування Pascal, вигляд файлів даних та результатів, а також документи про впровадження результатів експериментально-теоретичних досліджень у виробництво.

РОЗДІЛ 1

ПРО СТАН ПРОБЛЕМИ ТА ЗАДАЧІ ДОСЛІДЖЕННЯ ТРИВАЛОЇ РОБОТИ ЕЛЕМЕНТІВ, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ, ПРИ СКЛАДНИХ РЕЖИМАХ НАВАНТАЖЕННЯ ВИСОКОГО РІВНЯ

1.1. Стан питання дослідження утворення нормальних тріщин

На збереження монолітності залізобетонних конструкцій та безпеку появи в них тріщин вчені та дослідники звернули увагу давно. У зв'язку з цим в 30-ті роки почали виходити вказівки щодо попередження появи тріщин в залізобетонних елементах. В Україні на необхідність таких заходів зазначав Я.В. Столяров [115,116], де він наводить розрахунок визначення моменту утворення тріщин в елементах, що згинаються. Значні розбіжності між теоретичними і експериментальними значеннями моменту утворення тріщин Я.В. Столяров пояснює невивченістю та невизначеністю граничного зусилля розтягу бетону. Проте незважаючи на існуючі недоліки, запропонована ним методика визначення моменту тріщиноутворення, у порівнянні з "класичною" теорією залізобетону, була значним кроком вперед.

Подальше застосування в будівництві залізобетонних конструкцій в той час показало, що необхідно невідкладно проводити дослідження, та опрацьовувати методику розрахунку появи та розкриття тріщин, на виняткову важливість яких вказував О.О. Гвоздєв [28,30,35]. Вирішення цього питання необхідно також і для розрахунку за деформаціями. На цю обставину вперше звернув увагу В.І. Мурашов, який в 1940р. запропонував загальну теорію розрахунку жорсткості та тріщиностійкості залізобетону [78].

Формулу визначення моменту утворення тріщин для залізобетонних елементів, що згинаються, прямокутного перетину В.І. Мурашов [79] отримав з

рішення рівнянь рівноваги статички за умови, що епюра напружень бетону в стиснутій зоні перетину трикутна, а в розтягнутій- прямокутна, і що граничний розтяг бетону не залежить від наявності арматури.

Г.Д. Ціскрелі [127] навпаки вважав, що при визначенні моменту тріщиноутворення на граничний розтяг бетону впливають модуль поверхні арматури і відсоток армування. Запропонована ним формула визначення моменту утворення тріщин, у порівнянні з методикою В.І. Мурашова, дає завищення значень моменту утворення тріщин до 40%.

Експериментальні дослідження Я.М. Немировського [82] показали, що теоретичні значення моменту тріщиноутворення, розраховані за методикою В.І. Мурашова, дають завищення значень порівняно з експериментальними даними і ще більше за методикою Г.Д. Ціскрелі [127]. Таке розходження автор пояснює наявністю усадочних тріщин та температурно- воложистим режимом твердіння бетону. Я.М. Немировський також зробив висновок, що відсоток армування впливає на граничний розтяг бетону, і що наявність арматури затримує розкриття тріщин.

Застосування в будівництві попередньо напружених залізобетонних елементів ще більш гостро поставило питання про розробку методики розрахунку за утворенням нормальних тріщин. Вперше в СРСР такі експериментально теоретичні дослідження виконані В.В. Михайловим [74,75]. Отримані ним формули визначення моменту утворення тріщин були трудомісткими і не зручними в практичному використанні. Для полегшення розрахунків В.В. Михайлов [75,76] пропонує використовувати таблиці та номограми. Деякі спрощення рішення цього завдання зробив А.А. Тамарін [117], але і він не зміг обійтися без таблиць і графіків.

Для усунення зазначених недоліків О.О. Гвоздєв та С.А. Дмитрієв [33], базуючись на засадах опору матеріалів пружних тіл, вперше запропонували спосіб визначення моменту тріщиноутворення за допомогою ядрових моментів. Запропонована і математично проаналізована ними формула визначення моменту

утворення тріщин не тільки отримала фізичний зміст, але і добре узгодилась з експериментальними даними. Цю методику розрахунку вони також розповсюдили і на залізобетонні елементи, які працюють на позацентровий стиск чи розтяг.

Починаючи з середини 50-х років ще ширше та всебічно проводяться експериментально-теоретичні дослідження роботи залізобетонних елементів в момент утворення нормальних тріщин. В цей період з'являється багато праць, присвячених не тільки дослідженню впливу різноманітних чинників на зміну моменту утворення тріщин [44,48,52,70,72 та ін.], але і спрощенню методики розрахунку [11,13,45,91,106 та ін.]. Так, наприклад, П.Л. Пастернак та Е.О. Сигалов [90,91] пропонували прийняти прямокутну епюру напружень бетону не тільки в розтягнутій, а також і в стиснутій зоні перетину. Така заміна давала дещо занижені значення у порівнянні з експериментальними даними.

О.С. Залесов [52] пропонував епюру напружень бетону стиснутої зони прийняти трапецієвидною, що забезпечувало плавний перехід до трикутної епюри для залізобетонних елементів зі звичайною арматурою. Проте запропонована ним методика розрахунку трудомістка в практичному використанні.

М.С. Метелюк та Г.А. Добровщенко [72] досліджували питання про вплив величини поперечних розмірів перетину та усадочних тріщин на момент тріщиноутворення.

Л.П. Макаренко та Г.О. Фенко [70], на підставі аналізу експериментальних даних тривалого обтиску бетону прийшли до висновку, що при розрахунку на тріщиностійкість попередньо напружених залізобетонних елементів необхідно враховувати пониження міцності бетону на розтяг (R_{bt}).

Аналізуючи різні методики розрахунку залізобетонних елементів в разі плоского напруженого стану за утворенням тріщин, бачимо, що жодна з них не була такою простою, де мав би місце певний фізичний зміст, як спосіб розрахунку за ядровими моментами. Тому він був включений в СНиП II-B 1-62 і

викладений без істотних змін в зараз діючих нормах та вказівки щодо проектування. [108,109,113,114].

Аналогічні експериментально теоретичні дослідження проводилися зарубіжними ученими та дослідниками [65,136,140,141,142 та ін.].

1.2. Прогини залізобетонних елементів

Необхідність розрахунку залізобетонних елементів за деформаціями виникла тоді, коли в елементах залізобетонних конструкцій почали застосовувати попередньо напружену арматуру та матеріали підвищеної міцності.

Вперше це актуальне питання вирішив В.І. Мурашов ще в 1940р. На основі експериментально теоретичних досліджень він запропонував принципово новий засіб оцінки переміщень залізобетонних елементів [78,79]. Заслуга В.І. Мурашова в вирішенні цього завдання заключається тому, що він поклав в основу розрахунку близький до фактичного напружено-деформований стан залізобетонного елемента і виявив істотний вплив утворення тріщин на жорсткість елемента та вперше пов'язав ці питання в одне.

Проте перша перевірка визначення прогинів за теорією В.І. Мурашова показала, що їх значення дещо перевищують експериментальні і що точність їх визначення в значній мірі залежить від точності обчислення параметрів ψ_s (коефіцієнт, що враховує вплив розтягнутого бетону на ділянці з тріщинами на роботу розтягнутої арматури), ν (коефіцієнт що характеризує пружно-пластичні властивості стиснутого бетону) і X_m (середня висота стиснутої зони бетону). Цей факт надалі визначив напрям експериментально-теоретичних досліджень і розробки методики визначення вказаних величин.

Дослідженням ψ_s , ν , X_m від різноманітних факторів (значення та характеру зміни навантаження, розмірів поперечного перетину елемента, впливу розтягнутого бетону над тріщиною та між ними, кількості, виду та профілю арматури, нерівномірності зміни деформацій стиснутого бетону в перетині з

тріщиною між ними та ін.) займалися Я.М. Неміровський [82,83,84,85,86], М.С. Метелюк [71,72], В.С. Рокач [107], В.П. Чайка [128], В.А. Чижик [129], О.А. Коковін [64], Г.М. Ремінець [103], Н.М. Мулін [80,81] та ін.

Проте, до початку 60-х років не вивчався і не враховувався вплив на зміну цих величин зусилля попереднього обтиску [78,79,82,83]. Це пояснюється тим, що до середини 50-х років при експлуатаційних навантаженнях в попередньо напружених залізобетонних елементах не допускали утворення тріщин, а прогини визначали в пружній стадії із урахуванням невеликого розвитку непружних деформацій в бетоні.

Рекомендації щодо розрахунку таких елементів за деформаціями були розроблені в 1955р. та включені в СН 10-5. В них прогин попередньо напружених залізобетонних елементів після утворення тріщин пропонували визначати як для елементів з звичайною арматурою. Проте С.А. Дмитрієв на основі експериментально-теоретичних досліджень [44,45] вперше показав, що такий підхід до розв'язку цієї задачі був принципово невірним і що попередньо напружена арматура значно впливає на жорсткість залізобетонних елементів.

На основі цих досліджень, зберігши основні положення теорії В.І. Мурашова, була розроблена (під спільним керівництвом при безпосередній участі О.О. Гвоздєва) і включена в СНиП II-V I-62 методика розрахунку залізобетонних елементів за деформаціями. Але оскільки при визначенні прогинів залізобетонних елементів після утворення тріщин за методикою СНиП II-V.162 існують розходження з експериментальними даними і вона залишилась трудомісткою в практичному використанні, то в 60-ті та на початку 70-х років це питання привертає увагу дослідників. При рішенні завдання вони не тільки вивчали вплив різноманітних факторів на зміну коефіцієнтів ψ_s , n , μ , ψ_b , ν , ξ [64,66,80,85,103,107,121 та ін.] і на жорсткість елементу в цілому [20,39,57, 64,66,67,84,89 та ін.], але і пропонували спрощення формул та методики визначення прогинів [20,54 та ін.]. Так С.Ю. Цейтлін [125,126] зазначив, що наявність тріщин в стиснутій зоні від зусилля попереднього обтиску збільшує

прогин залізобетонних елементів. Аналогічний висновок зроблений Т.Ф. Гордєєвою [39], але тільки від дії повторних статичних навантажень. Особливо багато було виконано експериментально теоретичних досліджень в СРСР і за кордоном з вивчення впливу на зміни прогинів тривалої дії навантаження [20,37,57,83,89, 110,118,120,121,122,135,137,138,139,143,144,145,146,148 та ін.].

Це трудомістка і практично складна задача, в якій врахування впливу лише основних факторів на зміну деформацій при теоретичних дослідженнях викликає великі труднощі, широко та всебічно почали вивчати тільки з середини 50-х років. Перші дослідження показали, що на зміну прогинів в часі особливо впливають усадка і повзучість бетону. Виходячи з цього, багато які дослідники будували теорію розрахунку за деформаціями від тривалої дії навантаження (Й.І. Уліцький [120,121,122], О.Б. Голишев [38,120], М.С. Метелюк [71, 121], В.М. Бондаренко [20], Я.Д. Лівшиць [67,68], І.Є. Прокопович [99,101] та ін.). Найпростіше вирішили це завдання О.О. Гвоздев, С.А. Дмитрієв і Я.М. Неміровський [29,34,36]. Вплив тривалої дії навантаження на зміну прогинів залізобетонних елементів вони запропонували враховувати до утворення тріщин коефіцієнтом C , а після їх утворення коефіцієнтами ψ_s , ν . Так як цей спосіб найбільш простий і нетрудомісткий в практичному використанні, а теоретичне значення прогинів задовільно узгоджуються з експериментальними даними, то він і був включений в норми [112]. Розробкою методів приблизного розрахунку залізобетонних елементів за деформаціями після утворення тріщин як від короткочасної, так і від тривалої дії навантаження займалися І.К. Білобров [18], Ю.Н. Покровський [95], К.В. Санников [110], С.Ю. Цейтлін [125], О.С. Залесов В.В. Фігаровський і Л.Л. Леміш [55,54] та ін. При вирішенні цього завдання були запропоновані різноманітні методиками. Так О.С. Залесов, В.В. Фігаровський і Л.Л. Леміш, аналізуючи графіки залежності кривизни від згинаючого моменту обчислених за методикою СНиП [112,113,114], запропонували її визначати за формулами [54]:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M - K_2 b h^2 R_p^H}{K_1 E_a F_a h_0^2}; \quad (1.1)$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{1}{E_a F_a h_0^2} \left(\frac{M_{Kp}}{K_{1Kp}} + \frac{M_{Bo} - K_{2Bo} b h^2 R_p^H}{K_{1Bo}} \right); \quad (1.2)$$

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M - K_2 b h^2 R_p^H - K_3 N_0 e_1}{K_1 E_a F_a h_0^2}; \quad (1.3)$$

$$\frac{1}{\rho} = \left[\frac{M_{жср}}{K_{1жср}} + \frac{M_{Bo} - K_{2Bo} b h^2 R_p^H - K_{3Bo} N_0 e_1}{K_{1Bo}} \right] \frac{1}{E_a F_a h_0^2}. \quad (1.4)$$

Уточнені значення коефіцієнтів K_1 , K_2 і K_3 (отримані за допомогою ЕОМ) автори рекомендують визначати за таблицями залежно від форми перетину, характеру дії зовнішнього навантаження і значення параметрів γ, γ' , які враховують характеристики форми перерізу. Так, ця методика є спрощенням методики норм [113], тому вона включена в керівництва по проектуванню залізобетонних елементів [109].

Методика СНиП 2.03.01-84*, розрахунку залізобетонних елементів за деформаціями має ваду. Вона полягає в тому, що в момент утворення тріщин функція прогинів має розрив, тобто значення прогину, розрахованого за двома різноманітними формулами до і після утворення тріщин, не співпадають.

Для виправлення вище вказаних недоліків в методику розрахунку були введені зміни. Значної зміни зазнав розділ СНиП 2.03.01-84*, присвячений визначенню кривизни елементів на ділянках з нормальними тріщинами в розтягнутій зоні. Метод розрахунку, покладений в основу внесених змін, на відміну від в достатній ступені емпіричного підходу норм, [60,96,102] базується

на реальному напружено-деформованому стані елемента на стадії навантаження, що розглядається і врахуванні закономірностей його зміни з часом, зокрема: приймається трикутна еюра в бетоні стиснутої зони над нормальною тріщиною; висота стиснутої зони визначається за формулою

$$x = \varphi_{\xi}(\varphi_s + \varphi_f + \varphi_n)h_0, \quad (1.5)$$

яка знаходиться з спільного рішення рівняння рівноваги згинальних моментів, поздовжніх сил і умови деформування, обгрунтованого на гіпотезі плоских перерізів; тривала повзучість стиснутого бетону враховується на основі технічної теорії повзучості за допомогою коефіцієнта φ_{b2} , який замінює нормативний коефіцієнт ν , кількісні значення якого мають низьку достовірність. При цьому, кривизна елемента визначається за розтягнутою зоною за допомогою формули

$$\frac{1}{r} = \frac{M\psi_s}{zA_sE_s(h_0 - x)} - \frac{N_{tot}\psi_s}{A_sE_s(h_0 - x)}, \quad (1.6)$$

як відношення середніх відносних деформацій арматури розтягнутої зони до відстані від нейтральної осі до центру мас арматури.

В плані врахування впливу тривалої повзучості бетону значно розширений діапазон чисельних значень коефіцієнта φ_{b2} , які отримані на основі аналізу і узагальнення великого масиву дослідних даних за параметрами усадки і повзучості бетону. Це дозволило більш обгрунтовано враховувати вплив вологості навколишнього середовища, класу бетону і інших факторів.

На велике значення розрахунків на прогин, при реконструкції споруд, вказує О.Л. Шагін [104].

1.3. Про деформативність бетону (залізобетону) при високих рівнях навантаження (нелінійна повзучість)

Як відомо, деформації повзучості бетону нелінійно залежать від діючих напружень починаючи з самих низьких їх рівнів, а при величині, що складає приблизно половину призмової міцності бетону стає, суттєво нелінійною [1,2,3,4,61].

Нелінійна теорія залізобетону інтенсивно розробляється в останні 30-40 років. В постановці основних задач можна виділити два підходи.

В роботі В.М. Байкова [12] та його послідовників приймається нелінійна діаграма $\sigma - \varepsilon$. Рівняння зв'язку розв'язано відносно напружень, і в нього явно не входить час. Часто розглядаються діаграми $\sigma - \varepsilon$ з вниз спадаючою ділянкою різних обрисів в залежності від швидкості вимушеного деформування. Очевидно, такий підхід найбільш зручний при описанні короткочасних дій високого рівня. При тривалих деформаціях ступінь приближення при використанні діаграми $\sigma - \varepsilon$ в такому вигляді поки що залишається неясною.

При іншому підході процес деформування в бетоні описується нелінійними інтегральними рівняннями зв'язку деформацій та напружень, тобто розвиваються концепції нелінійної теорії повзучості в класичній постановці [6,20,100,123,124,147].

В монографії Н.Х. Арутюняна [6] приведені залежності, що виражають зв'язок між напруженнями та деформаціями повзучості в нелінійній області з урахуванням старіння та спадковості, і подано вирішення деяких задач нелінійної теорії повзучості.

Використовуючи гіпотезу про афінну подібність кривих повзучості автор прийняв функцію напружень у вигляді наступної степеневі залежності [6]

$$\varphi(\sigma) = \sigma + \beta\sigma^2 \quad (1.7)$$

Рівняння типу (1.8) було запропоноване Н.Х. Арутюняном [6] для описання повзучості бетону при великих напруженнях. Значення миттєвого модуля пружності $E(t)$ та функції $\psi(t, \tau)$, $\varphi(\tau)$ (міри повзучості) ним були прийняті такі ж як в лінійному законі для малих напружень, тобто за формулами (1.10) (1.11) (1.12)

$$E(t)\varepsilon(t) = \sigma(t) + \int_{t_0}^t \sigma(\tau)K_1(t, \tau)d\tau + \int_{t_0}^t f[\sigma(\tau)]K_2(t, \tau)d\tau, \quad (1.8)$$

$$\text{де } K_1(t, \tau) = \frac{E(t)E'(\tau)}{E^2(\tau)}; \quad K_2(t, \tau) = -E(t)\frac{\partial\psi(t, \tau)}{\partial\tau}, \quad (1.9)$$

$$\psi(t, \tau) = C(t, \tau) = \varphi(\tau)[1 - e^{-\gamma(t-\tau)}], \quad (1.10)$$

$$E(t) = E_0(1 - \beta e^{-\alpha t}), \quad (1.11)$$

$$\varphi(\tau) = C_0 + \frac{A}{\tau}. \quad (1.12)$$

Великий вклад у вивчення повзучості при високому рівні напружень як в експериментальному так і в теоретичному плані внесений роботами П.І. Васильєва [2, 21,22,23,24].

Поведінка бетону вивчалася, в основному, в границях невеликих термінів випробовувань, коли зміною характеристик можна було знехтувати. На основі експериментів, описаних в [21,23] можна зробити наступні важливі висновки:

1. Миттєві деформації при первинному завантаженні можна вважати лінійними, аж до моменту руйнування.

2. Залежність між напруженнями та деформаціями повзучості при стиску нелінійна і стає суттєво нелінійна при $\sigma > 0,4 R_b$.

3. В межах відносно невеликих змін віку бетону криві повзучості для різних напружень можуть бути отримані на кривій повзучості при одиничному напруженні шляхом множення останньої на множник $\varphi(\sigma)$, який являє собою

функцію напружень. Іншими словами, підтверджується гіпотеза афінної подібності.

4. При ступеневому та монотонному рості напружень підтверджується принцип накладання деформації повзучості.

5. Зв'язок між напруженнями та деформаціями повзучості при розтягу близький до лінійного практично при будь-якому рівні навантаження.

На основі отриманого експериментального матеріалу П.І. Васильєв запропонував залежності для монотонної і немонотонної зміни напружень для випадку повної та часткової зворотності деформацій повзучості при розвантаженнях, а також допущення їх повної незворотності.

В результаті обробки експериментальних даних для наближеного аналітичного виразу функції $\varphi(\sigma)$, автором [23] рекомендовані залежності показникового типу

$$\varphi(\sigma) = B\sigma + \frac{A}{a}(e^{a\sigma} - 1), \quad (1.13)$$

або степеневого

$$\varphi(\sigma) = K\sigma + A_1\sigma^n, \quad (1.14)$$

де B , A , a , K , A_1 параметри, що підбираються за експериментальними кривими,

σ -відносне напруження в бетоні.

Ряд задач нелінійної теорії повзучості був вирішений Й.І. Улицьким на основі теорії старіння, яка дозволяє отримати рішення в порівняно простій замкнутій формі.

При цьому припущення про паралельність кривих повзучості для напружень, прикладених в різному віці, прийнята в теорії старіння для лінійної області, була поширена автором і на нелінійну область. Функція напружень приймалася у вигляді степеневі залежності (1.14).

Для вироблення рекомендацій про величину параметра нелінійності β автор вивчив результати багатьох дослідів, на основі яких були зроблені висновки про

те, що на величину β попри вік бетону впливають рівень напружень і величина міцності бетону. Була запропонована таблиця наближених значень параметра нелінійності, який залежить від віку бетону, його кубикової міцності і величини відносних напружень.

Й.І. Уліцький відмічає, що з плином часу після навантаження нелінійність деформацій повзучості зменшується і деякий момент часу нелінійна повзучість переходить в лінійну. Останнє формулювання являється неточним, оскільки встановлення лінійності приросту деформацій не означає встановлення лінійної залежності між самими деформаціями повзучості та напруженнями [2].

Велике значення в теоріях повзучості має питання про зворотність деформацій повзучості при розвантаженні. За сучасними уявленнями питомі деформації повзучості при високих напруженнях можна представити у вигляді суми її лінійної та нелінійної складової [2]

$$C(\sigma, t, \tau) = C(t, \tau) + C_H(\sigma, t, \tau). \quad (1.15)$$

Тоді лінійна складова деформацій повзучості може вважатися повністю зворотною при розвантаженні, а нелінійна складова повністю, або по крайній мірі в значній своїй частині являється незворотною, що і підтверджується в дослідях [3,7]. Таким чином, деформації пружної післядії практично можна вважати лінійно залежною від напруження.

Вище під незворотними деформаціями повзучості слід розуміти незворотні деформації, не пов'язані із старінням бетону, названі за пропозицією О.О. Гвоздєва незворотні деформації першого роду [31,32].

Під керівництвом О.О. Гвоздєва була виконана робота Н.І. Катіна [61], в якій досліджувалося деформування бетону при високих відносних напруженнях як при стиску, так і при розтягуванні. Автор [61] прийшов до висновку, що з плином часу ступінь нелінійності зменшується, причому її зниження протікає більш інтенсивно при завантаженні бетону в більш молодому віці, але

спостерігається і в старого бетону. Криві деформацій повзучості перестають бути афінно подібними, внаслідок чого пропонуються залежності для деформацій повзучості з урахуванням зменшення нелінійності з часом.

Й.І. Уліцький аналізуючи результати дослідів Катіна, наводить дані про те, що при використуванні функції напруження з середніми значенням параметра нелінійності досягається не гірша апроксимація експериментів, ніж на основі набагато більш складної залежності Н.І. Катіна.

Існують і інші пропозиції для апроксимації дослідних кривих при різних рівнях напружень, що ґрунтуються на використанні двох або декількох функцій напружень, і які відрізняються різним ступенем складності [7].

Можна вважати, що, використання залежностей, побудованих на основі принципу накладання гіпотези афінної подібності, при незначному старінні є прийнятним для розробки практичних способів розрахунку бетонних та залізобетонних конструкцій.

Вплив деформацій повзучості на напружено-деформований стан залізобетонних елементів, що працюють з тріщинами в розтягнутій зоні, досліджувалися в роботах В.М. Бондаренко, Г.Д. Вишневецького, Т.К. Ігнатенко, В.Н Гусакова, М.М. Манукяна, В.М. Оплачко, І.Є. Прокоповича, І.І Темнова, Й.І. Уліцького та деяких інших авторів.

Рішення задач про розрахунок напружень і деформацій залізобетонних згинальних і позацентрово стиснутих (з великим ексцентриситетом) елементів як при лінійній, так і при нелінійній повзучості містились в роботах Й.І. Уліцького [119]. Вирішуючи задачу в рамках лінійної повзучості, автор виходить з наступних припущень:

- 1) момент навантаження на протязі всього періоду експлуатації допускається справедливою гіпотеза плоских перерізів (для середніх деформацій бетону і арматури на ділянках між тріщинами);

- 2) в перерізі з тріщинами приймається трикутна епюра напружень в стиснутій зоні бетону; з плином часу трикутна форма епюри зберігається;

3) робота бетону на розтяг над тріщиною не враховується.

При розгляді поставленої задачі в області нелінійної повзучості автор виходить із прямокутної епюри стискаючих напружень на протязі всього періоду спостережень.

Приймаючи передумову про постійність модуля деформації і афінної подібності кривих повзучості на базі теорії старіння вдається отримати рішення в замкнутому вигляді, які в рамках сформульованих припущень є точними.

Необхідно зазначити, що припущення про збереження лінійної форми епюри напружень в стиснутій зоні вносить деякі похибки. Дійсно, враховуючи деформації повзучості здійснюються тільки на основі спадаючих напружень (у верхній кромці стиснутої зони перерізу), в той час як напруження в волокнах, розміщених ближче до нейтральної осі, збільшуються. При напруженнях, що збільшуються, розрахунок деформацій повзучості за теорією старіння приводить до результатів, що не знаходять експериментального підтвердження.

Тим більше проведені під керівництвом Й.І. Уліцького дослідження [121,120] підтверджують зроблені на основі розрахунків висновки про збільшення висоти стиснутої зони перерізу, при чому більш інтенсивно при нормальних відсотках армування, ніж при малих, і при збільшенні напружень в розтягнутій арматурі з плином часу. І.Є. Прокоповичем [98] та І.І. Темновим [118] розроблений спосіб розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонних елементів на основі теорії пружно-повзучого тіла (при лінійній залежності між напруженнями та деформаціями). На протязі всього періоду розрахунку умовно приймається прямокутна форма епюри в стиснутій зоні, гіпотеза плоских перерізів вважається справедливою для середніх деформацій на ділянках між тріщинами. Отримане при таких припущеннях нелінійне інтегральне рівняння є дуже складним, тому шукається наближене вирішення (в припущенні, що висота стиснутої зони в перерізі з тріщиною дорівнює середній висоті стиснутої зони) методом Н.М. Крилова-Н.Н. Боголюбова. Інтервал часу, що розглядається, розбивається на

N відрізків, і значення невідомого визначається послідовно в кінці кожного відрізка.

Аналогічний метод розрахунку при нелінійній залежності деформацій повзучості від напружень використовує В.М. Оплачко [88,89]. Вважається, що в стиснутій зоні бетону розвиваються пружні, пластичні деформації та деформації повзучості. До пластичних деформацій відносяться непружні деформації в період короткочасного навантаження, тобто швидконаслідуючі деформації повзучості (за термінологією [2]). Автор [89] вивчає вплив форми епюри напружень на зміну напружено-деформованого стану елемента, що згинається. Проведено співставлення результатів розрахунків при прямокутній та трапециподібній формах епюр. При цьому виявлено, що, якщо на зміну висоти стиснутої зони та кривизни елемента форма епюри впливає мало (різниця не більше 5%), то вплив на величину напружень виявляється більш значним. Так при передумові про розподіл напружень в стиснутій зоні за законом прямокутника напруження в арматурі стає вищим майже на 10%, а в бетоні нижчим приблизно на 20%, ніж за розрахунком з трапециподібною формою епюри.

В.М. Оплачко в роботі [89] при різних рівнях навантаження $\frac{\sigma}{R_{np}} = 0,5$;

$\frac{\sigma}{R_{np}} = 0,8$; та $\frac{\sigma}{R_{np}} = 0,9$ пропонує, описувати деформації повзучості виразом (1.16)

$$\varepsilon_{II}(t, \tau) = F[\sigma_0]C(t, \tau), \quad (1.16)$$

де $C(t, \tau)$ прийнято за [4]

$$C(t, \tau) = \varphi(\tau) - \psi(t) \cdot \left[\frac{e^{\gamma\tau} - A_2}{e^{\gamma t} - A_2} \right] - \Delta(\tau)e^{-\alpha(t-\tau)}; \quad (1.17)$$

$$\varphi(\tau) = A_1 + A_3 \cdot e^{-\nu_1\tau} + A_4^{-\nu_2\tau};$$

$$\Delta(\tau) = B_1 + B_2 e^{-\nu_4\tau}; \psi(t) = \varphi(\tau) - \Delta(\tau).$$

Функція напружень прийнята наступним чином.

$$F[\sigma_0] = \beta_0 \sigma_0 + \beta \sigma_0^2. \quad (1.18)$$

Величини β_0 та β підбиралися з обробки експериментів.

В.М. Бондаренко також виходить із нелінійної залежності від напружень як для деформацій повзучості, так і для пружно-миттєвих деформацій [20]. Автор відказується від диференційної оцінки деформацій і напружень в кожній точці перерізу і вводить поняття інтегрального модуля деформацій, що дає можливість приводити задачі неоднорідних елементів до відповідних однорідних задач. Для опису деформування В.М. Бондаренко використовує лінеаризацію за мінімумом m - моментного відхилення нелінійних характеристик деформування в різних точках по висоті перерізу стержня. Запропонована в [20] загальна формула інтегрального модуля може описати як окремі випадки практично всі види напруженого стану елемента.

В.М. Бондаренко вважає, що внутрішня статична невизначеність залізобетонних елементів з тріщинами, приводить до того, що з плином часу в сильно армованих елементах відбувається збільшення висоти стиснутої зони бетону, а в слабо армованих елементах, де жорсткість розтягнутої зони, внаслідок збільшення коефіцієнта ψ_a , зменшується інтенсивніше, ніж стиснутої, висота стиснутої зони зменшується.

До недоліків методу інтегрального модуля слід віднести те, що він не враховує перерозподілу напружень по перерізу (значення напружень в окремих точках даються заданою раніше функцією фібрових напружень). Викликає сумнів доцільність ускладнення методики введенням нелінійної залежності пружно-миттєвих деформацій від напружень. Експерименти показують, що ця залежність є практично лінійною в усьому діапазоні зміни напружень [2].

В роботі Г.Д Вишневецького та Т.К. Ігнатенка [27] запропонований оригінальний спосіб розрахунку напружено-деформованого стану елементів, що згинаються, з урахуванням нелінійної повзучості, яка ґрунтується на

використанні "фокальних координат", знайдених для нелінійно-спадкової звичайної релаксації. Спосіб дозволяє вести розрахунок без дискретизації за часом періоду дії навантаження. Розв'язок знаходиться методом послідовних наближень, при чому вже три- чотири наближення дають задовільну відповідність з результатами дослідів.

Для розрахунку згинальних та позацентрово-стиснутих елементів В.Н. Гусаковим був застосований кроковий варіант методу пружних рішень [42, 43] названий автором способом ступеневої зміни висоти стиснутої зони. Метод дозволяє отримати перерозподіл напружень в будь якій точці стиснутої зони перерізу. Відповідні формули виписані автором окремо для випадку збільшення та зменшення з часом висоти стиснутої зони. Питання про те, який випадок має місце в дійсності і які формули слід використовувати, при такій постановці повинно бути вирішене наперед, до виконання розрахунку, що являє собою штучне зниження, загальності методу.

Прогинами залізобетонних балок при тривалому навантаженні високої інтенсивності, рівень навантаження яких складав $0,82M_u$, займався І.П. Новотарський [87], де він приймає функцію напружень;

$$F(\sigma) = \sigma + \beta\sigma^2, \quad (1.19)$$

де $\beta=0,001676$ -константа отримана при апроксимації експериментальних даних.

Повзучість бетону стиснутої зони враховується шляхом введення характеристики повзучості φ_t , отримані при центральному стисненні призми.

Прогини пропонується вираховувати по середньому теоретичному прогині;

$$f_{теор} = \frac{f_{теор}^{трик} + f_{теор}^{прям}}{2}, \quad (1.20)$$

де $f_{мер}^{трик}$ - прогини пораховані при трикутній епюрі напружень в стиснутій зоні бетону,

$f_{теор}^{прям}$ - прогини пораховані при прямокутній епюрі напружень в стиснутій зоні бетону.

В публікації [130] автори наводять результати експериментів в яких попередньо напружені балками зазнавали малоциклового навантаження високого рівня ($\eta = M_{\eta, N} / M_u^{OH} = 0,76$). За результатами проведених експериментів зроблено висновок, що на перших циклах конструкція не відповідає вимогам жорсткості та тріщиностійкості, а на десятому— міцності.

1.4. Деформації повзучості бетону (залізобетону) при складних режимах навантаження

Не дивлячись на значне число робіт, що присвячені дослідженню нелінійній теорії повзучості, ряд важливих її особливостей вивчені не досить. Особливо, малочисельні експериментальні дані, які обґрунтовують можливості застосування принципу накладання дій та існуючих різновидів нелінійної теорії повзучості для описання деформацій старіючого бетону при складних режимах його навантаження.

Вирішенням цієї проблеми присвячені наукові праці наступні автори. С.В. Александровський в [4] робить висновок, що чіткої межі, яка відділяє область лінійної та нелінійної повзучості, не існує і слід говорити про умовну межу. Автор пропонує для апроксимації кривих питомих деформацій повзучості $C(\sigma, t, \tau)$ прийняти:

$$C(\sigma, t, \tau) = C_{\min}(t, \tau) + C_H(\sigma, t, \tau), \quad (1.21)$$

де $C_{\min}(t, \tau)$ - лінійна складова питомих деформацій повзучості визначається при дуже низьких рівнях напружень;

$C_H(\sigma, t, \tau)$ - нелінійна складова деформацій повзучості являє собою різницю між експериментальними величинами повних питомих деформацій повзучості при різних рівнях напружень.

При складних режимах навантаження (ступенево-змінні напруження стиску) співставлення експериментальних величин деформацій повзучості та повних деформацій зразків з теоретичними проводились на основі наступних варіантів нелінійної теорії повзучості бетону:

1. Обидві складові питомих деформацій повзучості $C_{\min}(t, \tau)$ та $C_H(\sigma, t, \tau)$ записувати на основі теорії пружно-повзучого тіла.

2. Обидві функції $C_{\min}(t, \tau)$ та $C_H(\sigma, t, \tau)$ записуються в формі теорії старіння, тобто приймаються незворотними при розвантаженнях зразків.

3. Функція $C_{\min}(t, \tau)$ записується на основі теорії пружно- повзучого тіла, а функція $C_H(\sigma, t, \tau)$ на основі теорії старіння. При цьому мається на увазі, що нелінійна складова деформацій повзучості незворотна при розвантаженнях зразків, а лінійна-повністю зворотна з урахуванням старіння.

4. Складова $C_{\min}(t, \tau)$ приймається на основі теорії пружно- повзучого тіла, а в функції $C_H(\sigma, t, \tau)$ деяка частина записується в формі теорії старіння решту частина- в формі теорії пружно- повзучого тіла. При цьому мається на увазі, що нелінійна складова деформацій повзучості з урахуванням старіння лише частково зворотна при розвантаженнях.

Варіант нелінійної теорії повзучості описаний в пункті 4 автор пропонує визначати наступними формулами:

$$\begin{aligned} \varepsilon(t) = & \frac{\sigma(t)}{E(t)} - \int_{\tau_1}^t \sigma(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} + C_{\min}(t, \tau) \right] d\tau - \\ & - \int_{\tau_1}^t f[\sigma(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau, \tau_1) d\tau, \end{aligned} \quad (1.22)$$

де $C_{\min}(t, \tau)$ має вигляд

$$C_{\min}(t, \tau) = \varphi(\tau) - \psi(\tau) \frac{e^{\gamma\tau} - A_2}{e^{\gamma t} - A_2} - \Delta(\tau)e^{-\alpha(t-\tau)}, \quad (1.23)$$

а

$$C_H(t, \tau, \tau_1) = \psi_H(\tau) \left[1 - \frac{e^{\gamma_H \tau} - A_{2H}}{e^{\gamma_H t} - A_{2H}} \right] + \delta_H(\tau) \left[1 - e^{-\alpha_H(t-\tau)} \right] + \\ + \delta_H(\tau_1) \left[e^{-\alpha_H(\tau-\tau_1)} - e^{-\alpha_H(t-\tau_1)} \right], \quad (1.24)$$

при цьому

$$\delta_H(\tau) = \frac{\Delta_H(\tau)}{2}. \quad (1.25)$$

В своїй роботі [15] А.Я. Барашиков пропонує задавати ступеневу зміну навантаження за допомогою функції Хевісайда

$$P(t) = \sum_{k=0}^n P_k [u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1})], \quad (1.26)$$

або за допомогою δ - функції Дірака

$$P(t) = \sum_{k=0}^n \delta[t - \tau_k]. \quad (1.27)$$

Повні деформації або напруження можуть бути представлені у вигляді;

$$\sigma(t) = \sigma_0 \Omega(t) + \sigma_{OD}(t); \quad (1.28)$$

$$\varepsilon(t) = \varepsilon_0 \Omega(t) + \varepsilon_{OD}(t), \quad (1.29)$$

де σ_0, ε_0 - пружно миттєві напруження або деформації, що визвані дією навантаженням P_0 ;

$\sigma_{0D}, \varepsilon_{0D}$ - додаткові напруження або деформації, що визвані дією тільки реологічними факторами при навантаженні P_0 та залежать від виду навантаження;

$\Omega(t)$ - будь яка функція зміни навантажень.

Автори публікацій [8,9,10] вказують, що під дією тривалого стиску в діапазоні $0 < \eta < 0,82$ спостерігається збільшення міцності бетону при наступному короткочасному стисненні, тобто тривало навантажений бетон твердіє більш інтенсивно і в згаданих межах η має міцність більшу, ніж ненавантажений.

У [10] описано експериментальні дослідження балок з попередньо напруженою арматурою на малоциклове навантаження високого рівня $\eta = M_{max}/M_U = 0,92 \dots 0,98$. Визначено, що межа малоциклової втомленості досліджених балок складає 0,891.

Роботу звичайних балок, при нетривалому довантаженні до високих рівнів, вивчали Є.В. Клименко та В. Альхарірі. В статтях [62,63] автори зазначають, що в непереармованих конструкціях їх стан залежить не тільки від рівня навантаження, але і від рівня стискаючих напружень в бетоні. При оцінці напружено-деформованого стану дане явище рекомендується оцінювати відношенням ξ/ξ_R . При цьому приймалося, що залежність міцності від часу навантаження в основному зв'язана з закономірностями росту тріщин, що з'явилися раніше, а не з появою нових. Для опису деформацій повзучості, бетону стиснутої зони, запропоновано використовувати теорію пружно-повзучого тіла.

Вплив нетривалого довантаження, до високого рівня, на залізобетонні балки із звичайним армуванням, що згинаються, вивчав Альхарірі В.А. [5]. Ним для врахування деформацій повзучості, при витримці під навантаженням високого рівня, запропоновано використовувати теорію пружно- повзучого тіла. Для більш точного опису процесів, що відбуваються в поперечному перерізі балки в стиснутій зоні бетону прийнята криволінійна епюра напружень та

справджується гіпотеза плоских перерізів. Вплив нетривалого довантаження до високого рівня на величину прогину елемента запропоновано враховувати додатковою величиною, яка залежить від деформацій повзучості бетону стиснутої зони.

Методика запропонована Альхарірі В.А. має ряд суттєвих недоліків:

- нема можливості розраховувати попередньо напружені залізобетонні елементи, що згинаються, тобто нема механізму визначення впливу сили попереднього обтиску;
- не враховано роботу розтягнутого бетону над тріщинами, яка є суттєвою при малих коефіцієнтах армування;
- хоча в бетоні стиснутої зони використовується криволінійна еюра напружень, але при визначенні деформацій повзучості вона замінюється на еквівалентну їй прямокутну.

1.5. Довготривала несуча здатність бетонних та залізобетонних елементів

Важливим фактором в прогнозуванні несучої здатності бетонних та залізобетонних елементів, є визначення такого рівня навантаження при якому не наступить руйнування.

Прокопович І.Є та Зедгенідзе В.А. в [100] за результатами дослідів побудував криву відносно тривалого опору при стиску, яка має вигляд:

$$\eta = R'_{np} / R_{np} = 0,92 - 0,04 \lg(t_p - \tau_1), \quad (1.30)$$

де R'_{np} -міцність бетону враховуючи тривале деформування;

R_{np} -міцність бетону.

Провівши аналіз багатьох експериментальних даних автори прийшли до висновку, що значення відносної границі тривалої міцності на стиск $\eta \approx 0,79$, на розтяг, якщо навантаження відбулося в віці $\tau_1 = 28$ діб $\eta \approx 0,814$, в віці $\tau_1 = 90$ діб $\eta \approx 0,78$.

Зайцев Ю.В. [50] запропонував визначати межу тривалого опору бетону при стиску за формулою:

$$\eta(t, \tau_1) = \frac{m(t, \tau_1) R_K(t)}{R_K(\tau_1)} \times \sqrt{\frac{E(\tau_1)}{E(t)} \cdot \frac{I}{1 + E(\tau_1)C(t, \tau_1)}}. \quad (1.31)$$

Бергом О.Я. та Рожковим А.І. в [19] для визначення рівня допустимого навантаження запропоновано наступний вираз:

$$\eta = 0,35 \lg R_{np} - 0,08. \quad (1.32)$$

В роботі, [111] автор виходячи з аналізу проведених експериментів, визначає відносну границю тривалої міцності на стиск як $\eta = 0,83$, а за результатами інших авторів $0,91 < \eta < 0,94$.

Автори публікації [59] відзначають, що тривалу міцність конструкційних матеріалів при постійному напруженні та температурі задовільно може описати експотенціальна залежність

$$\tau = A e^{(-\alpha \sigma)}, \quad (1.33)$$

де τ - тривала міцність (довговічність);

σ - напруження;

A і α - параметри матеріалу.

При ступеневому характері зміни навантажень величина довговічності визначається з умови, згідно якій функція ушкодження Π приймає значення одиниця

$$\Pi = \sum_{i=1} t_i \tau_i^{-1} = 1, \quad (1.34)$$

де τ_i - довговічність при дії напруження α_i ;

t_i - час дії цього напруження.

Термін служби елемента є сума у вигляді $T = \sum_{i=1} t_i$

В роботі [134] автор зазначає, що кількість робочої арматури отриманої з умови міцності нормальних перерізів завжди слід збільшувати для дотримання вимог норм за другою групою граничних станів. В конструкціях I, II та III категорії тріщиностійкості це підвищення складає 25...50, 10...25 і 5...10%. Врахування тривалих навантажень і повзучості бетону дає можливість значно зменшити перевитрати арматури і досягти реального економічного ефекту. Без врахування тривалого навантаження ($M_{дл}/M=0$) отримано $M_{crc}=400кН*м$; $\xi_R=0,39$. Із збільшенням рівня тривалого навантаження M_{crc} та ξ_R збільшуються і при $M_{дл}/M=0,75$ $M_{crc}=547кН*м$; $\xi_R=0,416$.

Автор публікації [17], вираз тривалої міцності, для тривалого терміну витримки, отримує шляхом екстраполяції отриманих даних за формулою виду

$$\eta_u = \frac{\sigma_u}{R_b} = 1 - 0.04 \operatorname{tg} t, \text{ де} \quad (1.35)$$

η_u — відносний рівень тривалої міцності бетону;

t — час витримки бетону під дією тривалого навантаження [год.]. Як зазначає автор, для того щоб зразок зруйнувався через рік необхідно вибрати рівень напружень $0,84R_b$.

В публікації [58] автори зазначають, що напруження в бетоні стиснутої зони елементів, що згинаються, з плином часу зменшуються унаслідок перерозподілу внутрішніх зусиль. Аналіз досліджень показав, що у зв'язку з особливостями деформування залізобетонних балок при оцінці їх тривалої несучої здатності слід відрізнити два випадки граничного стану: руйнування по арматурі і руйнування по бетону (перearмовані елементи).

1.6. Розрахунок залізобетонних елементів з врахуванням діаграм деформування матеріалів та дискретних моделей

В сучасних нормах розрахунку залізобетонних елементів, [96,97,114] в стиснутій зоні бетону, використовують трикутну (в стадії експлуатації) або прямокутну (в стадії руйнування) епюру напружень, що не дає вірно оцінити напружено-деформований стан поперечного перерізу. Для більш точного описання параметрів НДС багатьма авторами запропоновано використовувати діаграми деформування матеріалів для визначення форми епюри напружень в поперечному перерізі.

П.Ф. Вахненко [26] зазначає, що в теорії залізобетону важливе значення посідає аналітичне описання діаграми $\sigma_b - \varepsilon_b$ для бетону. Із результатів дослідів [77] випливає, що фактичне значення його деформативності ε_{bR} , що відповідає межі міцності R_b і кінцевої деформативності ε_{bu} залежить від класу бетону. На основі обробки експериментальних даних, автор пропонує, цю залежність записати у вигляді

$$\varepsilon_{bR} = A_0 + A_1 R_{bn} + A_2 R_{bn}^2 \quad (1.36)$$

$$\varepsilon_{bu} = B_0 + B_1 R_{bn}, \quad (1.37)$$

де A_0, A_1, A_2, B_0 і B_1 — коефіцієнти і параметри, отримані експериментальним шляхом.

Залежність $\sigma_b - \varepsilon_b$ запропоновано подати у вигляді:

$$\sigma_b = C_1 \varepsilon_b + C_2 \varepsilon_b^2 + C_3 \varepsilon_b^3 \quad \text{при } 0 \leq \varepsilon_b \leq \varepsilon_{bR}, \quad (1.38)$$

$$\sigma_b = D_0 + D_1 \varepsilon_b + D_2 \varepsilon_b^2 \quad \text{при } \varepsilon_{bR} \leq \varepsilon_b < \varepsilon_{bu}, \quad (1.39)$$

де $C_1, C_2, C_3, D_0, D_1, D_2$ — параметри, що визначаються за спеціальними формулами.

В.С. Дорофеев в роботах [16,47] для бетону приймає нелінійний закон деформування:

$$\sigma_b = E_0 \varepsilon - E_1 \varepsilon^2 \quad (1.40)$$

$$\sigma_{bt} = E_0 \varepsilon - E_{1t} \varepsilon^2, \quad (1.41)$$

де E_0 — початковий модуль пружності,

E_1 , E_{1t} — модулі, що враховують пластичні властивості бетону при короткочасних завантаженнях, відповідно, при стиску та розтягу.

Для арматури справджується закон Гука.

Використовуючи стандартну методику і опираючись на гіпотезу плоских перерізів, автор отримав формулу для визначення нормальних напружень в поперечних перерізах залізобетонної балки. В публікації [16] наведено приклад визначення граничного моменту балки з прямокутним перерізом. Аналіз результатів показав, що при нелінійному законі деформування граничні моменти відрізняються менше ніж при лінійному (відповідно 14 і 14,9% проти 23%).

Однією з переваг методу, є можливість обчислення оптимальних значень коефіцієнта армування.

В роботі [14] В.М. Барабаш в основу запропонованої математичної моделі поклав деформівні характеристики вихідних матеріалів і дискретне уявлення про балку.

Основною характеристикою перерізу, на якій базується розрахунок, є його жорсткість $I_{i, red}$, зведена до значення січного модуля деформацій:

$$I_{i, red} = \sum A_{ik} y_{ik} E_{ik} + \sum A_{in} y_{in} E_{in}. \quad (1.42)$$

На підставі опису діаграм деформування бетону і сталі, автором запропоновано, обчислювати напруження для кожного з шарів. Опис діаграми деформування бетону виконано за такою залежністю

$$\frac{\sigma_b}{R_b} = \left(I + \frac{I}{k_b} \right)^2 \left(I - \frac{I}{I + k_b \eta_b} \right) - \frac{\eta_b}{R_b}, \quad (1.43)$$

де k_b — коефіцієнт нелінійності.

Дещо схожа модель поперечного перерізу описана в публікації [56]. Автори статті, для розрахунку залізобетонних елементів при дії згинального моменту і поздовжніх сил розробили нову узагальнену деформаційну розрахункову модель нормальних перерізів, дозволяє більш повно оцінити напружено-деформований стан елементів при будь якій формі поперечного перерізу, будь якому розміщенні арматури в перерізі і будь якій комбінації зовнішніх зусиль.

Деформаційна модель для розрахунку елементів за несучою здатністю та експлуатаційною придатністю включає:

- рівняння рівноваги зовнішніх та внутрішніх сил в нормальному перерізі;
- діаграми стану бетону і арматури;
- умови деформування нормального перерізу;
- умови деформування бетону і арматури між нормальними тріщинами;
- наявність зчеплення арматури з бетоном.

Співставлення результатів розрахунку контрольних прикладів за деформаційною розрахунковою моделлю з результатами розрахунків за СНиП 2.03.01–84 показало, що нові методи можуть бути прийняті для оцінки міцності, тріщиностійкості та деформативності залізобетонних елементів.

Автори статті [53] пропонують використовувати аналітичну діаграму деформування матеріалів для оцінки витривалості конструкцій. За базову функцію деформування було вибрано залежність ЕКБ-ФІП [49]. Діаграми деформування при багаторазових повторних навантаженнях запропоновано отримувати шляхом трансформування вихідних діаграм при короткочасному статичному навантаженні.

В.В. Михайлов в публікації [73] пропонує при врахуванні непружних властивостей бетону та арматури в розрахунку елементів, що згинаються, прийнята гіпотеза плоских перерізів. Повна діаграма деформування бетону описується сплай- функцією, як в стиснутому, так і в розтягнутому бетоні.

Потужним інструментом при моделюванні роботи конструкцій є метод скінченних елементів (МСЕ). Про використання (МСЕ) опубліковано багато робіт [69,92,93,94,133,]. Роблячи аналіз методу скінченних елементів можна сказати, що попри всі його переваги є ряд недоліків:

- складність уніфікації для різних типів конструкцій, способів завантаження (для кожного виду потрібно асамблювати матрицю жорсткостей);
- точність розрахунку залежить від порядку матриці жорсткостей (вищий порядок- точніший розрахунок), що приводить до потреби в потужних обчислювальних машинах;
- моделювання утворення та розвитку тріщин як при завантаженні, так і під час експлуатації;
- врахування деформацій повзучості, та сили попереднього обтиску (в попередньо напружених залізобетонних елементів).

1.7. Висновки, які витікають із аналізу літератури

Виходячи з аналізу літературних джерел, наведеного в першому розділі, можна сказати, що в достатній мірі проведені теоретичні та експериментальні дослідження з наступних питань:

- розроблено теорії повзучості матеріалів (в тому числі бетону та залізобетону), які з достатньою долею точності описують процес деформування матеріалів на протязі будь якого проміжку часу та залежно від початкових напружень;
- описано вплив на роботу бетону (залізобетону) складних та високих рівнів навантаження з використанням залежностей відомих теорій повзучості;

— винайдена достатньо точна і не складна у користуванні методика визначення моменту тріщиноутворення, а також прогинів при роботі елементів, що згинаються, як з тріщинами так і без них;

— розроблена методика визначення коефіцієнта φ_{b2} (враховує вплив часового фактору на величину прогину) залежно від умов, в яких експлуатується конструкція [60];

— напрацьовано багато рекомендацій щодо використання діаграм деформування матеріалів при розрахунках конструкцій.

Попри достатню вивченість вищенаведених питань, не в повній мірі досліджено, розроблено та вивчено:

— напружено-деформований стан попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, з використанням теорій повзучості, а особливо при роботі перерізу з тріщинами;

— вплив на напружено-деформований стан попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, нетривалого довантаження до високих рівнів

— зручну у використанні методику визначення прогинів та експлуатаційних характеристик попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, при складних режимах навантаження.

Задачі досліджень

1. Вивчити напружено-деформований стан, попередньо напружених, елементів, що згинаються, залежно від передісторії навантаження. Розробити рекомендації щодо визначення напружень та деформацій в стиснутій зоні бетону і в поздовжній робочій арматурі на всіх стадіях довантаження наступного зниження навантаження.

2. Дослідити вплив нетривалої дії навантажень високих рівнів довантажень на величину прогину попередньо напружених елементів, що згинаються. Дати

метод визначення деформацій після нетривалої витримки під навантаженням високого рівня.

3. Вивчити зміну висоти зони стиснутого бетону залежно від рівня довантаження. Розробити пропозицію що до визначення висоти зони стиснутого бетону в момент довантаження і в момент післядії довантаження більш високого рівня.

4. Виявити та описати вплив рівня довантаження на міцність балок.

РОЗДІЛ 2

МЕТОДИКА ПРОВЕДЕННЯ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ

2.1. Конструкція дослідних зразків та їх виготовлення

Для вирішення задачі та експериментальної перевірки достовірності теоретичних методик розрахунку була виготовлена серія дослідних зразків в кількості 8 шт. Всі балки мали довжину 1500мм та проектний поперечний переріз 125 × 200мм. Балки були армовані поперечною та поздовжньою арматурою.

В поздовжньому напрямку балки армувалися попередньо напруженою арматурою класу Ат-V (один стержень Ø10мм з захисним шаром 25 мм) та двома стержнями арматурного каркасу А-I Ø6мм. В якості поперечної арматури були використані арматурні стержні класу А-I Ø6 мм, з кроком 100мм. В приопорних ділянках було встановлено по три сітки з дроту класу Вр-I діаметром 3мм, для непрямого армування торців балки. Схема армування показана на рис 2.1.

Арматурна сталь кожного класу була взята з однієї партії. Арматурні каркаси і сітки виготовлялися за допомогою точкового напівавтоматичного зварювання. Бетонування зразків проводилося в лабораторних умовах, бетонна суміш виготовлялася за допомогою бетонозмішувача. Пропорції складників бетонної суміші попередньо розраховувалися. В бетонній суміші використовувався портландцемент марки 400, заповнювач- гранітний щебінь розміром фракцій 3...10 мм і пісок. Бетонна суміш ущільнювалася за допомогою вібратора И-116А. Зразки виготовлялися в металевій формі, яка була попередньо покрита спеціальною сумішшю. Твердіння бетону відбувалося в природніх умовах.

За один заміс виготовлялося 2 зразки. Одночасно із бетонуванням балок бетонувалося дев'ять призм розміром 15×15×60см і дев'ять кубів 15×15×15см,

тензорезистори на попередньо напруженій арматурі

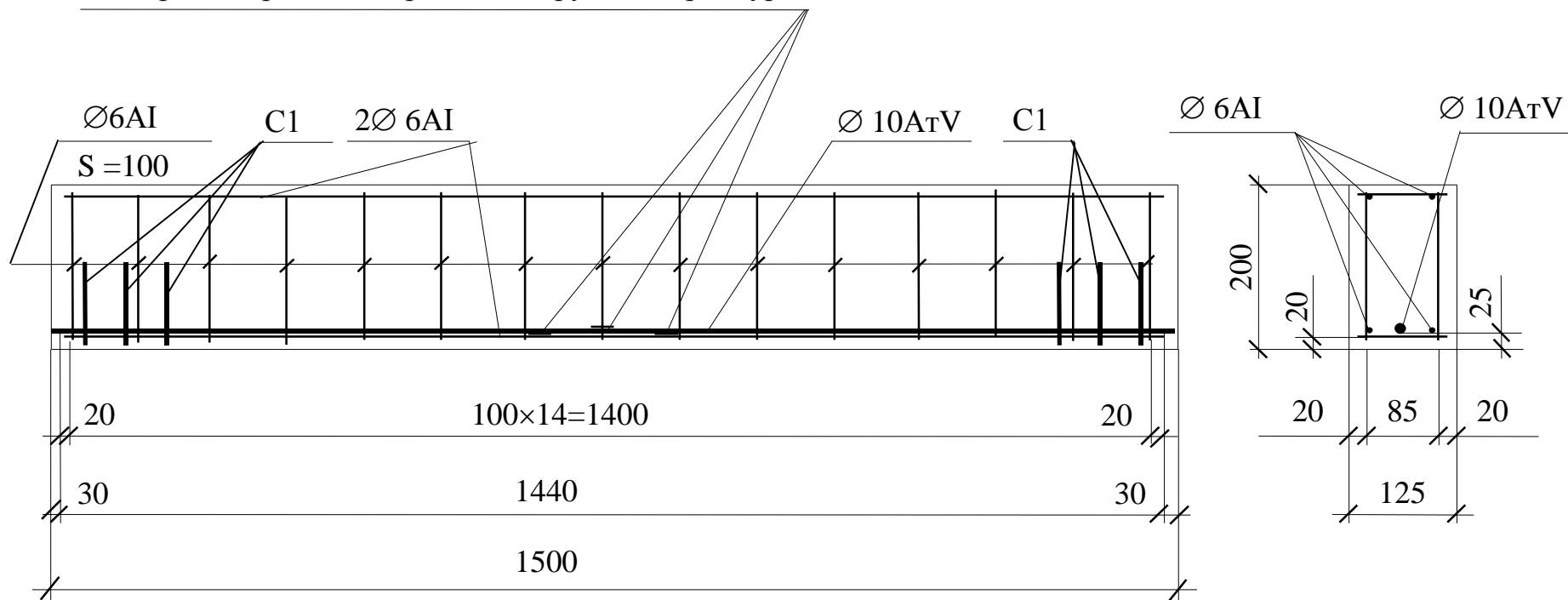


Рис. 2.1 Схема армування дослідних зразків та розміщення тензорезисторів на арматурі:

C1- сітки непрямого армування торців

які використовувалися для визначення фізико- механічних характеристик бетону, що потрібні для перевірочних розрахунків дослідних зразків на всіх стадіях експериментальних досліджень: перед завантаженням; при довантаженні; в момент розвантаження.

Перші 14 діб після бетонування балки і контрольні зразки кубів і призм витримувалися в опалубці, їх відкриті поверхні були покриті стружкою, що добре утримує вологу і зволожувалася. У віці 28 діб проводилася розпалубка. Виготовлені елементи зберігалися в лабораторних умовах при температурі $+16...22^{\circ}\text{C}$ та відносній вологості повітря 70...75%.

Величини відносних деформацій бетону і арматури визначалася за допомогою наклеєних на їхню поверхню тензорезисторів, схема наклеювання яких на арматуру показана на рис. 2.1., на бетон на рис.2.2. На бетоні використовувалися тензорезистори з базою 50 мм., а на арматурі з базою 20 мм. Для визначення максимальних деформацій тензорезистори розміщувалися по середині прогону балки, тобто в зоні дії максимального моменту.

Наклеювання тензодатчиків проводилося у відповідності з рекомендаціями [46], при наклеюванні використовувався клей "БФ-2". Перед наклеюванням електротензодатчиків на арматуру, поверхню ретельно зачищали і обезжирювали етиловим спиртом. Наклеювання виконувалося з попереднім ґрунтуванням поверхні та подальшим прогрівом арматурних стержнів при температурі $+120^{\circ}\text{C}$. Після чого через 5...7 діб проводилася підпайка і гідроізоляція електротензодатчиків та їх відводів за допомогою перхлорвінілової стрічки та перхлорвінілового лаку. Перед бетонуванням за 3...5 діб проводилося додаткове покриття електротензодатчиків клеєм на основі епоксидної смоли, що дозволило забезпечити достатню гідро- та електроізоляцію. Для досягнення достатнього зчеплення з бетоном поверхня затверділої смоли робилася шорсткою.

Наклеювання тензорезисторів на бетон проводилося перед початком експерименту.

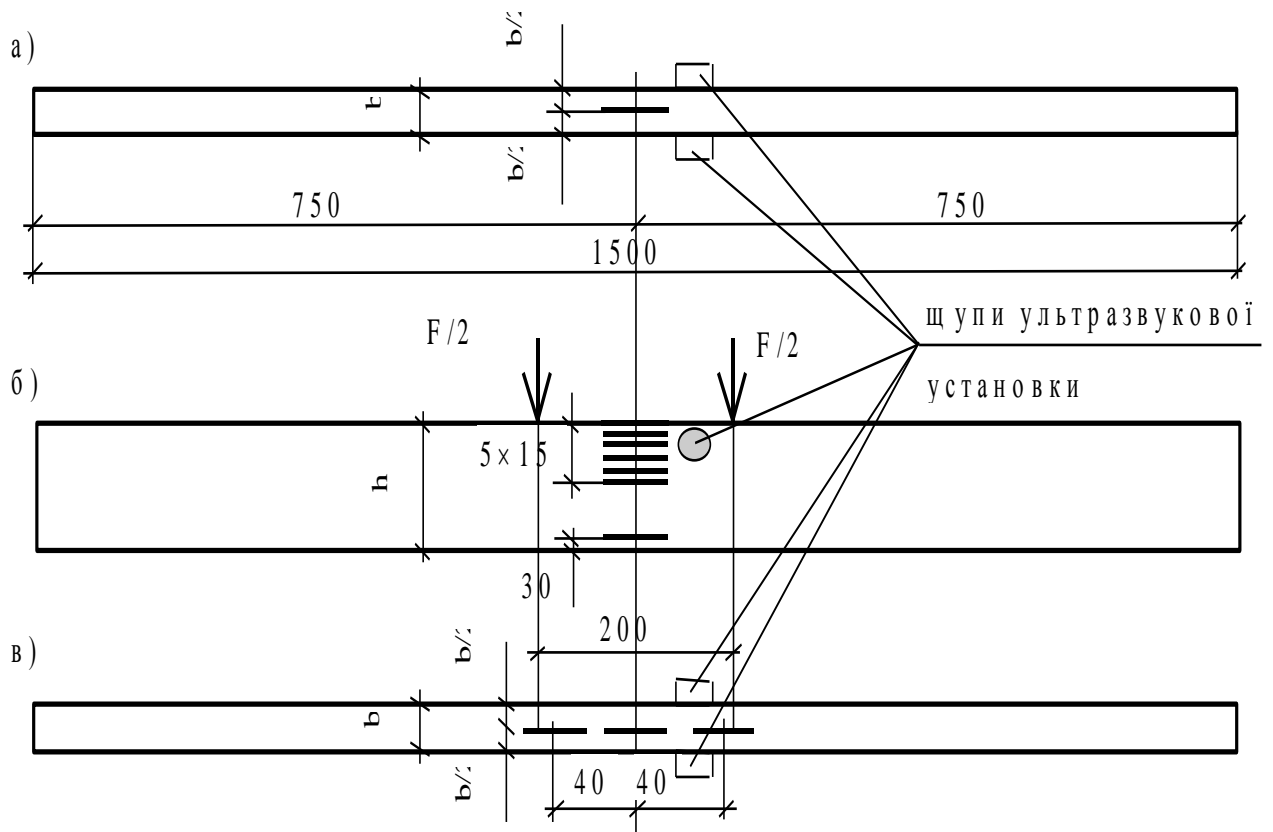


Рис. 2.2 Схема розміщення тензорезисторів на бетоні та щупів ультразвукової установки: а) вид зверху; б) вид з боку; в) вид з низу

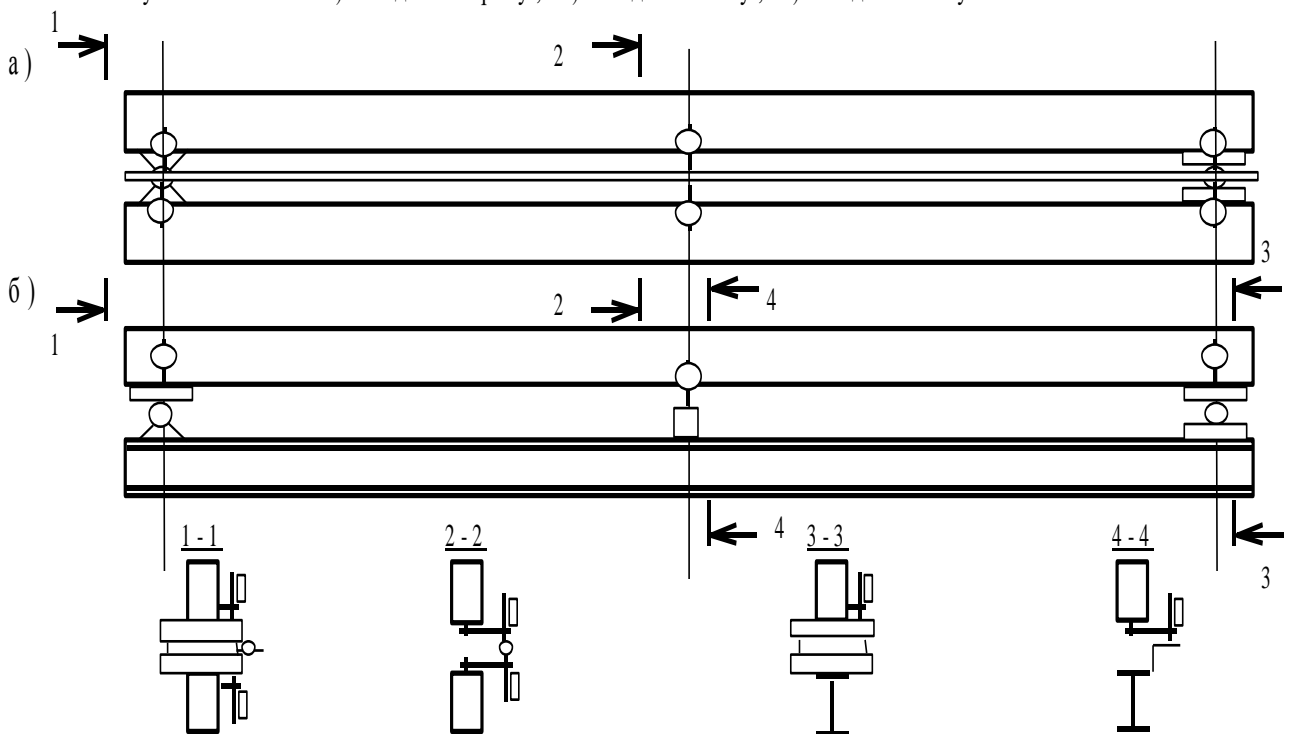


Рис. 2.3 Схема розміщення індикаторів годинникового типу: а) при розміщенні двох балок на установці; б) при розміщенні однієї балки (з траверсою)

Для визначення знаходження нейтральної вісі нормального перерізу, на балки в верхній зоні бокової грані, а також на верхню грань, наклеювався ряд тензорезисторів з інтарвалом 15 мм, які мали базу 50 мм. Методика наклеювання тензорезисторів на бетонну поверхню така ж як і на арматуру крім прогріву при високій температурі.

Деформації тензорезисторів вимірювалися за допомогою автоматичного вимірювача деформацій АИД-4, ціна поділки 5×10^{-4} .

Для визначення величини прогину, в середині балки встановлювалися індикатори годинникового типу з ціною поділки 0,01мм, такі ж індикатори встановлювалися і на опорах для визначення величини осадки опори (рис. 2.3.).

Перед початком експерименту на балку Б-3 та перед довантаженням на балку Б-7, які довантажувалися більш високим рівнем, встановлювалися прилади ультразвукової діагностики для спостереження за процесом мікротріщиноутворення в бетоні стиснутої зони. Щупи ультразвукової установки УК-10П розміщувалися на бокових гранях балки (рис. 2.2.). Установка щупів, діаметр робочих частин яких склав при частоті 200kHz 33мм, 25kHz 42мм, здійснювалася за допомогою технічного масла, яке використовувалося для надійного акустичного контакту.

Спосіб створення попереднього напруження-механічний на упори. При виготовленні балок використовувалася силова опалубка 1 (рис.2.4.), яка була розділена посередині дерев'яною перегородкою 2, що давало змогу натягувати один стержень 3 зразу для двох балок. Захват стержня проводився спеціальним пристроєм 4, який утримувався силовою гайкою 5. Натягування попередньо напруженої арматури Ат-V здійснювалося за допомогою насосної станції НСР-400 і силового циліндра 6 з двохстороннім ходом. Сила натягування арматури контролювалася за допомогою манометра насосної станції та за тензорезисторами розміщеними на стержнях за діаграмою деформування арматури (рис. 2.4.б). Попереднє напруження складало $0,8...0,9 R_{sn}$. Натягування здійснювалося за одну добу перед бетонуванням, тому в момент бетонування відбулися втрати

попереднього напруження визвані: релаксацією напружень в арматурі, деформацією анкерів та від деформації стальних форм, які враховані в подальшому.

Графіки зміни напружень арматурних стержнів з моменту надання попереднього напруження і до початку експерименту показані на рис. 2.5.

2.2. Визначення фізико- механічних характеристик арматури та бетону

Для визначення характеристик міцності та деформативності арматурної сталі від кожного робочого стержня відрізали зразки довжиною 600 мм. На які з обох сторін наклеювалися тензорезистори для побудови діаграми деформування " σ_s - ε_s ".

Площу арматурних стержнів визначалася у відповідності з [40] за формулою

$$f_a = \frac{m}{\gamma l}, \quad (2.1)$$

де m -маса стержня в грамах

γ - питома вага сталі в г/см³;

l - довжина стержня в см.

У відповідності з вимогами випробовування кожного арматурного стержня проводилося ступенево-зростаючим навантаженням на машині УИМ-50 на шкалі 10 тс.

В процесі випробовувань визначилися наступні характеристики:

- модуль пружності арматури;
- умовна межі плинності;
- тимчасовій опір розтягуванню.

Табл. 2.1

Геометричні розміри та матеріали експериментальних зразків

Шифр балки	Міцність бетону			Розмір перерізу		Урмування						
	R_{bn} , (МПа)	R_b , (МПа)	R_{bm} , (МПа)	висота h , (мм)	ширина b , (мм)	ПОЗДОВЖНЕ				ПОПЕРЕЧНЕ		
						попер. напр.		звичайне		стер- жень	R_s , (МПа)	крок хомутів S , (см)
						стерж.	R_{sp} , (МПа)	стерж.	R_s , (МПа)			
Б-1	14,06	11,096	1,36	200,0	127,0	Ø10 АТ-V	1038,0	2Ø6 А-I	424	2Ø6 А-I	424	10
Б-2				207,0	129,0							
Б-3				203,5	125,5							
Б-4				205,0	128,5							
Б-5				203,5	124,5							
Б-6				188,5	127,0							
Б-7				205,0	124,0							
Б-8				206,5	126,5							

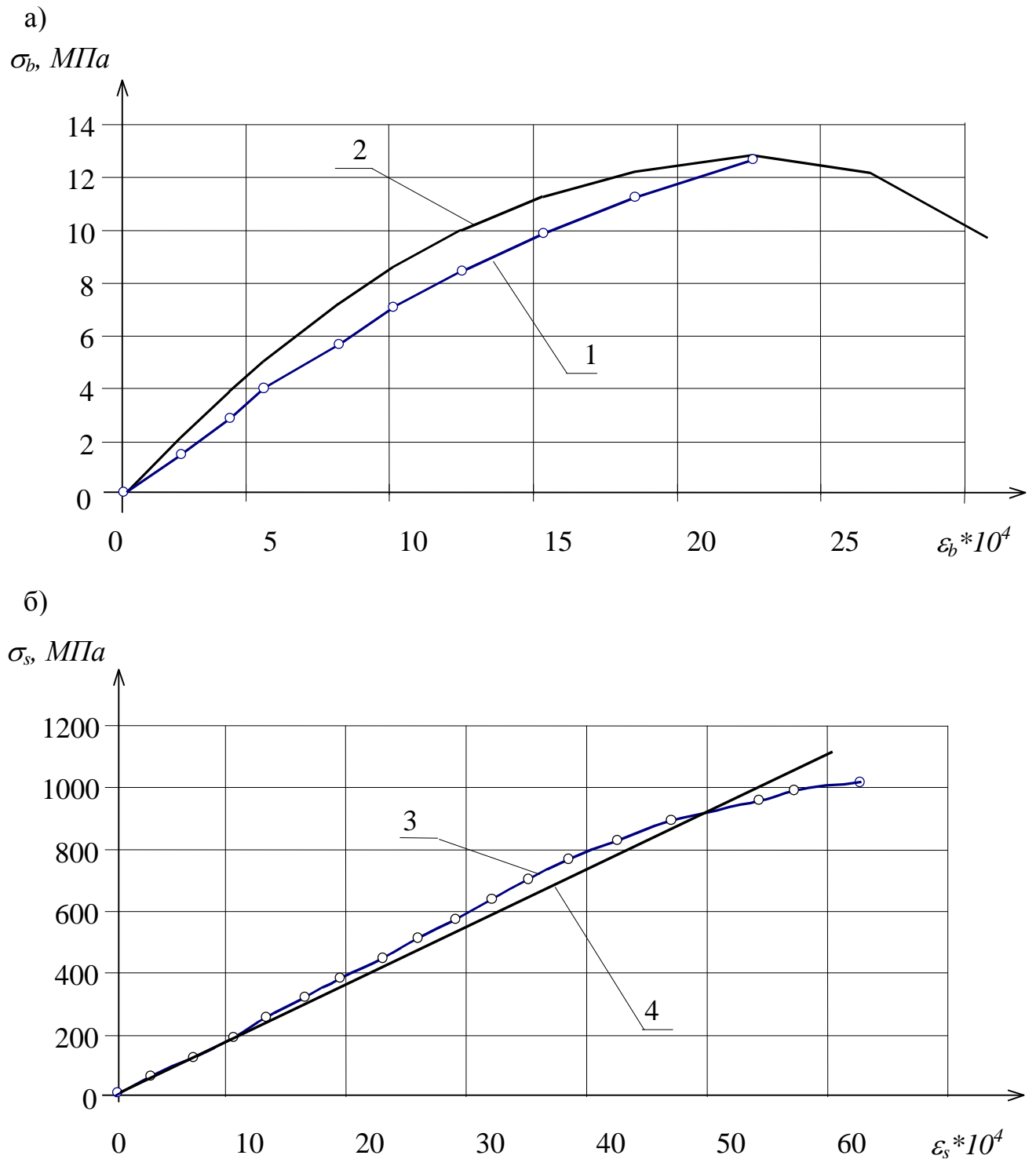


Рис. 2.4. Діаграми деформування "σ-ε": а) для бетону стиснутої зони, 1-експериментальна крива, 2-теоретична за [26]; б) для арматури, 3-експериментальна крива, 4- діаграма прийнята в розрахунку (постійний модуль пружності $E_s=2,017 \cdot 10^5$ МПа)

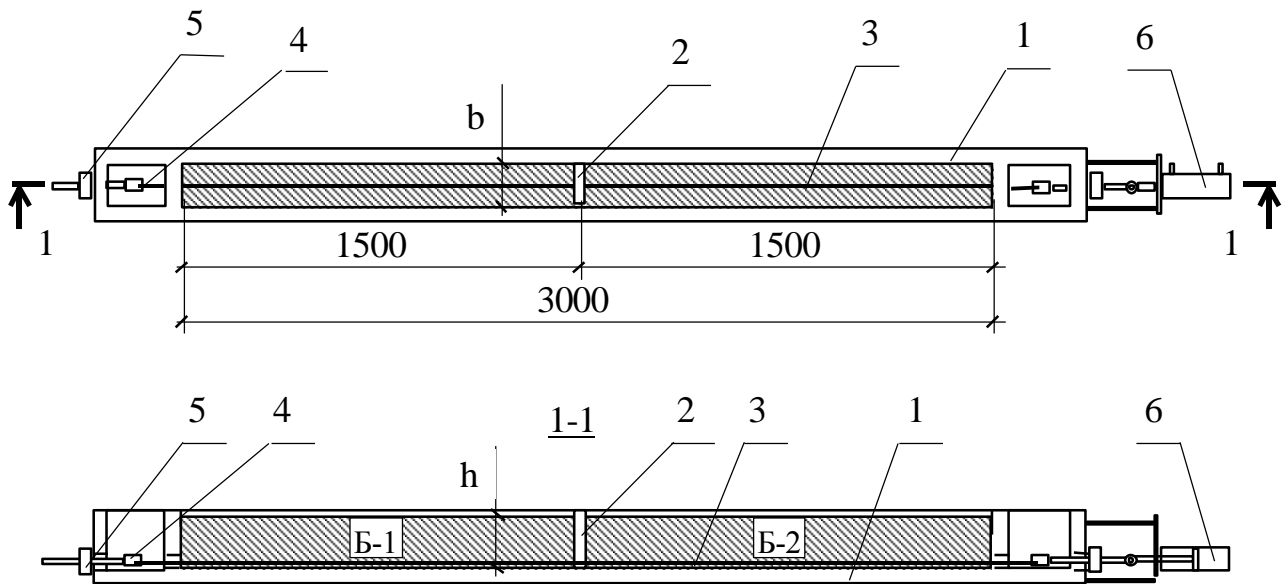


Рис. 2.4. Виготовлення експериментальних зразків

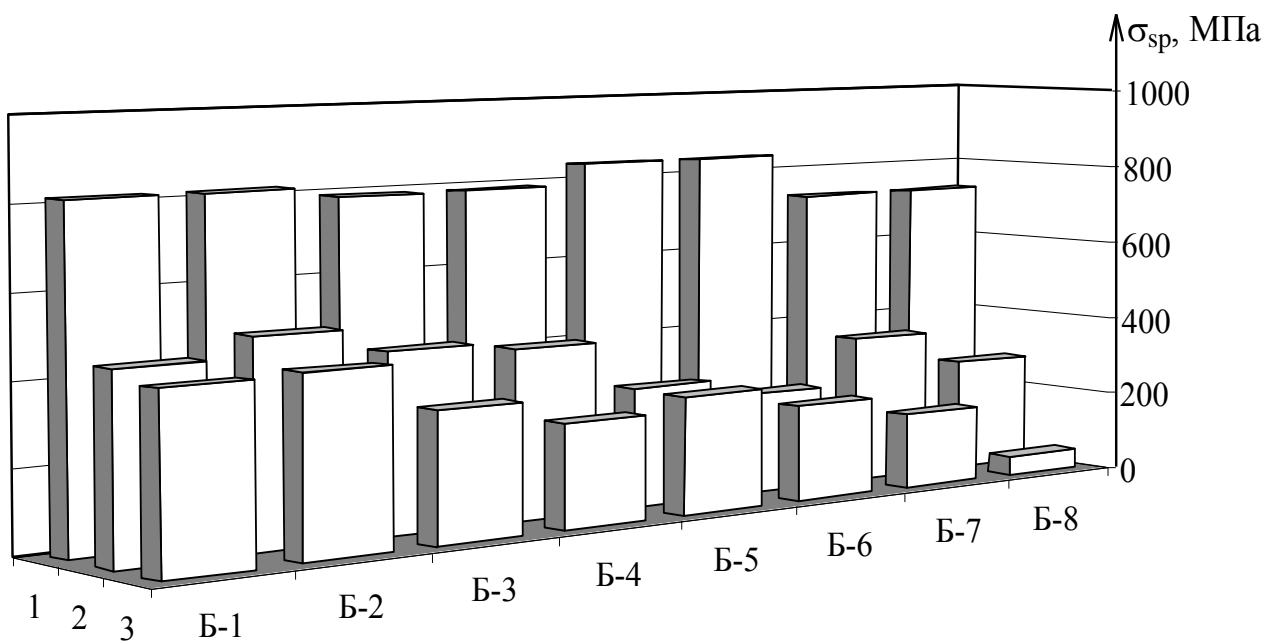


Рис. 2.5. Напруження в попередньо напруженій арматурі до початку експерименту: 1- в момент створення попереднього напруження;
 2- в момент відпуску;
 3- в момент початку експерименту

Оскільки арматура бралася з однієї партії, то різниця значень характеристик була не великою.

Фізико-механічні характеристики бетону експериментальних зразків визначалися шляхом випробовувань контрольних кубиків та призм у відповідності з вимогами [41]. Кожна призма, яка випробовувалася на стиск, доводилася до руйнування ступенево- зростаючим навантаженням на пресі ПГ-125.

Величина ступені дорівнювала $1/15 \dots 1/20$ від руйнуючого навантаження і приймалася постійною на всьому етапі випробовувань. Час витримування на кожній ступені навантаження дорівнював 100...120 секунд. Деформації бетону призм вимірювалися за допомогою тензорезисторів з базою 50 мм, які були наклеєні в середньому перерізі призм на всіх чотирьох гранях. Фізико-механічні характеристики бетону та арматури, одержані в результаті випробовувань зведені в табл. 2.1. Отримані діаграми деформування бетону та арматури показані на рис. 2.4.

2.3. Установка для випробовування балок на тривале навантаження

Для проведення експерименту на довгочасне навантаження були модернізовані та використані спеціальні пружинні установки, конструктивна схема яких показана на рис. 2.6.

Основними частинами установки являються: пружинний механізм, який знаходиться в нижній частині установки, і механізм створення зусилля, який знаходиться в верхній частині. У випадку, коли на установці розміщується дві дослідних балки 1, вони встановлюються за допомогою двох опор, шарнірно рухомою і шарнірно нерухомою, симетрично одна до одної сила на балку передеться за допомогою верхньої траверси 2. Сила завантаження утворюється способом повертання маховика 3, та черв'ячного механізму 4, який перетворює

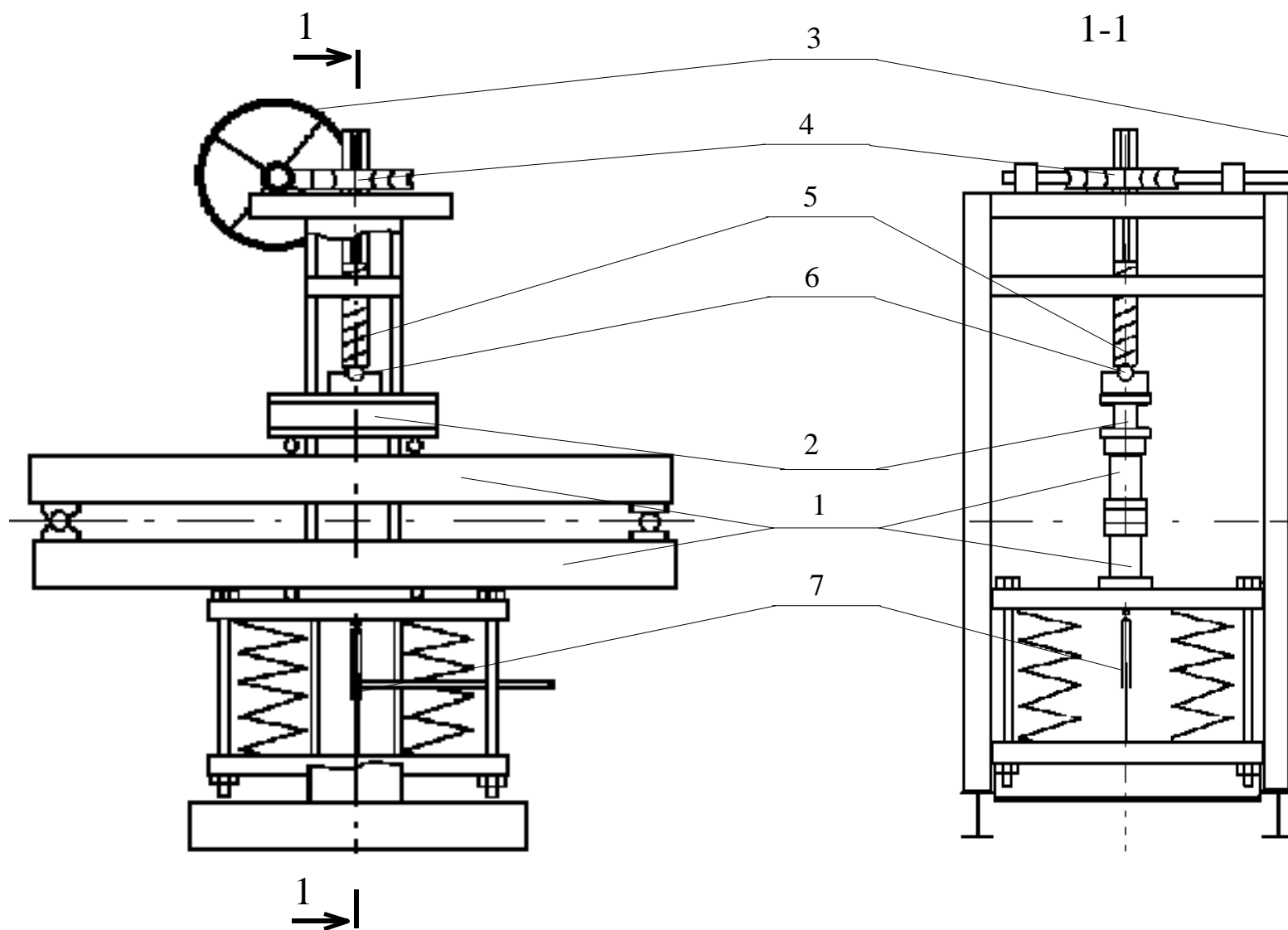


Рис. 2.6. Установка для проведения тривалого эксперимента

Рис. 2.7. Випробовування експериментальних балок при розміщенні двох балок на одній установці

Рис. 2.8. Випробовування експериментальної балки Б-3. Установка балки за допомогою траверси: а) загальний вигляд; б) спосіб передачі навантаження і розміщення вимірювальних приладів

обертальний рух маховика в поступальний рух стержня 5. Зусилля від стержня до верхньої траверси передається через кульку 6. Контроль величини зусилля здійснюється за допомогою вимірювального механізму 7, до ричага якого через сталевий дріт приєднується прогиномір. У випадку, коли на установці розміщувалася одна балка, замість нижньої балки встановлювалася металева траверса. До початку випробовувань балок в установці її силовимірник був протарований з точністю $\pm 2\%$.

На даній установці можна проводити випробовування балок реальних перерізів і практична будь якої довжини (залежно від довжини траверси). Максимальна потужність установок по лінії дії сили 80...90 кН, що зумовлено обмеженою величиною ходу вимірювального механізму.

2.4. Методика проведення експерименту

Дослідні зразки випробувалися за статичною схемою однопрогінної, вільно опертої балки, завантажені двома силами для створення зони чистого згину. Така розрахункова схема балки була досягнена шляхом її опираючої на шарнірно рухому опору. Схема навантаження та епюри внутрішніх зусиль показані на рис. 2.9.

В момент початку експерименту балки досягли віку "старого бетону" $\tau_1=120$ діб. Для визначення величини руйнуючого зусилля при короткочасному навантаженні було випробувано дві балки, Б-4 та Б-8 які були доведені до руйнування. Середнє значення зусилля руйнування балок склало $F_U=83,0$ кН або $M_U=18,68$ кН*м. Випробовування на короткочасне навантаження проводилося на тих самих установках, що і довгочасні випробовування. Графік зміни навантажень експериментальних балок показаний на рис. 2.10.

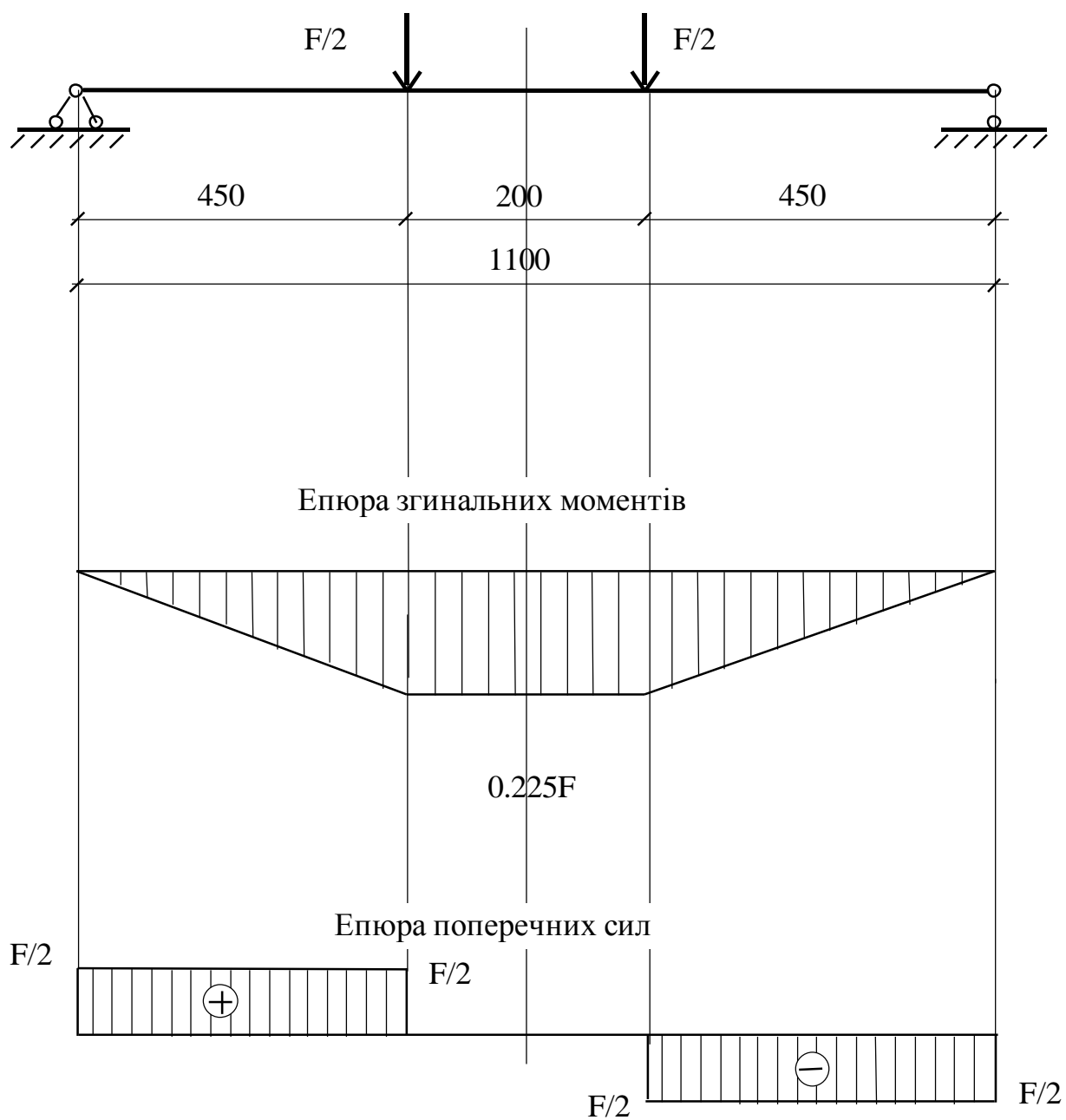


Рис. 2.9. Схема завантаження та епюри внутрішніх зусиль експериментальних балок

При короткочасних випробовуваннях навантаження на балку передавалося ступенями, які дорівнювали 1/10...1/15 очікуваного руйнуючого. Кожний ступінь навантаження витримувався 7...8 хвилин, на протязі яких знімалися відліки з тензорезисторів, записувалися покази механічних вимірювальних приладів, проводився огляд балки, фіксувалася поява, розвиток і розкриття тріщин. В ході випробувань в дослідній зоні проводилися виміри деформацій поздовжньої арматури, а також роботу стиснутої зони бетону.

Випробовування на короткочасне навантаження проводилося на тих самих установках, що і довгочасні випробовування. Графік зміни навантажень експериментальних балок показаний на рис. 2.10.

Момент утворення тріщин визначався за допомогою тензорезисторів і візуально. До моменту появи мікротріщин приріст деформацій за кожен ступінь навантаження були майже однаковими, що засвідчує про порівняно рівномірний розтяг бетону. В момент появи тріщин датчик, через який вона проходила, давав різке стрибкоподібне збільшення приросту деформацій росту, а сусідні датчики показували приріст протилежного знаку. На кожній стадії завантаження відмічалася стадія розвитку тріщини експериментальних балок.

На установках, в яких рівень довантаження досягав $0,7F_U$ і $0,85F_U$, було встановлено по дві балки (рис. 2.3, а, рис 2.7.) відповідно, Б-1, Б-6 та Б-2, Б-7. В установках, на яких рівень навантаження постійний $0,6F_U$ та при довантаженні $0,9F_U$, було встановлено по одній балці (відповідно Б-5 та Б-3) за допомогою траверси (рис. 2.3, б, рис. 2.8).

Коли бетон досяг віку $\tau_l=120$ діб, від моменту виготовлення дослідних зразків (початок тривалого експерименту) всі дослідні балки (крім тих, які випробовані короткочасним навантаженням) навантажувалися до експлуатаційного рівня навантаження $F_{\tau_l}=0,6 \cdot F_U=0,6 \cdot 83,0 \text{кН}=49,8 \text{кН}$, а максимальний згинальний момент, по довжині балки, відповідно склав $M_{\tau_l}=0,6 \cdot M_U=0,6 \cdot 18,68 \text{кН} \cdot \text{м}=11,21 \text{кН} \cdot \text{м}$. Час витримки під цим рівнем навантаження визначався міркуваннями оптимальної тривалості експерименту,

тобто до суттєвого зменшення швидкості росту прогинів та деформацій бетону і арматури він склав 39 діб.

Навантаження до рівня $0,6F_U$ проводилося так, як при короткочасному експерименті. Спостереження за поведінкою експериментальних балок на протязі перших шести днів проводилося кожен день, під час якого вимірювалися значення опорів тензорзисторів та знімалися покази механічних вимірювальних приладів, а також проводилося коректування величини навантаження. В подальшому, при зниженні швидкості навантаження, спостереження проводилися через добу.

Після закінчення першої частини експерименту (тривала витримка під навантаженням до експлуатаційного рівня) коли вік бетону досяг $\tau_2 = \tau_1 + 39 \text{ діб} = 120 \text{ діб} + 39 \text{ діб} = 159 \text{ діб}$, без розвантаження, здійснювалося довантаження окремих балок до різних рівнів, зокрема: балка Б-5- довантаження не проводилося, а рівень навантаження був постійним на протязі всього експерименту і дорівнював $\mu = 0,6$

$$\mu = F(t)/F_U, \quad (2.2)$$

де $F(t)$ - зусилля, що діє на балку в момент часу t ;

F_U - руйнуюче зусилля (визначене експериментальним шляхом),

балки Б-1, Б-6- довантажені до рівнем $\mu = 0,7$, балки Б-2, Б-7- до рівня $\mu = 0,85$ і балка Б-3- до рівня $\mu = 0,9$. На протязі витримки під рівнем, що відповідає нетривалому довантаженню, спостереження за показами вимірювальних приладів та корегування величини завантаження здійснювалося кожен добу. Схема програми експерименту показана на рис. 2.10.

Тривалість витримки під навантаженням високого рівня визначалася, виходячи з наступних міркувань: у [100] наведена крива відносного тривалого опору при стиску

$$\eta^* = \frac{R_{np}^*}{R_{np}} = 0,92 - 0,04 \lg(t_p - \tau_{mp}) \quad (2.3)$$

звідси тривала міцність має вигляд:

$$\tau_{mp} = 10^{\frac{0,92-\eta^*}{0,04}} + t_p. \quad (2.4)$$

Оскільки максимальний рівень довантаження в експерименті $\eta^*=0,9$, то підставляючи його в вираз (2.4) отримаємо $\tau_{mp}=162,16$ діб з моменту виготовлення. Приймаємо що, до моменту довантаження бетонн досягнув віку $\tau_2=159$ діб тоді руйнування балки довантаженої до рівня $\eta^*=0,9$ повинно відбутися через $\tau_{mp}=162,16$ діб- $\tau_2=159$ діб=3,16 доби. Виходячи з цього приймаємо тривалість довантаження 4 доби.

Після нетривалої випримки (чотири доби), під навантаженням високого рівня, коли вік бетону досягнув значення $\tau_3=\tau_2+4$ доби=159 діб+4 доби=163 доби, здійснювалося розвантаження всіх довантажених балок (Б-1, Б-2, Б-3, Б-6, Б-7) до експлуатаційного рівня $\mu=0,6$. Після чого здійснювалося спостереження за НДС балок на протязі 20 діб. По закінченні тривалого експерименту, під час якого здійснювалося довантаження до високих рівнів, вік бетону склав $\tau_4=\tau_3+20$ діб=162 доби+20 діб=182 доби проводилось довантаження балок до моменту їх руйнування для визначення залишкової міцності балок. Результати всіх проведених експериментальних досліджень наведені в третьому розділі в таблицях 3.1 та 3.2.

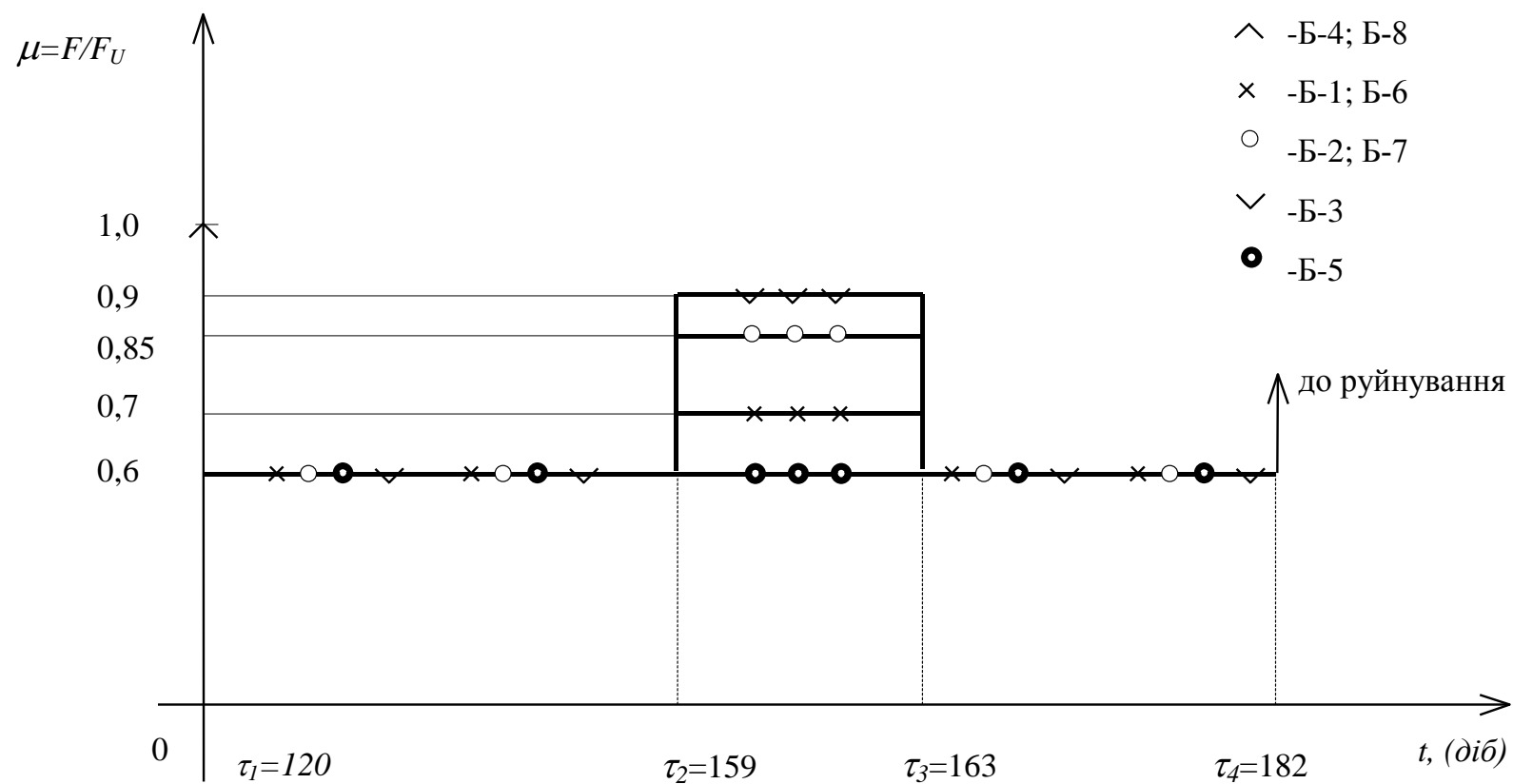


Рис. 2.10. Схема зміни навантаження з часом, μ -рівень довантаження ($\mu=0,7;0,85;0,9$)

$\tau_1=120$ діб, $\tau_2=159$ діб, $\tau_3=163$ доби, $\tau_4=182$ діб з моменту виготовлення

РОЗДІЛ 3

АНАЛІЗ РЕЗУЛЬТАТІВ ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНИХ ДОСЛІДЖЕНЬ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ БАЛОК, ЩО ЗГИНАЮТЬСЯ

Загальні положення

Обробка результатів експериментальних досліджень проводилася на ЕОМ за допомогою електронних таблиць Excel. Використання ЕОМ дозволило провести досить детальну, широку та різнобічну обробку, в результаті якої були отримані величини деформацій бетону стиснутої зони, розтягнутої арматури, напруження в арматурі, зміна висоти стиснутої зони бетону, а також прогини в середині прогону балки.

Застосована методика проведення експериментальних досліджень дозволила прослідкувати зміну напружено-деформованого стану дослідних зразків на протязі експериментальних досліджень.

В табл. 3.1. наведено значення деформацій крайньої фібри бетону стиснутої зони $\varepsilon_{бет}$, попередньо напруженої розтягнутої арматури $\varepsilon_{арм}$ та прогини в середині прогону, залежно від рівня нетривалого довантаження на всіх стадіях експерименту: τ_1 - навантаження до експлуатаційного рівня; τ_2^- - перед довантаженням до високого рівня; τ_2^+ - після довантаження до високого рівня; τ_3^- - перед розвантаженням до експлуатаційного рівня; τ_3^+ - після розвантаженням до експлуатаційного рівня; τ_4 - в кінці експерименту. На основі наведених табличних даних та обробки інших експериментальних результатів побудовані графіки рис. 3.1.-3.15.

На рис. 3.16.-3.20 показано характер руйнування експериментальних зразків.

Табл. 3.1.

Експериментальні значення параметрів напружено-деформованого стану балок

Назв а	Рівень ДОВАНТ.	τ_1 , навантаження			τ_2^- , перед довант.			τ_2^+ , після довант.		
		$\varepsilon_{бет} \times 10^5$	$\varepsilon_{арм} \times 10^5$	f , мм	$\varepsilon_{бет} \times 10^5$	$\varepsilon_{арм} \times 10^5$	f , мм	$\varepsilon_{бет} \times 10^5$	$\varepsilon_{арм} \times 10^5$	f , мм
балк	μ	$\times 10^5$	$\times 10^5$	мм	$\times 10^5$	$\times 10^5$	мм	$\times 10^5$	$\times 10^5$	мм
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Б-1	0,7	146,0	105,0	1,44	185,0	106,0	2,29	203,0	124,0	2,59
Б-2	0,85	81,0	107,3	1,32	145,0	104,0	2,05	196,0	215,3	3,37
Б-3	0,9	167,0	-	2,49	263,0	-	3,62	383,0	-	7,19
Б-4	руйн.	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Б-5	0,6	134,0	141,0	2,55	311,0	149,0	3,46	311,0	149,0	3,46
Б-6	0,7	168,0	-	1,94	220,0	-	3,04	254,0	-	3,42
Б-7	0,85	102,0	114,0	1,65	186,0	134,0	2,68	275,0	210,0	3,91
Б-8	руйн.	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Продовження табл. 3.1

Назв а	Рівень ДОВАНТ.	τ_3^- , перед розвант.			τ_3^+ , після розвант.			τ_4 , кінець експерим.		
		$\varepsilon_{бет} \times 10^5$	$\varepsilon_{арм} \times 10^5$	f , мм	$\varepsilon_{бет} \times 10^5$	$\varepsilon_{арм} \times 10^5$	f , мм	$\varepsilon_{бет} \times 10^5$	$\varepsilon_{арм} \times 10^5$	f , мм
балк	μ	$\times 10^5$	$\times 10^5$	мм	$\times 10^5$	$\times 10^5$	мм	$\times 10^5$	$\times 10^5$	мм
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Б-1	0,7	252,0	141,0	2,75	235,0	120,0	2,58	247,0	117,0	2,62
Б-2	0,85	226,0	248,0	3,78	197,0	190,7	3,31	205,0	185,3	3,27
Б-3	0,9	415,0	-	7,61	392,0	-	6,76	399,0	-	6,9
Б-4	руйн.	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Б-5	0,6	216,0	147,0	3,47	216,0	147,0	3,47	227,0	146,0	3,6
Б-6	0,7	316,0	-	3,66	296,0	-	3,4	305,0	-	3,48
Б-7	0,85	315,0	300,0	4,51	279,0	243,0	3,72	288,0	241,0	3,76
Б-8	руйн.	-	-	-	-	-	-	-	-	-

Міцність балок наведена в таблиці 3.2. Для балок Б-4, Б-8 (які були доведені до руйнування) вказана міцність на початку експерименту для решти балок, вказана залишкова міцність, табто після тривалого експерименту.

Табл. 3.2.

Експериментальні значення міцності балок

Назва балки	Б-1	Б-2	Б-3	Б-4	Б-5	Б-6	Б-7	Б-8
Зусилля руйнування F_U , кН	79,59	83,58	81,11	87,60	77,13	80,54	82,43	78,40

3.1. Експериментальне визначення міцності балок Б-4, Б-8.

Дві балки Б-4, Б-8 були випробувані за тією ж схемою навантаження що і решту балок (рис. 2.9.). Вони були доведені до руйнування для визначення фактичної міцності. В процесі навантаження балок Б-4, Б-8 при значенні навантаження $\approx 0,52F_U$ в розтягнутій зоні бетону утворилися нормальні тріщини. Межа тріщиноутворення всіх решту експериментальних балок була $< 0,6F_U$, Тобто всі балки працювали з нормальними тріщинами в розтягнутій зоні бетону. Балки досягли другого граничного стану унаслідок руйнування бетону стиснутої зони при значних деформаціях арматури розтягнутої зони. Виявити граничні деформації бетону стиснутої зони та розтягнутої арматури не вдалося, так як при таких великих деформаціях тензорезистори вийшли з ладу. В момент руйнування ширина розкриття тріщин перевищувала $a_{cre} > 5$ мм, а прогини $f > 20$ мм. В момент руйнування висота стиснутої зони балки Б-4 зменшилася приблизно до 20 мм., що видно з рис. 3.20. При знятті навантаження відбувалося часткове закриття нормальних тріщин та зменшення прогину. Це можна пояснити пружними властивостями попередньо напруженої високоміцної арматури в якій відбулося повернення пружних деформацій. Неповне закриття пояснюється тим, що робоча арматура працювала за умовною межею текучості, тобто залишилися залишкові деформації, а також просмикування арматури з бетону на ділянках біля тріщин.

3.2. Робота балки при постійному навантаженні $0,6F_U$

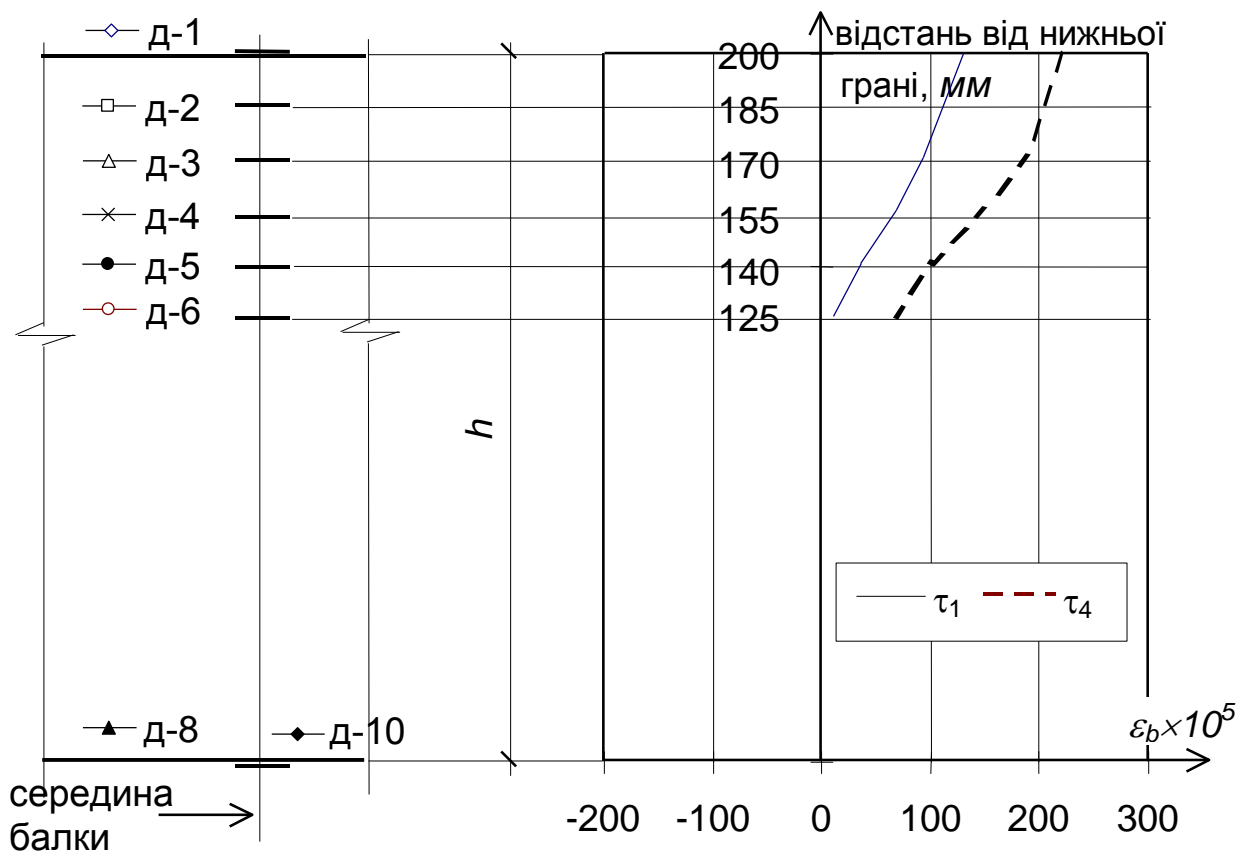
Для порівняння параметрів НДС балок, при різних режимах навантаження, було вибрано одну балку Б-5, рівень завантаження якої, на протязі всього експерименту, був постійним і дорівнював $\mu=0,6$.

На рис. 3.1, а показано деформації бетону по висоті перерізу. В момент завантаження деформація крайньої стиснутої фібри бетону (Д-1) склала $\varepsilon_{b,5}=134\times 10^{-5}$, а на відстані 75 мм від верхньої грані балки (Д-6) $\varepsilon_{b,5}=13\times 10^{-5}$. Після витримки під навантаженням, на протязі 62 діб деформації бетону зросли, відповідно: для крайньої фібри в 1,7 рази і склали $\varepsilon_{b,5}=227\times 10^{-5}$; для фібри розміщеної на відстані 75 мм в 5,3 рази і склали $\varepsilon_{b,5}=69\times 10^{-5}$. Значне збільшення деформацій тензодатчика Д-6 (в 5,3 рази), вказує на те, що за рахунок повзучості бетону стиснутої зони збільшується її висота.

На рис 3.1, б зображено графіки зміни деформацій бетону стиснутої зони з плином часу. Як видно з графіка, при досягненні часу 35-40 діб, з моменту навантаження ріст деформацій значно сповільнився. Деформації тензодатчиків бетону розтягнутої зони (Д-10, Д-8), які розміщені на нижній грані рис. 3.1., на протязі експерименту практично не змінювалися. Висока жорсткість розтягнутого бетону пояснюється присутністю попередньо напруженої арматури з великою жорсткістю.

Графік зміни деформацій поздовжньої, попередньо напруженої, арматури з плином часу показано на рис. 3.2. Він свідчить, що відносні деформації стержня практично не змінювалися, стрибки зміни опору резисторів в межах точності вимірювальних приладів, і дорівнювали в середньому $\varepsilon_{s,5}=143\times 10^{-5}$. При незмінних деформаціях можна стверджувати, що і напруження не змінювалися. Постійне значення величини деформацій арматури, на протязі витримки під навантаженням, свідчить про велику жорсткість розтягнутої зони бетону. При такій жорсткості розтягнутої зони можна вважати, що ріст прогину балки здійснювався винятково за рахунок деформацій повзучості бетону стиснутої зони.

а)



б)

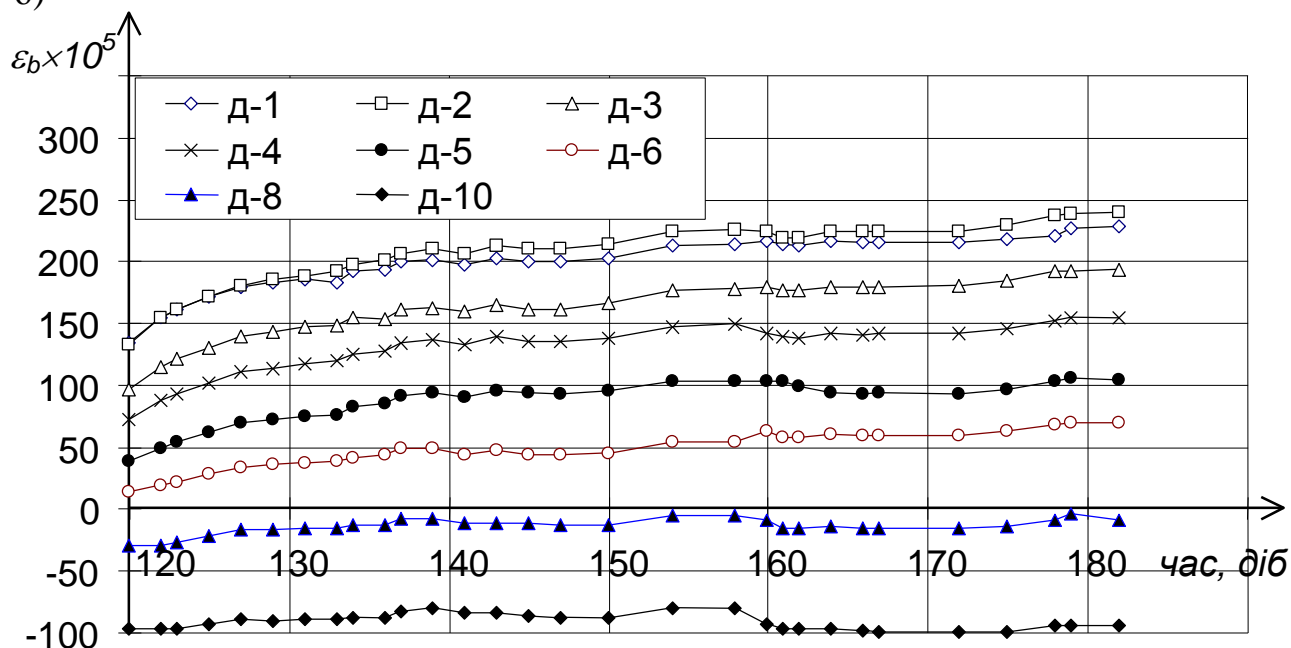


Рис. 3.1. Деформації бетону експериментальної балки Б-5, рівень навантаження якої постійний $\mu=0,6$: а) деформації по висоті балки; б) зміна деформацій з часом, де $\tau_1=120$ діб - час навантаження; $\tau_4=182$ доби - час завершення експерименту (див. рис. 2.10.)

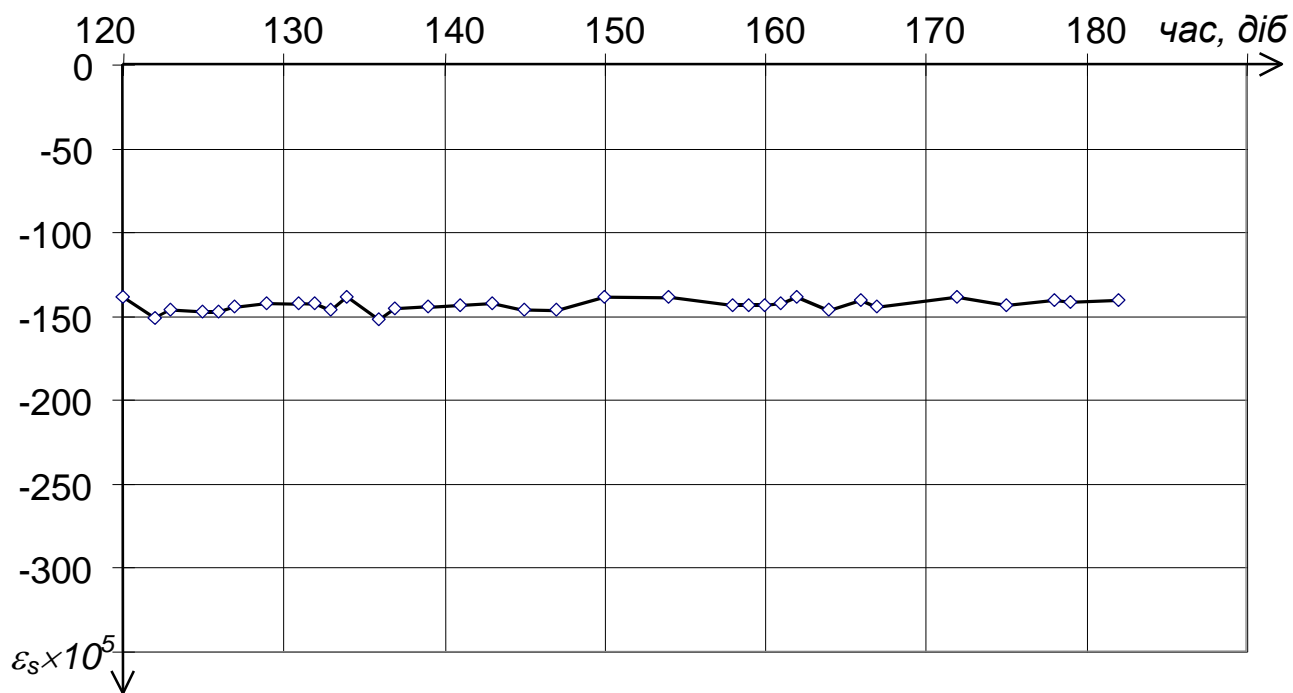


Рис. 3.2. Деформації поздовжньої робочої, попередньо напруженої, арматури балки Б-5 при постійному навантаженні до рівня $0,6F_U$

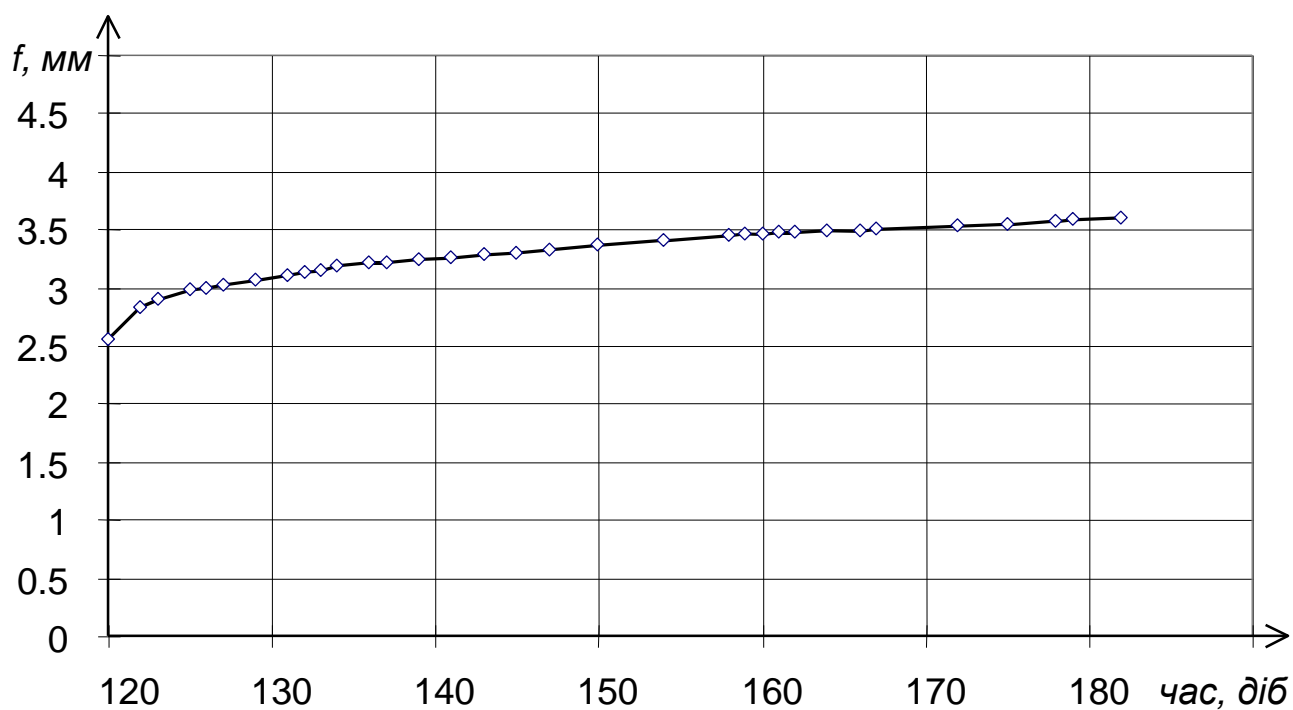


Рис. 3.3. Прогини в середині прогону балки Б-5 при постійному навантаженні до рівня $0,6F_U$

Графік величини прогину балки, в середині прогону, показаний на рис 3.3. При завантаженні абсолютна величина прогину дорівнювала $f=2,55$ мм, а відносна $f/l_0=2,55/1100=1/431 < [1/200]$. Для порівняння прогинів всіх експериментальних балок які довантажувалися, з балкою Б-5 важливою є величина на яку виріс прогин, цієї балки, за час витримки під довантаженням високого рівня. У відсотковому відношенні, для балки Б-5, приріст складає $(3,46-3,47)/3,47 \times 100\% = 0,29\%$, що свідчить про значне зменшення швидкості росту прогинів.

Приріст прогину за час всього експерименту, від моменту навантаження і до кінця експерименту, склав $3,6-2,55=1,05$ мм, тобто він виріс на 41%, а відносний прогин $f/l_0=3,6/1100=1/306$, що не перевищує граничного $[1/200]$. Величини прогинів, в момент навантаження та після витримки під навантаженням, свідчать про задовільні деформівні властивості експериментальних балок.

Балка Б-5, рівень навантаження якої склав $\mu=0,6$, може служити еталоном з яким буде проводитися порівняння параметрів НДС інших балок, які будуть зазнавати нетривалої витримки під навантаженням високого рівня.

3.3. Робота балок при нетривалому довантаженні до рівня $0,7F_U$ з наступним розвантаженням

Балки Б-1, Б-6 зазнали нетривалого довантаження до рівня $0,7F_U$. До моменту довантаження деформації бетону стиснутої зони в її крайній фібрі склали, відповідно для балок Б-1 $\varepsilon_{b,1}=185 \times 10^{-5}$ і Б-6, $\varepsilon_{b,6}=220 \times 10^{-5}$. Після розвантаження, до експлуатаційного рівня, відповідно Б-1 $\varepsilon_{b,1}=235 \times 10^{-5}$, та Б-6 $\varepsilon_{b,6}=296 \times 10^{-5}$. Залишкові деформації, по відношенню до деформацій, які були до довантаження, склали для балки Б-1 $(185 \times 10^{-5}-235 \times 10^{-5})/185 \times 10^{-5} \times 100\% = 27\%$ для балки Б-6 $(220 \times 10^{-5}-296 \times 10^{-5})/220 \times 10^{-5} \times 100\% = 35\%$. В кінці експерименту деформації досягли значення відповідно Б-1 $\varepsilon_{b,1}=247 \times 10^{-5}$ і Б-6, $\varepsilon_{b,6}=305 \times 10^{-5}$, що мало відрізняється від значень деформацій зразу після розвантаження, відповідно для балки

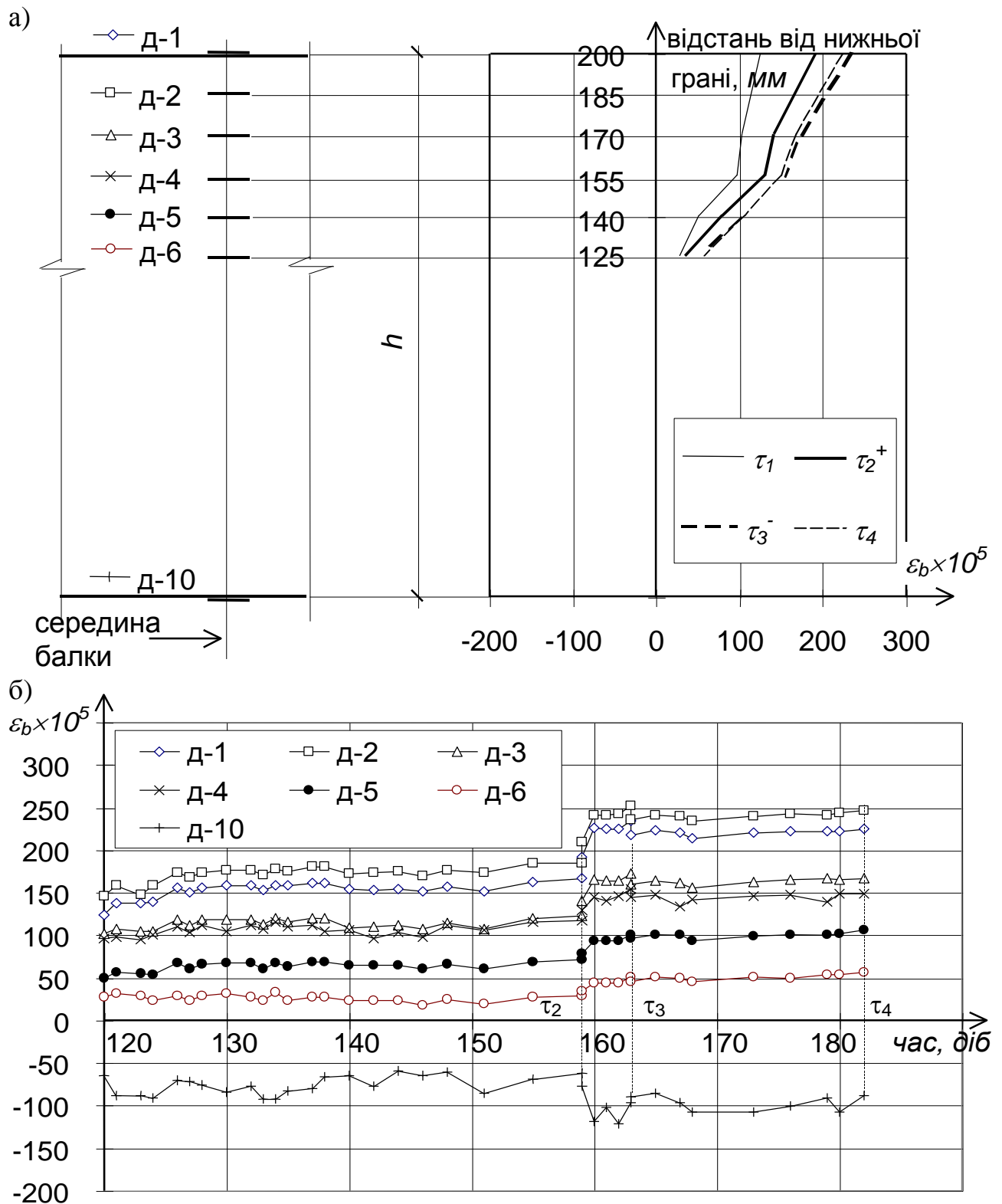


Рис. 3.4. Деформації бетону експериментальної балки Б-1, рівень довантаження якої склав $\mu=0,7$: а) деформації по висоті балки; б) зміна деформацій з часом, де $\tau_1=120$ діб- час завантаження; $\tau_2^+=159$ діб - після довантаження; $\tau_3^- = 163$ доби- перед розвантаженням; $\tau_4=182$ доби- в момент завершення експерименту (див. рис. 2.10.)

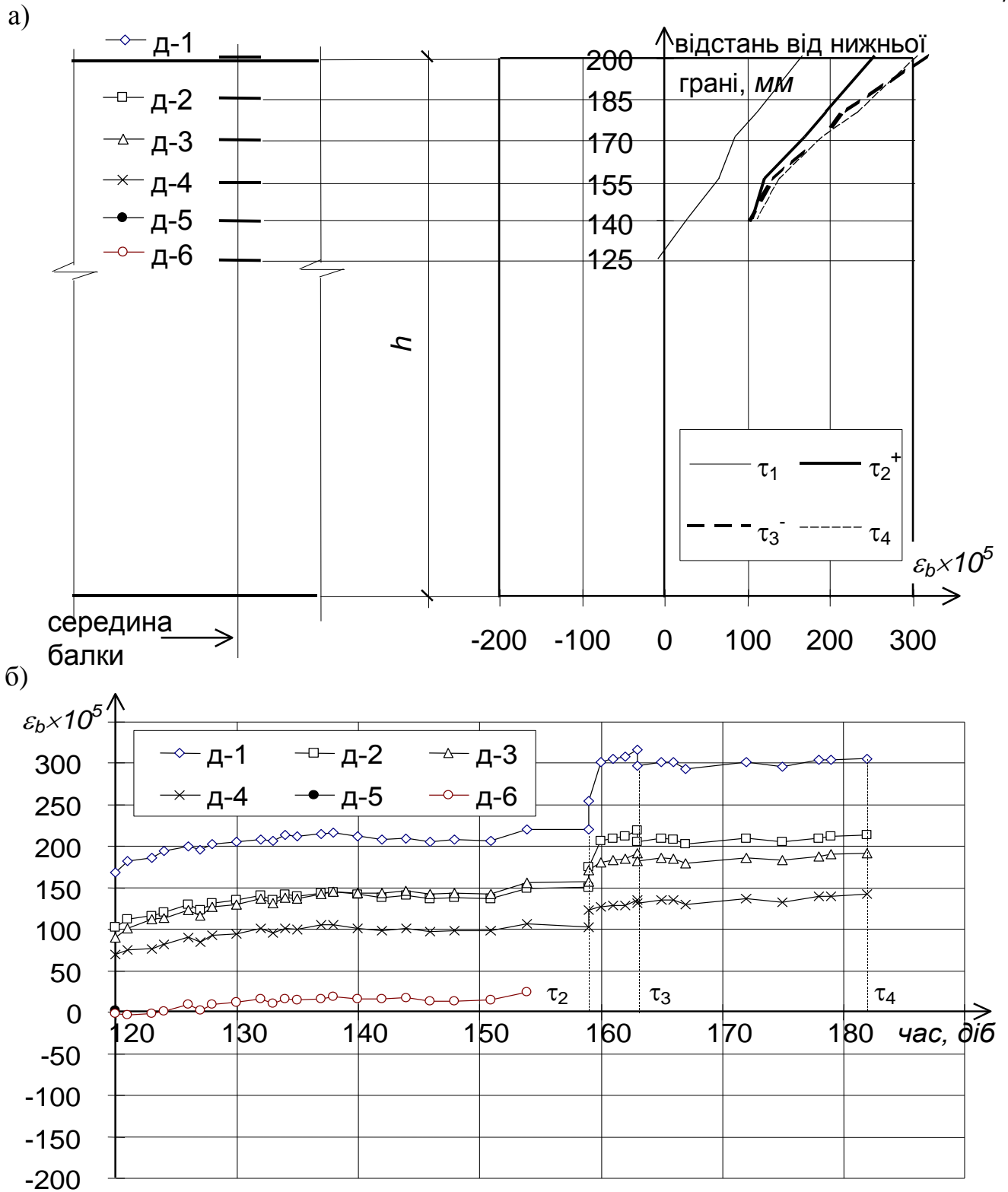


Рис. 3.5. Деформації бетону експериментальної балки Б-6 рівень довантаження якої склав $\mu=0,7$: а) деформації по висоті балки; б) зміна деформацій з часом, де $\tau_1=120$ діб- час завантаження; $\tau_2^+=159$ діб - після довантаження; $\tau_3^- = 163$ доби- перед розвантаженням; $\tau_4=182$ доби- в момент завершення експерименту (див. рис. 2.10.)

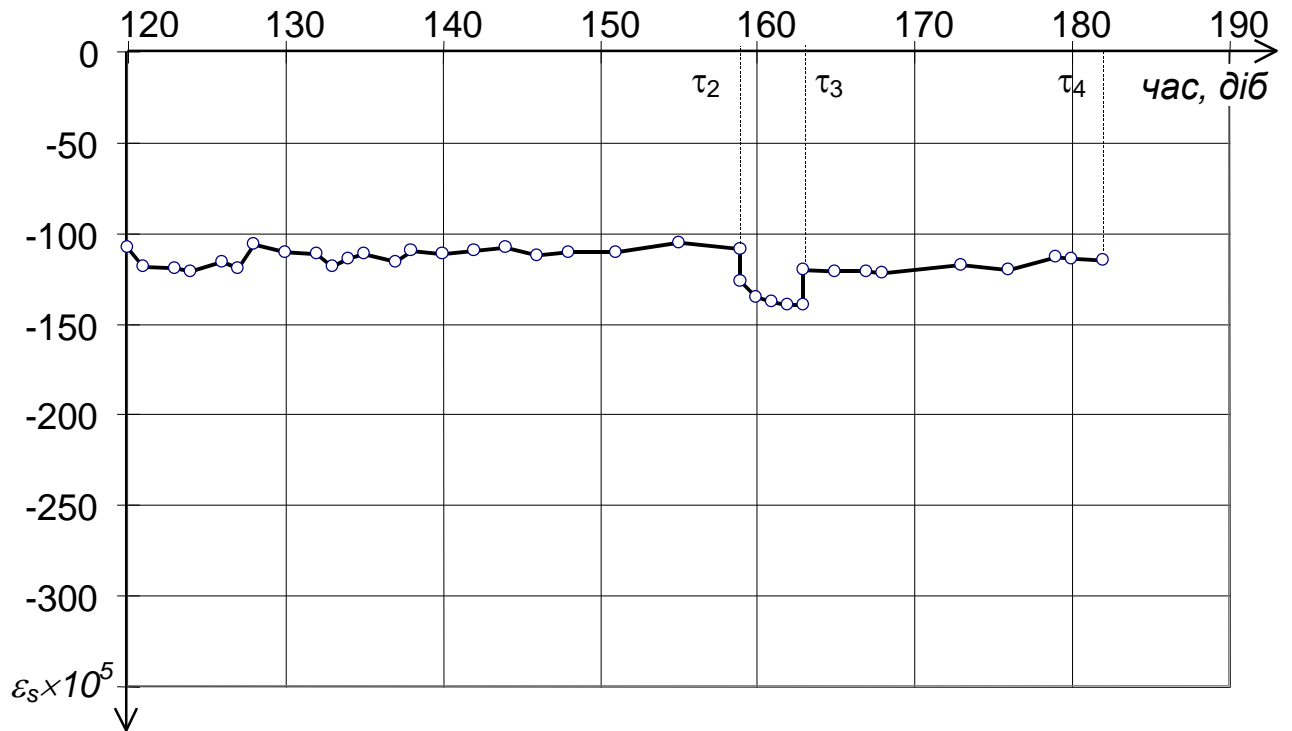


Рис. 3.6. Деформації поздовжньої робочої, попередньо напруженої, арматури балки Б-1 при нетривалому довантаженні (4 доби) до рівня $0,7F_U$

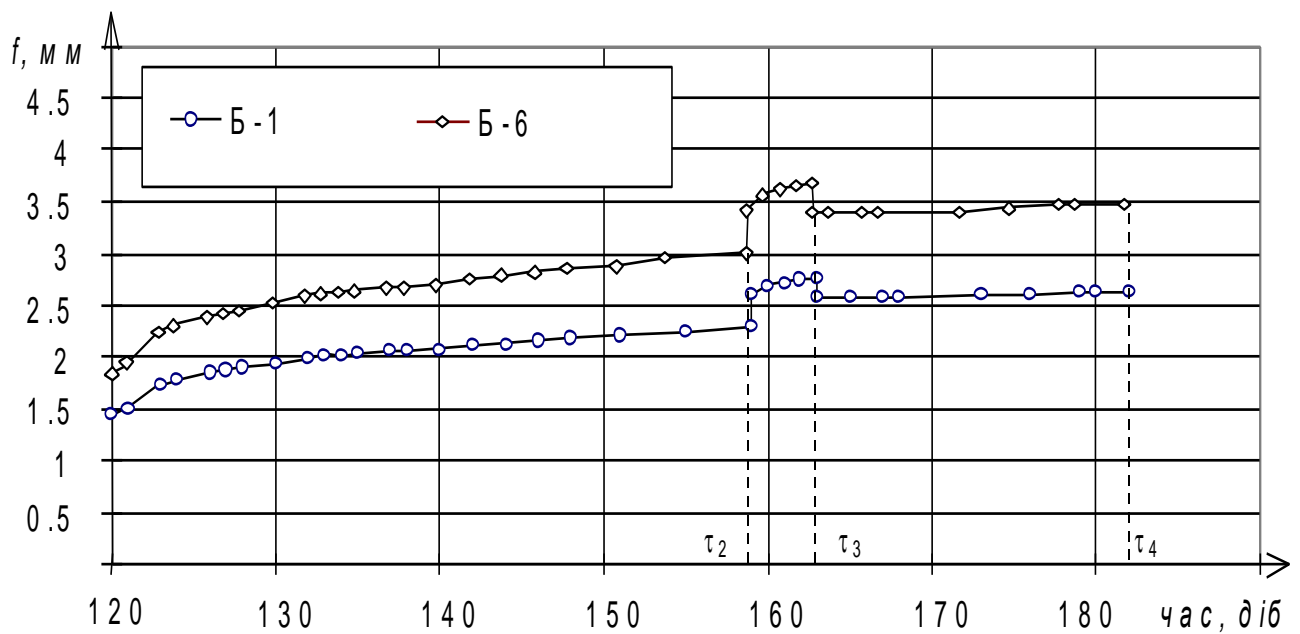


Рис. 3.7. Прогини в середині прогону балок Б-1 та Б-6 при нетривалому довантаженні (4 доби) до рівня $0,7F_U$

Б-1 $(247 \times 10^{-5} - 235 \times 10^{-5}) / 235 \times 10^{-5} \times 100\% = 5,1\%$ для балки Б-6 $(305 \times 10^{-5} - 296 \times 10^{-5}) / 305 \times 10^{-5} \times 100\% = 2,9\%$. Можна стверджувати, що нетривале довантаження до рівня $0,7F_U$ приводить до вичерпання пластичних деформацій повзучості бетону стиснутої зони, що пояснює малий приріст деформацій після розвантаження до експлуатаційного рівня.

Деформація робочої, попередньо напруженої, арматури під час завантаження експлуатаційним рівнем майже не змінювалися і дорівнювали $\varepsilon_{s,l} = 106 \times 10^{-5}$. Після довантаження деформації збільшилися і досягли $\varepsilon_{s,l} = 124 \times 10^{-5}$, тобто вирости на $(106 - 124) / 124 \times 100\% = 14\%$. В кінці витримки під довантаженням, перед розвантаженням, деформації в арматурі вирости до значення $\varepsilon_{s,l} = 141 \times 10^{-5}$. Приріст деформацій арматури під час витримки під навантаженням високого рівня свідчить про зміну параметрів внутрішнього моменту. В кінці експерименту деформацій досягли значення $\varepsilon_{s,l} = 117 \times 10^{-5}$, що всього на $(106 - 117) / 117 \times 100\% = 9\%$ більше від значення деформацій перед довантаженням. Незначний приріст деформацій поздовжньої робочої арматури, свідчить про те, що арматура працює в пружній стадії, а збільшення деформації і всвою чергу напруження пояснюється зміною параметрів внутрішнього моменту.

Перед довантаженням прогини балок Б-1, Б-6 склали відповідно 2,29 мм та 3,04 мм. Після довантаження до рівня $0,7F_U$ величина прогинів дорівнювала: для балки Б-1 2,59 мм, для балки Б-6 3,42 мм. Залишкові деформації, після нетривалого довантаження, склали для балки Б-1 $2,58 \text{ мм} - 2,29 \text{ мм} = 0,29 \text{ мм}$ у відсотковому відношенні $0,29 / 2,29 \times 100\% = 13\%$, для балки Б-6 $3,4 \text{ мм} - 3,04 \text{ мм} = 0,36 \text{ мм}$ у відсотковому відношенні $0,36 / 3,04 \times 100\% = 12\%$.

Повні відносні прогини балок Б-1, Б-6, на протязі всього експерименту, відповідно склали $2,52 - 1,45 / 1,45 \times 100 = 73,8\%$ та $3,51 - 1,83 / 1,82 \times 100 = 91,8\%$. Навіть при таких великих відносних приростах прогинів вони не перевищили граничних відповідно- для балки Б-1 $f/l_0 = 2,52 / 1100 = 1/436 < [1/200]$, для балки Б-6

$f/l_0=3,51/1100=1/313<[1/200]$. Значний відносний приріст прогинів відбувся виключно за рахунок вичерпання пластичних деформацій повзучості бетону стиснутої зони при довантаженні.

Нетривале довантаження до рівня $0,7F_U$ не значною мірою впливає на експлуатаційні характеристики балок.

3.4. Робота балок при нетривалому довантаженні до рівня $0,85F_U$ з наступним розвантаженням

Нетривалого довантаження, до рівня $0,85F_U$, зазнали балки Б-2 та Б-7. Зміна деформацій бетону по висоті балки Б-2 зображена на рис 3.8, а, балки Б-7 на рис 3.9, а. На рис. 3.8, б та рис. 3.9, б показана зміна деформацій бетону балок Б-2 та Б-7 з плином часу. Деформації крайньої фібри бетону балки Б-2 перед довантаженням дорівнювала $\varepsilon_{b,2}=145\times 10^{-5}$, після нетривалої витримки під навантаженням рівня $0,85F_U$ деформації дорівнювали $\varepsilon_{b,2}=197\times 10^{-5}$. Залишкові деформації дорівнюють $197\times 10^{-5}-145\times 10^{-5}=52\times 10^{-5}$, що склали $52/145\times 100\%=36\%$ відносно деформацій, що були до довантаження. Деформації крайньої фібри бетону балки Б-7 відповідно склали: до довантаження $\varepsilon_{b,7}=186\times 10^{-5}$, після довантаження $\varepsilon_{b,7}=279\times 10^{-5}$, залишкові деформації $279\times 10^{-5}-186\times 10^{-5}=93\times 10^{-5}$, що у відсотковому відношенні дорівнюють $93/186\times 100\%=50\%$.

Деформація робочої, попередньо напруженої, арматури балок Б-2 і Б-7 під час витримки під експлуатаційним рівнем навантаження майже не змінювалася і дорівнювали, відповідно $\varepsilon_{s,2}=116\times 10^{-5}$, $\varepsilon_{s,7}=132\times 10^{-5}$. В перший день після довантаження виявлено різкий приріст деформацій з наступним його затуханням в подальшому. Під час витримки, під навантаженням рівня $0,85F_U$, деформації арматури значно зросли (досягнули значень Б-2 $\varepsilon_{s,2}=-300\times 10^{-5}$, Б-7 $\varepsilon_{s,7}=248\times 10^{-5}$).

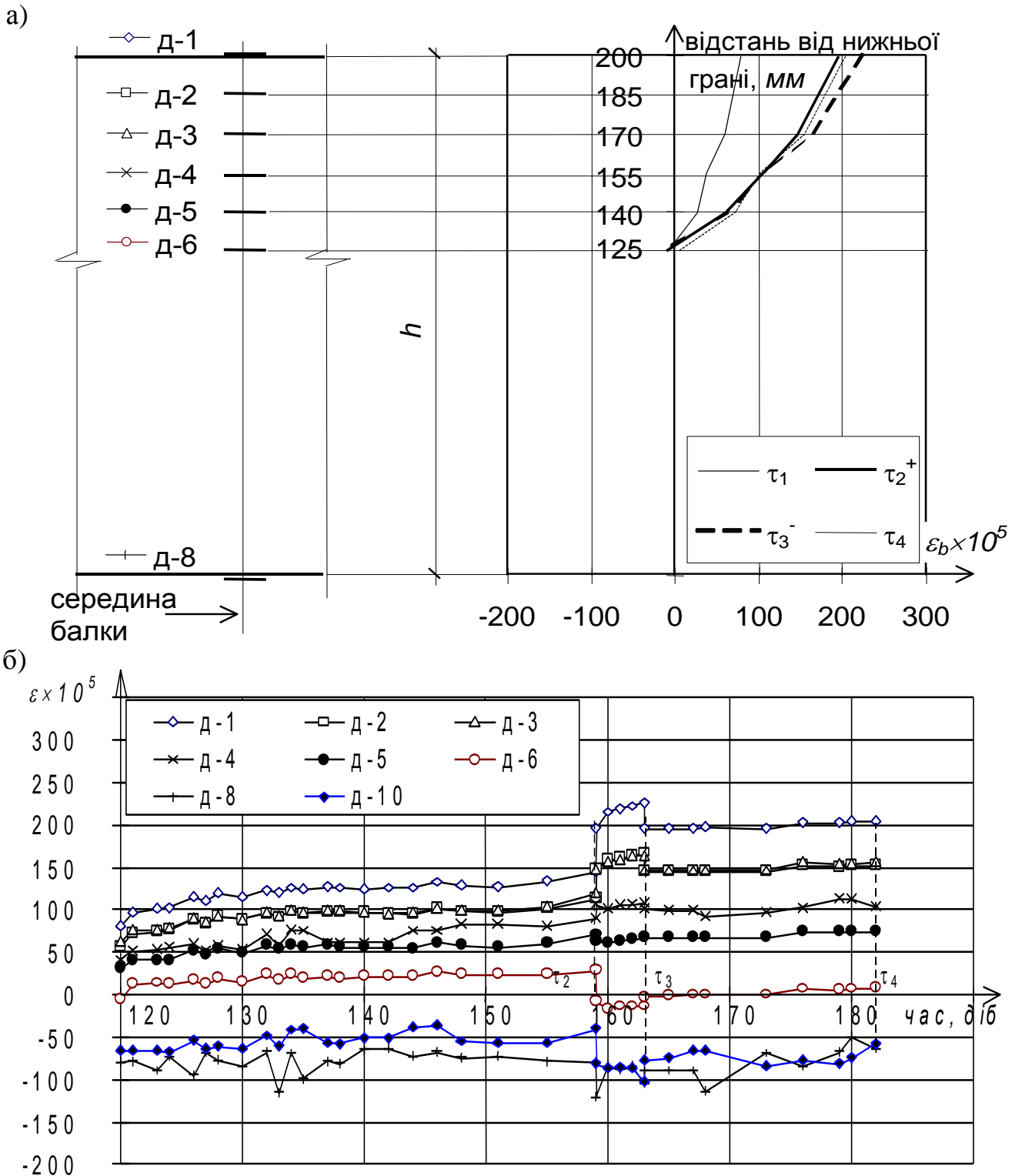


Рис. 3.8. Деформації бетону експериментальної балки Б-2 рівень довантаження якої склав $\mu=0,85$: а) деформації по висоті балки; б) зміна деформацій з часом, де $\tau_1=120$ діб- час завантаження; $\tau_2^+=159$ діб - після довантаження; $\tau_3^- = 163$ доби- перед розвантаженням; $\tau_4=182$ діб- в момент завершення експерименту (див. рис. 2.10.)

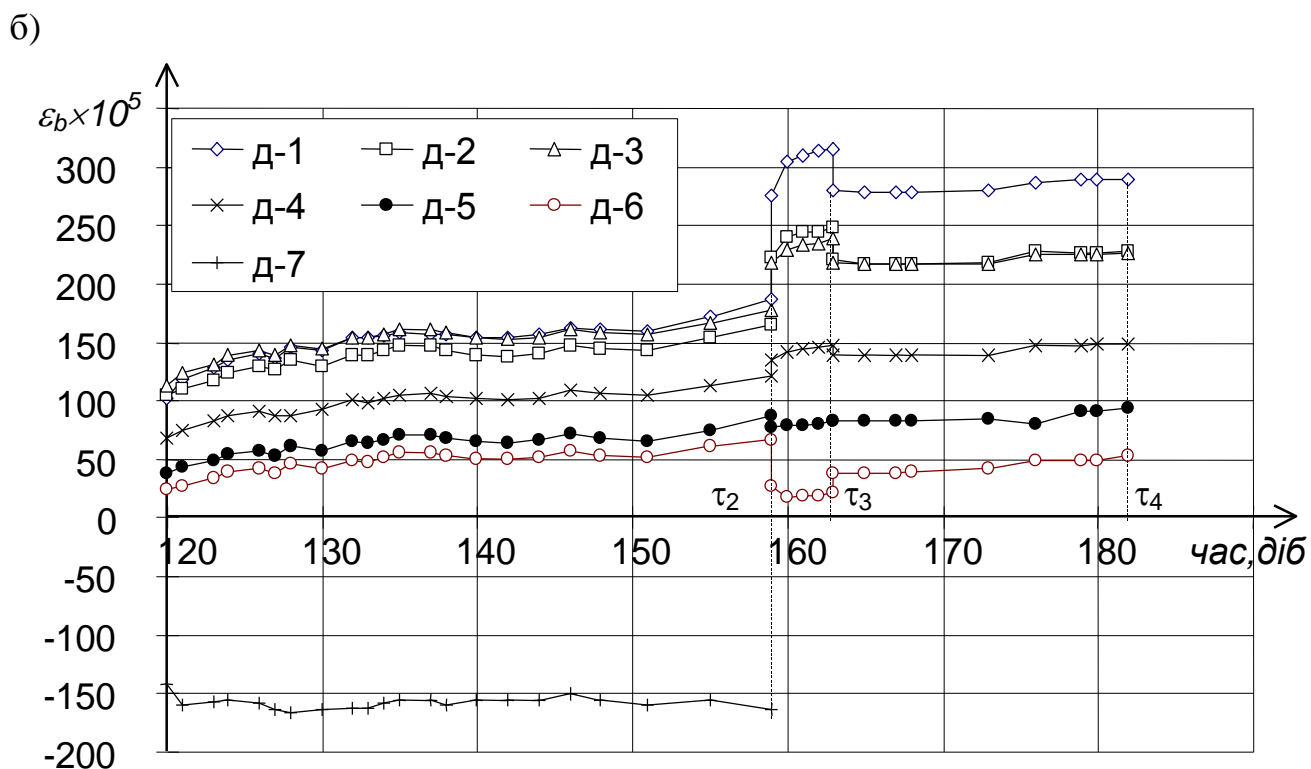
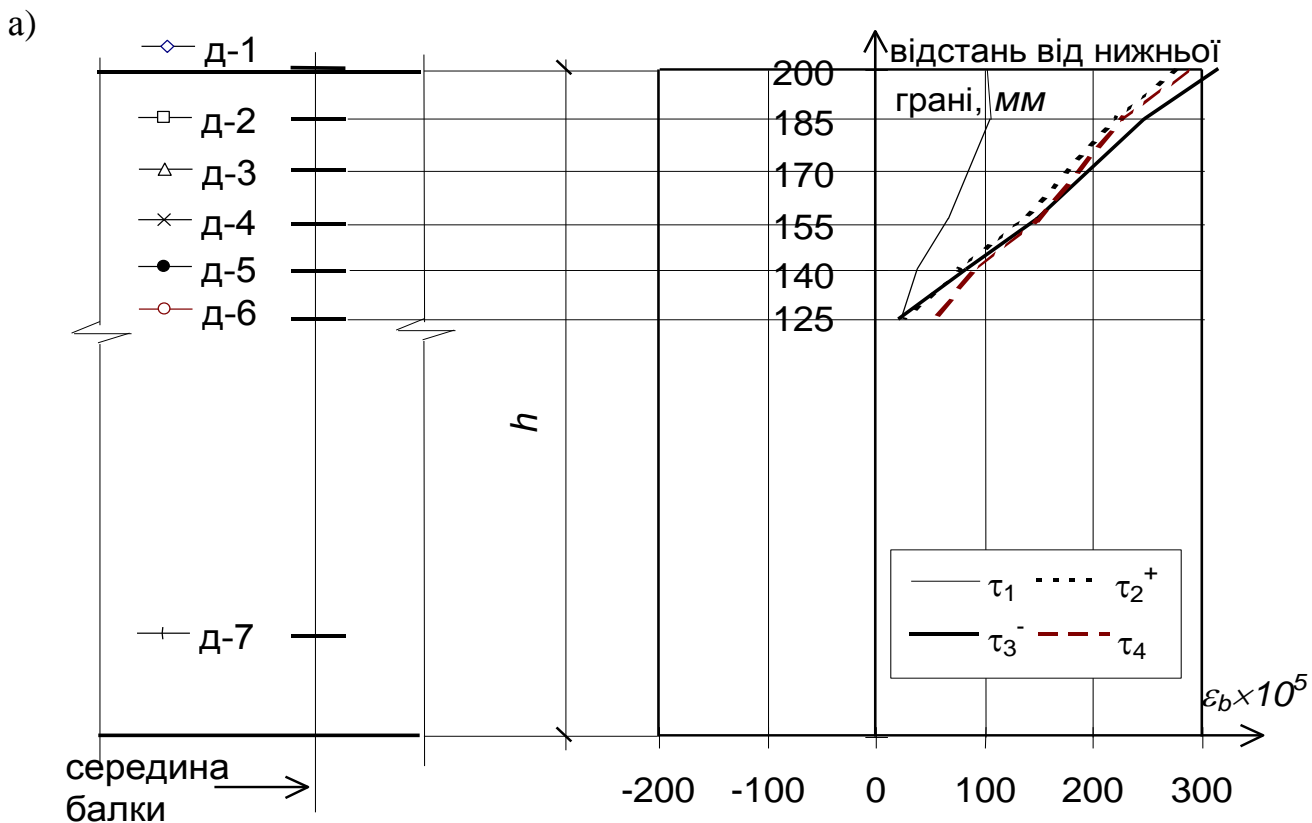


Рис. 3.9. Деформації бетону експериментальної балки Б-7 рівень довантаження якої склав $\mu=0,85$: а) деформації по висоті балки; б) Зміна деформацій з часом, де $\tau_1=120$ діб- час завантаження; $\tau_2^+=159$ діб - після довантаження; $\tau_3^- = 163$ доби- перед розвантаженням; $\tau_4=182$ доби- в момент завершення експерименту (див. рис. 2.10.)

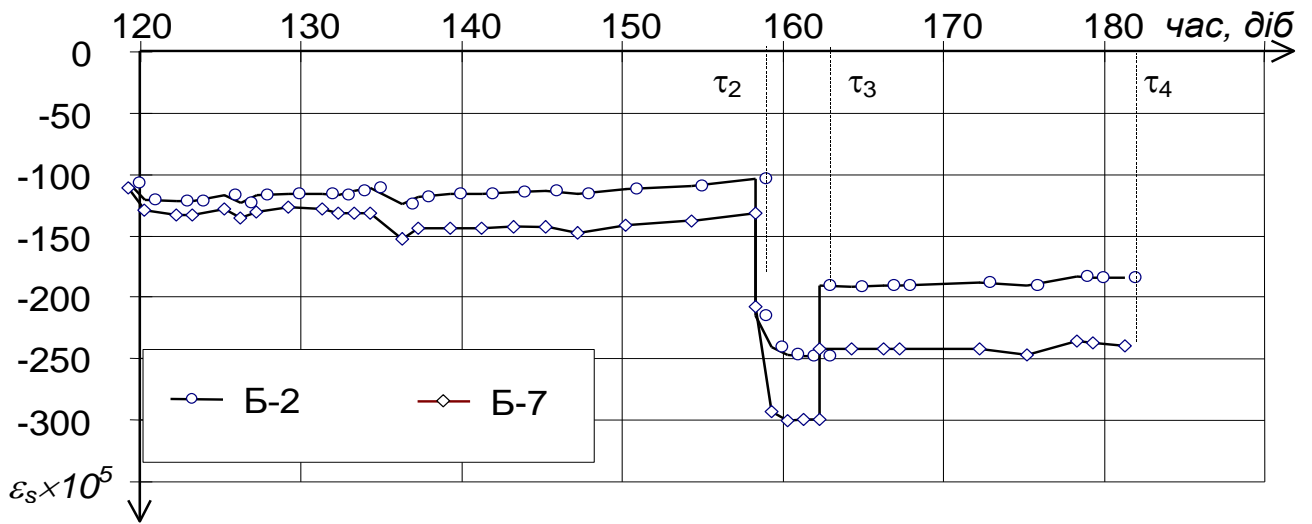


Рис. 3.10. Деформації поздовжньої робочої, попередньо напруженої, арматури

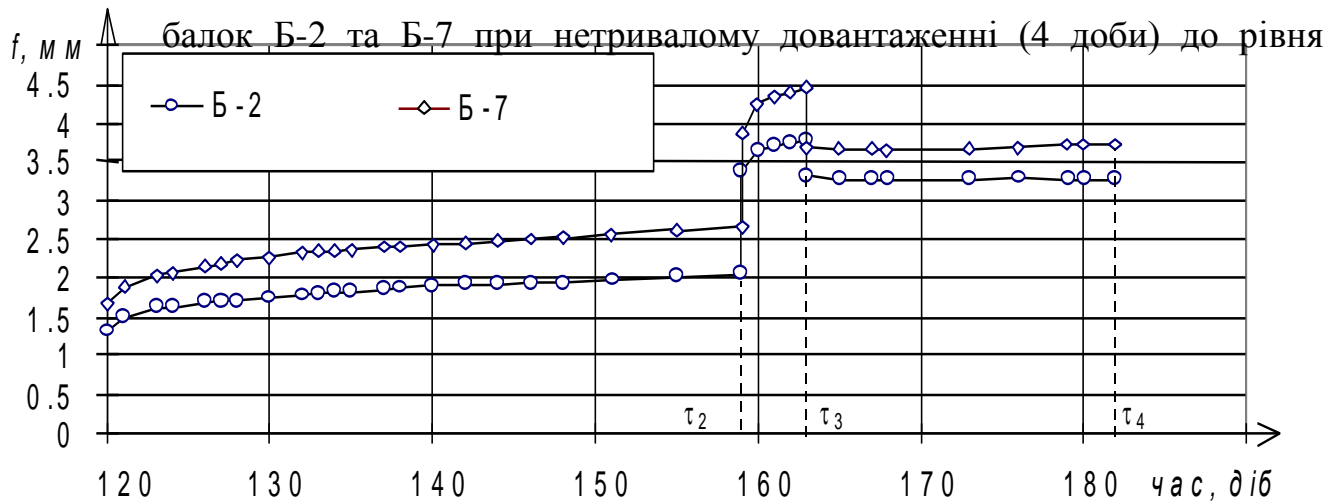


Рис. 3.11. Прогини в середині прогону балок Б-2 та Б-7 при нетривалому довантаженні (4 доби) до рівня

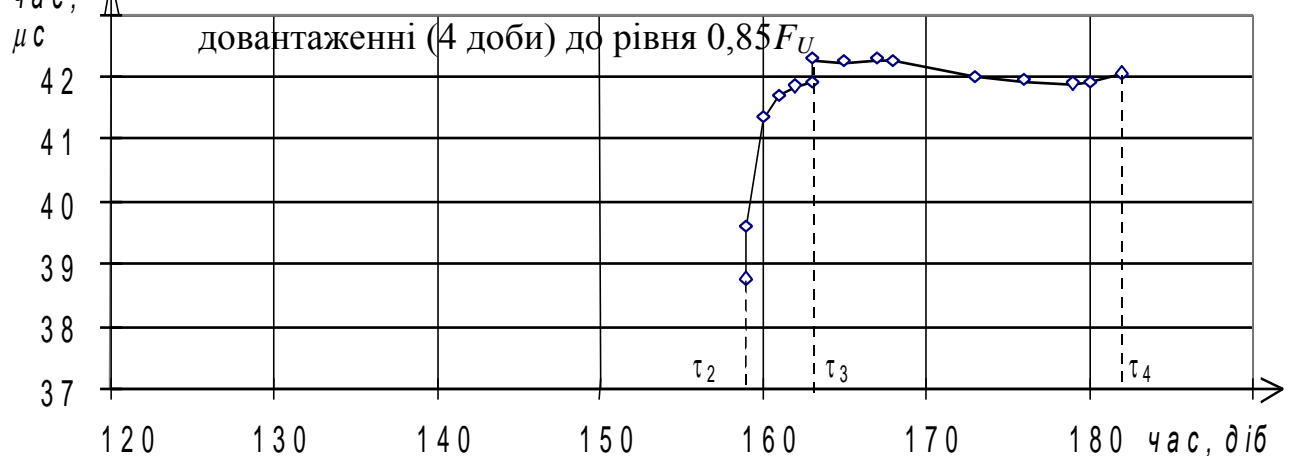


Рис. 3.12. Час проходження ультразвуку в стиснутій зоні бетону балки Б-7 при нетривалому довантаженні (4 доби) до рівня $0,85F_U$

При розвантаженні до рівня $0,6F_U$ деформації арматури склали для Б-2 $\varepsilon_{s,2}=190\times 10^{-5}$, Б-7 $\varepsilon_{s,7}=243\times 10^{-5}$, тобто вирости на $(190-116)/116\times 100\%=63\%$ для балки Б-2 $(243-132)/132\times 100\%=84\%$ для балки Б-7. Таке значне збільшення деформацій попередньо напруженої арматури, а відповідно і напружень, після нетривалої витримки під навантаженням високого рівня можна пояснити зміною параметрів внутрішнього моменту зокрема зменшенням внутрішнього плеча пари сил Z_b . Під час довантаження крайні фібри бетону зазнали значних деформацій (балка Б-2 $\varepsilon_{b,2}=226\times 10^{-5}$ балка Б-7 $\varepsilon_{b,7}=315\times 10^{-5}$) внаслідок чого виникли великі залишкові деформації 36-50%. При розвантаженні до експлуатаційного рівня $0,6F_U$ крайні фібри бетону внаслідок значних деформацій повністю або частково виключаються з роботи, при цьому центр мас епюри напружень бетону стиснутої зони наближається до нейтральної лінії, що в свою чергу зменшує внутрішнє плече пари сил Z_b .

На рис 3.11 показано зміну прогинів в середині прогону балок Б-2 та Б-7. Перед довантаженням до більш високого рівня прогини балок вирости до наступних значень: балка Б-2 $f_2=2,05$ мм, балка Б-7 $f_7=2,68$ мм. Максимального значення прогини балок досягли на четвертий день витримки під навантаженням високого рівня яке дорівнювало для Б-2 $f_2=3,78$ мм, для Б-7 $f_7=4,51$ мм. Після розвантаження до експлуатаційного рівня прогин склав, для балки Б-2 $f_2=3,31$ мм, для балки Б-7 $f_7=3,72$ мм. У відсотковому відношенні залишкові прогини балок Б-2, Б-7 відповідно склали $(3,31-2,05)/2,05\times 100\%=61\%$, $(4,56-2,68)/2,68\times 100\%=70\%$. Як видно на протязі всього періоду експерименту прогини балок не досягнули граничного значення, яке дорівнює $[f]=l/200=1100/200=5,5$ мм.

Повні прогини балок відповідно дорівнюють, для Б-2 $3,35-1,3/1,38\times 100\%=157,7\%$, для балки Б-7 $3,74-1,67/1,67\times 100\%=124,0\%$. Не дивлячись на такий великий відносний приріст прогинів вони не перевищили граничного значення.

Незначне повернення прогинів, після розвантаження до експлуатаційного рівня, пояснюється пружною роботою поздовжньої арматури та частково пруж

ною роботою бетону середньої зони балки (де рівень напружень відносно невеликий).

На балку Б-7 перед довантаженням в стиснутій зоні бетону були встановлені щупи ультразвукової установки за допомогою яких визначався час проходження звуку. Як видно з рис. 3.12 відбувалося зростання часу проходження ультразвуку, що свідчить про збільшення ступеню неоднорідності бетону стиснутої зони з плином часу. При розвантаженні до експлуатаційного рівня час проходження ультразвуку майже не змінився, що свідчить про незворотність процесів, що відбулися в бетоні стиснутої зони (мікротріщиноутворення).

3.5. Робота балки при нетривалому довантаженні до рівня $0,9F_U$ з наступним розвантаженням

Графіки роботи бетону балки Б-3, рівень довантаження якої склав $0,9F_U$, показані на рис. 3.13, а- зміна деформацій по висоті перерізу балки, на рис. 3.13, б- деформації фібр бетону з часом. До довантаження, за період витримки під навантаженням експлуатаційного рівня, деформація крайньої фібри бетону досягнула значення $\varepsilon_{b,3}=208 \times 10^{-5}$, під час витримки під навантаженням до рівня $0,9F_U$ деформації значно зросли і склали $\varepsilon_{b,3}=397 \times 10^{-5}$ деформації вирости майже в два рази, після розвантаження до експлуатаційного рівня деформації бетону залишилися значним $\varepsilon_{b,3}=364 \times 10^{-5}$. Це свідчить про велику, як і при довантаженні до рівня $0,85F_U$, долю незворотних пластичних деформацій повзучості, зокрема для крайньої фібри бетону $(364 \times 10^{-5} - 208 \times 10^{-5}) / 208 \times 10^{-5} \times 100\% = 75\%$.

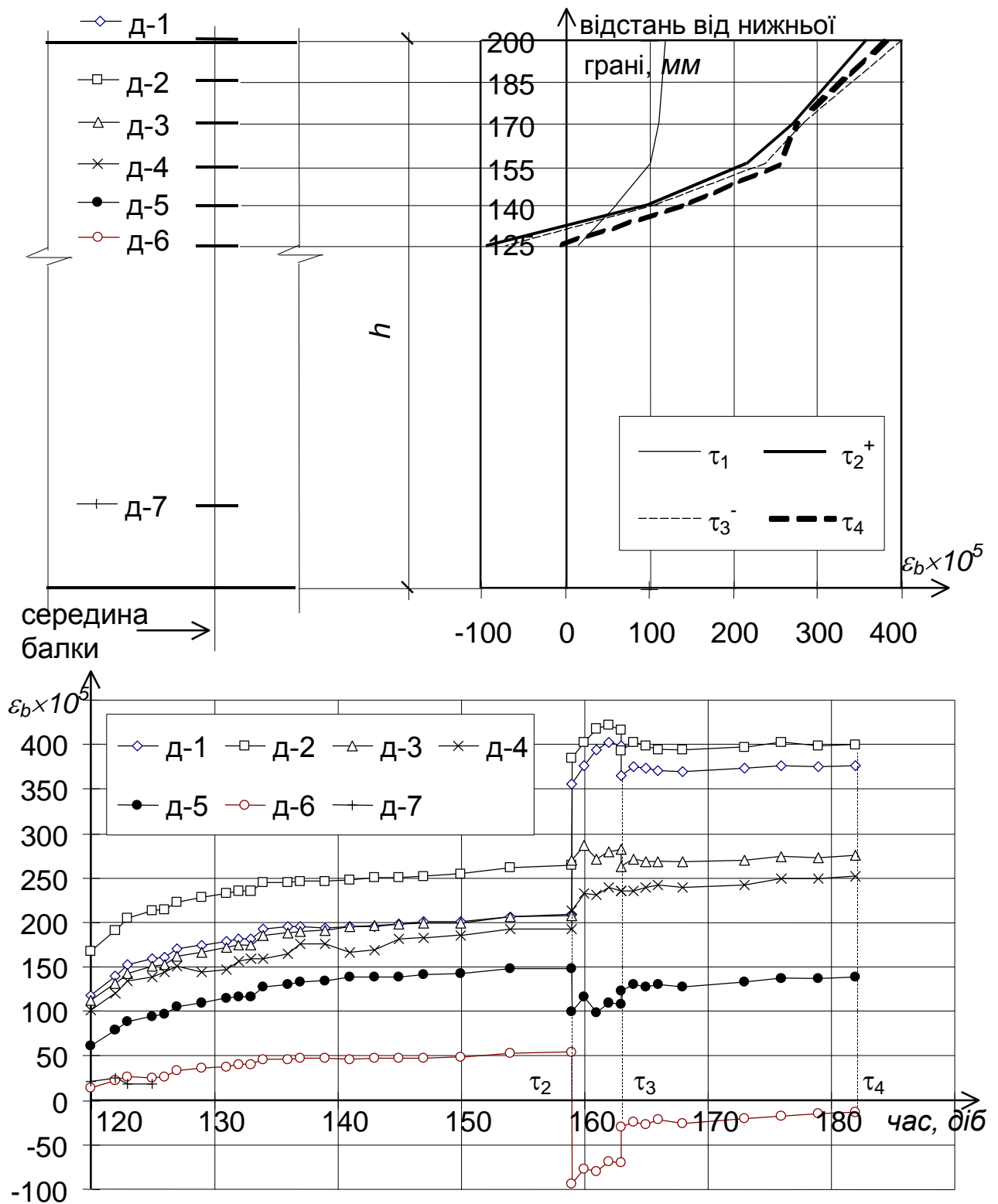


Рис. 3.13. Деформації бетону експериментальної балки Б-3 рівень довантаження якої склав $\mu=0,9$: а) деформації по висоті балки; б) Зміна деформацій з часом, де $\tau_1=120$ діб- час завантаження; $\tau_2^+=159$ діб - після довантаження; $\tau_3^- = 163$ доби- перед розвантаженням; $\tau_4=182$ доби- в момент завершення експерименту (див. рис. 2.10.)

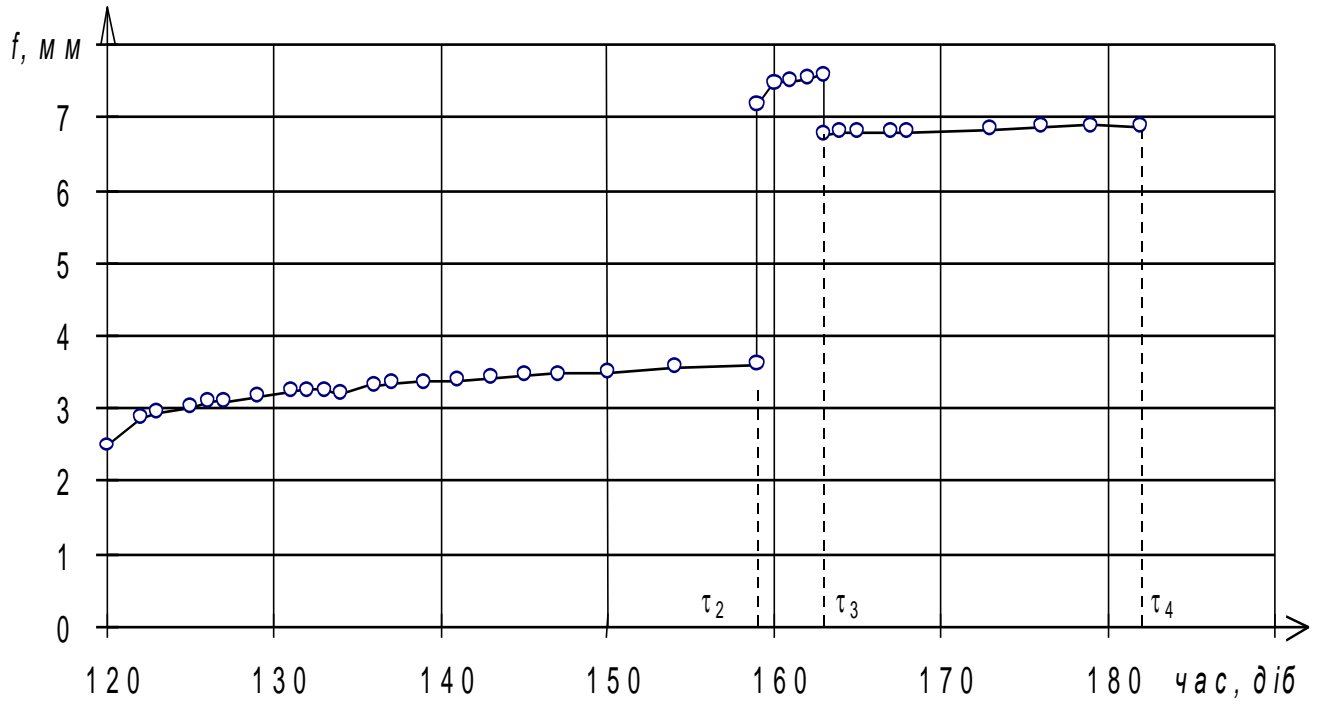


Рис. 3.14. Прогини в середині прольоту балки Б-3 при нетривалому довантаженні (4 доби) до рівня $0,9F_U$

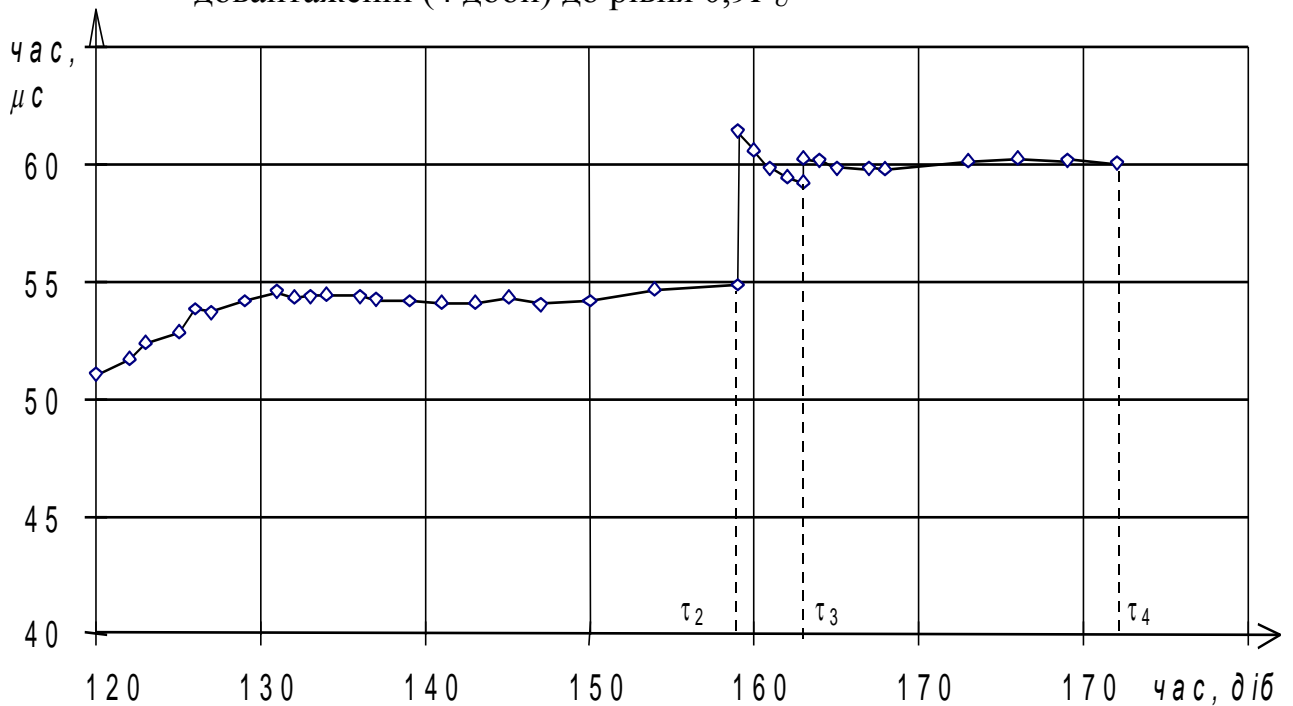


Рис. 3.15. Час проходження ультразвуку в стиснутій зоні бетону балки Б-3 при нетривалому довантаженні (4 доби) до рівня $0,9F_U$

Що стосується прогинів балки, то вони змінювалися наступним чином: до моменту довантаження прогин виріс з величини $f_3=2,43$ мм до величини $f_3=3,62$ мм; максимального прогину балка зазнала в кінці циклу нетривалого довантаження величина якого дорівнювала $f_3=7,61$ мм, що перевищує гранично допустимий, для даного прогону, $[f]=5,5$ мм; після розвантаження до експлуатаційного рівня величина прогину зменшилася на незначну величину і дорівнювала $f_3=6,76$ мм, яка також більша від допустимого прогину. Залишковий прогин при даному рівні довантаження склав $6,76$ мм - $3,62$ мм = $3,14$ мм, що в відсотковому відношенні до прогину перед довантаженням $(6,76 \text{ мм} - 3,62 \text{ мм}) / 3,62 \text{ мм} \times 100\% = 87\%$. Після розвантаження прогин перевищив граничний $6,76 \text{ мм} > 5,5 \text{ мм}$.

Повний відновний прогин виріс на $2,43 - 6,76 / 2,43 \times 100\% = 178,0\%$

При нетривалому довантаженні до рівня $0,9F_U$ в бетоні стиснутої зони відбуваються значні мікроруйнування унаслідок яких величина прогину балки значно зростає. Навіть при розвантаженні до експлуатаційного рівня прогини залишаються значними.

В стиснутій зоні бетону, балки Б-3, були встановлені щупи ультразвукової установки для спостереження за зміною неоднорідності бетону на протязі всього експерименту. Графік зміни часу проходження ультразвукового сигналу в напрямку перпендикулярному до поздовжньої осі балки показаний на рис. 3.15. Як видно з графіка навіть при експлуатаційному рівні навантаження з плином часу час проходження ультразвуку зростає на незначну величину. В момент довантаження час проходження різко збільшується, що свідчить про збільшення неоднорідності бетону стиснутої зони через виникнення мікроруйнувань. Під час витримки час проходження дещо зменшився, що можна пояснити процесами, які відбуваються при стиску, закриття тріщин, ущільнення бетону. Після повернення навантаження до експлуатаційного рівня час проходження ультразвуку з часом майже не змінювався, що свідчить про те, що в бетоні стиснутої зони відбулися

деструктивні процеси після яких експлуатаційний рівень навантаження ніяк не впливає на бетон стиснутої зони.

3.6. ВИСНОВКИ

На основі проведеного вище аналізу можна зробити наступні висновки.

1. Під час тривалого експерименту, в процесі якого здійснювалося нетривале довантаження до високих рівнів ($0,7-0,9F_U$), міцність балок знизилася на незначну величину ($0,6-7,6\%$) порівняно з їх міцністю на початку експерименту. Це можна пояснити тим, що у верхній частині бетону стиснутої зони відбувається мікроруйнування бетону, а в рештій частині стиснутого бетону, при відносно невеликих напруженнях, відбувається підвищення міцності бетону.

2. За рахунок повзучості бетону стиснутої зони при експлуатаційному навантаженні відбувається збільшення висоти зони стиснутого бетону, а в момент довантаження - зменшення.

3. Стан бетону стиснутої зони, до якого приводить нетривале довантаження до високого рівня, залишається незмінним після розвантаження до експлуатаційного рівня, що підтверджує графік залежності часу проходження ультразвуку (рис. 3.15.) в бетоні стиснутої зони на відрізку $\tau_3-\tau_4$.

РОЗДІЛ 4

ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАЛОК ПРИ СКЛАДНИХ РЕЖИМАХ НАВАНТАЖЕННЯ

4.1. Передумови

В процесі розробки математичної моделі та методики розрахунку прийняті наступні передумови:

1. Відпуск попередньо напруженої арматури та прикладення зовнішнього навантаження здійснюється одночасно, тобто вплив розтягу бетону стиснутої зони від дії попереднього обтиску не враховується.

2. В бетоні стиснутої зони та в розтягнутому бетоні над тріщинами приймаємо криволінійну епюру напружень.

3. Залежність деформацій бетону від напружень " σ - ε " в стиснутій зоні залізобетонного елемента, що згинається, приймаємо за [26].

4. При визначенні напружено-деформованого стану перерізу в момент навантаження (довантаження, розвантаження) приймаємо гіпотезу плоских перерізів. При розробці методу розрахунку за прогинами приймаємо гіпотезу про середнє значення деформацій розтягнутої арматури $\varepsilon_s(t)$ в тріщинах і між ними та стиснутого бетону $\varepsilon_b(t)$ над тріщинами і між ними. При цьому можна записати наступну залежність

$$\varepsilon_b(t)[h_0 - x(t)] = \varepsilon_s(t)x(t), \quad (4.1)$$

де h_0 -робоча висота перерізу,

$x(t)$ -середня висота стиснутої зони бетону.

5. Для врахування процесів повзучості бетону стиснутої зони застосована теорія пружно-повзучого тіла з усіма передумовами, які вона використовує. За теорією пружно-повзучого тіла залежність деформації бетону від початкового напруження та властивостей бетону може бути записана у вигляді, запропонованому в [100]

$$\begin{aligned} \varepsilon_{\sigma}(t) = & \frac{\sigma_{\sigma}(t)}{E_{\sigma}(t)} + \frac{1-\nu}{\nu} \frac{\sigma_{\sigma}(\tau_1)}{E_{\sigma}(\tau_1)} - \int_{\tau_1}^t \sigma_{\sigma}(\tau) \frac{\partial}{\partial \tau} \left[\frac{1}{E(\tau)} \right] \partial \tau - \\ & - \int_{\tau_1}^t F[\sigma_{\sigma}(\tau)] \frac{\partial}{\partial \tau} C(t, \tau) \partial \tau, \end{aligned} \quad (4.2)$$

де $C(t, \tau)$ - міра повзучості бетону;

$F[\sigma_{\sigma}(\tau)]$ -функція напружень;

$E(t)$ -модуль пружно- миттєвих деформацій бетону в момент часу t .

4.2. Моделювання напружено-деформованого стану попередньо напруженої балки під час нетривалої дії навантаження на неї

4.2.1. Врахування зміни навантаження

Всі навантаження, що діють на споруди на протязі тривалого періоду його експлуатації, можна розділити на два типи: постійні та змінні.

До постійних навантажень можна віднести власну вагу конструкції, вагу постійно встановленого обладнання та в деяких випадках інші види навантаження. Всі решту види навантажень є змінними, що змінюються з часом. При розрахунку конструкцій на статичні навантаження всі граничні стани визначаються за найбільшою величиною зусилля, яке можливе на протязі всього періоду нормальної експлуатації споруди. Не враховуються найбільш небезпечні для конструкцій непередбачені навантаження, що перевищують зусилля, яке можливе на протязі всього періоду нормальної експлуатації споруди.

Питання опису навантажень, що діють на конструкції і змінюються в часі, вирішені в [15], де змінні в часі навантаження запропоновано враховувати за допомогою функції Хевісайда

$$u(t) = \begin{cases} 0 & \text{при } t < 0 \\ 1 & \text{при } t \geq 0. \end{cases} \quad (4.3)$$

За допомогою функції Хевісайда можна записати формулу, що визначає ступеневу зміну навантаження (рис. 4.1):

$$P(t) = P_0[u(t - \tau_0) - u(t - \tau_1)] + P_1[u(t - \tau_1) - u(t - \tau_2)] + \dots + P_k[u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1})] + \dots \quad (4.4)$$

Або в більш загальному вигляді

$$P(t) = \sum_{k=0}^n P_k [u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1})]. \quad (4.5)$$

Ступеневі навантаження- явище досить часте в практиці експлуатації споруд. До них можуть бути віднесені всі навантаження, які прикладені раптово так, що час їх прикладання неспіврозмірно малий у порівнянні з тривалістю дії навантаження. Таким навантаженням є навантаження від теплового удару з наступною витримкою температурної дії, наприклад, дія на конструкції високих температур в гарячих цехах при періодичних розливах металу. Зупинки рухомих складів на мостах, шляхопроводах, естакадах, транспортних галереях можуть також бути представлені як імпульсні періодичні та неперіодичні навантаження. Сюди також відносяться зусилля, що виникають при раптовому просіданні основи, затопленню водосховищ, підвищенню рівня води в шлюзах та багатьох інших випадках.

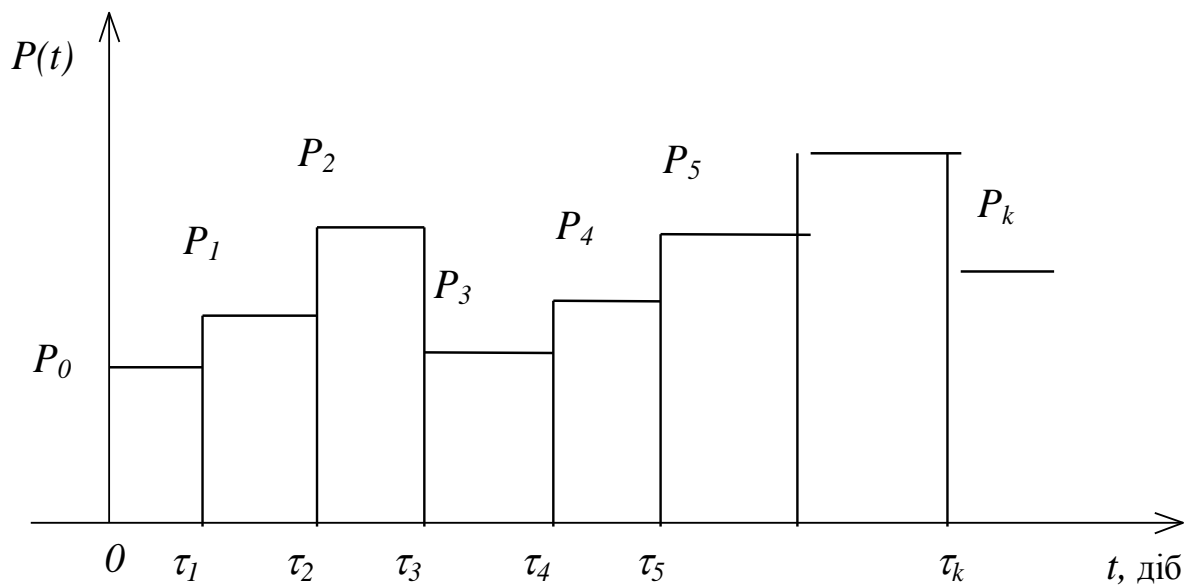


Рис. 4.1. Навантаження, що змінюються ступенево

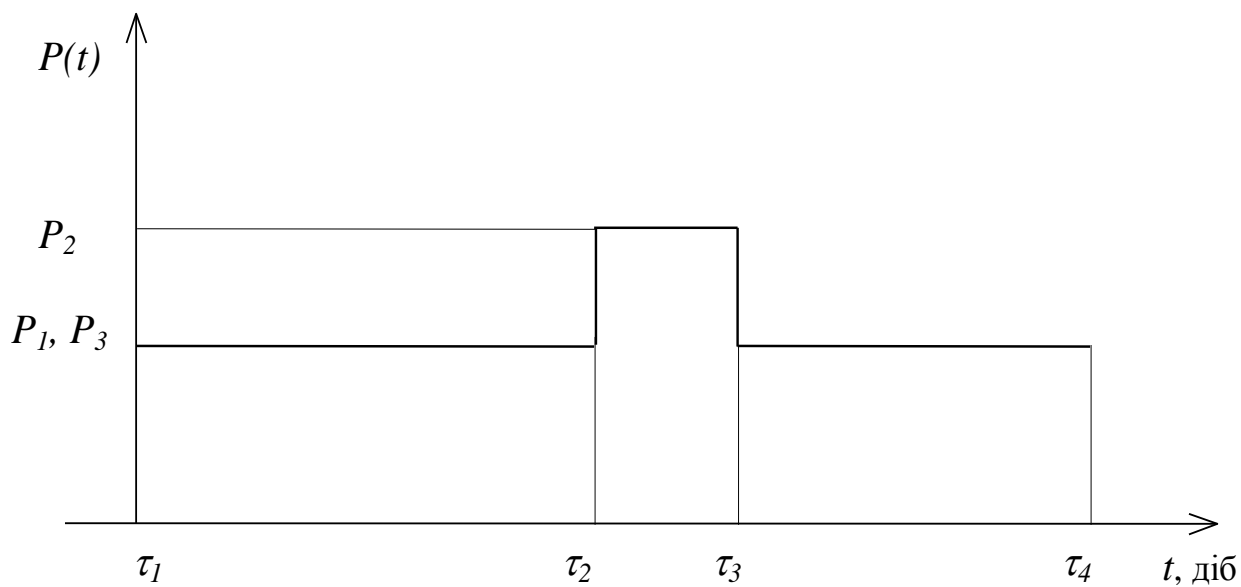


Рис. 4.2. Зміна навантаження, яка прийнята в експериментальних дослідженнях

На рис. 4.2 показана зміна навантаження, прийнята в експериментальних дослідженнях дисертаційної роботи. Як видно з рис 4.2, опис зміни навантаження можна прийняти за формулою (4.4), і він буде мати вигляд

$$P(t) = P_1[u(t - \tau_1) - u(t - \tau_2)] + P_2[u(t - \tau_2) - u(t - \tau_3)] + P_3u(t - \tau_3). \quad (4.6)$$

В програмі формула Хевісайда реалізована за алгоритмом, блок-схема якого показана на рис 4.3.

Можливість визначити величину зовнішнього навантаження $P(t)$ в будь-який момент часу t має велике значення, тому що величина зовнішнього моменту на пряму залежить від $P(t)$.

4.2.2. Моделювання роботи нормального перерізу під час навантаження та його зміни

Для описання напружено-деформованого стану попередньо напружених залізобетонних елементів, що згинаються, запропоновано використовувати модель балки, показану на рис 4.4 а. В основу запропонованої математичної моделі покладено деформаційні характеристики вихідних матеріалів і дискретне уявлення про балку. Умовно вважаємо, що балка складається з n ділянок, розміщених вздовж балки. Кожна ділянка представлена в розрахунку серединним перерізом. На протязі кожної ділянки приймаємо незмінними значення: зовнішнього згинаючого моменту (рис 4.4. б), поперечного зусилля (рис 4.4. в), моменту від дії одиничної сили, що прикладена в середині прольоту, (рис 4.4. г) та кривизни балки (рис 4.4. д).

В свою чергу поперечний переріз умовно поділений на i -те число горизонтальних ділянок $d_1, d_2, d_3, \dots, d_n$ висотою S_{di} рис. 4.5.

Прийнята математична модель поперечного перерізу дає змогу припустити, що ділянки, на які він розділений, працюють на одноосне навантаження- розтяг або стиск, залежно від розміщення відносно нейтральної осі балки.

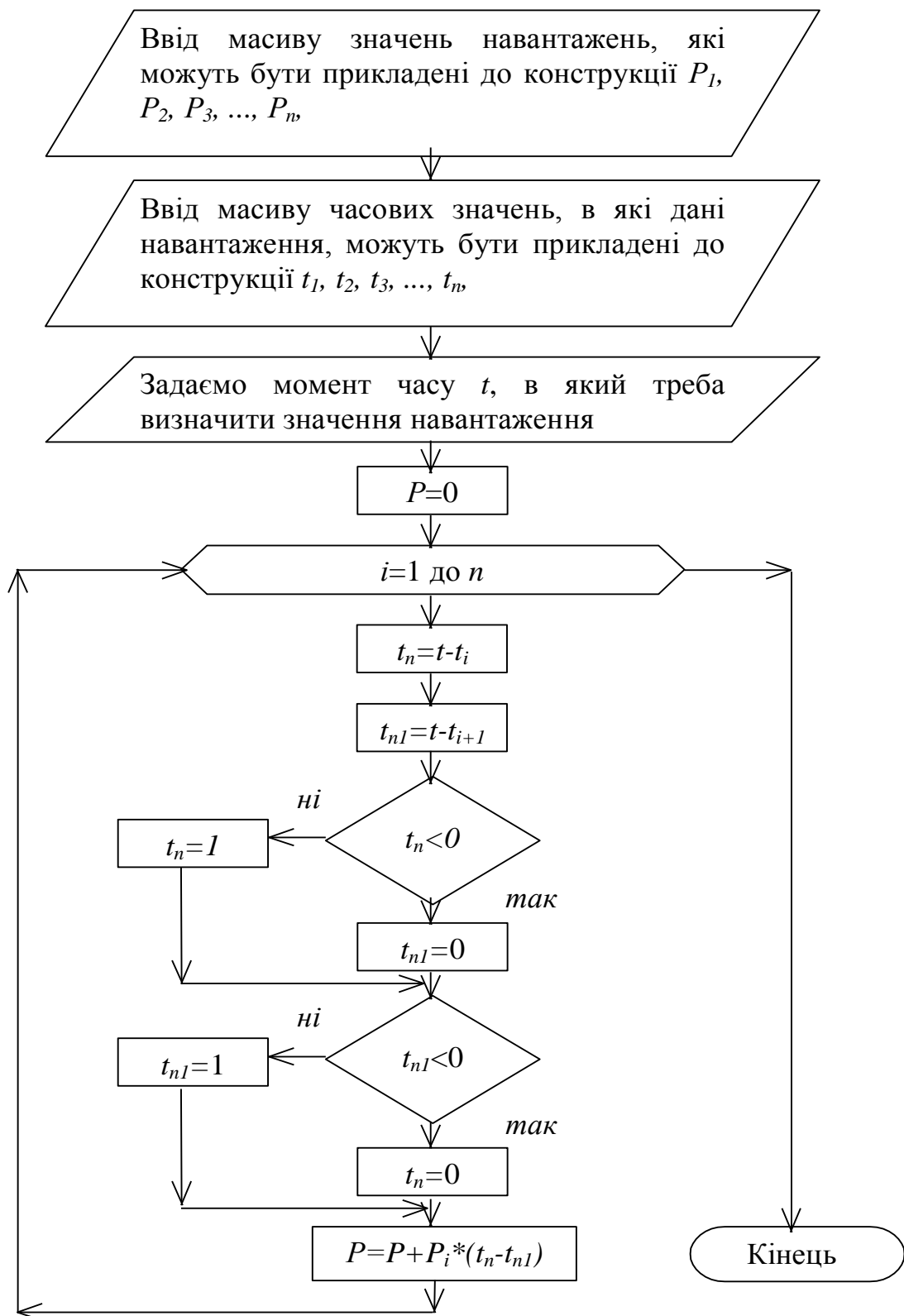


Рис. 4.3. Блок-схема визначення величини навантаження в будьякий момент часу при ступеневій зміні навантажень

Робота окремих ділянок на одноосний напружено-деформований стан передбачає однакове значення напружень (рис. 4.5 в) та деформацій (рис. 4.5 г) на всій висоті ділянки S_{di} .

Основними геометричними характеристиками перерізу k є:

$S_{k,red}$ - умовний статичний момент перерізу відносно осі, що проходить по нижній грані балки зведений до значення січного модуля деформацій E_i , який обчислюється за формулою:

$$S_{k,red} = \sum A_{ki} y_{ki} E_{ki} + \sum A_{kn} y_{kn} E_{kn}, \quad (4.7)$$

де A_{ki} - площа перерізу i -го шару бетону $A_{ki}=b \cdot S_{di}$;

y_{ki} -відстань від центру мас i -го шару, що розглядається до нижньої грані балки;

E_{ki} - січний модуль деформацій i -го шару бетону, визначається за діаграмою деформування бетону " σ - ϵ " залежно від величини відносних деформацій;

A_{kn} - площа n -го стержня арматури;

y_{kn} -відстань від центру мас n -го стержня арматури, що розглядається до нижньої грані балки;

E_{kn} - січний модуль деформацій n -го стержня арматури.

$A_{k,red}$ - зведена умовна площа поперечного перерізу, яку визначаємо за формулою:

$$A_{k,red} = \sum A_{ki} E_{ki} + \sum A_{kn} E_{kn}, \quad (4.8)$$

та умовний момент інерції $I_{k,red}$ перерізу зведений до значення січного модуля деформацій E_i , або ще можна назвати зведеною жорсткістю перерізу, яка обчислюється за формулою:

$$I_{k,red} = \sum A_{ki} (y_0 - y_{ki})^2 E_{ki} + \sum A_{kn} (y_0 - y_{kn})^2 E_{kn}, \quad (4.9)$$

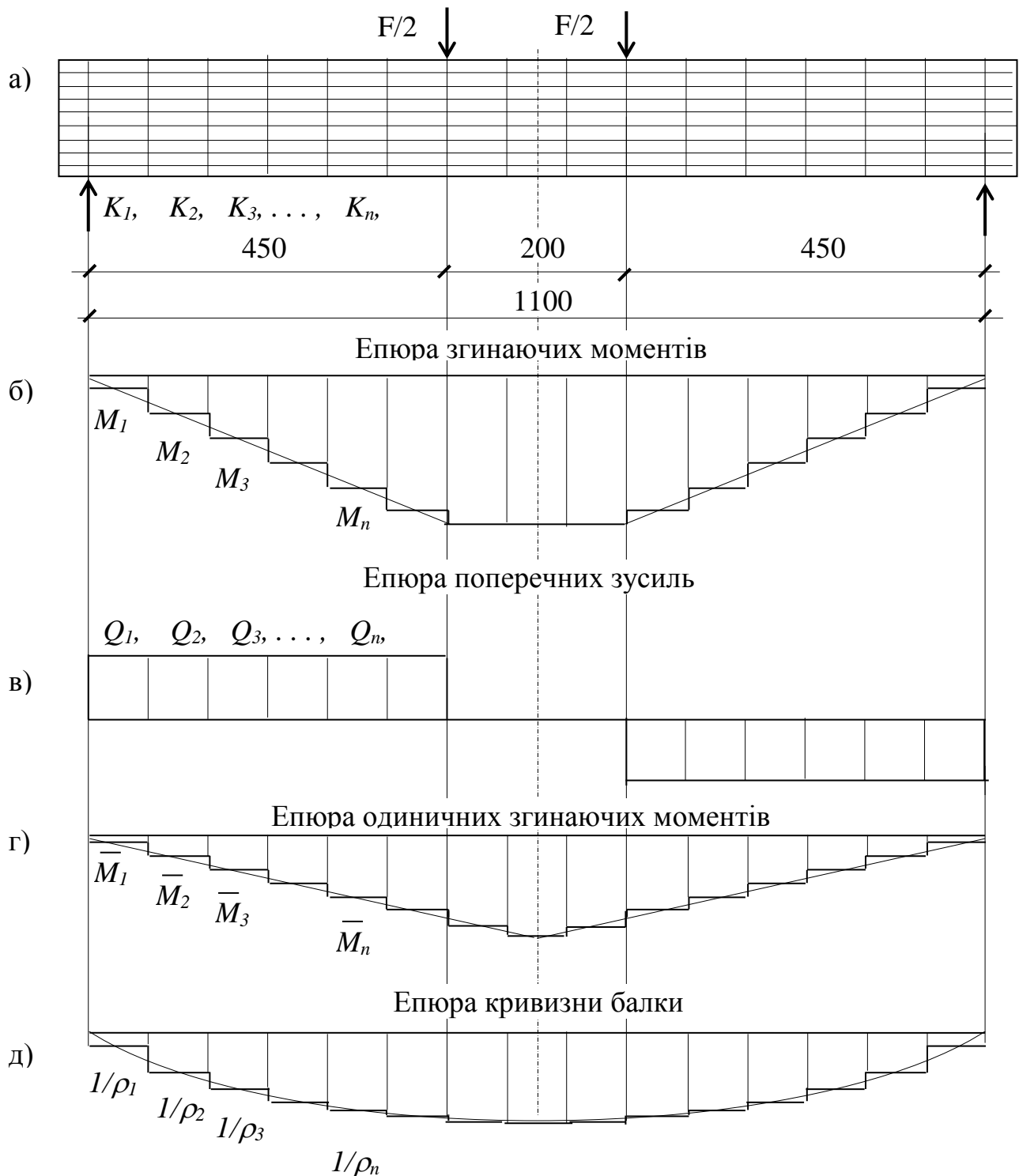


Рис. 4.4. Просторова модель балки: а) схема розбивки балки на горизонтальні та вертикальні ділянки, які працюють на одноосне навантаження; б) епюра згинальних моментів від дії зовнішнього навантаження; в) епюра поперечних зусиль від дії зовнішнього навантаження; г) епюра згинальних моментів від дії одиничної сили прикладеної по середині прольоту навантаження; д) епюра кривизни балки

y_0 - відстань від нижньої грані балки до центру мас поперечного перерізу балки:

$$y_0 = S_{k,red} / A_{k,red} \cdot \quad (4.10)$$

Для виведення виразу визначення деформації в кожній фібрі бетону, за його напруженнями по всій висоті поперечного перерізу, використовуємо вираз для пружного бетону, що рекомендовано нормами [81]:

$$\sigma_b = \frac{P}{A_{red}} \pm \frac{Pe_{op}y}{I_{red}} \pm \frac{My}{I_{red}}, \quad (4.11)$$

де y - відстань від центру мас приведенного перерізу до волокна, що розглядається;

M -згинальний момент в стадії роботи елемента, що розглядається.

Підставляючи у знаменники доданків правої частини виразу (4.11) геометричні характеристики перерізу $I_{k,red}$, $S_{k,red}$, $A_{k,red}$ пораховані з урахуванням січного модуля пружності бетону за формулами (4.8, 4.9) отримуємо вираз для визначення деформацій фібр бетону в поперечному перерізі

$$\varepsilon_{ki}(t) = \frac{P_0}{A_{k,red}} + \frac{P_0 \times (y_0 - y_{sp}) \times (y_0 - y_{ki})}{I_{k,red}} + \frac{M_k(t) \times (y_{ki} - y_0)}{I_{k,red}}, \quad (4.12)$$

де A_{sp} - площа попередньо напруженої арматури;

y_{sp} - відстань від нижньої грані балки до центру мас попередньо напруженої арматури;

P_0 - зусилля попереднього обтиску, розглядається як зовнішня сила.

Місцезнаходження фібри бетону y_i по відношенню до центру мас перерізу y_0 визначає вид деформації (розтяг "-", стиск "+").

Порахувавши деформації фібр бетону, за формулою (4.12), за діаграмою деформування (пункт 4.2.3) знаходимо напруження в кожній фібрі бетону $\sigma_{b,i}$ на всій висоті поперечного перерізу.

Залежно від величини деформацій визначаємо січний модуль деформацій для кожної фібри бетону. Далі, знаючи нові значення січного модуля деформацій бетону, знаходимо нові значення зведених геометричних характеристик залізобетонного перерізу балки. Підставивши у вираз (4.11) нові значення зведених геометричних характеристик отримуємо відповідні їм значення деформацій бетону. Алгоритм знаходження деформацій повторюємо до тих пір, поки значення нового та попереднього значення деформацій бетону відрізняється на певну величину, тобто задану наперед точність. Досягнувши цієї точності в обчисленнях, отримуємо епюри напружень та деформацій в бетоні по всій висоті поперечного перерізу.

Для знаходження напруження в попередньо напруженій та звичайній розтягнутій арматурі записуємо два рівняння рівноваги: 1-сума моментів відносно точки, що лежить на лінії дії зусилля попередньо напруженої розтягнутої арматури; 2- сума всіх діючих сил на вісь X .

$$\sum M = M_z(t) - M_b(t) - N_s(t)(y_{sp} - y_s) = 0, \quad (4.13)$$

де M_b - момент, який створює зусилля в розтягнутому та стиснутому бетоні відносно точки, що лежить на лінії дії зусилля попередньо напруженої розтягнутої арматури, в подальшому момент бетону. Момент бетону визначаємо шляхом сумування моментів, які створюють окремі фібри бетону товщиною S_d .

$$M_b(t) = \sum b S_d (y_i - y_{sp}) \sigma_{bi}(t). \quad (4.14)$$

Вираз для знаходження напруження в звичайній арматурі виводимо з рівняння рівноваги (4.13), він буде мати вигляд:

$$\sigma_s(t) = \frac{M_z(t) - M_b(t)}{(y_{sp} - y_s) * A_s}. \quad (4.15)$$

З другого рівняння рівноваги (рівності нулю проекції всіх зусиль на вісь X):

$$\sum X = N_{sp}(t) + P_0 - N_b(t) + N_s(t) = 0, \quad (4.16)$$

знаходимо приріст напружень в попередньо напруженій арматурі $\sigma_{sp}(t)$:

$$\sigma_{sp}(t) = \frac{N_b(t) - P_0 - N_s(t)}{A_{sp}}. \quad (4.17)$$

Зусилля в бетоні $N_b(t)$ - визначаємо за формулою

$$N_b(t) = \sum b S_d \sigma_{bi}(t). \quad (4.18)$$

Таким чином, отримуємо основні параметри напружено-деформованого стану поперечного перерізу залізобетонної попередньо напруженої балки, при будь-якому значенні зовнішнього моменту $M_z(t)$ при умові, що він не перевищує моменту руйнування M_u .

Для визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу при зміні зовнішнього навантаження $P(t)$ (зменшення або збільшення), відповідно змінює і зовнішній момент $M_z(t)$, достатньо у виразах (4.11, 4.13) підставити нове значення зовнішнього моменту.

Якщо напруження в розтягнутій фібрі бетону $\sigma_{b,i}$ досягнули граничного значення напруження при розтягу $R_{bi, n}$, то припускаємо, що дана фібра бетону

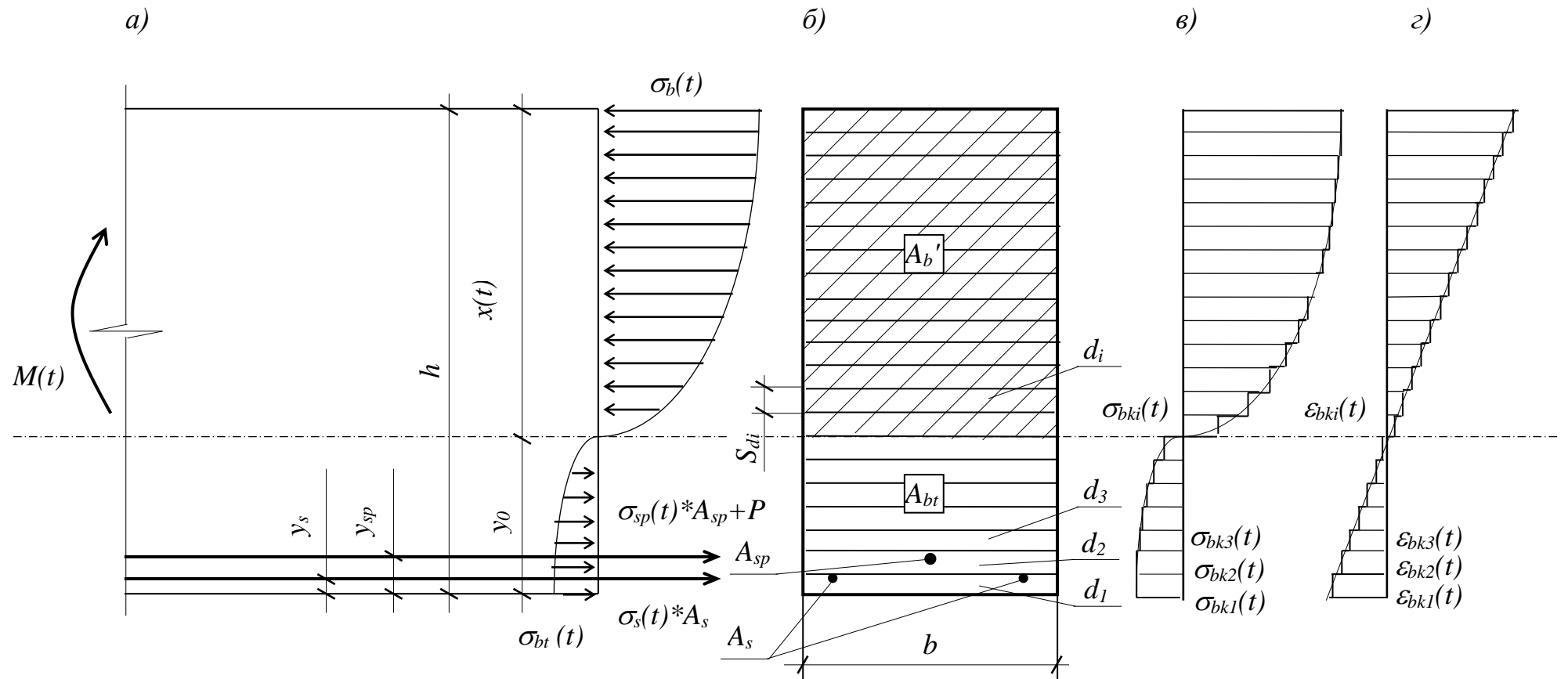


Рис. 4.5. Розрахункова схема, прийнята в моделі балки, що працює без тріщин: а) зусилля та сили, що діють в нормальному перерізі; б) розподіл балки по висоті на ділянки $d_1, d_2, d_3, \dots, d_i$ шириною S_{di} ; в) дискретна еюра напружень в бетоні поперечного перерізу; г) дискретна еюра деформацій бетону по висоті перерізу

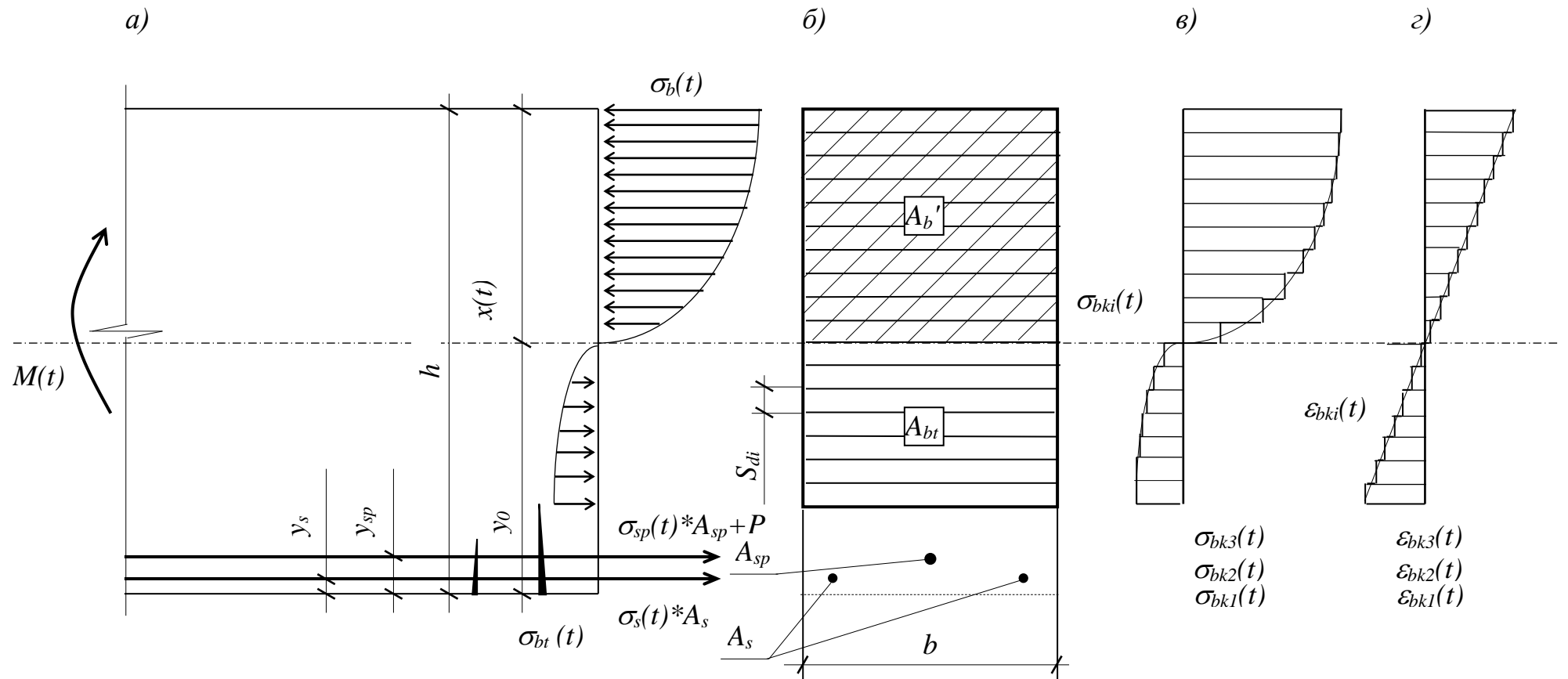


Рис. 4.6. Розрахункова схема, прийнята в моделі балки, при роботі балки з тріщинами: а) зусилля та сили, що діють в нормальному перерізі; б) розподіл балки по висоті на ділянки $d_1, d_2, d_3, \dots, d_i$ шириною S_{di} ; в) дискретна епюра напружень в бетоні поперечного перерізу; г) дискретна епюра деформацій бетону по висоті перерізу

розірвалася, тобто в розтягнутому бетоні утворилася тріщина. Кількість розірваних фібр бетону визначають висоту тріщини h_{crc} ,

$$h_{crc} = n_{crc} S_d, \quad (4.19)$$

де n_{crc} -кількість розірваних фібр бетону.

Розірвані фібри бетону автоматично виключаються з поперечного перерізу, а розрахунок напружено-деформованого стану, за вище вказаним алгоритмом, проводиться за фактичними значеннями геометричних характеристик поперечного перерізу (враховується висота розвитку тріщини). Розрахункова схема поперечного перерізу з тріщинами зображена на рис. 4.6.

Блок-схема алгоритму знаходження напружено-деформованого стану поперечного перерізу, попередньо напруженої балки зображена на рис. 4.7.

4.2.3. Діаграми залежності " σ - ε " для бетону та арматури, що використовуються в моделюванні та розрахунку

При визначенні параметрів напружено-деформованого стану використовуємо діаграми деформування " σ - ε " для бетону та арматурної сталі які описують залежність напруження від величини деформацій.

Для бетону, який працює на стиск, використовуємо методику запропоновану Вахненком П.Ф. [26], яка описана у першому розділі у виразах (1.36-1.39)

В запропонованій методиці розрахунку напружено- деформованого стану залізобетонних елементів може бути використана будь яка діаграма деформування " σ - ε " для бетону. В математичній моделі може бути використана залежність запропонована Школярем С.П. [132]

$$\sigma_b = \frac{E_b \varepsilon_b}{1 + \frac{E_b \varepsilon_b}{R_b} \frac{50 - 0,5R_b}{50 + R_b}}, \quad (4.20)$$

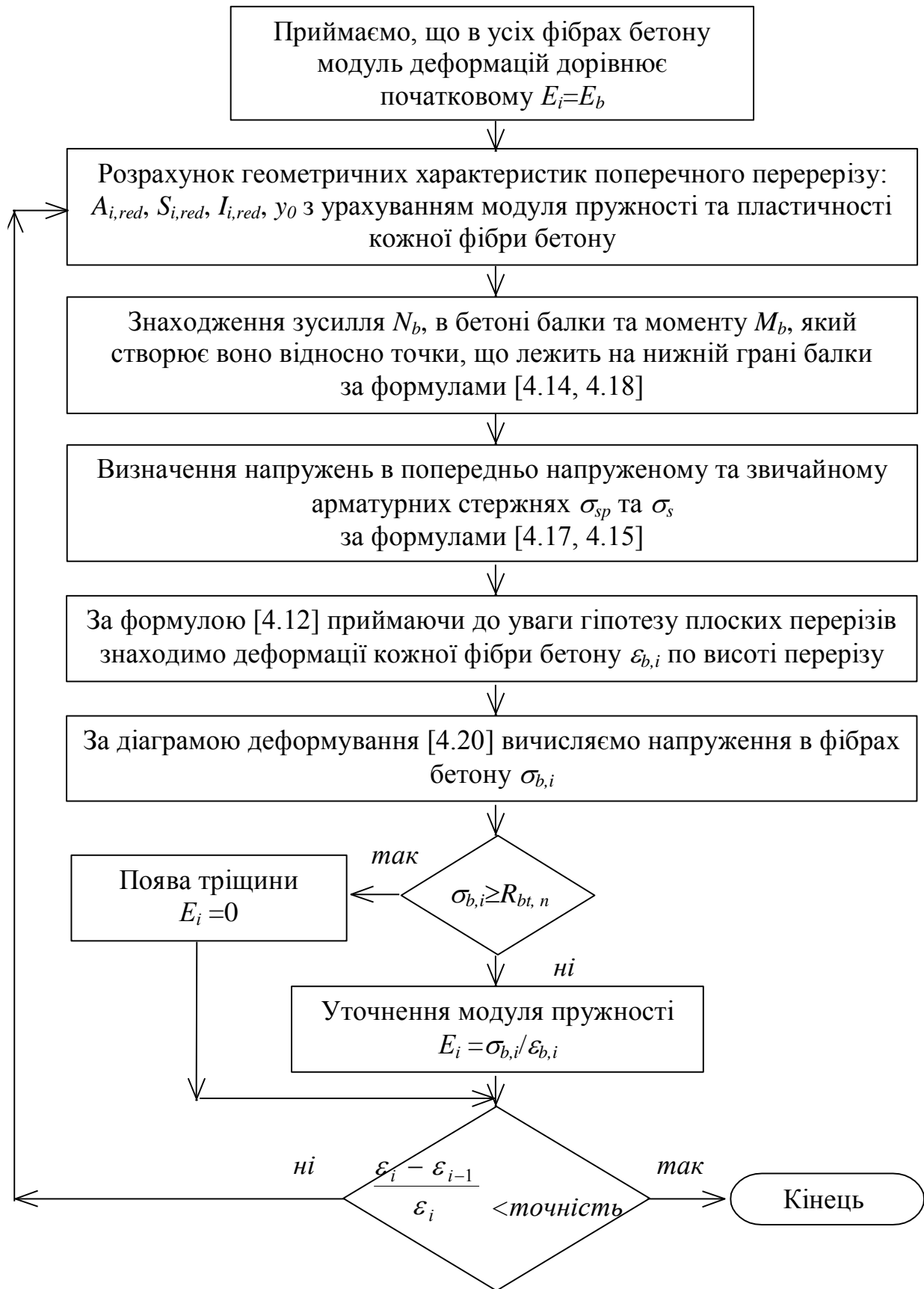


Рис. 4.7. Блок-схема уточнення параметрів напружено-деформованого стану поперечного перерізу шляхом послідовних наближень

також може бути використана залежність (4.21).

Для бетону, який працює на розтяг залежність між деформаціями ε_{bt} та напруженнями σ_{bt} прийнято за пропозицією [43] де замість міцності бетону на стиск замінюємо на міцність на розтяг.

$$\frac{\sigma_{bt}}{R_{bt}} = \frac{\gamma\eta}{1 + (\gamma - 1)(0,75\eta + 0,25\eta^3)^{\frac{\gamma}{(\gamma-1)1,5}}}, \quad (4.21)$$

де R_{bt} - міцність бетону на розтяг;

$$\eta\text{- рівень деформацій } \eta = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_R};$$

$$\gamma\text{- коефіцієнт, що визначається за формулою } \gamma = \frac{E_b \varepsilon_k}{R_{bt}}$$

ε_R - граничне значення деформації.

4.3. Тимчасова та довготривала міцність залізобетонних, попередньо напружених елементів, що згинаються за нормальним перерізом

Запропонована модель визначення міцності балок дійсна тільки для не переармованих елементів, тобто $\xi \leq \xi_R$. При визначенні міцності балки використовуємо методику описану в п. 4.2.2, за допомогою якої знаходимо напруження в робочій розтягнутій арматурі. Задаючи значення зовнішнього навантаження F шляхом послідовних наближень знаходимо руйнуюче зусилля F_u з певним ступенем точності. За руйнуюче зусилля прийнято вважати зовнішнє навантаження при якому напруження в розтягнутій арматурі досягли граничного $\sigma_s \geq R_s$.

Якщо на певному проміжку часу експлуатації будівельна конструкція не зруйнувалася і придатна до експлуатації, то цей часовий відрізок можна вважати тривалою міцністю конструкції F_{tr} . У випадку навантаження при якому

відбувається зміна його рівня важливе значення має тривалість та інтенсивність навантаження. Формула (2.3) показує тривалість експлуатації (діб) залежно від рівня навантаження η^* при постійному навантаженні. При змінному навантаженні вираз (2.3) трансформуємо у вигляді суми добутку тривалості дії навантаження і оберненої величини тривалої міцності при даному рівні навантаження

$$F_{tr} = \sum_{i=1}^n t_i \left(10^{\frac{0.92-\eta^*}{0.04}} \right)^{-1}. \quad (4.22)$$

У виразі (4.22) використано принцип накопичення ушкоджень за яким елемент вважається зруйнованим якщо F_{tr} досягла значення одиниці.

Руйнування залізобетонної балки при тривалому змінному навантаженні будемо приймати момент в який відбулося повне руйнування всіх фібр бетону стиснутої зони, для цього використовуємо вираз (4.22) для кожної фібри окремо. Якщо відбулося руйнування фібри, то вона автоматично виключається з перерізу, а геометричні характеристики перерізу визначаються заново.

4.4. Визначення та врахування деформацій повзучості бетону залежно від режиму навантаження

Завдяки прийнятій дискретній математичній моделі складний вид деформації яким є згин, вдалося замінити його на більш простий- одноосьовий напружено-деформований стан. Елементарні діляночки на які поділена балка, як по довжині так і по висоті перерізу зазнають дії стиску або розтягу залежно від розміщення щодо нейтральної лінії. Величина зусилля залежить, як від розміщення по висоті перерізу, так і розміщення по довжині балки. При навантаженні в поперечному перерізі виникає певний напружено-деформований стан, який залежить від багатьох факторів, а в основному від величини зовнішнього навантаження. Якщо зовнішнє навантаження $F(t)$ не перевищує

граничного F_u , тоді параметри напружено-деформованого стану знаходимо за допомогою алгоритму який описаний в пункті 4.2.2. За цим алгоритмом отримуємо значення напружень в усіх фібрах бетону $\sigma_{b,i,k}$ в подальшому будемо розглядати один переріз, в якому зміна ділянок відбувається тільки по висоті $\sigma_{b,i}$.

Для описання деформацій повзучості застосована теорія пружно-повзучого тіла.

В основу теорії пружно- повзучого тіла покладені наступні основні передумови:

1. бетон розглядається як однорідний ізотропний матеріал;
2. між миттєвими деформаціями та напруженнями існує лінійна залежність;
3. між деформаціями повзучості та напруженнями існує лінійна залежність;
4. Передбачається, що для деформацій повзучості справджується принцип накладань, який заключається в тому, що сумарна деформація повзучості при змінному напруженні може бути знайдена як сума деформацій повзучості, викликаних відповідними приростами напружень. При цьому вважається, що величина деформацій повзучості, викликана приростами напружень, залежить від величини і тривалості дії цього приросту, але не залежить від величини і тривалості дії решту приростів;

5. абсолютні величини деформацій (як пружні, так і деформації повзучості) приймаються не залежними від знаку напружень.

Найбільш точні теоретичні результати значень міри повзучості $C(\sigma, t, \tau)$ при ступеневій зміні навантаження отримані за виразами наведеними в роботі [4], тому запропоновано в програмі використати ці вирази (1.28-1.30).

Повні деформації з урахуванням часового фактору будуть дорівнювати

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \varepsilon_{b,i} + \varepsilon_{b,i,p}(t), \quad (4.23)$$

де $\varepsilon_{b,i}$ -початкові деформації (деформації бетону під час навантаження з використанням діаграми деформування),

$\varepsilon_{b,i,p}(t)$ - деформації повзучості викликані початковими напруженнями.

Початкові деформації $\varepsilon_{b,i}(t)$ залежать від величини зовнішнього навантаження та пружно-пластичних властивостей бетону, вони визначаються за допомогою запропонованої методики та розробленої програми

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \frac{\sigma_{b,i}(t)}{E_{b,i}(t)\nu}, \quad (4.24)$$

де $\sigma_{b,i}(t)$ - напруження в i -ій фібрі бетону.

Використавши принцип накладання та функцію Хевісайда записуємо вираз для визначення деформацій бетону в будь-який момент часу при ступеневій зміні навантаження

$$\varepsilon_{b,i}(t) = \frac{\sigma_{b,i}(t)}{E_{b,i}(t)\nu} + \sum_{k=1}^n f(\sigma_{b,i,k}) C(\sigma, t, \tau), \quad (4.25)$$

де $f(\sigma_{b,i,k})$ - функція напружень прийнята за [89] у вигляді:

$$f(\sigma_{b,i,k}) = \beta_0 \sigma_{b,i,n} + \beta \sigma_{b,i,n}^2, \quad (4.26)$$

де β_0 та β - коефіцієнти, що визначаються емпіричним шляхом.

Другий доданок правої частини виразу (4.25) сумує незворотні деформації повзучості бетону за час дії певної величини напруження.

Напруження в бетоні напряму залежать від величини зовнішнього навантаження, тому зміну напружень можна виразити за допомогою функції Хевісайда

$$\sigma_{b,i,k} = \frac{F_{i,k} u(t)}{A_i}, \quad (4.27)$$

де $F_{i,k}$ - сила, що діє на i -ту фібру бетону на проміжку часу t_k-t_{k+1} ;

$\sigma_{b,i,k}$ - напруження які виникають в i -ій фібрі бетону на проміжку часу t_k-t_{k+1} ;

Підставляємо вирази (1.27) в (4.25) отримаємо

$$\begin{aligned} \varepsilon_{b,i}(t) = & \frac{F_i(t)}{E_i V} + \sum_{k=1}^n f \left[\frac{F_{i,k} u(t - \tau_k)}{A_i} \right] [C_{min}(\tau_{k+1}, \tau_k) + C_H(\sigma, \tau_{k+1}, \tau_k)] + \\ & + \sum_{k=1}^n f \left[\frac{F_{i,k} (u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1}))}{A_i} \right] [C_{min}(t, \tau_k) + C_H(\sigma, t, \tau_k)] \end{aligned} \quad (4.28)$$

За допомогою виразу (4.28) можна визначити деформації будь-якої фібри бетону в будь-який момент часу. Перший доданок правої частини показує величину миттєвих деформацій бетону з урахуванням пружно-пластичних деформацій бетону, другий доданок враховує дію попередніх навантажень, третій доданок враховує вплив навантаження, що діє в момент спостереження.

4.5. Кривизна елемента від дії зовнішнього згинального моменту

При визначенні кривизни від дії зовнішнього моменту важливе значення має наявність тріщин в бетоні розтягнутої зони. Розбивка балки по довжині прольоту, на елементарні ділянки, дає можливість на кожній ділянці визначити стан розтягнутої зони бетону. Модель балки, яка застосовується в розрахунку дає можливість визначити величину деформації будь-якої фібри бетону та арматури. Визначати величину кривизни балки запропоновано для кожної ділянки окремо, за формулою

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_{sm} + \varepsilon_{bm}}{h_0}, \quad (4.29)$$

де $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{s,cr} * \psi_s$ - середнє значення деформації розтягнутої арматури;

$\varepsilon_{sm} = \varepsilon_{b,crc} * \psi_b$ - середнє значення деформації крайньої фібри бетону стиснутої зони;

$\varepsilon_{s,crc}$ - деформація розтягнутої арматури в перерізі з тріщиною;

$\varepsilon_{b,crc}$ - деформація стиснутого бетону в перерізі з тріщиною;

На ділянках де тріщини в бетоні розтягнутої зони не утворюються приймаємо припущення, що $\varepsilon_{sm} = \varepsilon_s$, а $\varepsilon_{bm} = \varepsilon_b$.

На ділянках з нормальними тріщинами для знаходженні середніх значень деформацій арматури ε_{sm} та бетону стиснутої зони ε_{bm} використовуємо коефіцієнти ψ_s , ψ_b . Значення коефіцієнтів ψ_s , ψ_b визначаємо за наступною методикою.

Коефіцієнт ψ_s для елементів, що згинаються, визначаємо з умови, що згинаючий момент від дії зовнішнього навантаження в перерізі з тріщиною і між ними один і той же $M(t)$. Графічно коефіцієнт ψ_s можна представити як відношення площі епюри напружень арматури S_{σ_s} на довжині l_{crc} до повної площі епюри напружень з ординатою σ_s рис. 4.8.

$$\psi_s = \frac{S_{\sigma_s}}{l_{crc} \sigma_s}, \quad (4.30)$$

де l_{crc} - відстань між тріщинами, запропоновано визначати за формулою наведеною в [87]

$$l_{crc} = \delta \eta 20 (3,5 - 100 \mu)^{\frac{1}{3}} \sqrt{d}, \quad (4.31)$$

де $\delta = 1$ - для згинальних та позакентрово стиснутих елементів;

$\eta = 1$ - для стержневої арматури періодичного профілю;

d - діаметр арматури в міліметрах.

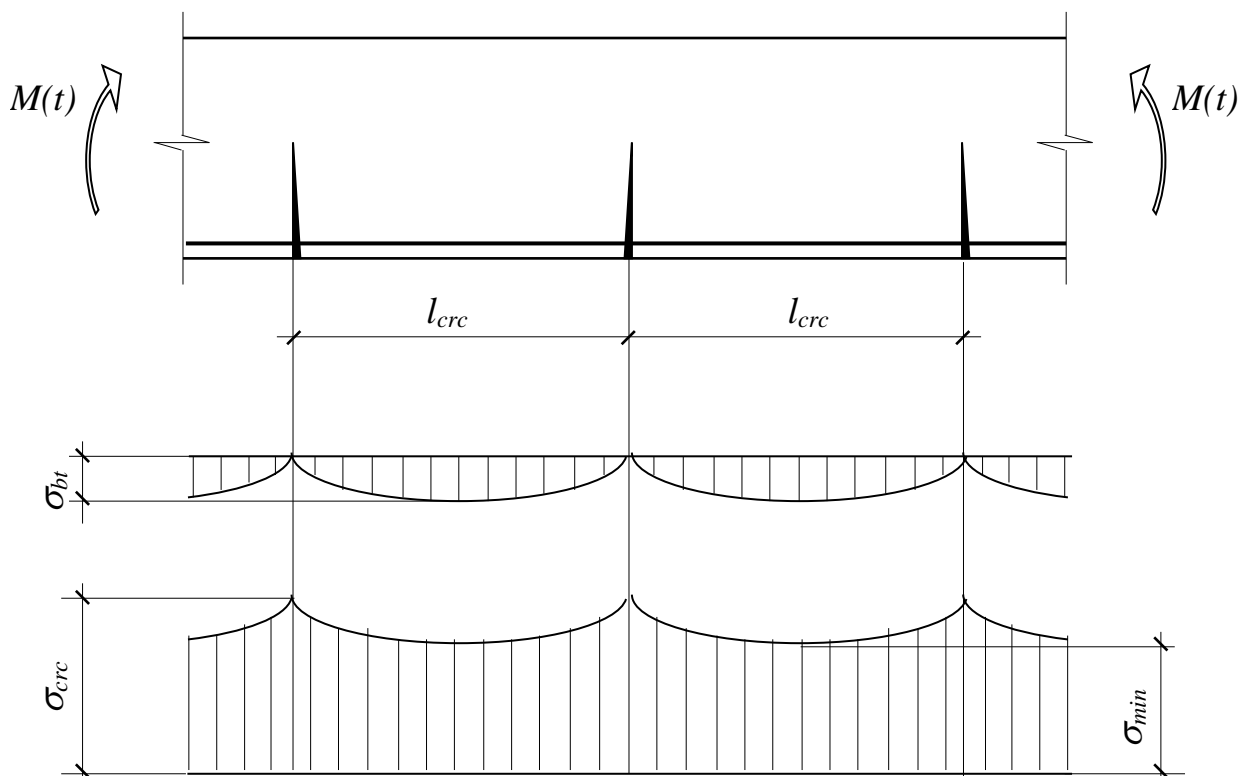


Рис. 4.8. Епюра напружень в поздовжній робочій розтягнутій арматурі та розтягнутому бетоні при роботі балки з тріщинами

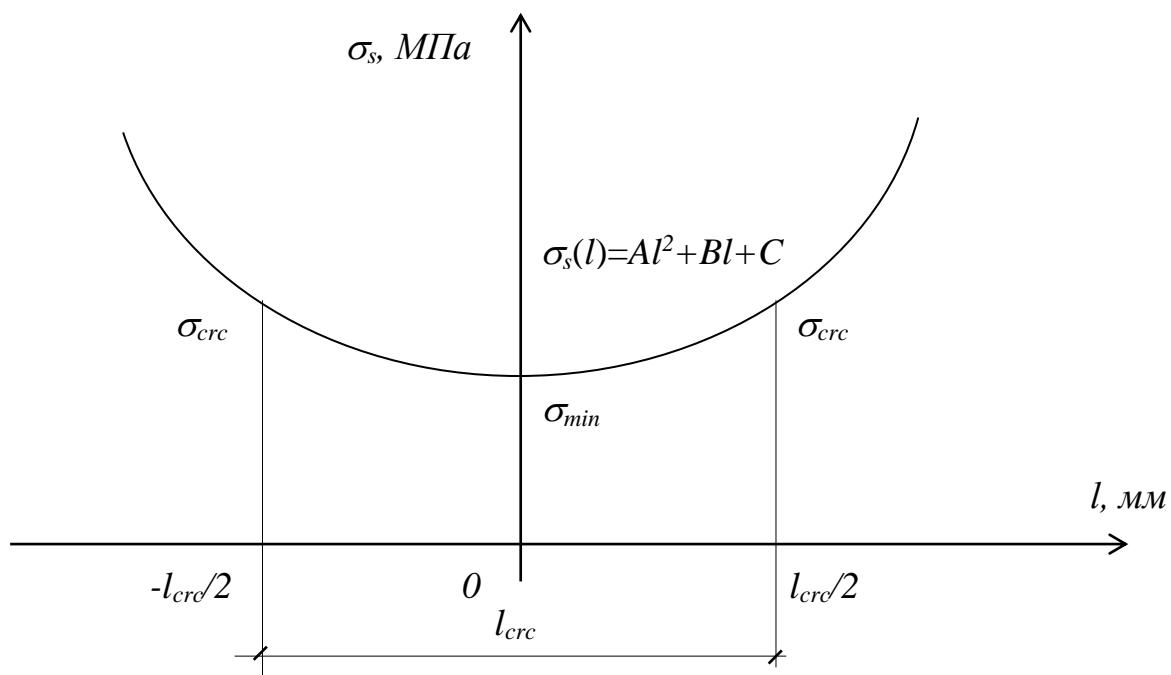


Рис. 4.9. До визначення площі епюри напружень розтягнутої арматури на проміжку між тріщинами

Значення напружень в арматурі в перерізі з тріщиною знаходимо використовуючи розрахункову схему зображену на рис. 4.5 Значення σ_{min} -напруження в арматурі між тріщинами знаходимо при умові, що $M(t) > M_{crc}$, але тріщини в розтягнутому бетоні не утворюються, в цьому випадку використовуємо розрахункову схему зображену на рис. 4.6. Площу епюри напружень на довжині l_{crc} визначаємо за допомогою виразу:

$$S_{\sigma_s} = \int_{-\frac{l_{crc}}{2}}^{+\frac{l_{crc}}{2}} \sigma_s(l) dl \quad (4.32)$$

Функцію яка описує зміну напружень в арматурі між тріщинами знайдемо шляхом інтерполяції трьох точок $\sigma_s(-l_{crc}/2) = \sigma_{crc}$ $\sigma_s(0) = \sigma_{min}$ $\sigma_s(l_{crc}/2) = \sigma_{crc}$ рис. 4.9 квадратною параболою у вигляді

$$\sigma_s(l) = Al^2 + Bl + C \quad (4.33)$$

Значення коефіцієнтів A, B, C знаходимо шляхом розв'язання наступної системи рівнянь

$$\begin{cases} Al_1^2 + Bl_1 + C = y_1 \\ Al_2^2 + Bl_2 + C = y_2 \\ Al_3^2 + Bl_3 + C = y_3 \end{cases} \quad (4.34)$$

Систему рівнянь розв'язуємо шляхом прямого та зворотного ходу Гауса матриці складеної з коефіцієнтів системи та вільних членів

$$\begin{bmatrix} A & B & C \\ A & B & C \\ A & B & C \end{bmatrix} \begin{bmatrix} y_1 \\ y_2 \\ y_3 \end{bmatrix} \quad (4.35)$$

Підставляємо у вираз (4.32) вираз (4.33) і отримуємо наступну формулу

$$S_{\sigma} = \int_{-\frac{l_{crc}}{2}}^{+\frac{l_{crc}}{2}} (Al^2 + Bl + C) dl. \quad (4.36)$$

Розв'язуємо інтеграл, підставляємо границі інтегрування і отримуємо вираз для визначення площі епюри напружень арматури між тріщинами.

$$S_{\sigma} = \frac{Al_{crc}^3}{12} + \frac{Bl_{crc}^2}{4} + Cl_{crc}. \quad (4.37)$$

Підставляючи (4.37) в (4.30) отримуємо вираз для визначення коефіцієнта ψ_s

$$\psi_s = \frac{Al_{crc}^2 + 3Bl_{crc} + 12C}{12\sigma_{crc}}. \quad (4.38)$$

4.6. Визначення прогину балки від дії зовнішнього моменту та врахування впливу на величину прогину деформацій зсуву

Величини прогину (в середині прольоту) знаходимо від дії згинального моменту знаходимо за формулою

$$f_m = \int_0^l \overline{M}_x \left(\frac{1}{r} \right)_x dx. \quad (4.39)$$

Прогин визначаємо шляхом множення отриманої епюри кривизни та епюри моменту від одиничної сили за правилом Верещагіна. Для прогину в середині прольоту використаємо формулу [102]

$$f_m = \frac{l^2}{12n^2} \left\{ \binom{1}{r}_{(l)0} + \binom{1}{r}_{(r)0} + 6 \sum_{l=1}^{n/2-1} i \left[\binom{1}{r}_{(l)i} + \binom{1}{r}_{(r)i} \right] + (3n-2) \binom{1}{r}_m \right\}, \quad (4.40)$$

Враховувати вплив дії на величину прогину поперечної сили запропоновано за формулою, яка наведена в [102] і визначає повний прогин від дії моменту та поперечної сили

$$f_{tot} = f_m \left[1 + \frac{\varphi_q \left(\frac{h}{l} \right)^2}{\rho_m} \right], \quad (4.41)$$

де $\varphi_q=0,5$ при відсутності тріщин, $\varphi_q=1,5$ при нормальних або похилих тріщинах

4.7. Блок-схема до алгоритму програми

Використавши вище наведені теоретичні викладки та передумови створена програма (текст програми приведений у додатку Б.1. для визначення напружено-деформованого стану поперечного перерізу та величини прогинів в середині прольоту балки. Блок схема зображено на рис. 4.10.

1- Запуск програми.

2- Ввід вхідних даних створюється у вигляді файлу, приклад якого наведений у додатку Б.2.

3- Балка розбивається на задану кількість ділянок по довжині балки.

4- За допомогою процедури визначення міцності балки, методом наближення, знаходимо теоретичне значення міцності балки за нормальним перерізом.

5- Розбиваємо кожну горизонтальну ділянку по вертикалі на задане число ділянок. За допомогою процедури визначення НДС знаходимо параметри напружено- деформованого стану на всій довжині балки рис 4.7.



Рис. 4.10. Блок-схема алгоритму програми визначення НДС та прогинів балки при довантаженні балки до рівнів $0,7-0,9F_U$

6- За значеннями деформацій крайньої стиснутої фібри бетону та крайньої розтягнутої (де тріщини не утворилися), а також за деформацією розтягнутої арматури (утворення тріщин) знаходимо коефіцієнти ψ_s , ψ_b і визначаємо на кожній горизонтальній ділянці кривизну. Шляхом перемноження епюр (4.40) знаходимо прогин балок в момент завантаження.

7- За значеннями напружень кожної фібри бетону на всіх ділянках визначаємо деформації повзучості на проміжку часу t_1-t_2 .

8- За значеннями деформацій, аналогічно п."6", знаходимо прогини в момент часу t_2 .

9- Аналогічно п."5" визначаємо параметри напружено- деформованого стану після довантаження до більш високого рівня $0,7-0,9F_U$.

10- Аналогічно п."6" визначаємо прогин.

11- За значеннями напружень кожної фібри бетону на всіх ділянках визначаємо деформації повзучості на проміжку часу t_2-t_3 .

12- За значеннями деформацій, аналогічно п."6", знаходимо прогини в момент часу t_3 .

13- В момент часу t_3 , після розвантаження до експлуатаційного рівня, визначаємо параметри напружено-деформованого стану з урахуванням зворотних та незворотних деформацій повзучості.

14- Аналогічно п."6" визначаємо прогин.

15- Аналогічно п."7" на всіх ділянках визначаємо деформації повзучості на проміжку часу t_3-t_4 .

16. Аналогічно п."5" визначаємо параметри напружено- деформованого стану після витримки конструкції під навантаженням високого рівня $0,7-0,9F_U$.

17- Аналогічно п."6" визначаємо прогин.

18. Вивід результатів роботи в файл результатів, приклад в додатку Б.3. та Б.4. В додатку Б.3. показаний вид файлу де винесені значення прогину, деформацій найбільш стиснутої фібри бетону та розтягнутої арматури. В додатку Б.4. виведені значення напружень та деформацій по висоті перерізу.

4.11. ВИСНОВКИ

1. Запропонована методика визначення НДС перерізу від дії зовнішнього моменту та прогинів в середині прольоту балки є універсальною і використовується як в перерізі з тріщинами, так і в суцільному перерізі.

2. При визначенні напружено-деформованого стану поперечного перерізу використовується діаграма деформування бетону " σ - ε " як розтягнутого, так і стиснутого, що дає можливість будувати епюру напружень наближену до реальної та враховувати пластичні деформації бетону.

3. Для визначення деформацій повзучості використовується теорія пружно-повзучого тіла, яка дає можливість враховувати часткову зворотність деформацій повзучості при розвантаженні.

4. Прогин балки в середині прольоту визначається шляхом перемноження епюри кривизни та епюри моментів від дії одиничної сили. Кривизна балки визначається за деформаціями арматури та крайньої стиснутої фібри бетону з урахуванням коефіцієнтів ψ_s , ψ_b .

РОЗДІЛ 5

ПРАКТИЧНЕ ВИКОРИСТАННЯ ТА ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОЇ РОБОТИ

5.1. Приклад розрахунку попередньо напруженої балки

Візьмемо для прикладу балку Б-2 рівень короткочасного довантаження якої склав $0,85F_U$.

Балка Б-2 має наступні геометричні та міцнісні характеристики:

- поперечний переріз $b \times h = 129 \times 207$ мм;
- площа поперечного перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $A_{sp} = 0,92$ см²;
- площа поперечного перерізу звичайної розтягнутої арматури $A_s = 0,57$ см²;
- площа поперечного перерізу звичайної стиснутої арматури $A_{ss} = 0,57$ см²;
- відстань від нижньої грані балки до середини перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $y_{sp} = 25$ мм;
- відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної розтягнутої арматури $y_s = 20$ мм;
- відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної стиснутої арматури $y_{ss} = 180$ мм;
- початковий модуль пружності бетону $E_b = 1,2 \cdot 10^4$ МПа;
- початковий модуль пружності арматури $E_s = 1,2 \cdot 10^4$ МПа;
- міцність бетону на стиск $R_b = 14,06$ МПа;
- міцність бетону на розтяг $R_{bt} = 1,357$ МПа;
- міцність попередньо напруженої арматури $R_{sp} = 1038$ МПа;
- міцність звичайної арматури $R_s = 424$ МПа;
- зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат $\sigma_{sp} = 428,9$ МПа;

- вік бетону на момент початку експерименту (навантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8kH$ $\tau_1=120$ діб;
- вік бетону на момент довантаження до рівня $0,85F_U=70,55kH$ $\tau_2=159$ діб;
- вік бетону на момент розвантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8kH$ $\tau_3=163$ доби;
- вік бетону на момент закінчення експерименту $\tau_4=182$ доби;

На основі геометричних та міцнісних характеристик балки, а також часових характеристик прикладання навантаження створюємо файл даних для розрахунку балки за допомогою програми. Приклад файлу для балки Б-2 наведений в додатку Б.2.

Результати роботи програми записуються в файли "rez.txt" та "rezper.txt", вигляд цих файлів для Б-2 наведений відповідно в додатку 2.3. та в додатку 2.4.

Для поперечного перерізу з максимальним моментом, балки Б-2, побудуємо епюри напружень та деформацій по висоті перерізу в моменти t_1 , t_2^+ , t_3^- , t_4 рис. 4.11-4.14.

Запишемо структуру даних для решту балок, які зазнали тривалого експерименту.

Балка Б-1 має наступні геометричні та міцнісні характеристики:

- поперечний переріз $b \times h=127 \times 200$ мм;
- площа поперечного перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $A_{sp}=0,92$ см²;
- площа поперечного перерізу звичайної розтягнутої арматури $A_s=0,57$ см²;
- площа поперечного перерізу звичайної стиснутої арматури $A_{ss}=0,57$ см²;
- відстань від нижньої грані балки до середини перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $y_{sp}=27$ мм;
- відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної розтягнутої арматури $y_s=22$ мм;

- відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної стиснутої арматури $y_{ss}=176$ мм;
 - початковий модуль пружності бетону $E_b=1,2*10^4$ МПа;
 - початковий модуль пружності арматури $E_s=1,2*10^4$ МПа;
 - міцність бетону на стиск $R_b=14,06$ МПа;
 - міцність бетону на розтяг $R_{bt}=1,357$ МПа;
 - міцність попередньо напруженої арматури $R_{sp}=1038$ МПа;
 - міцність звичайної арматури $R_s=424$ МПа;
 - зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат $\sigma_{sp}=422,6$ МПа;
 - вік бетону на момент початку експерименту (навантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8$ кН $\tau_1=120$ діб);
 - вік бетону на момент довантаження до рівня $0,7F_U=58,1$ кН $\tau_2=159$ діб;
 - вік бетону на момент розвантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8$ кН $\tau_3=163$ доби;
 - вік бетону на момент закінчення експерименту $\tau_4=182$ доби;
- Балка Б-3 має наступні геометричні та міцнісні характеристики:
- поперечний переріз $b \times h=125,5 \times 203,5$ мм;
 - площа поперечного перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $A_{sp}=0,92$ см²;
 - площа поперечного перерізу звичайної розтягнутої арматури $A_s=0,57$ см²;
 - площа поперечного перерізу звичайної стиснутої арматури $A_{ss}=0,57$ см²;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $y_{sp}=23$ мм;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної розтягнутої арматури $y_s=18$ мм;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної стиснутої арматури $y_{ss}=184$ мм;

- початковий модуль пружності бетону $E_b=1,2*10^4\text{МПа}$;
 - початковий модуль пружності арматури $E_s=1,2*10^4\text{МПа}$;
 - міцність бетону на стиск $R_b=14,06\text{ МПа}$;
 - міцність бетону на розтяг $R_{bt}=1,357\text{ МПа}$;
 - міцність попередньо напруженої арматури $R_{sp}=1038\text{ МПа}$;
 - міцність звичайної арматури $R_s=424\text{ МПа}$;
 - зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат $\sigma_{sp}=316,0\text{ МПа}$;
 - вік бетону на момент початку експерименту (навантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8\text{кН}$ $\tau_1=120\text{ дїб}$;
 - вік бетону на момент довантаження до рівня $0,9F_U=74,7\text{кН}$ $\tau_2=159\text{ дїб}$;
 - вік бетону на момент розвантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8\text{кН}$ $\tau_3=163\text{ доби}$;
 - вік бетону на момент закінчення експерименту $\tau_4=182\text{ доби}$;
- Балка Б-5 має наступні геометричні та міцнісні характеристики:
- поперечний переріз $b \times h=124,5 \times 203,5\text{ мм}$;
 - площа поперечного перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $A_{sp}=0,92\text{ см}^2$;
 - площа поперечного перерізу звичайної розтягнутої арматури $A_s=0,57\text{ см}^2$;
 - площа поперечного перерізу звичайної стиснутої арматури $A_{ss}=0,57\text{ см}^2$;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $y_{sp}=27\text{ мм}$;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної розтягнутої арматури $y_s=23\text{ мм}$;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної стиснутої арматури $y_{ss}=181\text{ мм}$;
 - початковий модуль пружності бетону $E_b=1,2*10^4\text{МПа}$;
 - початковий модуль пружності арматури $E_s=1,2*10^4\text{МПа}$;

- міцність бетону на стиск $R_b=14,06$ МПа;
 - міцність бетону на розтяг $R_{bt}=1,357$ МПа;
 - міцність попередньо напруженої арматури $R_{sp}=1038$ МПа;
 - міцність звичайної арматури $R_s=424$ МПа;
 - зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат $\sigma_{sp}=289,8$ МПа;
 - вік бетону на момент початку експерименту (навантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8$ кН $\tau_1=120$ діб;
 - вік бетону на момент довантаження довантаження не проводилося;
 - вік бетону на момент закінчення експерименту $\tau_4=182$ доби;
- Балка Б-6 має наступні геометричні та міцнісні характеристики:
- поперечний переріз $b \times h=127 \times 188,5$ мм;
 - площа поперечного перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $A_{sp}=0,92$ см²;
 - площа поперечного перерізу звичайної розтягнутої арматури $A_s=0,57$ см²;
 - площа поперечного перерізу звичайної стиснутої арматури $A_{ss}=0,57$ см²;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $y_{sp}=21$ мм;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної розтягнутої арматури $y_s=17$ мм;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної стиснутої арматури $y_{ss}=172$ мм;
 - початковий модуль пружності бетону $E_b=1,2 \cdot 10^4$ МПа;
 - початковий модуль пружності арматури $E_s=1,2 \cdot 10^4$ МПа;
 - міцність бетону на стиск $R_b=14,06$ МПа;
 - міцність бетону на розтяг $R_{bt}=1,357$ МПа;
 - міцність попередньо напруженої арматури $R_{sp}=1038$ МПа;
 - міцність звичайної арматури $R_s=424$ МПа;

- зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат $\sigma_{sp}=238.1 \text{ МПа}$;
 - вік бетону на момент початку експерименту (навантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8\text{kH}$ $\tau_1=120 \text{ діб}$;
 - вік бетону на момент довантаження до рівня $0,7F_U=58,1\text{kH}$ $\tau_2=159 \text{ діб}$;
 - вік бетону на момент розвантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8\text{kH}$ $\tau_3=163 \text{ доби}$;
 - вік бетону на момент закінчення експерименту $\tau_4=182 \text{ доби}$;
- Балка Б-7 має наступні геометричні та міцнісні характеристики:
- поперечний переріз $b \times h=124 \times 205 \text{ мм}$;
 - площа поперечного перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $A_{sp}=0,92 \text{ см}^2$;
 - площа поперечного перерізу звичайної розтягнутої арматури $A_s=0,57 \text{ см}^2$;
 - площа поперечного перерізу звичайної стиснутої арматури $A_{ss}=0,57 \text{ см}^2$;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу попередньо напруженої розтягнутої арматури $y_{sp}=28 \text{ мм}$;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної розтягнутої арматури $y_s=24 \text{ мм}$;
 - відстань від нижньої грані балки до середини перерізу звичайної стиснутої арматури $y_{ss}=190 \text{ мм}$;
 - початковий модуль пружності бетону $E_b=1,2 \cdot 10^4 \text{ МПа}$;
 - початковий модуль пружності арматури $E_s=1,2 \cdot 10^4 \text{ МПа}$;
 - міцність бетону на стиск $R_b=14,06 \text{ МПа}$;
 - міцність бетону на розтяг $R_{bt}=1,357 \text{ МПа}$;
 - міцність попередньо напруженої арматури $R_{sp}=1038 \text{ МПа}$;
 - міцність звичайної арматури $R_s=424 \text{ МПа}$;
 - зусилля попереднього обтиску з урахуванням втрат $\sigma_{sp}=187,6 \text{ МПа}$;

- вік бетону на момент початку експерименту (навантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8kH$ $\tau_1=120$ діб;
- вік бетону на момент довантаження до рівня $0,85F_U=70,55kH$ $\tau_2=159$ діб;
- вік бетону на момент розвантаження до експлуатаційного рівня $0,6F_U=49,8kH$ $\tau_3=163$ доби;
- вік бетону на момент закінчення експерименту $\tau_4=182$ доби;

За вище вказаними даними створюємо файли даних аналогічні (див. додаток Б.2.), проводимо розрахунки, основні результати розрахунків записуємо в таблицю 5.1. Експериментальні та теоретичні результати міцності балок зведені в таблицю 5.2.

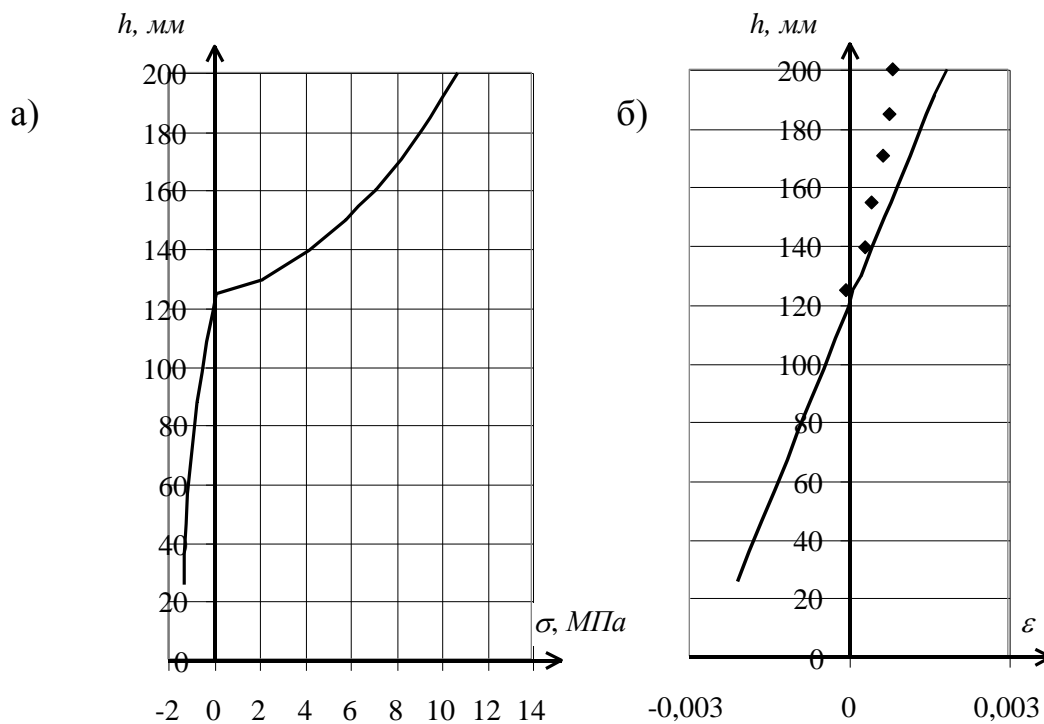


Рис. 4.11. Напруження (а) та деформації (б) бетону по висоті перерізу, балки Б-2, в момент часу t_1 ; — -теорія, \blacklozenge - експеримент

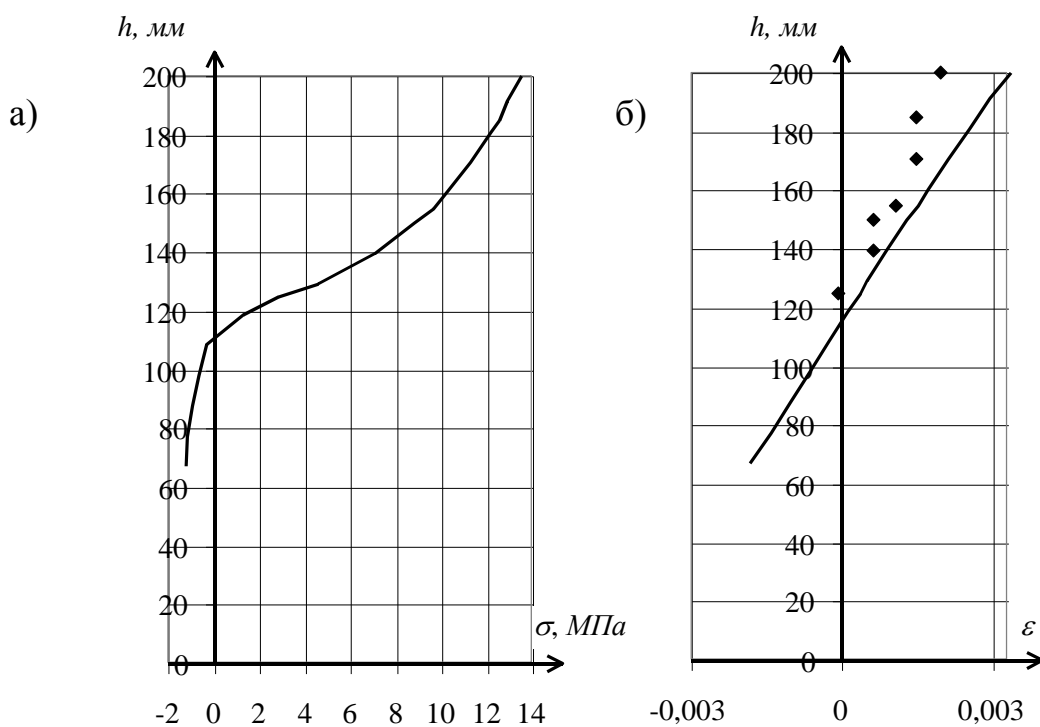


Рис. 4.12. Напруження (а) та деформації (б) бетону по висоті перерізу, балки Б-2 в момент часу t_2^+ ; — -теорія, \blacklozenge - експеримент

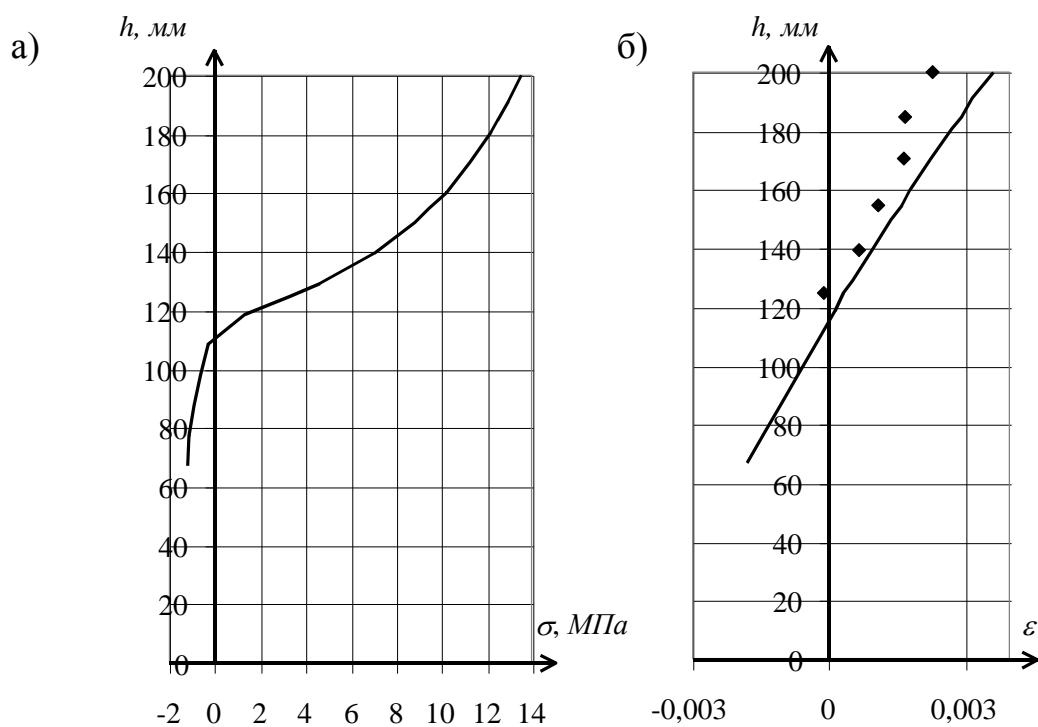


Рис. 4.13. Напруження (а) та деформації (б) бетону по висоті перерізу, балки Б-2 в момент часу t_3 ; — теорія, — експеримент

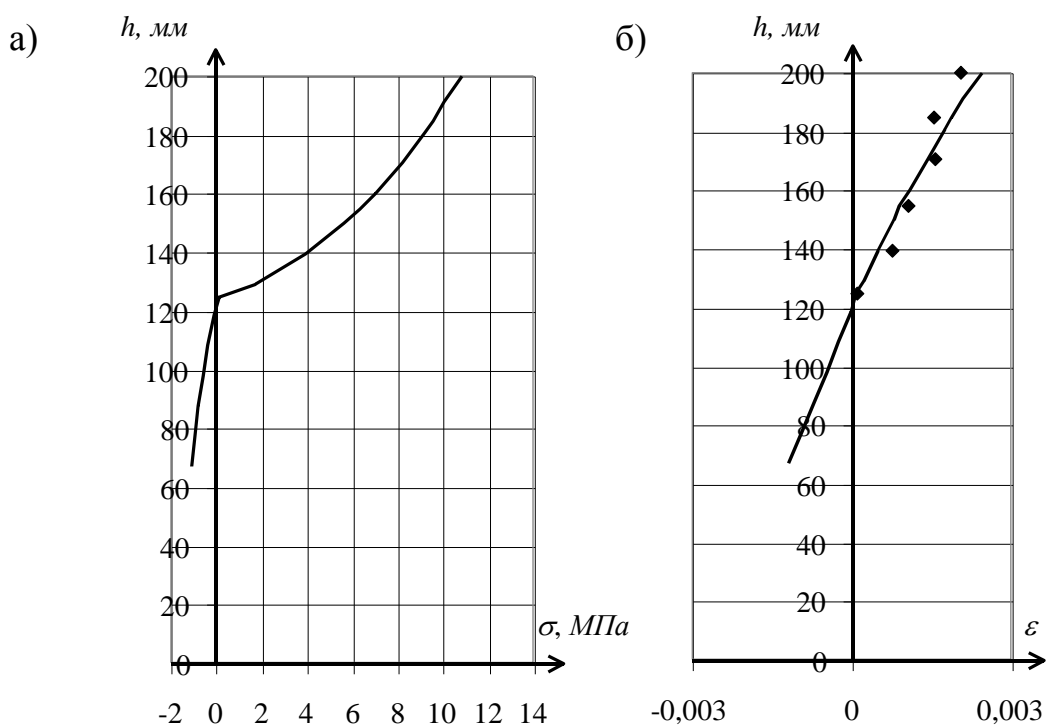


Рис. 4.14. Напруження (а) та деформації (б) бетону по висоті перерізу, балки Б-2 в момент часу t_4 ; — теорія, — експеримент

5.2. Впровадження результатів дисертаційної роботи

Результати дисертаційної роботи були впроваджені при перевірочних розрахунках 6-ти фундаментних балок гаражу на 20 автомобілів ВАТ "Монолітбуд" в м. Суми. Цим було обгрунтовано можливість подальшої нормальної експлуатації цих балок. Отриманий економічний ефект склав 38,550 тис. гривень.

Будівля гаражу на 20 автомобілів має розміри в плані 72×18 м, відмітка низу кровляних конструкцій бм. Крок колон 12 м, проліт 18 м перекритий сегментними фермами з ребристими плитами 12×3 м, залізобетонний каркас з колонами 400×400 мм, стіни цегляні товщиною 380 мм. В будівлі використовуються фундаментні балки серії КЭ-01-53, які мають конструктивну довжину 11960 мм, висота поперечного перерізу 400 мм, ширина: внизу 240 мм, вгорі 300 мм. Вага балки 3,2 тони. В балці використовується бетон марки М 400, попередньо напружена арматура 2 Ø16 А-Шв за ГОСТ 5781-61, що зазнала підвищення міцності.

В результаті проведеної реконструкції в трьох прольотах будівлі на нетривалий період (4 доби) на фундаментні балки зросло навантаження, яке перевищило експлуатаційний рівень, унаслідок чого в стінах вказаних прольотів з'явилися волосяні тріщини.

За допомогою запропонованої методики було здійснено перевірочний розрахунок шести фундаментних балок з урахуванням їхнього перевантаження і виявлено їх придатність до подальшої експлуатації, що дало змогу не проводити підсилення або заміну цих балок.

5.3. Порівняння експериментальних даних та результатів, отриманих за допомогою моделі і їх статистична обробка

За допомогою запропонованої методики, а також написаної програми визначення прогинів в середині прольоту балки, деформацій крайньої верхньої фібри стиснутого бетону і розтягнутої арматури на всіх етапах експериментальних досліджень були отримані наступні результати (табл. 5.1.).

В табл. 5.1. наведені результати порівняння теоретичних та експериментальних значень прогинів, деформацій крайньої фібри стиснутого бетону та розтягнутої попередньо напруженої арматури в середині прольоту дослідних балок. Також такі статистичні дані як: середнє арифметичне значення X , середнє квадратичне відхилення σ та коефіцієнт варіації \mathcal{V} .

Для величин, що порівнюються отримані наступні дані:

- прогин в середині балки $X=0,727-1,182$, $\sigma=0,206-0,268$, $\mathcal{V}=19,58\%-29,53\%$.
- деформації крайньої стиснутої фібри бетону балки $X=0,664-1,096$, $\sigma=0,134-0,258$, $\mathcal{V}=15,81\%-27,53\%$.
- деформації розтягнутої, попередньо напруженої, арматури балки $X=0,492-0,696$, $\sigma=0,067-0,206$, $\mathcal{V}=13,59\%-30,01\%$.

Табл. 5.1.

Порівняння експериментальних та теоретичних величин прогину балок, деформацій крайньої стисненої фібри бетону та розтягнутої арматури

Назва балки	Рівень довантаження, μ	В момент навантаження до експлуатаційного рівня, τ_l								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арм.		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин. балки, мм		f_e/f_t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f_e	f_t	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
Б-1	0,7	146	206.8	0.709	105	249.2	0.421	1.44	2.84	0.507
Б-2	0,85	81	182.8	0.445	107.3	222.4	0.482	1.32	2.05	0.644
Б-3	0,9	167	198.3	0.843	-	132.5		2.49	2.779	0.899
Б-4	руйн.	-			-			-		
Б-5	0,6	134	200.4	0.668	141	242.1	0.583	2.55	2.79	0.914
Б-6	0,7	168	210.2	0.802	-	254.4		1.94	2.46	0.789
Б-7	0,85	102	197.3	0.518	114	238.6	0.478	1.65	2.72	0.607
Б-8	руйн.	-			-			-		

$$X = 0.664$$

$$\sigma = 0.156$$

$$g = 23.534$$

$$X = 0.492$$

$$\sigma = 0.067$$

$$g = 13.59$$

$$X = 0.727$$

$$\sigma = 0.2158$$

$$g = 29.53$$

Продовження табл.5.1.

Назва балки	Рівень довантаж ення, μ	В момент перед довантаженням до рівнів 0,7; 0,85; 0,9Fu, τ_2								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арм.		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин. балки, мм		fe/ft
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		fe	ft	
12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22
Б-1	0,7	185	229	0.8079	106	250	0.424	2.29	3.05	0.7508
Б-2	0,85	145	201	0.7214	104	222	0.4685	2.05	2.63	0.7795
Б-3	0,9	263	221	1.19	-			3.62	2.89	1.2526
Б-4	руйн.	-			-			-		
Б-5	0,6	311	222.9	1.3952	149	242	0.6157	3.46	2.91	1.189
Б-6	0,7	220	234	0.9402	-			3.04	3.13	0.9712
Б-7	0,85	186	219	0.8493	134	238	0.563	2.68	2.84	0.9437
Б-8	руйн.	-			-			-		

$$X = 0.984$$

$$\sigma = 0.2575$$

$$g = 26.172$$

$$X = 0.5178$$

$$\sigma = 0.0873$$

$$g = 16.859$$

$$X = 0.9811$$

$$\sigma = 0.206$$

$$g = 20.993$$

Продовження табл.5.1.

Назва балки	Рівень довантаження, μ	В момент довантаження до рівнів 0,7; 0,85; 0,9Fu, τ_2^+								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e / \varepsilon_b^t$	деформація арм.		$\varepsilon_a^e / \varepsilon_a^t$	прогин. балки, мм		f_e / f_t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f_e	f_t	
23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33
Б-1	0,7	203	286.09	0.7096	124	330	0.3758	2.59	3.79	0.6834
Б-2	0,85	196	242	0.8099	215.3	427	0.5042	3.37	4.49	0.7506
Б-3	0,9	383	408	0.9387	-			7.19	5.37	1.3389
Б-4	руйн.	-			-			-		
Б-5	0,6	311	222.9	1.3952	149	242	0.6157	3.46	2.83	1.2226
Б-6	0,7	254	294.1	0.8637	-			3.42	3.9	0.8769
Б-7	0,85	275	367	0.7493	210	441	0.4762	3.91	4.8	0.8146
Б-8	руйн.	-			-			-		

$$X = 0.9111$$

$$\sigma = 0.2508$$

$$g = 27.525$$

$$X = 0.493$$

$$\sigma = 0.0987$$

$$g = 20.016$$

$$X = 0.9478$$

$$\sigma = 0.2684$$

$$g = 28.313$$

Продовження табл.5.1.

Назва балки	Рівень довантаження, μ	В момент перед розвантаженням до експлуатаційного рівня, τ_3^-								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e / \varepsilon_b^t$	деформація арм.		$\varepsilon_a^e / \varepsilon_a^t$	прогин. балки, мм		f_e / f_t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f_e	f_t	
34	35	36	37	38	39	40	41	42	43	44
Б-1	0,7	252	305.6	0.8246	141	330	0.4273	2.75	3.89	0.7069
Б-2	0,85	226	362	0.6243	248	428	0.5794	3.78	4.62	0.8182
Б-3	0,9	415	439.7	0.9438	-			7.61	5.54	1.3736
Б-4	руйн.	-			-			-		
Б-5	0,6	216	235.9	0.9156	147	242	0.6074	3.47	2.9	1.1966
Б-6	0,7	316	314.4	1.0051	-			3.66	4.01	0.9127
Б-7	0,85	315	392	0.8036	300	441	0.6803	4.51	4.94	0.913
Б-8	руйн.	-			-			-		

$$X = 0.8528$$

$$\sigma = 0.1348$$

$$g = 15.806$$

$$X = 0.5736$$

$$\sigma = 0.1064$$

$$g = 18.551$$

$$X = 0.9868$$

$$\sigma = 0.2495$$

$$g = 25.287$$

Продовження табл.5.1.

Назва балки	Рівень довантаження, μ	В момент розвантаженням до експлуатаційного рівня, τ_3^+								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арм.		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин. балки, мм		f_e/f_t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f_e	f_t	
45	46	47	48	49	50	51	52	53	54	55
Б-1	0,7	235	249	0.9438	120	257	0.4669	2.58	2.72	0.9485
Б-2	0,85	197	226	0.8717	190.7	249	0.7659	3.31	2.9	1.1414
Б-3	0,9	392	252.4	1.5531	-	148.17		6.76	4.19	1.6134
Б-4	руйн.	-			-			-		
Б-5	0,6	216	235.9	0.9156	147	242	0.6074	3.47	2.98	1.1644
Б-6	0,7	296	255.2	1.1599	-			3.4	3.32	1.0241
Б-7	0,85	279	246	1.1341	243	257	0.9455	3.72	3.1	1.2
Б-8	руйн.	-			-			-		

$$X = 1.0964$$

$$\sigma = 0.2532$$

$$g = 23.092$$

$$X = 0.6964$$

$$\sigma = 0.2061$$

$$g = 29.597$$

$$X = 1.182$$

$$\sigma = 0.2314$$

$$g = 19.58$$

Продовження табл.5.1.

Назва балки	Рівень довантаження, μ	В момент завершення експерименту, τ_4								
		деформація бетону		$\varepsilon_b^e/\varepsilon_b^t$	деформація арм.		$\varepsilon_a^e/\varepsilon_a^t$	прогин. балки, мм		f_e/f_t
		$\varepsilon_b^e \times 10^5$	$\varepsilon_b^t \times 10^5$		$\varepsilon_a^e \times 10^5$	$\varepsilon_a^t \times 10^5$		f_e	f_t	
56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66
Б-1	0,7	247	268	0.9216	117	257	0.4553	2.62	2.93	0.8942
Б-2	0,85	205	242	0.8471	185.3	249	0.7442	3.27	2.99	1.0936
Б-3	0,9	399	271	1.4723	-			6.9	4.32	1.5972
Б-4	руйн.	-			-			-		
Б-5	0,6	227	254	0.8937	146	242	0.6033	3.6	3.07	1.1726
Б-6	0,7	305	275.3	1.1079	-	167.38		3.48	3.42	1.0175
Б-7	0,85	288	265	1.0868	241	257	0.9377	3.76	3.2	1.175
Б-8	руйн.	-			-			-		

$$X = 1.0549$$

$$\sigma = 0.2302$$

$$g = 21.823$$

$$X = 0.6851$$

$$\sigma = 0.2056$$

$$g = 30.012$$

$$X = 1.1584$$

$$\sigma = 0.2395$$

$$g = 20.678$$

Експериментальні та теоретичні значення міцності балок

Назв а балки	Руйнуюче зусилля, кН		F_U^e/F_U^t
	F_U^e	F_U^t	
Б-1	79,59	85,4 7	0,931
Б-2	83,58	89,2 2	0,936
Б-3	81,11	87,1 9	0,930
Б-4	87,60	88,1 3	0,993
Б-5	77,13	87,1 9	0,884
Б-6	80,54	84,6 9	0,950
Б-7	82,43	87,9 7	0,937
Б-8	78,4	79,7 8	0,982

Примітка: для балок Б-4, Б-8 (які були доведені до руйнування) вказана міцність на початку експерименту для решти балок, вказана залишкова міцність після тривалого експерименту

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ ТА РЕКОМЕНДАЦІЇ

Проведені експериментально-теоретичні дослідження роботи залізобетонних, попередньо напружених, елементів при нетривалому довантаженні до високого рівня. В результаті проведених досліджень автором зроблені наступні висновки.

1. Короткочасне (4 доби) довантаження залізобетонних, попередньо напружених, елементів, що згинаються, викликає прояв пружних, пластичних та деформацій повзучості бетону стиснутої зони. При довантаженні до рівнів $0,7F_U$, $0,85F_U$, $0,9F_U$, деформації крайньої стиснутої фібри бетону вирости відповідно на 30%, 50%, 75%, деформації арматури відповідно на 7%, 84% (при довантаженні до рівня $0,9F_U$ даних немає) тому їх необхідно враховувати при розрахунку кривизни елементу.

2. За допомогою експериментальних досліджень було виявлено, що при довантаженні до рівня $0,9F_U$ прогин балки виріс на 87% і склав $6,76 \text{ мм} > [f] 5,5 \text{ мм}$. При таких рівнях довантаження прогини перевищують граничні і для подальшої безпечної експлуатації необхідно проводити заходи для усунення надлишкового прогину, тому в процесі експлуатації згинальних будівельних конструкцій слід уникати нетривалого довантаження до рівня більше ніж $0,85F_U$, яке може викликати надмірні залишкові прогини.

3. Розроблена методика визначення величини прогину з урахуванням передісторії навантаження базується на загальноприйнятих передумовах (гіпотеза плоских перерізів, повна діаграма деформування матеріалів, теорія пружно-повзучого тіла) і дає можливість прогнозувати прогини з урахуванням передісторії навантаження.

4. При тривалому навантаженні та довантаженні до більш високих рівнів міцність залізобетонних, попередньо напружених, елементів, що згинаються знизилася на 0,6% при довантаженні до рівня $0,7F_U$ та 7,6% при довантаженні

до рівня $0,9F_U$. Якщо рівень нетривалого довантаження перевищує $0,85F_U$, то в бетоні стиснутої зони можливі деструктивні процеси які впливають на міцність балки, цей факт необхідно враховувати в процесі експлуатації.

5.Співставлення дослідних та теоретичних значень дає задовільну збіжність (середнє арифметичне відхилення теоретичних даних прогину від експериментального $0,7...1,18$, а коефіцієнт варіації $0,19..0,29$) і дана методика може використовуватися в практиці.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Александровский С.В., Бондаренко В.М., Прокопович И.Е. Приложение теории ползучести к практическим расчетам железобетонных конструкций// Ползучесть и усадка бетона/ НИИЖБ Госстроя СССР.— М.: Стройиздат, 1976.— С. 256—301.
2. Александровский С.В., Васильев П.И. Экспериментальные исследования ползучести бетона// Ползучесть усадка бетона и железобетонных конструкций: Сб. тр.— М.: Стойиздат, 1976.— С. 97—152.
3. Александровский С.В., Попкова О.М. Исследование нелинейных деформаций ползучести бетона молодого возраста при ступеньчато изменяющихся напряжениях// Ползучесть и усадка бетона/ НИИЖБ Госстроя СССР.— М.: Стройиздат, 1969.— С. 30—47.
4. Александровский С.В., Попкова О.М. Нелинейные деформации ползучести бетона при сложных режимах загрузки// Бетон и железобетон.— 1970.— №1.—С. 27—32.
5. Альхарірі В.А. Напружено-деформований стан та розрахунок залізобетонних елементів, що згинаються, з урахуванням передісторії завантаження.: Автореф. дис... канд. тех. наук.-Полтава, 1999.- 17с.
6. Арутюнян Н.Х. Некоторые вопросы теории ползучести.—М.; Л.: Государственное издательство технико-теоретической литературы, 1952.— 323 с.
7. Арутюнян Н.Х. Александровский С.В. Современное состояние развития теории ползучести бетона// Ползучесть усадка бетона и железобетонных конструкций/ НИИЖБ Госстроя СССР.— М.: Стройиздат, 1967.— С. 5—96.
8. Бабич Є.М. Зміна міцності бетону під тривалим стисненням та врахування її при проектуванні залізобетонних конструкцій// Матеріали міжнар. наук.-техн. конф. "Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та

споруди".- Рівне: Укр. дер. акад. водного господарства, 1996.- Ч. 1.- С. 66.

9. Бабич Є.М., Макаренко Л.П. Особливості опору залізобетонних елементів малоциклового знакозмінному навантаженню// Проблеми теорії і практики залізобетону/ Зб. наук. ст.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1997.- С. 27-29.

10. Бабич Є.М., Панчук Ю.М. Робота залізобетонних балок зі змішаним армуванням за малоциклових навантажень високих рівнів// Проблеми теорії і практики залізобетону/ Зб. наук. ст.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1997.- С. 30-32.

11. Байков В.Н. Расчет трещиностойкости предварительно напряженных изгибаемых железобетонных элементов// Бетон и железобетон.— 1960.— №7.— С. 330—331.

12. Байкова В.Н., Горбатов С.В., Дмитров В.Н. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей// Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1977.— №6.— С. 15-18.

13. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс.—М.:Стройиздат, 1991.— 728 с.

14. Барабаш В.М. Числова дискретна модель напружено-деформованого стану сталобетонної балки// Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. тез.— Київ, 1996.— С. 45-46.

15. Барашиков А.Я. Расчет железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок.—К.: Будівельник, 1977.— 156 с.

16. Барданов Ю.М., Дорофеев В.С., Барданов В.Ю. Расчет изгибаемых железобетонных элементов при учете действительной диаграммы деформирования бетона// Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. тез.— Київ, 1996.— С. 57-60.

17. Безгодов И.М. О длительной прочности бетона// Бетон и железобетон.— 1996.— №4.— С. 23—25.

18. Белобров И.К. Упрощенный метод определения деформаций железобетонных изгибаемых элементов// Бетон и железобетон.— 1973.— №9.— С. 20—23.
19. Берг О.Я. Рожков А.И. К учету нелинейной ползучести бетона// Бетон и железобетон.— 1967.— № 9.—С. 29—32.
20. Бондаренко В.М. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона.— Х.: Изд-во ХГУ, 1968.—323с.
21. Васильев В.И. Связь между напряжениями и деформациями в бетоне при сжатии с учетом влияния времени. Изв. ВНИИГ.— 1951. —т. 45.— С. 37-48.
22. Васильев В.И., Гаврилин Б.А. Влияние температуры на ползучесть стареющего бетона// Ползучесть и усадка бетона/ НИИЖБ Госстроя СССР.— М.: Стройиздат, 1969.— С. 9—20.
23. Васильев В.И. Некоторые вопросы пластических деформаций бетона// Изв. ВНИИГ.— 1953. —т. 49.— С. 83-113.
24. Васильев В.И. К вопросу выбора феноменологической теории ползучести бетона// Ползучесть строительных материалов и конструкций.- М.: Стройиздат, 1964.- С. 114-126.
25. Вахненко П.Ф. Современные методы расчета железобетонных конструкций на сложные виды деформаций.— К.: Будівельник, 1992.— 112с.
26. Вахненко П.Ф. Про деформативність бетону// Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація: Зб. наук. ст.- Кривий Ріг: Криворізький техн. ун-т, 1998.- С. 43-45.
27. Вишневецкий Г.Д. Игнатенко Т.К. Фокальные ординаты для релаксационных процессов и их использование в расчете изгибаемых железобетонных элементов с учетом нелинейно-наследственной ползучести бетона// Исследования по расчету строительных конструкций: Сб. тр.— Ленинград: ЛИСИ, 1976.- Вып. №1.- С. 46-67.
28. Гвоздев А.А. Ползучесть бетона и пути ее исследования//

Исследование прочности, пластичности и ползучести строительных материалов.— М.: Госстройиздат, 1955.— С. 126-137.

29. Гвоздев А.А. Замечание о нелинейной теории ползучести при одноосном сжатии// Механика твердого тела.— 1972.— №5.—С. 33.

30. Гвоздев А.А. О пересмотре методов расчета железобетонных конструкций и первых его результатах.— М.: Стройиздат, 1934.— 49 с.

31. Гвоздев А.А., Яшин А.В., Галустов К.З. К вопросу об уточнении теории линейной ползучести бетона// Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций.—М.: Стройиздат, 1969.— С. 19– 37.

32. Гвоздев А.А., Байков В.Н. К вопросу о поведении железобетонных конструкций в стадии, близкой к разрушению// Бетон и железобетон.— 1977.— № 9.—С. 22-24.

33. Гвоздев А.А. Дмитриев С.А. К расчету предварительно напряженных, обычных железобетонных и бетонных сечений по образованию трещин// Бетон и железобетон.— 1957.— №5.—С.17-22.

34. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А., Немировский Я.М. О расчете перемещений (прогибов) железобетонных конструкций по проекту новых норм (СНиП II-V.I-62)// Бетон и железобетон.— 1962.— №6.—С. 245-250.

35. Гвоздев А.А., Лессиг Н.Н. Некоторые новые положения расчета и конструирования железобетонных конструкций// Расчет и конструирование элементов железобетонных конструкций: Сб. тр.— М.: Стойиздат, 1964.—С. 6-27.

36. Гвоздев А.А., Дмитриев С.А. Общие указания СНиП II-21-75 и роль новых стандартов на бетон// Бетон и железобетон.— 1976.— №6.—С. 3-5.

37. Голышев А.Б. Жесткость железобетонных изгибаемых элементов с учетом ползучести и усадки бетона// Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1961.— №5.—С. 51-60.

38. Голышев А.Б., Полищук В.П., Колпаков Ю.А. Расчет сборно-

монолитных конструкций с учетом фактора времени.—К.: Будівельник, 1969.— 219 с.

39. Гордеева Т.Ф. Прогобы железобетонных балок при повторных статических нагружениях// Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып. 14.— К.: Будівельник, 1970.— С. 93-100.

40. ГОСТ 12004-81. Сталь арматурная. Методы испытания на растяжение.—Введ. 01.07.81.

41. ГОСТ 24452-80, ГОСТ 24544-81, ГОСТ 24545-81. Бетоны. Методы испытаний.—М.: Изд-во стандартов, 1981.—С. 1-20.

42. Гусаков В.Н. Расчет армированных конструкций из тяжелого силикатного бетона.— М.: Строиздат, 1967. — 156 с.

43. Гусаков В.Н. Деформации и напряжения в железобетонных элементах с трещинами// Ползучесть и усадка бетона.— М.: Строиздат, 1969.— С. 103—114.

44. Дмитриев С.А., Махто Р.К., Бирулин Ю.Ф. Влияние величины предварительного напряжения на трещиностойкость и прочность железобетонных элементов// Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на поведение конструкций: Сб. тр.— М.: Строиздат, 1969.—С. 190-209.

45. Дмитриев С.А., Калатуров В.А. Расчет предварительно напряженных железобетонных конструкций.— М.: Стройиздат, 1965.—508 с.

46. Долидзе Д. Е. Испытание конструкций и сооружений.— М.: Высш. шк., 1975.—252 с.

47. Дорофеев В.С., Барданов В.Ю. Касательные напряжения в железобетонной балке при нелинейном законе деформирования бетона// Проблеми теорії і практики залізобетону/ Зб. наук. ст.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1997.- С. 134-137.

48. Дочев Д.Х. Расчет предварительно напряженных элементов по образованию трещин с учетом неупругой работы бетона в сжатой зоне

сечения// Бетон и железобетон.— 1967.— №1.—С. 34-38.

49. Европейский комитет по бетону. Унифицированные практические рекомендации расчета и осуществления железобетонных конструкций.— М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1987.— 289 с.

50. Зайцев Ю.В. Развитие трещин в цементном камне и бетоне при кратковременном и длительном сжатии// Бетон и железобетон.— 1972.— №11.—С. 41-43.

51. Зак М.Л., Гуца Ю.П. Аналитическое представление диграммы сжатия бетона// Совершенствование методов расчета статически неопределимых железобетонных конструкций/ НИИЖБ Госстроя СССР.— М.: Стройиздат, 1987.— С. 103—107.

52. Залесов А.С. Расчет предварительно напряженных железобетонных элементов по образованию трещин в нормальных сечениях с учетом неупругих деформаций сжатого бетона// Бетон и железобетон.— 1964.— №8.—С. 378-380.

53. Залесов А.С., Мирсаяпов И.Т. Расчет изгибаемых элементов на выносливость с учетом аналитических диаграмм деформирования бетона и арматуры// Бетон и железобетон.— 1993.— №4.—С. 22-24.

54. Залесов А.С., Фигаровский В.В. Практический метод расчета железобетонных конструкций по деформациям.— М.: Стройиздат, 1976.—101 с.

55. Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям.— М.: Стройиздат, 1988.—320 с.

56. Залесов А.С., Чистяков Е.А., Ларичева И.Ю. Новые методы расчета железобетонных элементов по нормальным сечениям на основе деформационной расчетной модели// Бетон и железобетон.— 1997.— №5.—С. 31-34.

57. Зедгенидзе В.А. Экспериментальное исследование деформаций

изгибаемых железобетонных балок с преднапряженной арматурой при длительном действии нагрузок// Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып. 29.— К.: Будівельник, 1977.—С 60-68.

58. Зедгенидзе В.А., Половец В.И. О длительной несущей способности изгибаемых элементов// Бетон и железобетон.— 1977.— №4.—С. 40-41.

59. Зубков А. Н., Маслов Б.Е. Долговечность конструкционных материалов с учетом предыстории нагружения // Исследования по строительной механике и надежности конструкций. Сб. научн. тр. ЦНИИСК им. Кучеренко.— М.: ПЭМ ВНИИИС Госстроя СССР, 1986.—С. 126-136.

60. Изменение №1 к СНиП 2.03.01-84*(изд. 1989г.)// Будівництво України. Додаток до журналу.— 1995.—№6.— С. I-IV; 1996.—№1.— С. I-IV.

61. Катин Н.И. Исследование ползучести бетона при высоких напряжениях// Исследование свойств бетона и железобетона конструкций: Сб. тр. - М.: Стройиздат, 1959.- Вып. 4.-С.146-183.

62. Клименко Є.В. Особливості роботи залізобетонних елементів, що згинаються після одноразової дії навантаженням високого рівня// Тези доп. 46 наук. конф. проф., викл., наук. працівників, асп. та студ. ін-ту/ Полт. інж.-буд. ін-т.— Полтава, 1994.— ч. 3.— С. 5.

63. Клименко Є.В., Альхарірі В. Можливість використання теорії повзучості для описання роботи елементів з урахуванням передісторії завантаження// Тези доп. 47 наук. конф. проф., викл., наук. працівників, асп. та студ. ін-ту/ Полт. інж.-буд. ін-т.— Полтава, 1995.— ч. 3.— С. 12-13.

64. Коковин О.А. Деформация изгибаемых и внецентренно сжатых железобетонных элементов при кратковременном действии нагрузки в стадиях, близких к разрушению// Прочность и жесткость железобетонных конструкций: Сб. тр.— М.: Стройиздат, 1968.—С. 104-125.

65. Леонгардт Ф. Напряженно-армированный железобетон и его практическое применение/ Пер. с нем.—М.: Госстройиздат, 1957.—587 с.

66. Леонтьев Г.В., Лычев А.С. Статический анализ данных исследований

коэффициента, учитывающего неупругие свойства бетона// Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций: Сб. тр.—Вып. I.—Л., 1973.—С. 111-116.

67. Лившиц Я.Д. Расчет железобетонных конструкций с учетом влияния усадки и ползучести бетона.— К.: Вища школа, 1975.—280 с.

68. Лившиц Я.Д., Ткачук В.М. Исследование ползучести бетона при плоском напряженном состоянии// Бетон и железобетон.—1973.—№11.—С. 27-29.

69. Львовский Е.Н. Статистическое моделирование деформаций ползучести бетона на ЭВМ// Бетон и железобетон.— 1992.— №11.—С. 18-21.

70. Макаренко Л.П., Фенко Г.А. О снижении прочности бетона на растяжение после длительного обжатия// Бетон и железобетон.— 1970.— №7.— С. 44-45.

71. Метелюк Н.С. О влиянии сжатой арматуры на величину ψ_a при кратковременном и длительном действии нагрузки// Бетон и железобетон.— 1965.— №12.— С. 22-24.

72. Метелюк Н.С., Дубровченко Г.А. О влиянии размеров сечения железобетонных элементов на момент трещинообразования и величину коэффициента ψ_a // Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып. 9.— К.: Будівельник, 1968.— С. 89-95.

73. Михайлов В.В. Расчет прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с учетом полной диаграммы деформирования бетона// Бетон и железобетон.— 1993.— №3.— С. 26-27.

74. Михайлов В.В. Напряженно армированный бетон.— Тифлис: Закавказский ин-т сооружений, 1933.—75 с.

75. Михайлов В.В. Расчет прочности и трещиностойкости предварительно напряженных железобетонных конструкций// Исследование обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций: Сб. тр.—М.: Строиздат, 1949.—С. 267-293.

76. Михайлов В.В. Предварительно напряженные железобетонные конструкции.— М.: Стройиздат, 1978.—383с.

77. Михайлов В.В., Емельянов М.П., Дудолозов Л.С. Некоторые предложения по описанию диаграммы деформаций бетона при загрузении// Изв. вузов. Стр-во и архитектура.—1984.— №2.—С. 23-27.

78. Мурашев В.И. Теория появления и раскрытия трещин, расчет жесткости железобетонных элементов// Строит. пром-сть.— 1940.— № 11.

79. Мурашев В.И. Трещиностойкость, жесткость и прочность железобетона.— М.: Машстройиздат, 1950.—268 с.

80. Мулин Н.М., Гуца Ю.П. Деформации железобетонных элементов при работе стержневой арматуры в упруго- пластической стадии// Бетон и железобетон.— 1970.— №3.— С. 24-26.

81. Мулин Н.М., Артемьев В.П., Белобров И.К. Обоснование расчета деформаций железобетонных конструкций по проекту новых норм// Бетон и железобетон.— 1962.— №11.—С. 491-498.

82. Немировский Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов и раскрытие трещин в них// Исследование обычных и предварительно напряженных железобетонных конструкций: Сб. тр.— М.: Госстройиздат, 1949.—С. 7-116.

83. Немировский Я.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов при кратковременном и длительном загрузении// Бетон и железобетон.— 1955.— №5.— С. 172-176.

84. Немировский Я.М. К вопросу о влиянии бетона в растянутой зоне на несущую способность железобетонных элементов// Строит. пром-сть.— 1948.— №8.— С.19-22.

85. Немировский Я.М., Кочетков О.И. Влияние работы растянутой и сжатой зон бетона на деформации обычных изгибаемых железобетонных элементов после возникновения в них трещин// Особенности деформаций бетона и железобетона и использование ЭВМ для оценки их влияния на

поведение конструкций: Сб. тр.— М.: Стройиздат, 1969.—С. 106-156.

86. Немировский Я.М., Фигаровский В.В. Лемыш Л.Л. К расчету деформаций по проекту новых норм// Бетон и железобетон.— 1971.— №5.— С. 22-23.

87. Новотарский И.П. Прогиб железобетонных балок при длительном действии нагрузки высокой интенсивности// Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып. XXXI.— К.: Будівельник, 1978.—С. 72-76.

88. Оплачко В.М. Изгиб железобетонной балки с обычной арматурой при длительном действии нагрузки и нелинейной зависимости между напряжениями и деформациями бетона// Изв. вузов. Стро-во и архитектура.— 1968.— №4.— С. 21-28.

89. Оплачко В.М. Экспериментальные исследования работы железобетонных балок при длительном действии высоких нагрузок// Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып.29.— К.: Будівельник, 1977.—С 74-81.

90. Пастернак П.Л. Замечания к проекту норм проектирования железобетонных конструкций// Строит. пром-сть.— 1944.— №9.—С. 8-14.

91. Пастернак П.Л., Сигалов Э.Е. Расчет трещиностойкости предварительно напряженных, обычных железобетонных и бетонных сечений// Бетон и железобетон.— 1961.— №5.—С. 207-213.

92. Пащенко А.М. Чисельний метод статичного розрахунку в імовірнісних задачах будівельних конструкцій// Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)/Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 1998.- Вип. 3.- С. 132-138.

93. Пащенко А.М. Метод скінченних елементів у розрахунку надійності статично невизначених металевих конструкцій// Збірник наукових праць (галузеве машинобудування, будівництво)/Полт. держ. техн. ун-т ім. Юрія Кондратюка.- Полтава: ПДТУ ім. Юрія Кондратюка, 2000.- Вип. 5.- С. 174-178.

94. Пічугін С.Ф., Трусов Г.М., Пащенко А.М. Чисельний метод

розрахунку сталевих стиснуто-зігнутих елементів// Проблеми терії і практики будівництва: Зб. наук. ст.- Т.П.- Львів, 1997.- С.84-89.

95. Покровский Ю.Н. О расчете деформаций железобетонных элементов// Совершенствование методов расчета и исследование новых типов железобетонных конструкций: Сб. тр.— Вып.1.— Л., 1973.—С. 72-79.

96. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84).—Ч. I.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.— 192 с.

97. Пособие по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов (к СНиП 2.03.01-84).—Ч. II.— М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1990.— 144 с.

98. Прокопович И.Е. Влияние длительных процессов на напряженное и деформированное состояние сооружений. —М.: Госстройиздат, 1963.—260 с.

99. Прокопович И.Е. Основы прикладной линейной теории ползучести.— К.: Вища школа, 1978.— 144 с.

100. Прокопович И.Е., Зедгенидзе В.А. Прикладная теория ползучести.— М.: Стройиздат, 1980.— 240 с.

101. Прокопович И.Е., Темнов И.И. Экспериментальное исследование деформаций железобетонных балок// Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып.13.— К.: Будівельник, 1969.— С 56-68.

102. Расчет железобетонных конструкций по прочности, трещиностойкости и деформациям/ Залесов А.С., Кодыш Э.Н., Лемыш Л.Л., Никитин И.К.—М.: Стройиздат, 1988.—320 с.

103. Реминец Г.М. Экспериментальное исследование величины ψ_a // Вопросы современного строительства и архитектуры: Сб. тр.— К.: Будівельник, 1964.— С. 407-410.

104. Реконструкция зданий и сооружений/ А.Л. Шагин, Ю.В. Бондаренко, Д.Ф. Гончаренко, В.Б. Гончаров; Под ред. А.Л. Шагина: Учеб. пособие для строит. спец. вузов.-М.: Высш. шк., 1991.-362с.

105. Ржаницын А.Р. Теория ползучести.—М.: Стройиздат, 1968.— 416 с.
106. Розенблюмас А.М. Расчет предварительно напряженных железобетонных сечений на трещиностойкость по заменяющим упругим сечениям// Бетон и железобетон.— 1960.— №7.— С. 326-330.
107. Рокач В.С. О расчете деформаций железобетонных конструкций// Изв. вузов. Стро-во и архитектура.— 1976.— №2.— С. 28-32.
108. Руководство по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелого бетона (без предварительного напряжения).— М.: Стройиздат, 1977.— 328 с.
109. Руководство по проектированию предварительно напряженных железобетонных конструкций из тяжелого бетона.— М.: Стройиздат, 1977.— 288 с.
110. Санников К.В. Простой способ определения кривизны изгибаемых железобетонных элементов с трещинами// Строительные конструкции и материалы: Тр. НИИпромстроя.— Вып. 19.— Уфа, 1976.— С. 17-22.
111. Свитлык А.Ю. Длительная прочность и нелинейные деформации ползучести бетона при сжатии// Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып. XXXI.— К.: Будівельник, 1978.—С. 98-103.
112. СНиП II-V. I-62. Бетонные и железобетонные конструкции.—М.: Стройиздат, 1970.—113 с.
113. СНиП II-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции.— М.: Стройиздат, 1976.—89 с.
114. СНиП 2.03.01.—84*. Бетонные и железобетонные конструкции.— М.: Стройиздат, 1985.—79 с.
115. Столяров Я.В. Теория железобетона на экспериментальной основе.— Х.: Гостехиздат Украины, 1934.—224 с.
116. Столяров Я.В. Введение в теорию железобетона.— М.: Стройиздат, 1941.— 447 с.
117. Тамарин А.А. Способ расчета на трещиностойкость бетонных и

железобетонных балок// Строит. пром-сть.— 1949.— №1.— С. 18-25.

118. Темнов И.И. Изгиб железобетонных балок с обычной арматурой при длительной нагрузке// Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1962.— №3.— С. 59-75.

119. Улицкий И.И. Ползучесть бетона.— К.; Л.: Гостехиздат УССР, 1948.— 135 с.

120. Улицкий И.И., Чжан Чжун-Яо, Голышев А.Б. Расчет железобетонных конструкций с учетом длительных процессов.— К.: Госстройиздат УССР, 1960.— 495 с.

121. Улицкий И.И., Метелюк Н.С., Реминец Г.М. Жесткость изгибаемых железобетонных элементов.— К.: Госстройиздат УССР, 1963.— 85 с.

122. Улицкий И.И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов.— К.: Будівельник, 1967.— 347 с.

123. Филлипов А.И. К теории расчета стержневых систем с учетом нелинейной ползучести// Изв. ВНИИГ.— 1981.— С. 56-59.

124. Филлипов А.И., Медведев Г.С. К расчету армированных конструкций с учетом нелинейного деформирования бетона// Металлические конструкции и испытания сооружений: Межвуз. темат. сб. тр.— Л.: ЛИСИ, 1982.— С. 48-60.

125. Цейтлин С.Ю. Исследование предварительно напряженных элементов с трещинами, образующимися при внецентренном обжатии// Бетон и железобетон.— 1966.— №5.— С. 33-38.

126. Цейтлин С.Ю. Расчет преднапряженных элементов с трещинами обжатия// Бетон и железобетон.— 1977.— №1.— С. 31-33.

127. Цискрели Г.Д. Сопротивление растяжению неармированных и армированных бетонов.— М.: Госстройиздат, 1954.— 152 с.

128. Чайка В.П. Достоверность оценки параметров деформативности предварительно напряженных элементов при кратковременном действии нагрузки// Изв. вузов. Стр-во и архитектура.— 1973.— №6.— С. 22-26.

129. Чижик В.А. Влияние растянутой зоны бетона над трещиной на

средние деформации растянутой арматуры внецентренно загруженных элементов// Строительные конструкции: Сб. тр.— Вып. 20.— К.: Будівельник, 1972.— С. 62-68.

130. Шевченко Б.Н., Хусанов Э., Тарик К.Ю. Жесткость и трещиностойкость преднапряженных балок при повторных нагрузках высокого уровня// Бетон и железобетон.— 1991.— №3.— С. 16-18.

131. Шкіль М.І., Колесник Т.В. Вища математика: Підручник: У 3 кн.: Кн. 2. Диференціальне та інтегральне числення функцій однієї змінної. Ряди.— К.: Либідь, 1994.— 352 с.

132. Школяр С.П. Напружено-деформований стан розтягнутих залізобетонних елементів і вдосконалення методики їх розрахунку по розкриттю нормальних тріщин.: Автореф. дис... канд. тех. наук.-Полтава, 1998.- 17с.

133. Шмиг Р.А. Міцність та деформативність комплексних сталобетонних балкових конструкцій.: Автореф. дис... канд. тех. наук.-Полтава, 1997.- 17с.

134. Яценко Е.А. Влияние длительных нагрузок и ползучести бетона на предельное состояние железобетонных конструкций// Бетон и железобетон.— 1990.— №8.— С. 21-22.

135. Breckenridge R.A., Bugg S.L. Effects of long-time loads on prestressed concrete beams// Journal of the prestressed concrete Institute.— 1964.— N6.— P. 75-89.

136. Siki M., Kirstein A. Flexural cracks in reinforced concrete beams// Journal ACI.— 1958.— N4.— P. 23-29.

137. Cottingham W.S., Fluck P.G., Washa G.W. Creep of prestressed concrete beams// Journal ACI.— 1961.— N2.— P. 12-22

138. Fluck P.G., Washa G.W. Creep of plain and reinforced concrete// Journal ACI.— 1958.— N4.— P. 35-41.

139. Fuld St. Dehnungsmessung im schlaffen und vorgespannten Beton fur Uberwachung und Kontrolle// VDI-Ber.- 1982, №493.- S 175-180.

140. Gidycki-Gwirko T. Z badam nad rysami w zginanyck elementach zelbetiwich// Inzyneria i budownictwo.— 1961.— N2.— S. 28-34.

141. Hajek I., Fecko L., Nunbergerova T. Time-dependent cracking of reinforced concrete floor slabs under sustained load// Comportement en service des ouvrages en beton.— Liege, Belgique, 1975.— №.11.— P. 27-34.

142. Hayhurst D.R., Brown P.R., Morrison C.J. The role of continuum damage in creep crack growth// Phil. Trans. Roy. Soc.- London, 1984.-№ 1516.-P. 131-158.

143. Janney J.R., Hognestag E., Mc Henry D. Ultimate flexural strength of prestressed and conventionally reinforced concrete beams// Journal ACI.— 1956.— N2.— P.5-16.

144. Mehmel A. Ein Beitrag zur Berechnung der elastischen und plastischen Durchbiegungen schlaff bewehrter stahlbetonbalken// Der Bauingenier.— 1959.— N1.— S. 7-15.

145. Rickenstorf G., Gerster H. Ribsicherung im spannbeton// Bauplanung— Bautechnik.— 1961.— N12.—S. 35-41.

146. Sawyer H., Stephems I. Under- reinforced concrete beams under longterm loads// Journal ACI.— 1957.—№7.—P. 18-24.

147. Shelton P.D. Creep in concrete shaft linings and its effect on strain measurement// Int. J. Mining End.-1984.-№1.- P. 85-90.

148. Washa G.W., Fluck P.G. The effekt of compressive reinforced on the plasticflow of R.C. beams// Journal ACI.— 1952.— v.24.— N2.—P. 8-17.

ДОДАТКИ

Текст програми

```

uses crt;
var Ab,Aredbi,Aredb,h,h1,hb,b,Sd,Sk,Sredbi,Sredb,Ared,alfa,Asp,As,Asps,
    Ass,Sred,y0,yb,ysp,ys,ysps,yss,h0, {геометричні хар.}
    Isp,Is,Isps,Iss,Ib,Ired,Iredb,P,Iredbi,
    Es,Esr,Esom,Eb,Rb,Rbt,Rsp,Rs,gammab, {характеристики міцності}
    I0,c,Fz,Mz,toch,Mb,Mbi,Nb,Nbi,Ns,deltaFz,Fzu,Mzu,
    epsbu,epsbtu,epsbum,epsr,epsrt,n0,sigmasp,sigmasp0,sigmas,n01,k0,k1,kt,ii,
    t_1, t_2, t_3, t_4,F_1,F_2,F_3 : real;
    i_max,k_max,i,j,l,k,m,n2,m1,balka:integer;
    Y,X,epsilon,epsilonp0,epsilon0,sigmas,sigmasp_k,E,Eb0,n,
    M_z,r_1:array[1..50] of real;
epsilon1,epsilon1_2_minys,epsilon1_2_plys,sigmas1,epsilon1_3_minys,epsilon1:array[1..40,1..4
0] of real;
    da:string[50];
    dan, danper: text;
{Для процедури повзучості}
    tu,fi_tu,delta_tu,gamma,alfa_p,A_2,psi_tu,fi_n_tu,delta_n_tu,gamma_n,
    alfa_n,A_2_n,m_p,psi_n_tu,time,Fsigma,beta:real;
    Ct_p, CH:array[1..50] of double;
    Cmin:{real} double;
{Для процедури визначення прогину}
    psi_b,psi_s,r_1m,r_1lr0,f_m,sumf,k_psi_s:real;
{Gauss}
    L_crc, sigma_crc, sigma_min,ABC,A_,B_,C_ :real;
    A_sig:array[1..5] of real;
    B1_crc, A_sig_1:array[1..5,1..5] of real;
{знаходження приведенного статичного моменту перерізу та моменту інерції}
Procedure stat_mom;
label s3,s4;
    Begin
    Sredb:=0; Aredb:=0;Mb:=0;Nb:=0; h0:=h-ysp;
    for i:=1 to i_max do
        begin
        if E[i]=0 then goto s4  else
            begin
            Mbi:=b*Sd*(y[i]-ysp)*sigmas[i];
            Mb:=Mb+Mbi;
            Nbi:=b*Sd*sigmas[i];
            Nb:=Nb+Nbi;
            Sredbi:=Sd*b*y[i]*E[i];
            Sredb:=Sredb+Sredbi;
            Aredbi:=Sd*b*E[i];

```

```

        Aredb:=Aredb+Aredbi;
s4:      end;
        end;
        Ared:=Aredb+Asp*100*Es+As*100*Es;
        Sred:=Sredb+100*Asp*ysp*Es+As*100*ys*Es;
        y0:=Sred/Ared;
        Iredb:=0;
        for i:=1 to i_max do
            begin
                if E[i]=0 then goto s3 else
                    begin
                        Iredbi:=b*Sd*Sd*Sd/12+(y0-Y[i])*(y0-Y[i])*b*Sd*E[i];
                        Iredb:=Iredb+Iredbi;
s3:      end;
                    end;
                Iredd:=Iredb+(y0-Ysp)*(y0-Ysp)*100*Asp*Es+(y0-Ys)*(y0-Ys)*
                    As*100*Es;
            end;
        end;
Procedure rozbyvka;
begin
    {-----розбивка балки на дискретні ділянки-----}
    k_max:=20; {ввести кількість ділянок не більше 50}
    Sk:=10/k_max/2;
    for k:=1 to k_max+1 do
        begin
            X[k]:=(k-1)*Sk+Sk/2;
            writeln (X[k]:6:2);
        end;
    {-----розбивка пеперрізу на дискретні ділянки-----}
    i_max:=20; {ввести кількість ділянок не більше 50}
    Sd:=h/i_max; {ширина ділянки}
    {знаходження Y[i]}
    for i:=1 to i_max do
        begin
            E[i]:=Eb;
            Y[i]:=(i-1)*Sd+Sd/2;
            writeln (Y[i]:6:2);
        end;
    end;
end;
Procedure sigma_b;
begin
    epsr:=0.00259;
    epsrt:=0.00259;
    gammab:=Eb*epsR/Rb;
    for i:=1 to i_max do
        if epsilon[i]<0 then

```

```

begin {-----знаходження sigmabt-----}
  sigmab[i]:=(Rbt*gammab*epsilon[i]/epsrt)/(1+(gammab-1)*
  EXP(gammab/(gammab-1)/1.5*ln(abs(0.75*epsilon[i]/epsrt+0.25*
  (epsilon[i]/epsrt*epsilon[i]/epsrt*epsilon[i]/epsrt))));
{
  sigmab[i]:=Eb*epsilon[i];}
end else
begin {-----знаходження sigmab-----}
  if epsilon[i]=0 then sigmab[i]:=0 else
  sigmab[i]:=Eb*epsilon[i]/(1+(Eb*epsilon[i]/Rb)*(50-0.5*Rb)/
  (50+Rb));{школяр}
end;
end;
Procedure roz_eps;
  label s,s1;
begin
s:{ writeln (sigmasp:4:1); }
  sigmas:=((Mz-Mb)/(ysp-ys))/As/100;
  if sigmas>Rs then
  begin
    sigmas:=Rs;
  end;
  sigmasp:=(Nb-P-sigmas*As*100)/Asp/100;
m:=m+1; for i:=1 to i_max do
  begin
    if E[i]=0 then epsilon[i]:=0 else
    epsilon[i]:=P/Ared+P*(y0-ysp)*(y0-Y[i])/Ired+Mz*(Y[i]-y0)/Ired;
  end;
sigma_b; kt:=0;
  for i:=1 to i_max do
  begin
    if(abs(sigmab[i])>=k_psi_s*Rbt) and (sigmab[i]<0) then
    begin
      writeln ('поява тріщини');
      E[i]:=0; epsilon[i]:=0
    end
  else
    begin
      if epsilon[i]<>0 then
      E[i]:=sigmab[i]/epsilon[i];
    end;
  end;
end;
  for i:=1 to i_max do
  begin
    if epsilon[i]=0 then goto s1 else
    toch:=ABS((epsilon0[i]-epsilon[i])/epsilon[i]);
    if toch>=0.000001 {точн.} then kt:=kt+1;
  end;
end;

```

```

s1:
    end;
    if kt>0 then
        begin
            for i:=1 to i_max do
                begin
                    epsilon0[i]:=epsilon[i];
                end;
            end;
        stat_mom;
        goto s;
    end else
        Ns:=Nb-sigmasp*Asp*100-P-sigmas*As*100;
    end;
    Procedure povz_bet;
    begin
        gamma:=0.04;
        alfa_p:=5;
        A_2:=0.6;
        gamma_n:=0.04;
        alfa_n:=5;
        A_2_n:=0.9;
        {sigma свої напруження }
        m_p:=2;
        fi_tu:=(10+26*EXP(-0.018*tu)+45.4*EXP(-0.44*tu))*0.0000001;
        delta_tu:=(3.99+3.86*EXP(-0.083*tu)+3.58*EXP(-0.18*tu))*0.0000001;
        psi_tu:=fi_tu-delta_tu;
        Cmin:=fi_tu-psi_tu*((EXP(gamma*tu)-A_2)/(EXP(gamma*time)-A_2))-
        delta_tu*EXP(alfa_p*(-1)*(time-tu));
        fi_n_tu:=(0.56+4.14*EXP(-0.071*tu)+13.45*EXP(-0.39*tu))*0.000000001;
        delta_n_tu:=(0.26+2.05*EXP(-0.049*tu)+18.55*EXP(-0.55*tu))*0.000000001;
        psi_n_tu:=fi_n_tu-delta_n_tu;
        for k:=1 to k_max do
            begin
                for i:=1 to i_max do
                    begin
                        if sigmabl[k,i]<=0 then CH[i]:=0 else
                            CH[i]:=EXP(m_p*ln(10*sigmabl[k,i]))*(fi_n_tu-psi_n_tu*((EXP(gamma_n*
                            tu)-A_2_n)/
                            (EXP(gamma_n*time)-A_2_n))-delta_n_tu*EXP(-alfa_n*(time-tu)));
                            Ct_p[i]:=Cmin+CH[i];
                            beta:=0.001676;
                            Fsigma:=beta*sigmabl[k,i]*sigmabl[k,i]*90+sigmabl[k,i];
                            epsilonpl[k,i]:=Ct_p[i]*Fsigma;
                        end;
                    end;
                end;
            end;
        end;
    end;
end;

```

Procedure Gaus;

Begin

```

Bl_crc[1,1]:=l_crc/2*l_crc/2;
Bl_crc[1,2]:=-l_crc/2;
Bl_crc[1,3]:=1;
Bl_crc[3,1]:=0;
Bl_crc[3,2]:=0;
Bl_crc[3,3]:=1;
Bl_crc[2,1]:=l_crc/2*l_crc/2;
Bl_crc[2,2]:=l_crc/2;
Bl_crc[2,3]:=1;
A_sigm[1]:=sigma_crc;
A_sigm[3]:=sigma_min;
A_sigm[2]:=sigma_crc;
  A_sigm[1]:=A_sigm[1]/Bl_crc[1,1];
  ABC:=Bl_crc[1,1];
  for j:=1 to 3 do
    Bl_crc[1,j]:=Bl_crc[1,j]/ABC;
    A_sigm[2]:=A_sigm[2]-A_sigm[1]*Bl_crc[2,1];
    ABC:=Bl_crc[2,1];
  for j:=1 to 3 do
    Bl_crc[2,j]:=Bl_crc[2,j]-Bl_crc[1,j]*ABC;
    A_sigm[3]:=A_sigm[3]-A_sigm[1]*Bl_crc[3,1];
    ABC:=Bl_crc[3,1];
  for j:=1 to 3 do
    Bl_crc[3,j]:=Bl_crc[3,j]-Bl_crc[1,j]*ABC;
    A_sigm[2]:=A_sigm[2]/Bl_crc[2,2];
    ABC:=Bl_crc[2,2];
  for j:=1 to 3 do
    Bl_crc[2,j]:=Bl_crc[2,j]/ABC;
    A_sigm[3]:=A_sigm[3]-A_sigm[2]*Bl_crc[3,2];
    ABC:=Bl_crc[3,2];
  for j:=1 to 3 do
    Bl_crc[3,j]:=Bl_crc[3,j]-Bl_crc[2,j]*ABC;
    A_sigm[1]:=A_sigm[1]-A_sigm[2]*Bl_crc[1,2];
    ABC:=Bl_crc[1,2];
  for j:=1 to 3 do
    Bl_crc[1,j]:=Bl_crc[1,j]-Bl_crc[2,j]*Bl_crc[1,2];
    A_sigm[1]:=A_sigm[1]-A_sigm[3]*Bl_crc[1,3];
    ABC:=Bl_crc[1,3];
  for j:=1 to 3 do
    Bl_crc[1,j]:=Bl_crc[1,j]-Bl_crc[3,j]*ABC;
    A_sigm[2]:=A_sigm[2]-A_sigm[3]*Bl_crc[2,3];
    ABC:=Bl_crc[2,3];
  for j:=1 to 3 do

```

```

        Bl_crc[2,j]:=Bl_crc[2,j]-Bl_crc[3,j]*ABC;
A_:=A_sigm[1]; B_:=A_sigm[2]; C_:=A_sigm[3];
    for i:=1 to 3 do
        begin writeln;
            for j:=1 to 3 do
                write(Bl_crc[i,j]:5:1,' ');
                write(A_sigm[i]:7:5);
            end;
        end;
end;
Procedure vyvid;
begin
{-----вивід результатів-----}
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,' ',epsilon[k_max,i_max]*1000:5:4,' | ',sigmasp_k[k_max]
/Es*1000:5:4,' ',f_m:5:4,');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
for i:=1 to i_max do
    writeln (danper,y[i]:5:2,' ',sigmabl[k,i]:7:4,' ',epsilon[k,i]:7:6);
    close (danper);
end;
Procedure vvid;
begin
    writeln ('Введіть файл даних');
    readln (da);
    assign (dan, da); reset (dan);
    readln (dan);
    readln (dan);
    readln (dan,b,h,Asp,As,Ass,ysp,ys,yss,Eb,Es,Rb,Rbt,Rsp,Rs,sigmasp0);
    {зчитка ГЕОМЕТРИЧНИХ ХАРАКТЕРИСТИК}
    readln (dan);
    readln (dan);
    readln (dan, t_1, t_2, t_3, t_4, F_1, F_2, F_3,balka);
    write (b:7:2,h:7:2,Asp:7:2,As:7:2,Ass:7:2,ysp:7:2,ys:7:2,
yss:7:2,Eb:10:2,Es:9:2,sigmasp0:7:2);
    writeln;
end;
Procedure podovg;
begin
{-----розрахунок НДС по всій довжині балки-----}
    for k:=1 to k_max do
        begin
            if X[k]<=c then Mz:=X[k]*Fz*1000/2 else Mz:=c*Fz*1000/2;
roz_eps;
            M_z[k]:=Mz;
            sigmasp_k[k]:=sigmasp;

```



```

    for i:=1 to i_max do
      begin
        epsilon1[k,i]:=epsilon[i];
        sigmabl[k,i]:=sigmab[i];
      end;
    end;
  end;
Procedure miznist;
begin
  deltaFz:=10;
  Fzu:=deltaFz;
  Repeat
    Mz:=c*Fzu*1000/2;
roz_eps;
  begin
    if (sigmasp{+sigmasp0})<Rsp*1.15 then Fzu:=Fzu+deltaFz else
      Fzu:=Fzu-deltaFz;
    if (sigmasp{+sigmasp0})>Rsp*1.15 then
      deltaFz:=deltaFz/2;
    end;
  writeln (Fzu:4:1);
  until (deltaFz<0.1);
end;
Procedure progin;
begin
  for k:=1 to k_max do
    begin
      if E[1]=0 then begin
        psi_b:=0.9;
      end else begin
        psi_b:=1;{ psi_s:=1; }
      end;
      r_1m:=(epsilon1[k_max,i_max]*psi_b+sigmasp_k[k_max]*
        psi_s/Es)/h0;
      r_1lr0:=(epsilon1[1,i_max]+sigmasp_k[1]/Es)/h0;
      if P*(y0-ysp)>M_z[k] then
        r_1[k]:=- (epsilon1[k,1]-epsilon1[k,i_max])*psi_b/h
      else
        r_1[k]:=(epsilon1[k,i_max]*psi_b+sigmasp_k[k]*psi_s/Es)/h0;
    end;
    sumf:=0;
    for k:=2 to k_max do
      begin
        sumf:=sumf+(k*2*r_1[k]);
      end;
    f_m:=10*10/12/(4*k*k)*(2*r_1lr0+6*sumf+(3*2*k_max-2)*r_1m);

```

```

end;
Procedure psi_s_proz;
begin
  l_crc:=20*(3.5-100*(Asp*10+As*10)/b/h)*exp((1/3)*ln(10));
  k_psi_s:=100;
rozbyvka;
podovg;
  sigma_min:=sigmasp;
  k_psi_s:=0.98;
rozbyvka;
podovg;
  sigma_crc:=sigmasp;
Gaus;
  psi_s:= (A_*l_crc*l_crc+3*B_*l_crc+12*C_)/(12*sigma_crc)
end;
{-----ОСНОВНА ПРОГРАМА-----}
BEGIN
  clrscr;
  {-----дані для знаходження моменту зовн. сил-----}
  l0:=1100; c:=450;
  {-----}
  vvid;
  P:=sigmasp0*Asp/10;
rozbyvka;
stat_mom;
miznist;
assign (dan,'rez.txt'); rewrite (dan);
  writeln(dan,'balka # ',balka,' Fu=',Fzu:6:2);
  writeln(dan,', ' деформ. бет.', ' ', деформ. арм ' ', 'прогин', '|');
  writeln(dan,' в момент часу t1');
  close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); rewrite(danper);
  writeln(danper,' Yi ' ', sigmab ' ', epsilon');
  writeln(danper,' в момент часу t1');
  close (danper);
  {-----'1'-----}
  Fz:=F_1; tu:=t_1;time:=t_2;
  psi_s_proz;
  podovg;
  progin;
  vyvid;
  {-----'2'-----}
  povz_bet;
  for k:=1 to k_max do
    begin
      for i:=1 to i_max do

```

```

begin
    epsilon1[k,i]:=epsilonpl[k,i]+epsilon1[k,i];
    epsilon1_2_minys[k,i]:=epsilon1[k,i];
end;
end;
progin;
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t2-');
close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
    writeln(danper,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t2-');
close (danper);
vyvid;
{-----'2+'-----}
Fz:=F_2; tu:=t_2; time:=t_3;
podovg;
psi_s_proz;
    for k:=1 to k_max do
        begin
            for i:=1 to i_max do
                begin
                    if epsilon1[k,i]=0 then epsilon1[k,i]:=0 else
                        epsilon1[k,i]:=epsilonpl[k,i]+epsilon1[k,i];
                        epsilon1_2_plys[k,i]:=epsilon1[k,i];
                    end;
                end;
            end;
        progin;
        assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
            writeln(dan,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t2+');
        close (dan);
        assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
            writeln(danper,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t2+');
        close (danper);
        vyvid;
        {-----'3-'-----}
        povz_bet;
            for k:=1 to k_max do
                begin
                    for i:=1 to i_max do
                        begin
                            epsilon1[k,i]:=epsilonpl[k,i]+epsilon1[k,i];
                            epsilon1_3_minys[k,i]:=epsilon1[k,i];
                        end;
                    end;
                end;
            progin;
            assign (dan,'rez.txt'); append (dan);

```

```

    writeln(dan,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t3-');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
    writeln(danper,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t3-');
    close (danper);
vyvid;
{-----'3+'-----}
Fz:=F_3; tu:=t_3; time:=t_4;
podovg;
    for k:=1 to k_max do
        begin
            for i:=1 to i_max do
                begin
                    if epsilon1_3_minys[k,i]=0 then epsilon1[k,i]:=0 else
epsilon1[k,i]:=epsilon1_2_minys[k,i]+epsilon1_3_minys[k,i]-epsilon1_2_plys[k,i];
                end;
            end;
        end;
progin;
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t3+');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
    writeln(danper,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t3+');
    close (danper);
vyvid;
{-----'4'-----}
povz_bet;
    for k:=1 to k_max do
        begin
            for i:=1 to i_max do
                begin
                    epsilon1[k,i]:=epsilonpl[k,i]+epsilon1[k,i];
                end;
            end;
        end;
progin;
assign (dan,'rez.txt'); append (dan);
    writeln(dan,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t4');
    close (dan);
assign (danper,'rezper.txt'); append(danper);
    writeln(danper,'    В МОМЕНТ ЧАСУ t4');
    close (danper);
vyvid;
END.

```

Файл диних "B2.txt" для балки Б-2

b	h	A	A	A	y	y	y	E
[[sp	s	ss	sp	s	ss	b
mm]	mm]	[[[[[[[
1	2	cm^2]	cm^2]	cm^2]	mm]	mm]	mm]	МПа]
29	07	0	0	0	2	2	1	1
		.92	.57	.57	5	0	80	2000
E	R	R	R	R	si	t	t	t
s	b	bt	sp	s	gmasp0	_1	_2	_3
[[[[[[d	d	d
МПа]	МПа]	МПа]	МПа]	МПа]	МПа]	ib	ib	ib
2	1	1	1	4	4	1	1	1
01709	4.06	.357	038	24	28.9	20	59	63
t	F	F	F	b				
_4	_1	_2	_3	alka				
d	[[[
ib	kH]	kH]	kH]	2				
1	4	7	4					
82	9,8	0,55	9,8					

Файл "Rez.txt" для балки Б-2

balka # 2 $F_u = 89.22$

деформ. бет.	деформ. арм	прогин
в момент часу t1		
1.8200	2.2152	2.5321
в момент часу t2-		
2.0106	2.2152	2.6328
в момент часу t2+		
3.3761	4.2774	4.4854
в момент часу t3-		
3.6274	4.2774	4.6188
в момент часу t3+		
2.2619	2.4946	2.8996
в момент часу t4		
2.4240	2.4946	2.9853 ,

де $F_u = 89,22$ кН- міцність балки.

В файл виводяться деформації крійньої фібри стиснутого бетону, попередньо напруженої арматури та прогини в середині балки на протязі всього експерименту.

Файл "Rezper.txt" для балки Б-2

Yi sigma_b epsilon

в момент часу t1			в момент часу t2-			в момент часу t2+		
5.18	0.0000	0.000000	5.18	0.0000	0.000000	5.18	0.0000	0.000000
15.53	0.0000	0.000000	15.53	0.0000	0.000000	15.53	0.0000	0.000000
25.88	-1.3226	-0.002110	25.88	-1.3226	-0.002111	25.88	0.0000	0.000000
36.23	-1.2781	-0.001879	36.23	-1.2781	-0.001880	36.23	0.0000	0.000000
46.58	-1.2125	-0.001647	46.58	-1.2125	-0.001648	46.58	0.0000	0.000000
56.93	-1.1241	-0.001416	56.93	-1.1241	-0.001417	56.93	0.0000	0.000000
67.28	-1.0111	-0.001185	67.28	-1.0111	-0.001186	67.28	-1.2599	-0.001807
77.63	-0.8721	-0.000954	77.63	-0.8721	-0.000955	77.63	-1.1266	-0.001423
87.98	-0.7058	-0.000723	87.98	-0.7058	-0.000723	87.98	-0.9258	-0.001039
98.33	-0.5109	-0.000492	98.33	-0.5109	-0.000492	98.33	-0.6509	-0.000655
108.68	-0.2866	-0.000260	108.68	-0.2866	-0.000261	108.68	-0.2967	-0.000270
119.03	-0.0338	-0.000029	119.03	-0.0338	-0.000029	119.03	1.2821	0.000114
129.38	2.1716	0.000202	129.38	2.1716	0.000206	129.38	4.6485	0.000502
139.73	4.1641	0.000433	139.73	4.1641	0.000446	139.73	7.0313	0.000895
150.08	5.7745	0.000664	150.08	5.7745	0.000694	150.08	8.8067	0.001296
160.43	7.1032	0.000895	160.43	7.1032	0.000949	160.43	10.1807	0.001703
170.78	8.2180	0.001126	170.78	8.2180	0.001209	170.78	11.2756	0.002116
181.13	9.1668	0.001358	181.13	9.1668	0.001474	181.13	12.1686	0.002533
191.48	9.9842	0.001589	191.48	9.9842	0.001741	191.48	12.9108	0.002954
201.83	10.6956	0.001820	201.83	10.6956	0.002011	201.83	13.5375	0.003376

в момент часу t3-

5.18 0.0000 0.000000

в момент часу t3+

5.18 0.0000 0.000000

в момент часу t4

5.18 0.0000 0.000000

15.53	0.0000	0.000000	15.53	0.0000	0.000000	15.53	0.0000	0.000000
25.88	0.0000	0.000000	25.88	0.0000	0.000000	25.88	0.0000	0.000000
36.23	0.0000	0.000000	36.23	0.0000	0.000000	36.23	0.0000	0.000000
46.58	0.0000	0.000000	46.58	0.0000	0.000000	46.58	0.0000	0.000000
56.93	0.0000	0.000000	56.93	0.0000	0.000000	56.93	0.0000	0.000000
67.28	-1.2599	-0.001807	67.28	-1.0730	-0.001187	67.28	-1.0730	-0.001187
77.63	-1.1266	-0.001423	77.63	-0.9402	-0.000955	77.63	-0.9402	-0.000956
87.98	-0.9258	-0.001039	87.98	-0.7779	-0.000724	87.98	-0.7779	-0.000724
98.33	-0.6509	-0.000655	98.33	-0.5844	-0.000492	98.33	-0.5844	-0.000493
108.68	-0.2967	-0.000271	108.68	-0.3586	-0.000261	108.68	-0.3586	-0.000261
119.03	1.2821	0.000115	119.03	-0.1004	-0.000028	119.03	-0.1004	-0.000029
129.38	4.6485	0.000511	129.38	1.7140	0.000215	129.38	1.7140	0.000217
139.73	7.0313	0.000924	139.73	3.8977	0.000476	139.73	3.8977	0.000485
150.08	8.8067	0.001355	150.08	5.6363	0.000753	150.08	5.6363	0.000775
160.43	10.1807	0.001798	160.43	7.0534	0.001044	160.43	7.0534	0.001086
170.78	11.2756	0.002250	170.78	8.2306	0.001343	170.78	8.2306	0.001410
181.13	12.1686	0.002707	181.13	9.2240	0.001647	181.13	9.2240	0.001743
191.48	12.9108	0.003167	191.48	10.0736	0.001954	191.48	10.0736	0.002082
201.83	13.5375	0.003627	201.83	10.8085	0.002262	201.83	10.8085	0.002424

В файл виводяться значення деформацій та напружень в усіх фібрах бетону по висоті балки в найбільш напруженому перерізі.