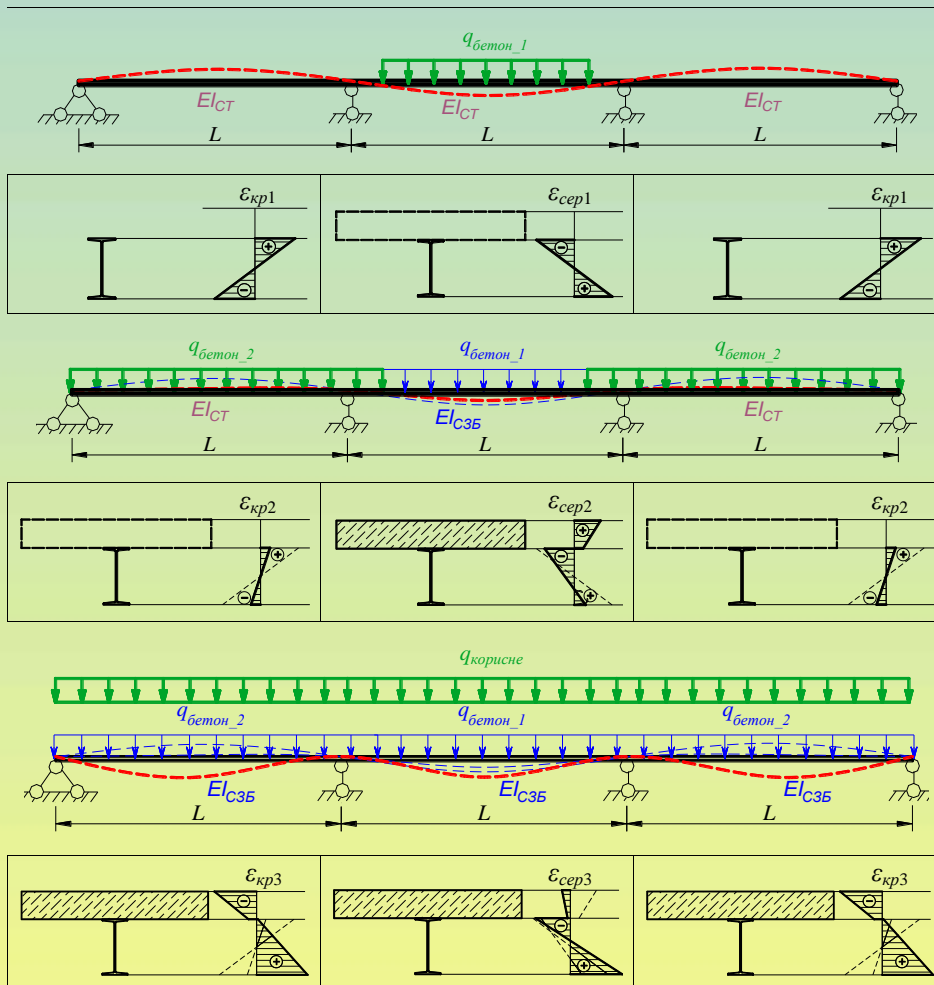


АНТОН ГАСЕНКО

САМОНАПРУЖЕННЯ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ



Полтава 2022

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ ТА НАУКИ УКРАЇНИ
НАЦІОНАЛЬНИЙ УНІВЕРСИТЕТ
«ПОЛТАВСЬКА ПОЛІТЕХНІКА ІМЕНІ ЮРІЯ КОНДРАТЮКА»

АНТОН ГАСЕНКО

**САМОНАПРУЖЕННЯ
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ**

Монографія

Полтава 2022

УДК 624.016:624.042.65

ISBN 978-617-7915-69-9

Гасенко, А.В. (2022). *Самонапруження сталезалізобетонних конструкцій: монографія*. Полтава: ПП «Астрия».

Іл.: 216, табл. 27; бібліогр. 289 назв.

Монографія присвячена актуальній науково-технічній проблемі врахування нелінійних властивостей в розрахунку, проектуванні і виготовленні ресурсоекономних самонапружених від власної ваги, конструктивних особливостей та технології створення сталезалізобетонних конструкцій.

Книга розрахована для наукових та інженерно-технічних працівників проектних і будівельних організацій, аспірантів, магістрантів і студентів.

Рекомендовано до опублікування навчально-методичною радою Навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою (протокол №1 від 05.08.2022 року).

Рецензенти:

Г.Л. Ватуля, доктор технічних наук, професор, проректор з наукової роботи Українського державного університету залізничного транспорту;

В.М. Карпюк, доктор технічних наук, професор, професор кафедри залізобетонних конструкцій та транспортних споруд Одеської державної академії будівництва та архітектури;

І.А. Яковенко, доктор технічних наук, професор, професор кафедри будівництва Національного університету біоресурсів і природокористування.

ISBN 978-617-7915-69-9

© Гасенко А.В., 2022

ЗМІСТ

ВСТУП	7
ПЕРЕЛІК ОСНОВНИХ ТЕРМІНІВ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ	9
РОЗДІЛ 1. АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНОГО РЕГУЛЮВАННЯ ЗУСИЛЬ У НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТАХ БУДІВЕЛЬ	11
1.1 Раціональне регулювання зусиль у сталезалізобетонних конструкціях	11
1.1.1 Згинані сталезалізобетонні конструкції суцільного перерізу	11
1.1.2 Згинані просторові сталезалізобетонні конструкції	27
1.1.3 Стиснуті сталезалізобетонні конструкції	32
1.2 Раціональне регулювання зусиль у сталевих і залізобетонних конструкціях	37
1.2.1 Згинані сталеві конструкції	37
1.2.2 Згинані залізобетонні конструкції	42
1.2.3 Перерозподіл зусиль в елементах каркасу будівлі під час її експлуатації	52
1.3 Огляд існуючих розрахункових моделей композитних сталезалізобетонних конструкцій	56
1.3.1 Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій за нормативними методиками	56
1.3.2 Врахування нелінійної роботи сталезалізобетонних конструкцій в розрахунках	62
1.4 Висновки за першим розділом та завдання досліджень	69
РОЗДІЛ 2. РЕСУРСООЩАДНІСТЬ ПЕРЕРОЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ У НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЯХ БУДІВЕЛЬ	71
2.1 Порівняння раціональних способів перерозподілу зусиль у сталезалізобетонних конструкціях	71
2.2 Перерозподіл зусиль за рахунок зміни розрахункової схеми будівлі	81
2.2.1 Раціональні параметри рамно-підкісного каркасу будівлі	81
2.2.2 Особливості перерозподілу зусиль в елементах поперечної рами будівлі при зміні її розрахункової схеми під час експлуатації	87

2.3 Перерозподіл зусиль за рахунок зміни жорсткості несучих елементів експлуатованих будівель	91
2.3.1 Зміна геометричних параметрів та розрахункової схеми пошкоджених несучих елементів	91
2.3.2 Зміна фізико-механічних властивостей матеріалів конструкцій	96
2.4 Перерозподіл зусиль у несучих елементах будівлі під час підсилення	101
2.5 Обґрунтування необхідності забезпечення сумісної роботи шарів сталезалізобетонних конструкцій	110
2.6 Висновки за другим розділом	114
РОЗДІЛ 3. ВИЗНАЧЕННЯ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ У	
СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОМУ СТЕРЖНІ ІЗ ВРАХУВАННЯМ	
ГЕОМЕТРИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ	
3.1 Постановка задачі досліджень геометричної нелінійності	116
3.2 Визначення зусиль у зв'язках зсуву згинаних сталезалізобетонних стержневих елементів	121
3.3 Обчислення зусиль у зв'язках зсуву для різних розрахункових схем роботи однопролітних сталезалізобетонних балок	134
3.3.1 Балки, завантажені зосередженою силою по центру прольоту	136
3.3.2 Балки, завантажені двома однаковими зосередженими силами, що знаходяться на однаковій відстані від центру прольоту	139
3.3.3 Балки, завантажені по центру прольоту зосередженою силою при жорсткому поєднанні бетонної та сталевих частин перерізу	146
3.3.4 Попередньо напружені балки, завантажені рівномірно розподіленим навантаженням	149
3.4 Висновки за третім розділом	155
РОЗДІЛ 4. РОЗРАХУНОК СТАТИЧНО-ВИЗНАЧЕНИХ ПОПЕРЕДНЬО	
НАПРУЖЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	
ІЗ ВРАХУВАННЯМ НЕЛІНІЙНОСТЕЙ	
4.1 Основні положення регулювання зусиль у згинаних сталезалізобетонних конструкціях попереднім напруженням	157

4.2	Визначення внутрішніх зусиль у шарах сталезалізобетонного стержня	163
4.3	Визначення деформацій та напружень у шарах сталезалізобетонного стержня	170
4.4	Експериментальна перевірка визначення деформацій нормального перерізу однопролітних сталезалізобетонних балок	176
4.4.1	Балки, завантажені зосередженою силою по центру прольоту	176
4.4.2	Балки, завантажені двома однаковими зосередженими силами, що знаходяться на однаковій відстані від центру прольоту	179
4.4.3	Попередньо напружені балки, завантажені по центру прольоту зосередженою силою при жорсткому поєднанні бетонної та сталеві частин перерізу	182
4.4.4	Попередньо напружені балки, завантажені рівномірно розподіленим навантаженням	187
4.5	Висновки за четвертим розділом	195
РОЗДІЛ 5. РОЗРАХУНОК НЕРОЗРІЗНИХ САМОНАПРУЖЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ ВРАХУВАННЯМ ГЕНЕТИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ		197
5.1	Основні положення регулювання зусиль у згинаних сталезалізобетонних конструкціях самонапруженням	197
5.2	Розрахунок самонапружених сталезалізобетонних конструкцій методом скінченних елементів	206
5.3	Дослідження використання несучої здатності сталевих профільованих листів незнімної опалубки сталезалізобетонних перекриттів	212
5.3.1	Конструкція сталевих профільованих листів сталезалізобетонних перекриттів	213
5.3.2	Результати досліджень зразків із профільованого настилу	216
5.4	Експериментальні дослідження двостадійної технології створення самонапруження в нерозрізних згинаних сталезалізобетонних конструкціях	222
5.4.1	Конструкція і виготовлення сталезалізобетонних трипролітних	

нерозрізних плит по незнімній опалубці із профільованого настилу	222
5.4.2 Аналіз несучої здатності дослідних самонапружених сталезалізобетонних плит	226
5.5 Висновки за п'ятим розділом	232
РОЗДІЛ 6. ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПІД ЧАС УКРУПНЮВАЛЬНОЇ ЗБІРКИ САМОНАПРУЖЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	234
6.1 Архітектурно-конструктивні рішення самонапруженої трикутної залізобетонної кроквяної системи із сталевою затяжкою	234
6.2 Створення розвантажувальних опорних моментів у залізобетонних плитах комбінованої кроквяної системи	240
6.3 Обґрунтування оптимальних розмірів трикутної залізобетонної кроквяної системи із сталевою затяжкою	245
6.4 Аналіз перерозподілу внутрішніх зусиль у перерізах залізобетонних плит під час укрупнювальної збірки кроквяної системи	251
6.5 Вплив ефективної ширини полиць залізобетонних плит на зміну внутрішніх зусиль в несучих ребрах стінових та покрівельних панелей	258
6.6 Висновки за шостим розділом	261
РОЗДІЛ 7. ВРАХУВАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПІД ЧАС САМОНАПРУЖЕННЯ ЕКСПЛУАТОВАНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ	263
7.1 Конструктивна нелінійність під час самонапруження експлуатованих сталезалізобетонних перекриттів	263
7.2 Конструктивна нелінійність деформованого сталезалізобетонного перекриття після встановлення підкосів	271
7.3 Конструктивна нелінійність самонапруженого сталезалізобетонного перекриття при нерівномірних деформаціях основ суміжних колон	282
7.4 Висновки за сьомим розділом	291
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	292

ВСТУП

Сучасне будівництво наразі охоплює як нові, так і невідкладно необхідні відновлювальні, викликані воєнними діями, роботи на об'єктах громадської та виробничої інфраструктури України. Відповідно, будівництво потребує економічних несучих конструкцій із високим рівнем надійності, живучості та ремонтпридатності. Перерахованим вимогам відповідають сталезалізобетонні конструкції.

Сталезалізобетон є одним із ефективних типів комплексних конструктивних елементів. Як відомо, він поєднує сталеві прокатні профілі із залізобетоном, в якому є стрижневе армування. Такі конструкції створюються як під час нового проектування, так і під час підсилення пошкоджених залізобетонних конструкцій сталевим прокатом, а сталевих – бетонуванням. Під час підсилення актуальним питанням є включення в роботу існуючої конструкції елементів підсилення, тобто створення попередніх напружень в елементах підсилення.

Однією із переваг застосування сталезалізобетону є можливість створення за допомогою нього нерозрізних статично невизначених розрахункових схем, що мають значно вищий рівень живучості за статично визначені схеми. Ця перевага дозволяє регулювати напружено-деформований стан, покращити несучу здатність й жорсткість будівельної системи та, як результат, зменшити витрати матеріалів, покращити експлуатаційні характеристики і підвищити надійність конструкцій під час аварійних навантажень, викликаних впливами техногенного характеру. Перерозподіл зусиль в статично невизначених системах при надексплуатаційних навантаженнях техногенного характеру призводить до суттєвих непружних деформацій, викликаних утворенням тріщин у розтягнутій зоні бетону, порушенням зчеплення сталевих прокатів з бетоном, повзучістю бетону тощо. При розрахунку на ці навантаження варто враховувати пластичні характеристики сталі і бетону штучно перерозподіляючи і регулюючи зусилля в них.

Попереднє напруження є одним із основних шляхів підвищення ефективного регулювання зусиль в несучих конструкціях. Наприклад, збільшуючи тріщиностійкість залізобетонних конструкцій, забезпечується

можливість перекриття ними великих прольотів тощо. Проте попередньо напружені конструкції, які випускаються підприємствами будівельної індустрії, є дуже енергоємними за рахунок збільшених витрат на їх виготовлення, що в умовах сучасного ринку з дефіцитом енергоресурсів зумовлює їхню високу вартість. Створення початкових напружень у будівельних конструкціях від їх власної ваги значно спрощує процес попереднього напруження за рахунок непотрібності витрат на додаткові заходи та пристосування. Так, попередні напруження в цьому випадку можливо створити за рахунок вдало підібраних розмірів вузлів чи спеціально розробленої технології створення (виготовлення, укрупнювальної збірки чи монтажу) будівельних конструкцій. Створені таким чином попередні напруження в елементах будівельних конструкцій далі називатимуться «самонапруженням».

Таким чином, створення попередніх самонапружень у сталезалізобетонних конструкціях (СЗБК) та розроблення теоретичного апарату їх врахування в початкових умовах розрахунку, є актуальною проблемою, має теоретичне значення і практичне застосування при проектуванні несучих конструкцій будівель і споруд, таких як колони, балки, плити перекриття тощо, та при підсиленні пошкоджених аналогічних конструкцій.

Дану роботу розпочато під керівництвом д.т.н., проф. Стороженка Л.І., який створив та понад 35 років очолював наукову школу «Дослідження та впровадження в будівництво сталезалізобетонних конструкцій» в Національному університеті «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка».

Автор щиро вдячний науковому консультанту д.т.н., проф. Семку О.В. та рецензентам д.т.н., проф. Ватулі Г.Л., д.т.н., проф. Карпюку В.М., д.т.н., проф. Яковенку І.А. за конструктивні поради та рекомендації щодо структури і змісту книги. Також автор висловлює вдячність за співпрацю та підтримку під час проведення теоретично-експериментальних досліджень викладачам і співробітникам Навчально-наукового інституту архітектури, будівництва та землеустрою.

ПЕРЕЛІК ОСНОВНИХ ТЕРМІНІВ ТА ВИЗНАЧЕННЯ ПОНЯТЬ

Генетична нелінійність (родовідна нелінійність) – нелінійна або кусково-лінійна залежність між зовнішнім навантаженням на конструкцію та характеристиками жорсткості її елементів у процесі створення (виготовлення, укрупнювальної збірки чи монтажу) конструкції. Генетична нелінійність виникає у випадку накопичення нерівномірних напружень чи деформацій в компонентах сталезалізобетонних конструкцій в процесі їх створення [8].

Геометрична нелінійність – нелінійна або кусково-лінійна залежність між деформаціями та переміщеннями [71]. Геометрична нелінійність виникає у випадку наявності відносного зсуву компонентів сталезалізобетонного елемента між собою. У результаті такого зсуву площа поперечного перерізу стержня перетворюється на сукупність поверхонь (тобто відбувається депланація перерізу), що викликає нелінійну залежність між зовнішнім навантаженням на конструкцію та деформаціями нормального перерізу.

Експлуатаційна придатність – здатність об'єкта (будівельних конструкцій, інженерних систем) виконувати задані функції [126].

Зведені (приведені) перерізи – перерізи, отримані додаванням до площі бетону площі сталі, помноженої на коефіцієнт, який є відношенням модуля пружності сталі до модуля пружності бетону [70]. Під час виконання практичних розрахунків по визначенню несучої здатності сталезалізобетонних елементів геометричні характеристики приведених перерізів рекомендується визначати додаванням до геометричних характеристик сталі відповідних характеристик бетону, помножених на коефіцієнт, який є відношенням розрахункового значення міцності бетону на стиск до розрахункового опору сталі розтягу за границею текучості [158].

Зв'язки зсуву – з'єднання (анкерні засоби), що працюють на зсув – з'єднання між компонентами бетону (залізобетону) і сталевого прокату сталезалізобетонного елемента, які мають належну міцність і жорсткість, що дає можливість розглядати ці компоненти як частини одного елемента [70].

Зсувне зусилля – зусилля, що сприймається зв'язками зсуву.

Конструктивна нелінійність – зміна розрахункової схеми конструкції у процесі навантаження [71]. Зміна розрахункової схеми веде до нелінійної або кусково-лінійної залежності між зовнішнім навантаженням та внутрішніми зусиллями.

Напружено-деформований стан – сукупність внутрішніх напружень і деформацій конструкції або її елементу, що виникають при дії на неї зовнішніх навантажень, температурних полів чи інших факторів [18; 59].

Недопустима деформація – деформації або утворення тріщин у будівлях та спорудах або їх частинах, що зводять нанівець припущення, зроблені при визначенні стійкості, механічної міцності або експлуатаційної надійності будівель та споруд чи їх частин, або спричиняють істотне зменшення їх довговічності [82].

Несуча здатність – здатність конструкції або її елемента чинити опір певному виду і рівню навантажень та впливів [71].

Попереднє напруження – загальне поняття для всіх постійних дій процесу напруження, які викликають внутрішні зусилля у поперечних перерізах і деформації у конструкції [80; 222]. Попереднє напруження здійснюється за допомогою напружуючих елементів або застосування контрольованих деформацій [223].

Самонапруження – дії за допомогою конструктивних заходів чи технології будівництва без застосування енерговитратних методів процесу напруження, які викликають внутрішні зусилля у поперечних перерізах і деформації у конструкції.

Сталезалізобетонні конструкції – комбінований елемент із бетону (залізобетону) і конструкційної або холодноформованої профільної сталі, об'єднаних за допомогою з'єднань, що працюють на зсув і виключають можливість поздовжнього ковзання між бетоном і сталлю та відшарування компонентів між собою [70].

Фізична нелінійність – нелінійна або кусково-лінійна залежність між деформаціями та напруженнями, зумовлена фізичними властивостями застосовуваних у конструкції матеріалів [71].

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ КОНСТРУКТИВНОГО РЕГУЛЮВАННЯ ЗУСИЛЬ У НЕСУЧИХ ЕЛЕМЕНТАХ БУДІВЕЛЬ

1.1 Раціональне регулювання зусиль у сталезалізобетонних конструкціях

1.1.1 Згинані сталезалізобетонні конструкції суцільного перерізу, зазвичай, являють собою конструкції перекриттів чи покриття будівель та споруд різного функціонального призначення. Такі конструкції складаються із двох компонентів: сталевих несучих балок, що працюють в основному на розтяг, та бетонної полички, що працює на стиск і одночасно виконує функції диску жорсткості. У випадку обетонування сталеві частини перерізу, бетон відіграє функції корозійно і вогнезахисту сталеві частини, а також підвищує її стійкість.

Відомими є результати досліджень, в яких науковці досягають регулювання зусиль між компонентами згинаних сталезалізобетонних конструкцій від їх власної ваги чи технології монтажу без застосування інших заходів попереднього напруження (механічного, електротермічного чи електротермомеханічного). Такі попередні напруження далі називатимуться *самонапруженнями*.

На основі аналізу існуючих наукових публікацій у вказаному напрямку з'ясовано, що попередні напруження у згинаних сталезалізобетонних конструкціях можливо створити наступними заходами (рис. 1.1): натягу винесеного додаткового зовнішнього стержневого армування (шпренгелів), зміни геометричних характеристик перерізу чи розрахункової схеми елементів у процесі виготовлення, поетапної технології виготовлення, використання для приготування бетонної суміші напружуючого цементу, передбачення конструктивних заходів для додаткового ущільнення свіжої бетонної суміші (центрифугування) або для попереднього обтиску затверділого бетону тощо [264].

Розглянемо найбільш поширені та технологічно й економічно обґрунтовані з таких заходів, на основі яких було виконано розробку пропозицій щодо утворення самонапружених сталезалізобетонних конструкцій [229].



Рис. 1.1 – Заходи з регулювання зусиль у згинаних сталезалізобетонних конструкціях

У роботі [192] Чеканович М.Г. (ХДАЕУ, м. Херсон) дослідив конструкцію підсилення залізобетонних балок зтяжкою, закріпленою до похилих стержнів. Система підсилення складається із залізобетонної балки та сталеві похилої зтяжки, що опирається на нижню грань балки та закріплена на системі поперечних стержнів, які розташовані дзеркально у приопорних зонах балки симетрично з нахилом до поздовжньої осі (див. рис. 1.2). Під дією зовнішнього навантаження балка деформується і зтяжка відхиляється донизу на величину максимального прогину чим забезпечується її натягування. Взаємозв'язок поздовжньої арматури-зтяжки і поперечної арматури забезпечує саморегулювання зусиль. Основний залізобетонний елемент перетворюється із згинаного на позацентрово стиснутий. Для збільшення зусилля розтягу в зтяжці, її стягують до середини зовнішньої поперечної арматури підсилення, яка закріплена до верхньої та нижньої частин балки в її приопорних зонах. При цьому на опорах балки виникають додаткові згинальні моменти, що в свою чергу зменшують розрахунковий момент по центру прольоту. У порівнянні із відомими типовими різновидами зтяжок у вигляді горизонтальних стержнів чи шпренгелів, дана система поздовжньо-поперечних зтяжок дозволяє ефективно зменшити напруження стиску в бетоні, що підвищує її несучу здатність.

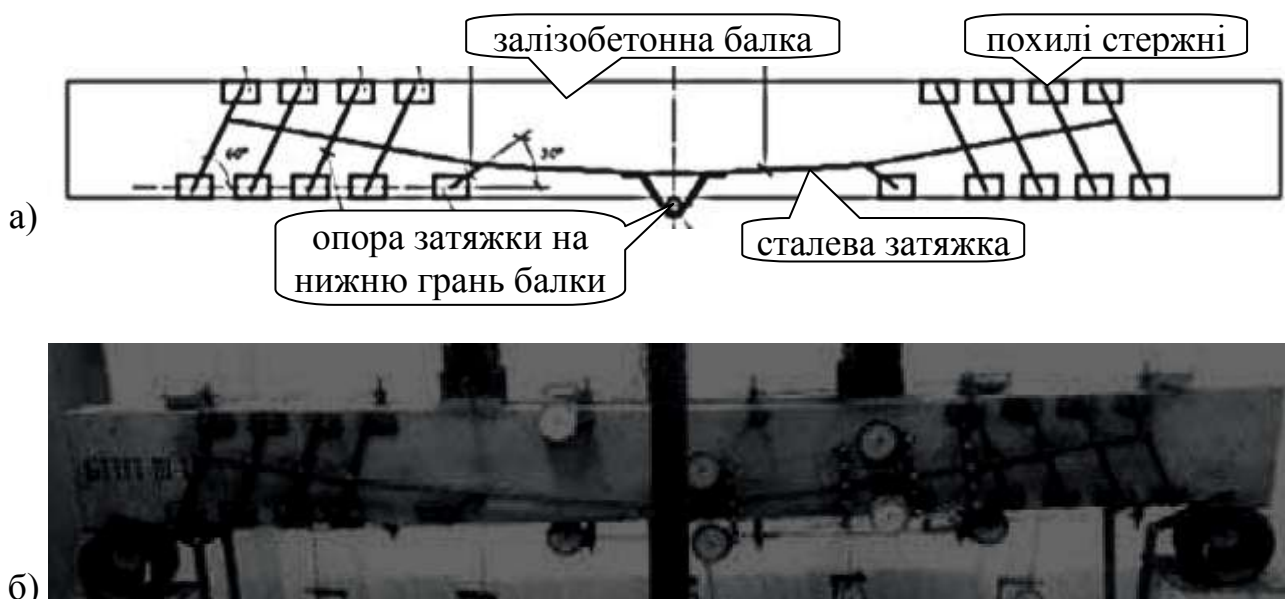


Рис. 1.2 – Конструкція регульовано-напруженої з/б балки: а) схема розташування системи поздовжньо-поперечних зтяжок; б) фото під час випробування [192]

Результати проведених експериментальних досліджень такого покращеного варіанту системи регульованого підсилення залізобетонних балок показали підвищення несучої здатності балок до 1,6 рази [192].

У продовження цієї роботи Чеканович О.М. [196] дослідила роботу залізобетонних балок, підсиленних важільно-стрижневою системою, що складається із зтяжки в нижній розтягнутій та розтяжок у верхній стисненій зонах балки (див. рис. 1.3). Ця ідея була запатентована Чеканович О.М. [195]. Одночасно подібні конструкції запатентовані іноземними вченими (США [256], Німеччина [238], Японія [255]). У результаті деформацій балки під навантаженням траверса відхиляє арматуру зтяжки донизу на величину прогину балки одразу у двох точках контакту. Відбувається значне пружне видовження арматури. На торцях балки, в місцях розташування котків, виникає розпір, що створює поздовжній обтиск балки. Обернено пропорційно до величини плечей важелів в арматурі розтяжок і зтяжки виникають зусилля розтягу, що призводить до розвантаження верхньої стиснутої фібри балки з одночасним обтиском її нижньої розтягнутої зони. Перевагою такої важільно-стрижневої системи є те, що немає необхідності її попереднього напруження: вона включається в роботу з початку навантаження згинаючого елемента. Ефективність запропонованої Чеканович О.М. важільно-стрижневої системи підсилення досягається шляхом підбору розташування котка на торці балки та довжини розтяжок зверху балки. Ефект від підсилення залізобетонної балки важільно-стрижневою системою за результатами проведених досліджень склав 1,82 рази [193].

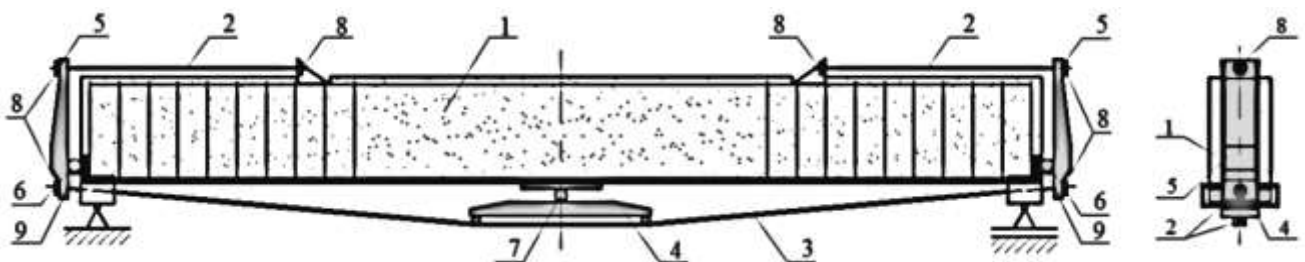


Рис. 1.3 – Загальний вигляд залізобетонної балки, підсиленої важільно-стрижневою системою [196]: 1 – залізобетонна балка; 2 – розтяжка; 3 – зтяжка; 4 – траверса; 5 – двоплечові важелі; 6,7 – котки; 8 –кріплення зі сферичними шайбами; 9 – упор

Під керівництвом Чеканович М.Г. розроблено ще один метод *підсилення залізобетонних балок зовнішньою стрижнево-котковою системою* [194], що включає зовнішню сталеву арматуру, направляючих елементів розташованих симетрично на бічних поверхнях по кінцях балки та деталей для створення обтиску нижньої грані балки (див. рис. 1.4). Разом із підвищенням міцності до 4,42 рази, прогини зменшуються до 23 разів, але за більших витрат сталі [194].

Описані ідеї підсилення однопролітних залізобетонних балок, застосовані і для *нерозрізних залізобетонних балок*, що дозволяє підвищити їх несучу здатність до 30% [191]. На рисунку 1.5 показана *важільно-стержнева система зовнішнього підсилення* із звільненням торців балки від елементів підсилення, що розвантажує стиснуту верхню зону балки в прольотах, стискає розтягнуту зону над середньою опорою та стримує розтяг нижньої пролітної грані балки.



Рис. 1.4 – Вигляд з/б балки, підсиленої стрижнево-котковою системою [194]

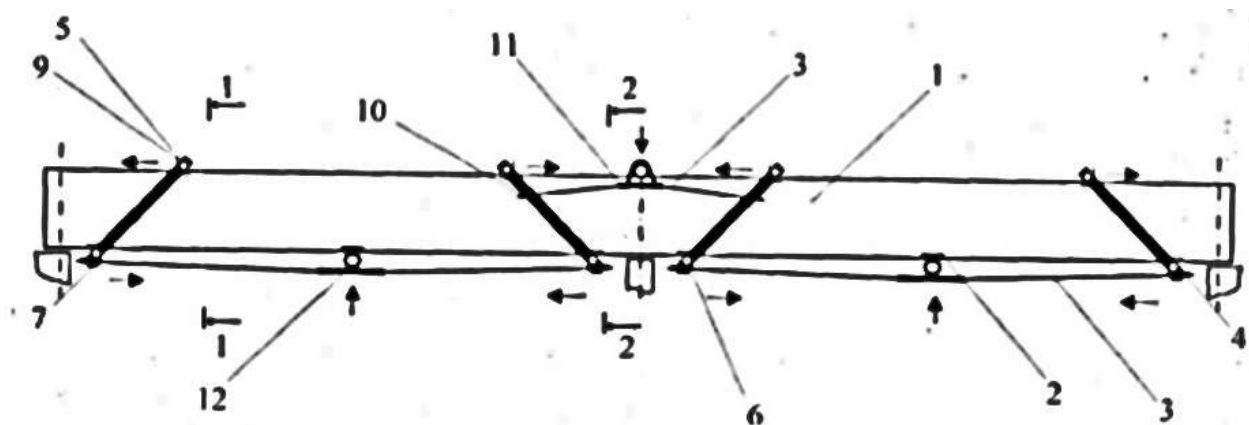


Рис. 1.5 – Система зовнішнього підсилення залізобетонних нерозрізних балок [191]: 1 – з/б балка; 2 – закладні пластини; 3 – з'язки; 4 – анкери; 5, 6 – верхній і нижній стержні; 7 – поздовжнє плече; 8 – отвір для закріплення з'язки; 9, 10 – упори; 11 – траверса над опорою; 12 – траверса в прольоті балки

За типового рішення [124] встановлення розвантажувальної шпренгельної системи, натяг сталевих елементів підсилення і включення їх в сумісну роботу із існуючими конструкціями здійснюється підклинюванням сталевих пластин або загвинчуванням стяжних болтів (рис. 1.6). Недоліком цих заходів є необхідність прикладання зовнішньої фізичної сили для підклинювання чи загвинчування.

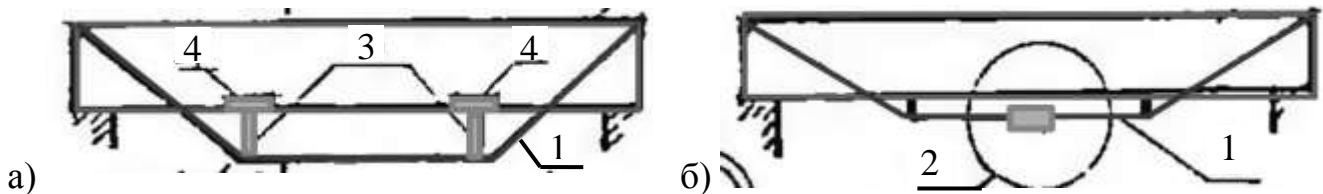


Рис. 1.6 – Типові конструктивні рішення [124] зовнішнього підсилення залізобетонних конструкцій сталевими тяжами (шпренгелями) (поз. 1) із натягом останніх шляхом: а) підклинюванням сталевими пластинами (поз. 3-4); б) стяжною муфтою (поз. 2)

Під керівництвом д.т.н., професора Шагіна О.Л. у ХНУБА проведена чимала кількість досліджень по створенню і впровадженню загально та локально попередньо напружених сталезалізобетонних згинаних конструкцій для нового будівництва й під час реконструкції. Працею узагальнення цих досліджень є дисертація Ізбаша М.Ю. [92]. Запропоновано, експериментально досліджено та впроваджено сталезалізобетонні згинані елементи з загальним напруженням нижнього поясу при однопролітній розрізній схемі (рис. 1.7, а) та з локальним обтиском на проміжних опорах при багатопролітній нерозрізній схемі (рис. 1.7, б) із врахуванням фізичної, геометричної та технологічної нелінійностей. Ізбаш М.Ю. розробив інженерну методику прямого розрахунку несучої здатності комбінованих конструкцій із врахуванням їх існуючого напружено-деформованого стану [93]. Детально досліджено напружено-деформований стан вузла кріплення напружуваної арматури до сталевій балки (див. рис. 1.7), який забезпечує значне зниження напружень в зоні кріплення. Конструкція цього вузла обмежує величину стріли відтягування: вона не може бути більше відстані між низом кріплення арматури до стінки двотавра і верхом її нижньої полицки.

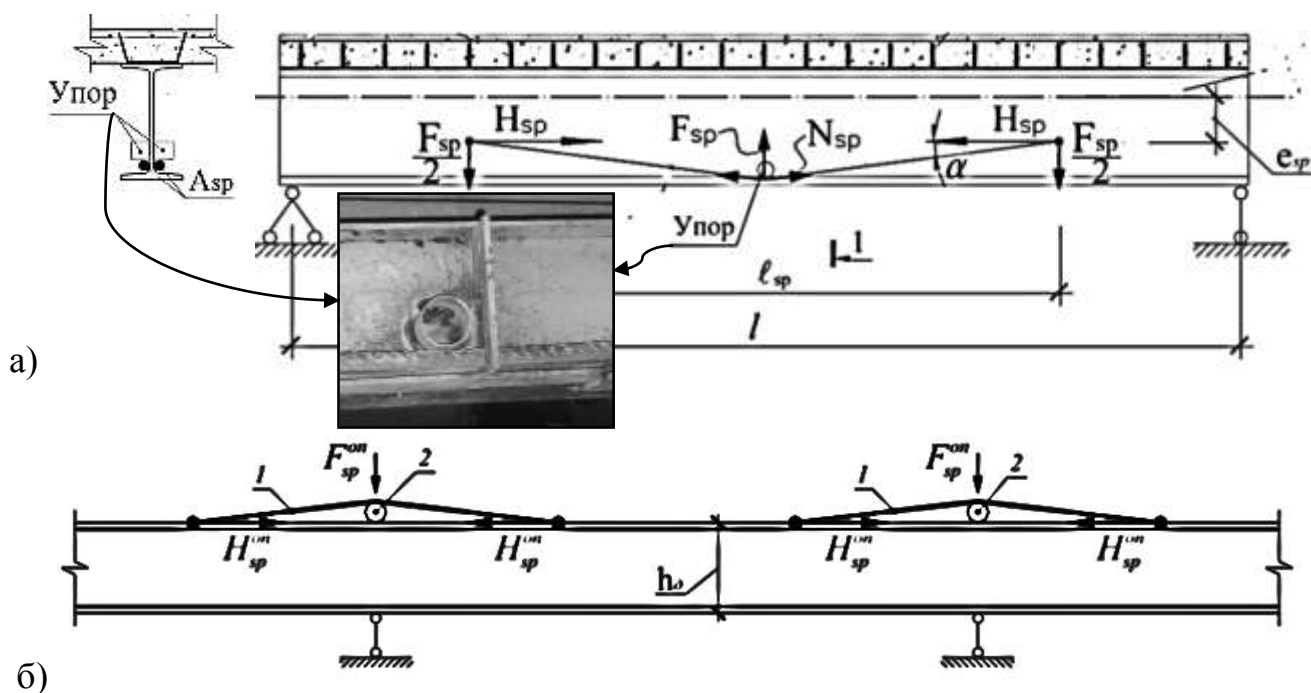


Рис. 1.7 – Влаштування напружуваних арматурних стержнів сталезалізобетонних балок [92]: а) загально в пролітній частині розрізної балки; б) локально на проміжних опорах нерозрізної балки; 1 – затяжка; 2 – упорний циліндр

Позитивною особливістю такого конструктивного рішення попереднього напруження є те, що у зв'язку із малим значенням кута α (див. рис. 1.7, а), сила відтягування F_{sp} майже на порядок менше створюваного нею зусилля натягу арматури H_{sp} [91]. Цей факт дозволяє створювати натяг арматури до високих значень H_{sp} (досягання в арматурі напружень, що перевищують границю текучості) за допомогою ручного гвинтового домкрату. Використовуючи цю перевагу, Бутенком А.А. під керівництвом Шагіна О.Л. і Фоміна С.Л. [203] встановлено, що зміцнення арматури класу А500С шляхом її витягування (до $\delta_{вит} = 3\%$) перед локальним попереднім напруженням сталезалізобетонних конструкцій можливо виконувати безпосередньо на конструкції.

У ще одній роботі цієї ж наукової школи Мохамедом Аль-Лаххам [129] експериментально досліджено та розроблено методику розрахунку із врахуванням фізичної нелінійності і деформованої схеми локально попередньо напружених балок шпренгельного типу збірно-монолітних плоских з використанням дрібно штучних елементів перекриттів та покриттів великих прольотів (див. рис. 1.8).

Встановлено, що чим нижче буде розміщена напружувана арматура, тим вище ефект від її натягу [202]. Проте необхідність її розміщення нижче фізичної вісі перерізу та відносно невелика глибина паза суттєво обмежують підвищення цього ефекту. Тому запропоновано використання двоетапного натягу арматури [201]. На першому етапі натяг створюється стягуванням або розсуванням арматури в горизонтальній площині, а на другому етапі – відтягуванням вниз у вертикальній площині (див. рис. 1.8, б). Після відтягування арматури в проектне положення виконується її фіксація у такому положенні за допомогою упорного стержня. Слід відмітити, що розрахунок напружень у попередньо напруженому арматурному стержні, можливо також виконати при розгляді роботи цієї арматури по схемі гнучкої пологої висячої деформованої нитки.

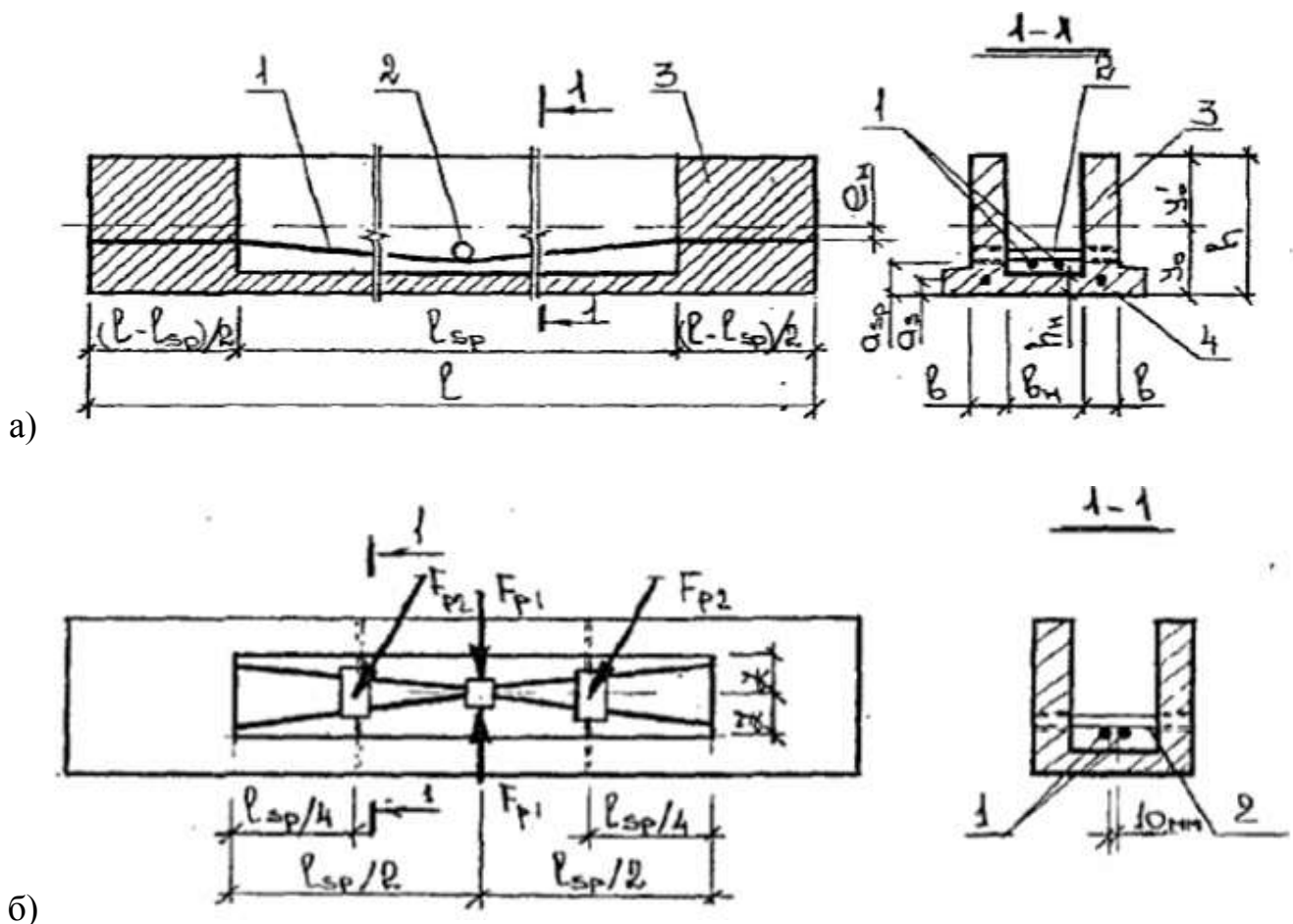


Рис. 1.8 – Локально попередньо напружена шпренгелем балка збірно-монолітного сталезалізобетонного перекриття [129]: а) будова; б) схема двоетапного натягу арматури; 1 – напружувана арматура; 2 – упорний стержень; 3 – залізобетонна частина балки; 4 – ненапружувана арматура

Серед аналогів закордонних досліджень балок такого конструктивного рішення слід відмітити роботу Mohamed H. Harajli (США) [252]. Автором було експериментально досліджено 16 зразків залізобетонних балок підсилені сталевими стержнями зовнішнього армування (див. рис. 1.9). У результаті зовнішнього попереднього напруження номінальна міцність таких балок на згин збільшена до 146%, а залишкові прогини були зменшені до 75%, що свідчить про значне підвищення втомної довговічності зміцнених балок.

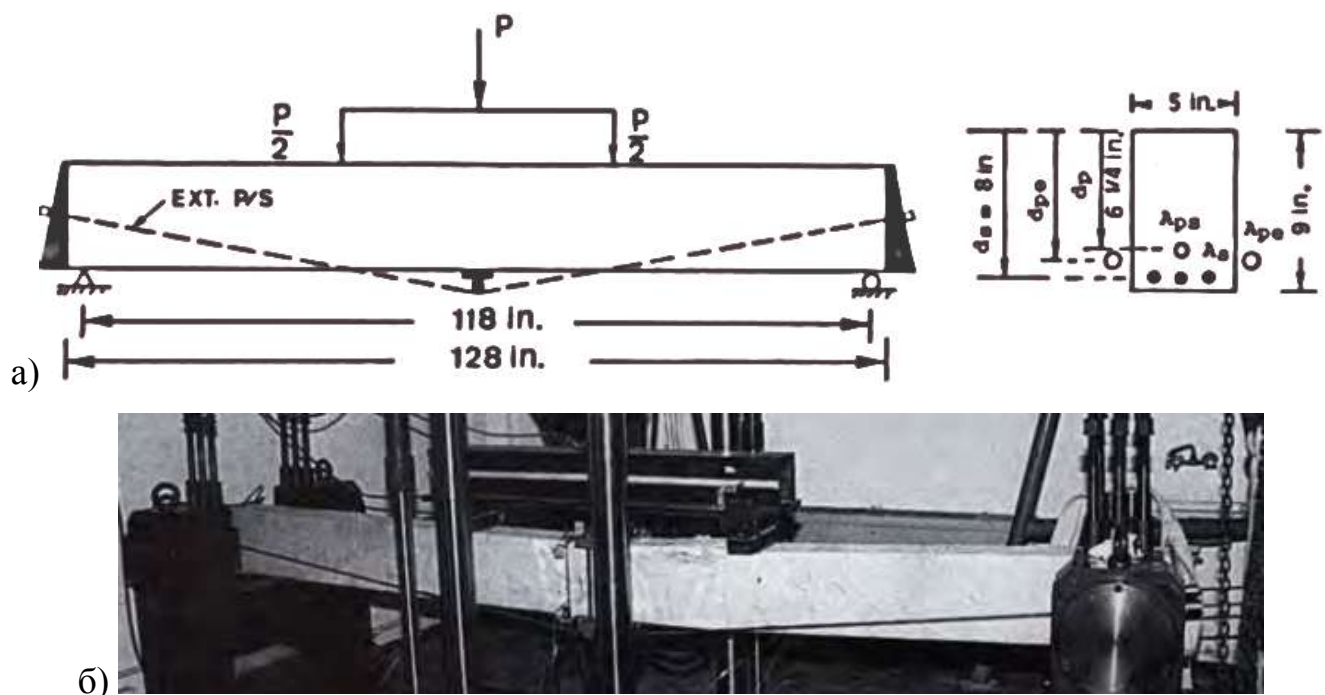


Рис. 1.9 – Розміри (а) та загальний вигляд (б) залізобетонних балок, підсилені зовнішнім стрижневим армуванням [252]

Дослідження попереднього напруження сталобетонних балок влаштуванням додаткових напружених арматурних стержнів проводилися в НУПП імені Юрія Кондратюка під керівництвом д.т.н., професора Стороженка Л.І. У роботі [113] Пенц В.Ф., Кушнір Ю.О. провели дослідження 12 сталевих і сталобетонних балок довжиною 2м, виконаних із прокатних двотаврів №16 з боковими порожнинами заповненими бетоном, із встановленими зовнішніми або внутрішніми попередньо напруженими затяжками діаметром 10 мм, 16 мм, 20 мм або 32 мм (див. рис. 1.10). Попереднє напруження здійснювалося механічним натягом, що вимагає фізичного зусилля, за допомогою гвинтового з'єднання:

- арматурних стержнів затяжок, розміщених у бокових порожнинах двотавру, до планок, приварених до торців двотаврів (рис. 1.10, а);
- арматурних стержнів затяжок, розміщених у бокових порожнинах двотавру, до кутиків, приварених до приопорних місць двотаврів (рис. 1.10, б);
- арматурних стержнів затяжок, розміщених за межами бокових порожнин двотавру, до поперечних швелерів по торцях двотаврів (рис. 1.10, в).

Отримані Пенц В.Ф., Кушнір Ю.О. [114] експериментальні дані напружено-деформованого стану зразків підтвердили існування в їх розрахунковому перерізі областей пластичності, що свідчить про ефективність таких конструкцій.

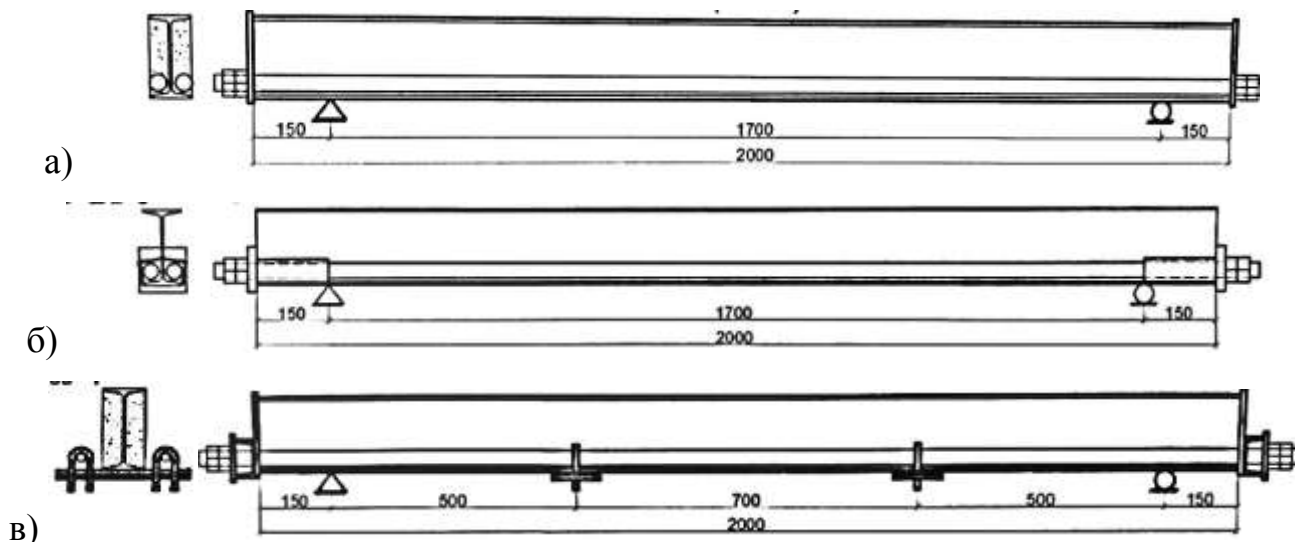


Рис. 1.10 – Схеми додаткового попередньо напруженого внутрішнього (а-б) та зовнішнього (в) армування сталобетонних балок [114]

С. Wang, Y. Shen, R. Yang, Z. Wen (Китай) [284] провели дослідження попередньо напружених сталезалізобетонних балок, що мали початковий прогин перевернутої арки перед навантаженням, що є вигідним для подальшого навантаження (рис. 1.11). У порівнянні із звичайною сталезалізобетонною балкою, попередньо напружена має більшу на 70% несучу здатність і на 24% жорсткість, що може підвищити стійкість до утворення тріщин, але одночасно зменшити її загальну пластичність. Перевагою цих досліджень є те, що досліджено не тільки фізичні зразки, а й їх скінченено-елементні моделі.

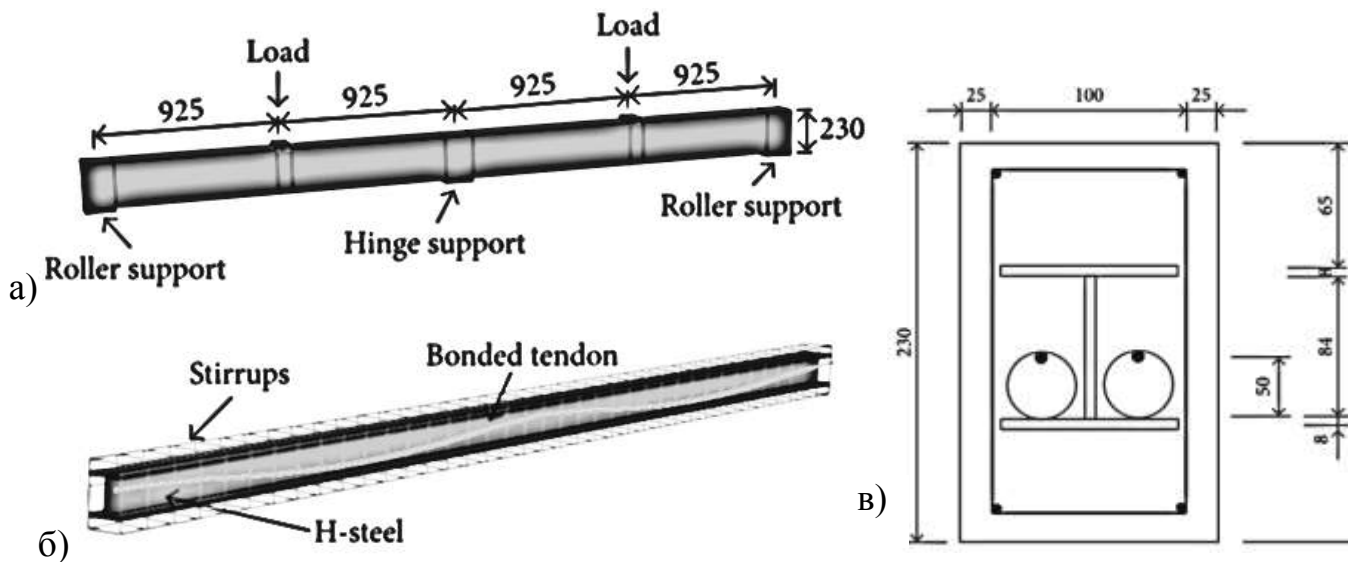


Рис. 1.11 – Попередньо напружені сталезалізобетонні балки [284]:

а) розрахункова схема; б) скінченно-елементна модель; в) поперечний переріз

Wang K., Yuan S.F., Cao D.F., Zheng W.Z. (Китай) було досліджено роботу *попередньо напружених сталезалізобетонних балок у складі рам будівель* [285]. Досліджено два зразки каркасу, що склалися з попередньо напруженої сталевими стержнями сталезалізобетонної балки із жорстким армуванням і кутової сталобетонної колони (див. рис. 1.12). Перевагою монтажу таких рам є те, що на сталеві профілі жорсткого армування під час виготовлення закріплюють опалубку та монтажні містки, що зменшує витрати на риштування. Після включення бетонної частини перерізу в роботу, вона працює сумісно на загальне навантаження.

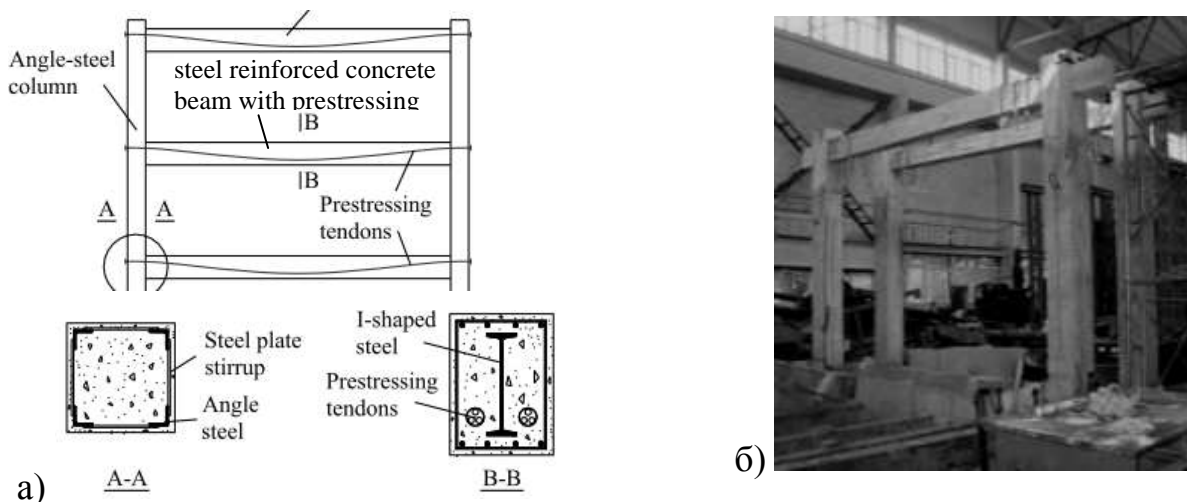


Рис. 1.12 – Досліджені рами [285]: а) схема елементів; б) загальний вигляд

За результатами досліджень [285] встановлено, що робочу висоту балок за рахунок попереднього напруження можливо зменшити із 270 мм до 230 мм. При цьому максимальні прогини зменшуються на 27 мм.

Окремим типом самонапруження сталезалізобетонних конструкцій є *спеціальна технологія їх виготовлення*, результатом якої є зміна розрахункової схеми їх роботи. На рисунку 1.13 показано *збірно-монолітні сталезалізобетонні ригелі* напружені за рахунок стадійності виготовлення (бетонування). Ця ідея запатентована Бібіком Д.В., Семко В.О. і Воскбійник О.П. [13]. Виготовлення збірно-монолітних ригелів виконується у декілька етапів, в процесі якого змінюється його розрахункова схема [14]. На першому етапі ригель являє собою збірну вільно обперту на двох опорах однопролітну балку заводського виготовлення. На цьому етапі поперечний переріз ригеля – це коритоподібний сталевий профіль, заповнений бетоном. На другому етапі виготовлення:

- монтуються збірні ребристі залізобетонні плити перекриття на нижню сталеву полицку коритоподібного профілю (див. рис. 1.13, а). Якщо згідно розрахунку необхідно збільшити висоту перерізу ригеля, плити монтуються не на нижню сталеву полицку (рис. 1.13, а), а на виносні опорні столики (рис. 1.13, б);

- ригель приварюється до закладних деталей колон. При цьому розрахункова схема ригеля змінюється на жорстко защемлену однопролітну із виникненням горизонтального розпору. Після встановлення плит на ригель і виконання монолітного надбетонування, у збірній частині виникають початкові прогини та напруження, які сприймаються виключно збірною частиною ригеля;

- влаштовується бетонна монолітна верхня полицка, що поєднує для сумісної роботи ригель з встановленими на нього плитами перекриття. Після набору міцності бетону змінюється поперечний переріз. На корисне навантаження переріз працює сумісно та отримує додаткові деформації (див. рис. 1.14).

Експериментальні дослідження сталезалізобетонних збірно-монолітних балок прольотом 13,5 м, проведені під керівництвом д.т.н., професора Семка О.В. [160], підкріпили теоретичні передумови щодо впливу зміни розмірів поперечного перерізу в процесі виготовлення на розвиток прогинів та внутрішніх зусиль.

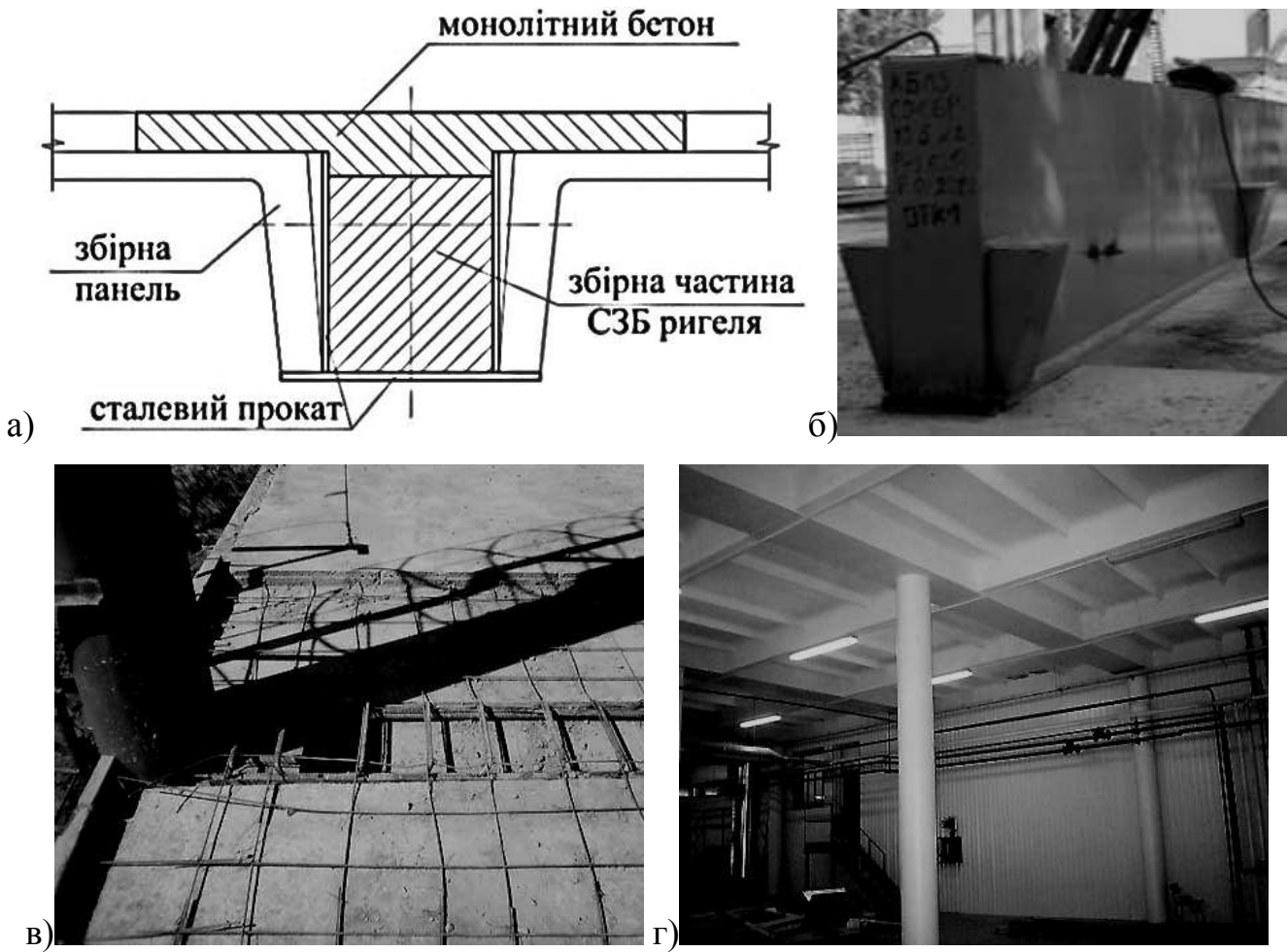


Рис. 1.13 – Збірно-монолітні сталезалізобетонні ригелі [13]:

а) схема поперечного перерізу із вказуванням стадійності бетонування; б) вигляд ригеля із виносними опорними столиками; в) влаштування монолітної бетонної полицки на будівельному майданчику; г) загальний вигляд на перекриття знизу

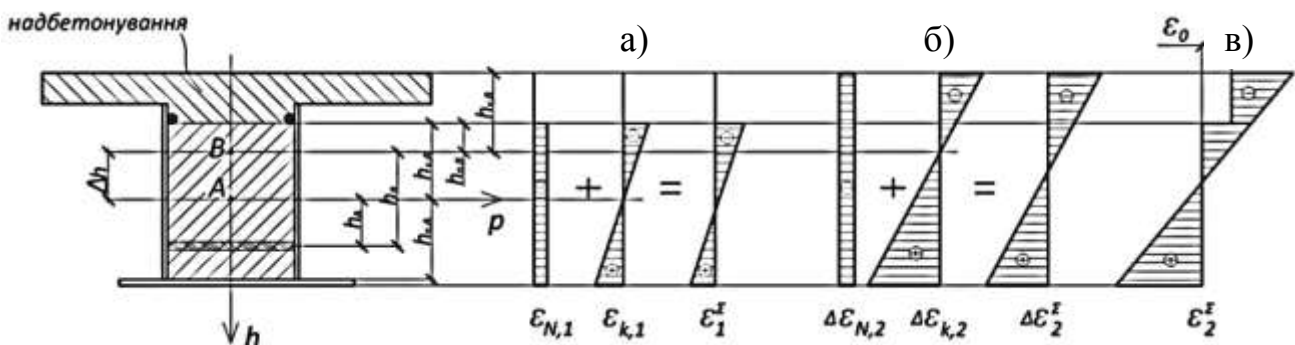


Рис. 1.14 – Епюри відносних деформацій у сталезалізобетонному ригелі [160]:

а) збірна частина до включення у роботу надбетонування; б) від додаткового навантаження після включення у роботу всього перерізу; в) сумарна еюра

Згідно результатів ряду досліджень, проведених під керівництвом д.т.н., професора Стороженка Л.І. [179], під час *оптимізації стандартного рішення сталезалізобетонного перекриття*, яке складається із сталеві балки (за типового рішення, прокатного двотавру) та монолітної залізобетонної полички по верхньому поясу балки, доведено, що верхня поличка сталеві балки знаходиться в зоні практично нульових напружень. Тому було запропоновано в якості сталеві балки застосовувати тавровий переріз із розвинутим нижнім поясом. Крупченком О.А. [178] досліджено сталезалізобетонні двотаврові балки, які складаються (рис. 1.15) із залізобетонної плити 1 з арматурним каркасом 2, стінки 3 та полички 4 сталеві тавра, що встановлюється на опорні ребра 5. Для забезпечення сумісної роботи сталеві та залізобетонні частин застосовуються анкерні засоби 6. Особливістю виготовлення таких балок є те, що для бетонування верхнього залізобетонного пояса 1 (див. рис. 1.15, б) збірна балка встановлюється в перевернутому положенні. При цьому заздалегідь приготовлений арматурний каркас 2 вкладають в опалубку 7, а потім встановлюються сталеві елементи 4 і 5 тавра балки з привареними анкерами 6.

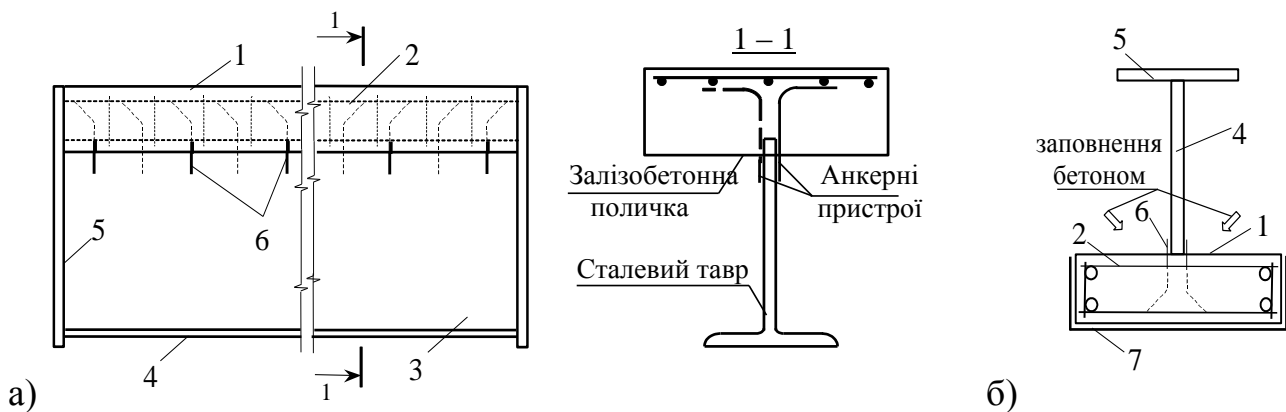


Рис. 1.15 – Сталезалізобетонна двотаврова балка із залізобетонним верхнім поясом та тавровою сталевію частиною [178]: а) будова; б) бетонування

Під час раціоналізації перерізів сталезалізобетонних балок, виконаних під керівництвом д.т.н., професора Ватулі Г.Л. [99; 244], запропоновано *замінити типовий переріз таких балок* (див. рис. 1.16, а) більш раціональним (див. рис. 1.16, б) з точки зору вартості матеріалів: *верхня стиснута поличка сталевію*

двошару, яка дорожча у порівнянні з бетоном для сприймання напружень стиску, замінюється на тонкостінне «корито». Це «корито» забезпечує сумісну роботу бетонної плити та сталевому нижньому поясу перерізу, а також слугує опалубленням для плити, що не вимагає витрат на влаштування опалубки на період виконання монолітної залізобетонної плити. Недоліком такого рішення є те, що його не можна застосувати під час проведення робіт з підсилення.

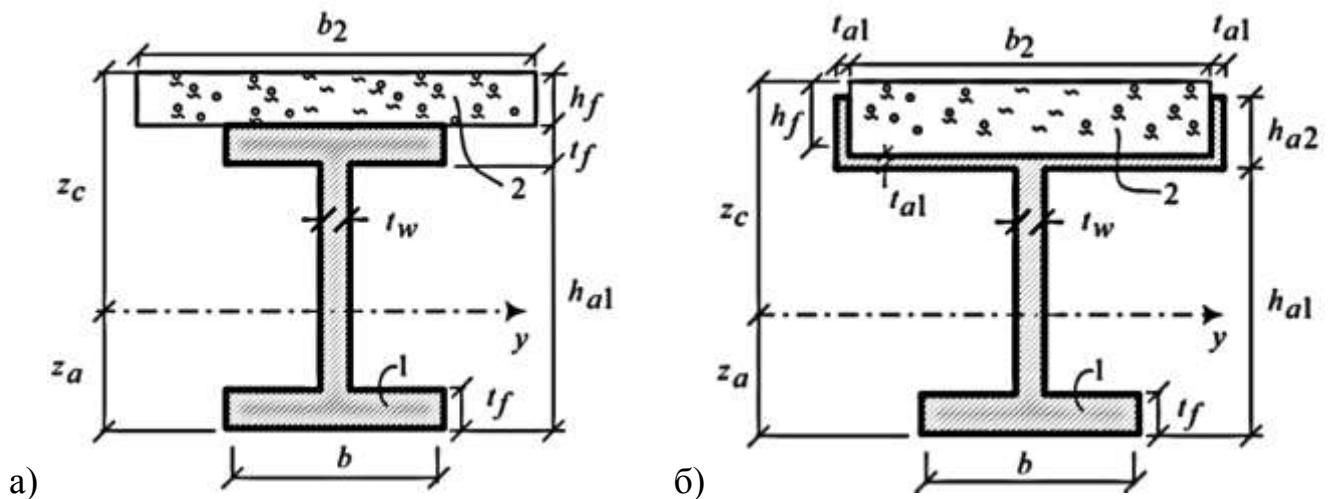


Рис. 1.16 – Переріз СЗБ балки [99]: а) типовий із прокатного профілю (1) і з/б плити (2); б) раціоналізований із тонкостінного «корита» з бетонною плитою (2)

Серед закордонних дослідників аналогом рішень сталезалізобетонних балок із розвинутим залізобетонним верхнім поясом слід відмітити роботи Alessandro Zona (Італія) та Gianluca Ranzi (Австралія) [210], що стосувалися нелінійного аналізу сталобетонних балок з частковою взаємодією сталеві та бетонної частин (див. рис. 1.17, б) при дії згину із зрізом. Основним практичним результатом цієї роботи є побудовані графіки внутрішніх зусиль, в тому числі зсувних зусиль між бетонною та сталеві частинами, по довжині конструкції при різних схемах завантаження (рис. 1.17). За результатами чисельного дослідження просторових моделей таких конструкцій встановлено, що ефект деформативності сталеві балки та залізобетонної полички при зсуві практично не має значення при оцінці загальної жорсткості конструкції. При обчисленні руйнівного навантаження різниця із врахуванням та без врахування деформативності шарів менше 2%.

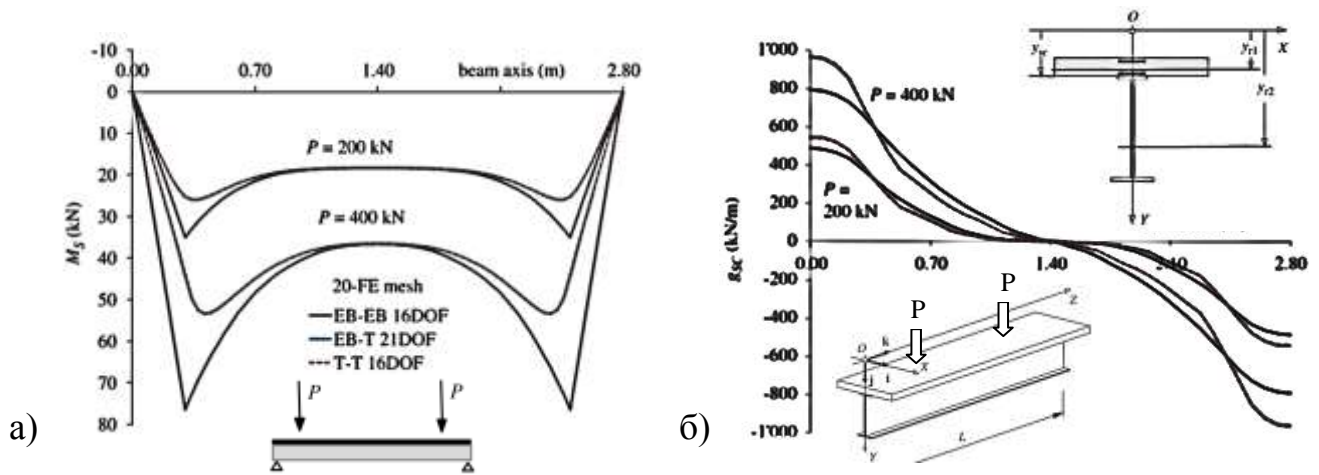


Рис. 1.17 – Графіки розподілу по довжині конструкції [209]: а) згинаючого моменту у сталевій частині; б) зсувного зусилля у контактному шві

У ХДТУБА Каплін Р.Б. під керівництвом д.т.н., професора В.С. Шмуклера і к.т.н. Круля Ю.М. [94; 205; 213; 240] проводив роботи з пошуку мінімальної висоти перерізу сталезалізобетонних балок при постійній ширині шляхом розгляду енергетично рівномірної балки прямокутного перерізу. Удосконалення сталезалізобетонних оболонкових систем полягає у застосуванні *перфорованих сталевих елементів* з ексклюзивною топологією та кроком отворів (рис. 1.18). Така конфігурація є найбільш раціональною з точки зору мінімізації потенційної енергії деформації та прогинів. Таке конструктивне рішення дозволяє знизити витрати матеріалів на 10% та знизити прогини конструкції до 5% в порівнянні з перфорованими елементами з регулярними розмірами та кроком отворів.

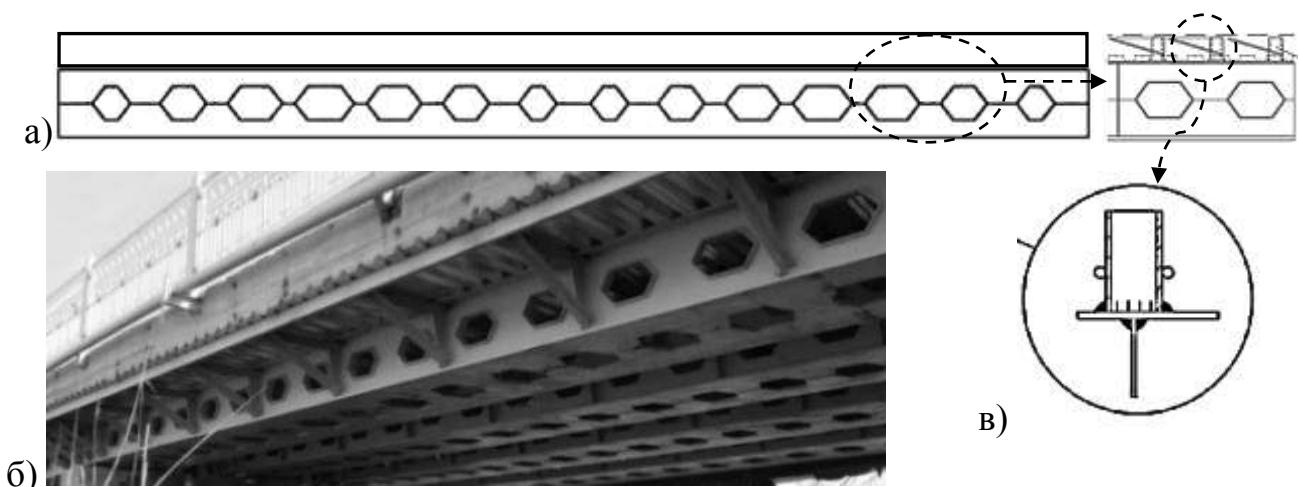


Рис. 1.18 – Схема (а) і загальний вигляд (б) перфорованих балок СЗБ оболонкових прогонових будов мостів; в) вузол поєднання металевого блоку і з/б плити [213]

1.1.2 Згинані просторові сталезалізобетонні конструкції. Розглянутим попередньо напруженим сталезалізобетонним балкам суцільного перерізу досить часто притаманний недолік – наявність у розтягнутій зоні перерізу бетону, що тільки створює додаткову вагу на конструкцію та підвищує витрати на її виготовлення. Уникнути цього недоліку можливо використавши просторові сталезалізобетонні конструкції [36]. Найбільш широка класифікація таких конструкцій виконана під керівництвом Абовського М.П. [1]. Згідно цієї класифікації, *просторові сталезалізобетонні конструкції* – це конструктивні форми частин чи повнозбірної будівлі вцілому, основою яких є дискретно-континуальний будівельний елемент. Ці елементи складаються із тонкої легкої ребристої залізобетонної плити та підкріплюючого сталевого шпренгеля. Зв'язки між цими елементами однотипні, що дозволяє створювати повнозбірні замкнуті будівлі. Таким чином, створення просторових сталезалізобетонних конструкцій базується на принципі: кожний із використовуваних елементів знаходиться в найбільш вигідних умовах роботи – бетон на стиск, а метал на розтяг.

В Україні роботу просторових сталезалізобетонних конструкцій досліджували в наукових школах: у НУПП імені Юрія Кондратюка (м. Полтава) під керівництвом д.т.н., професора Стороженка Л.І. [181], у УкрДУЗТ (м. Харків) під керівництвом д.т.н., професора Чихладзе Е.Д. [197; 199], у НУ «Львівська політехніка» під керівництвом д.т.н., професора Демчини Б.Г. [89] та ін.

Під керівництвом д.т.н., професора Стороженка Л.І. узагальнююча робота виконана Гасієм Г.М. [175; 174]. Створено та запатентовано новий раціональний тип конструкцій: просторові структурно-вантові сталезалізобетонні конструкції, які складаються [233]: з тривимірних модулів, складених із залізобетонної плити (верхнього поясу конструкції), стержнів решітки і стержневих гнучких елементів нижнього поясу (рис. 1.19). Зі створених конструкцій можуть збиратися одно- або багатопрілітні покриття з різною кривизною й контуром. Якісною ознакою технології виготовлення просторових модулів є спосіб бетонування плити, який відбувається у перевернутому положенні на рівній поверхні із застосуванням мінімуму опалубки або взагалі без неї при наявності сталевих обрамлення плити.

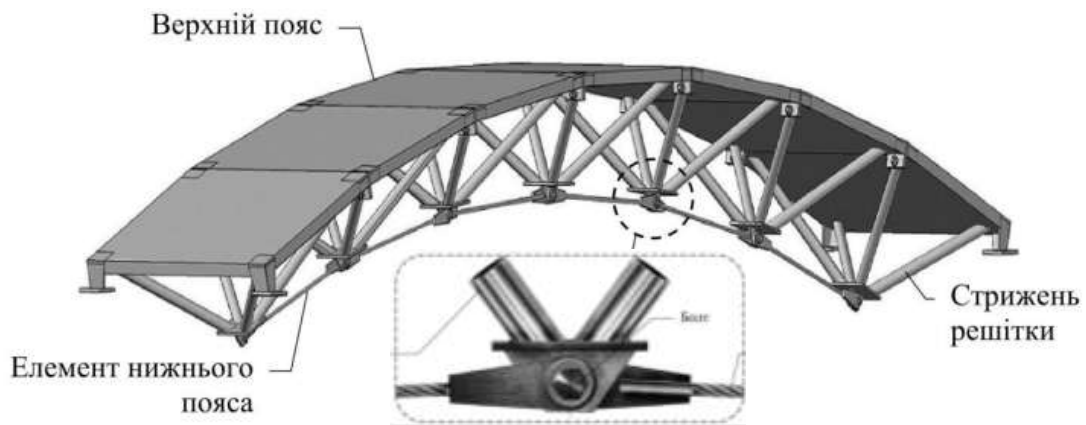


Рис. 1.19 – Загальний вигляд фрагменту просторового структурно-вантового криволінійного сталезалізобетонного покриття [174]

До конструктивних переваг структурно-вантових конструкцій відноситься суміщення несучої та огорожувальної функцій верхнім поясом [275]. До переваг технологічного характеру відноситься проста будова конструкції та нескладна конструкція вузлів болтового з'єднання зокрема, що на відміну від класичних структурних конструкцій, досягається зменшення загальної кількості болтів. Раціональні попередні напруження у елементах таких структурно-вантових сталезалізобетонних конструкціях можливо передбачити за рахунок натягу вант.

Узагальнювальною роботою наукової школи під керівництвом д.т.н., професора Чихладзе Е.Д. по дослідженню згинаних сталезалізобетонних конструкцій є робота Ватулі Г.Л. [23; 24] Окрім оптимізації сталобетонних конструкцій з врахуванням мінімуму їх маси та вартості, особливістю його роботи є дослідження вказаних конструкцій крім силових на температурні впливи.

При дослідженні значна увага приділена дослідженню та оптимізації *шпренгельних балок покриття* [186] і розвитку методик по уточненому її розрахунку. Доведено, що включення шпренгеля в роботу балки є ефективним засобом для збільшення її несучої здатності і жорсткості, що дає економічний ефект [25; 282; 283]. Це конструктивне рішення використовується при створенні нових та при підсиленні існуючих конструкцій. Раціональні конструктивні рішення досягаються шляхом варіації розташування розпірок між шпренгелем і верхнім поясом x та величин стріл підйому f та h_1 (позначення див. на рис. 1.20).

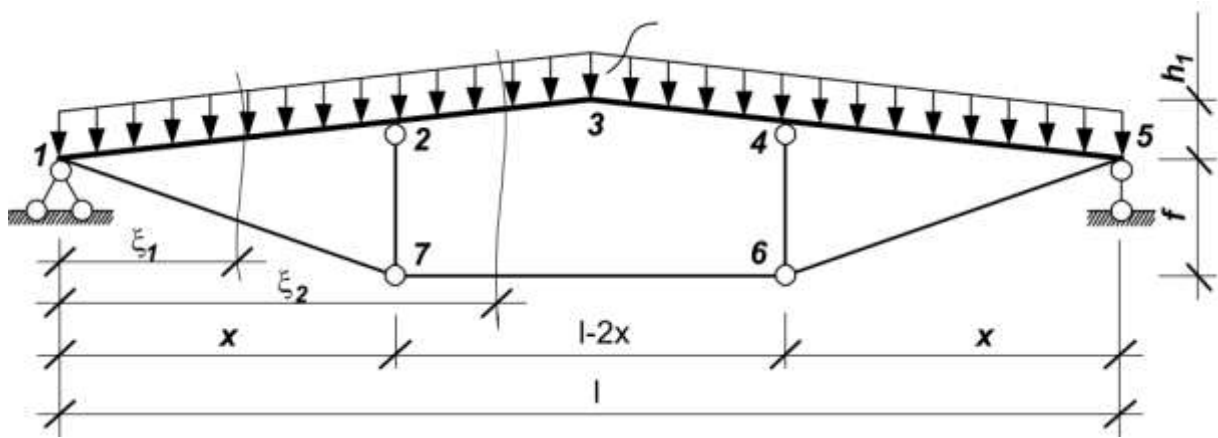


Рис. 1.20 – Розрахункова схема статично невизначної шпренгельної балки [25]

Подібний шлях раціоналізації використано при проведенні ряду досліджень під керівництвом Ватулі Г.Л. [23; 24; 244] для шпренгельної тришарнірної балки: величина згинаючого моменту в балці регулювалася кількістю стійок та розміщенням їх по загальному прольоту конструкції (рис. 1.21). При цьому нижній пояс шпренгеля окреслювався по мотузковій кривій. Позитивною відмінністю вказаного шляху раціоналізації є те, що він виконується ще на етапі проектування і не вимагає додаткових витрат під час виготовлення конструкції.

У НУ «Львівська політехніка» Вибранець В.В. під керівництвом к.т.н., доцента Іваника І.Г. [28; 237] провів експериментально-теоретичні дослідження сталевих шпренгельних конструкцій (див. рис. 1.22), об'єднаних у сумісну роботу із залізобетонною плитою різної форми: звичайною плоскою, ребристою поперек та вздовж сталевих шпренгельних конструкцій. Верхній пояс сталеві частини був виготовлений з прокатного двотавру, шпренгельна підвіска – з спарених кутиків.

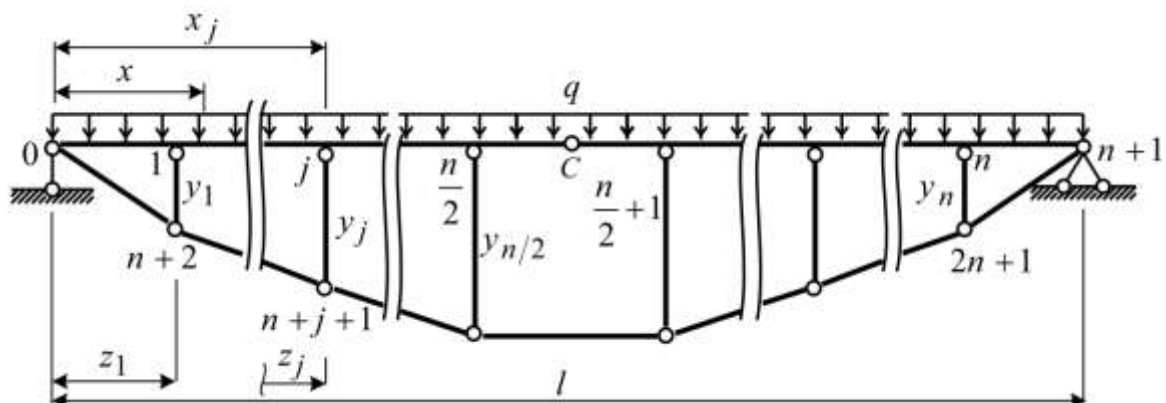


Рис. 1.21 – Схема шпренгельної балки [24]



Рис. 1.22 – Однопролітна сталезалізобетонна шпренгельна конструкція [89]

Паралельно Іваником Ю.І. [89] під керівництвом д.т.н., професора Демчини Б.Г. проводилися роботи по оптимізації вказаних на рисунку 1.22 конструкцій шляхом *регулювання зусиль* в її елементах *попереднім натягом* додаткових арматурних стержнів нижньої затяжки шпренгеля (див. рис. 1.23). Натяг стержнів, під час якого змінюються параметри сталеві балки жорсткості, здійснювався закручуванням гайок, що вимагає додаткових витрат та ускладнює процес виготовлення вказаних конструкцій (недолік). Економічний ефект за рахунок створення попереднього натягу в затяжці у порівнянні з комбінованою сталеві шпренгельною конструкцією склав 17,72%.

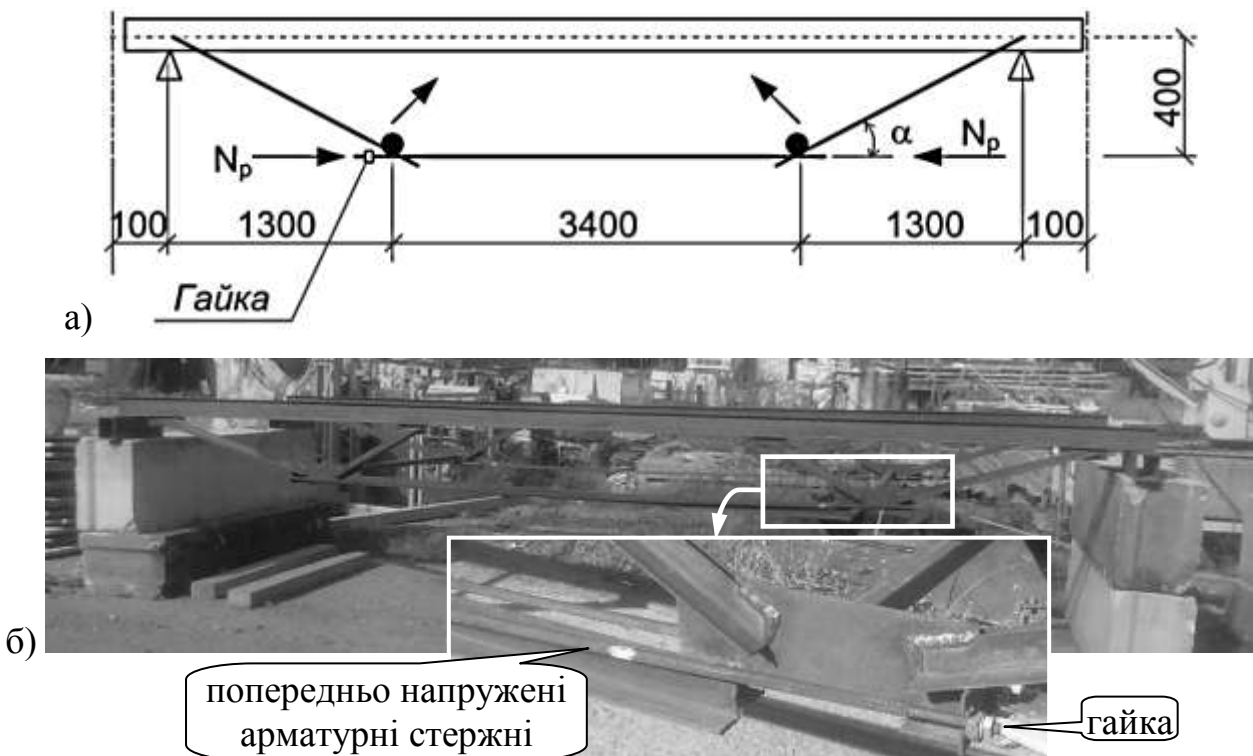


Рис. 1.23 – Створення зусиль натягу в затяжці шпренгельної сталезалізобетонної конструкції [89]: а) схема; б) загальний вигляд натурної моделі

Окрім конструктивних заходів регулювання зусиль, запропоновано технологічний метод: *постадійне залучення в роботу різних частин конструкції за умови нерозрізної схеми їх роботи*, що є перевагою такого методу. Під керівництвом Іваника І.Г. розглянуто регулювання зусиль у нерозрізній трипролітній комбінованій сталезалізобетонній конструкції перекриття [87; 88]. Регулювання зусиль в нерозрізній трипролітній балці жорсткості здійснювалося у три стадії (див. рис. 1.24). Стадія I: бетонування крайніх прольотів, при якому сталеві конструктивні елементи сприймають навантаження від монолітної плити лише в крайніх прольотах, а в середньому – отримують зворотні прогини (див. рис. 1.24, а). Після набору міцності бетоном в крайніх прольотах, поперечні перерізи балок в цих прольотах з сталевих перетворюються в сталезалізобетонні. Стадія II: бетонування середніх прольотів (див. рис. 1.24, б). Комбінована сталева конструкція сприймає постійне навантаження від монолітної залізобетонної плити в середньому прольоті, а крайні прольоти при цьому працюють вже як сталезалізобетонні. Стадія III: після набору міцності бетоном; отримуємо нерозрізну балку по всій довжині (див. рис. 1.24, в). Розрахункова схема такої складної конструкції являє собою нерозрізну комбіновану сталезалізобетонну і сталеву конструкцію з врахуванням зміни положення по вертикалі центральної осі. Проте відомо, що у випадку рівномірно розподіленого по всій довжині корисного навантаження, прогини у крайніх прольотах нерозрізної балки будуть більшими за прогини в середньому прольоті, що викликає ряд питань щодо доцільності вказаної черговості бетонування прольотів.

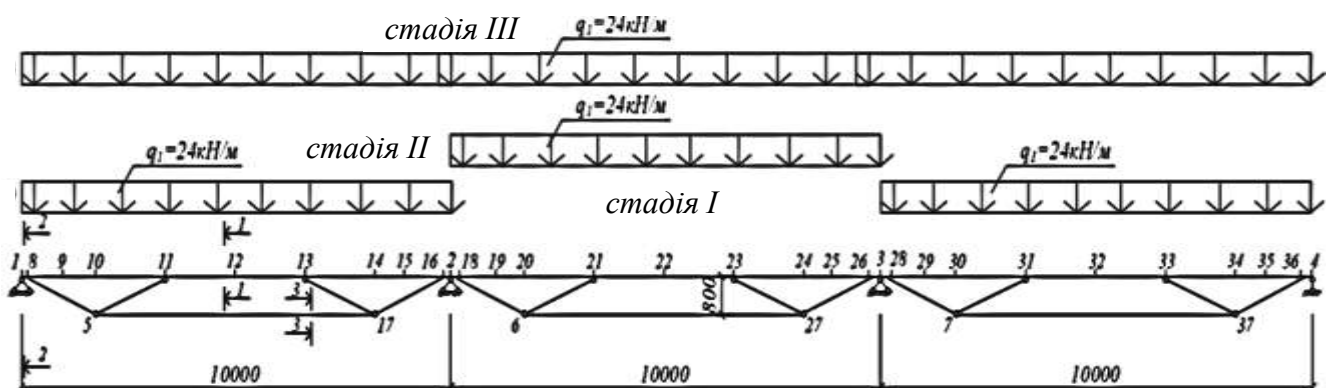


Рис. 1.24 – Схеми завантаження нерозрізної комбінованої конструкції [87; 88]

1.1.3 Стиснуті сталезалізобетонні конструкції складаються із сталеві оболонки заповненої бетоном. Вони ефективно працюють у якості як окремих стійок чи колон будівель та споруд різного функціонального призначення, так і у якості стиснутих елементів просторових сталезалізобетонних конструкцій (наприклад, стиснуті елементи ферм). Сталева оболонка працює не тільки армуванням, а й створює додаткові напруження обтиску бетонного осердя [173].

У галузі дослідження трубобетонних конструкцій серед робіт широкого кола науковців слід відмітити роботи вітчизняних дослідників, зокрема Л.І. Стороженка [177], В.І. Єфіменка [85], Ф.Є. Клименка [105], О.Л. Шагіна [200], Е.Д. Чихладзе [198], Д.А. Єрмоленка [177], О.Е. Лопатко [119], Г.Л. Ватулі [281] і їх учнів. На основі аналізу публікацій у вказаному напрямку з'ясовано, що попередні напруження у стиснутих сталезалізобетонних конструкціях можливо створити за рахунок наступних заходів (див. рис. 1.25): використання для приготування бетонного розчину напружуючого цементу, ущільнення бетонної суміші центрифугуванням, попереднє обтиснення бетонного осердя домкратами або розрізанням деформаційними швами на окремі секції сталеві оболонки, влаштування попередньо напруженої подвійної оболонки тощо. Розглянемо найбільш поширені та технологічно й економічно обґрунтовані з цих заходів [35].

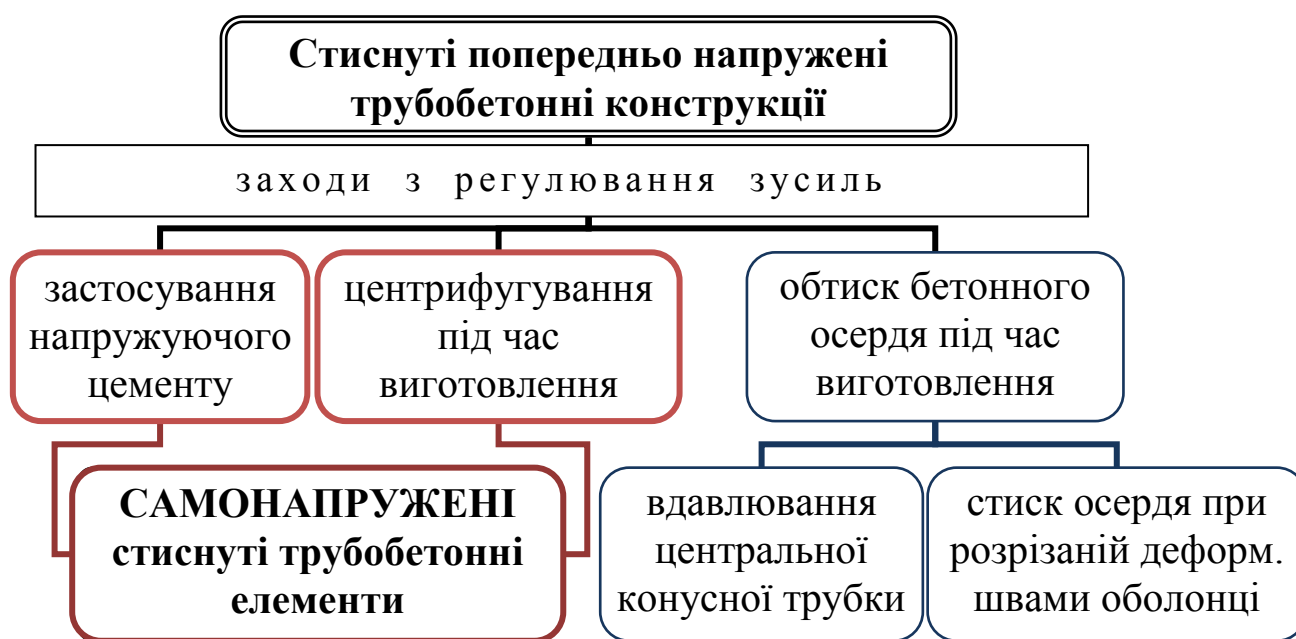


Рис. 1.25 – Заходи з регулювання зусиль у стиснутих трубобетонних конструкціях

Відповідно до Eurocode 4 [223], ефективними стиснутими труботетонними елементами є такі, для яких відношення несучої здатності сталевого прокату (без врахування гнучкості) до несучої здатності труботетонного елемента в цілому знаходиться в межах від 0,2 до 0,9. На рисунку 1.26 показані типові перерізи труботетонних елементів, що працюють на стиск.

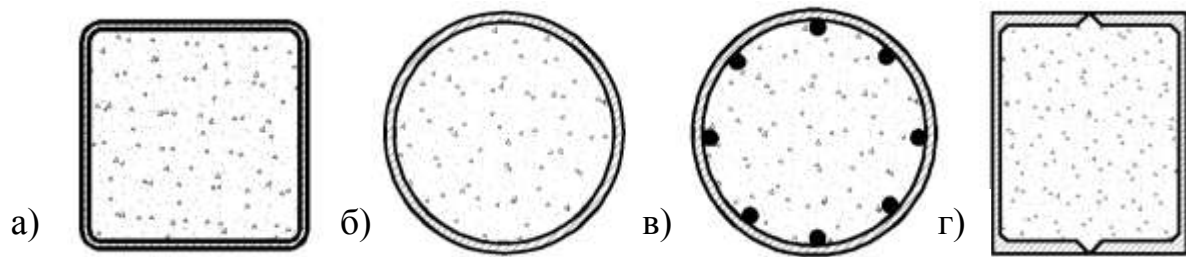


Рис. 1.26 – Перерізи труботетонних елементів [223]: а-б) з квадратних та круглих труб; в) з додатковою стержневою арматурою; г) зі швелерів, з'єднаних «в короб»

Одним із найпростіших з технологічної точки зору способом виготовлення попередньо напружених труботетонних елементів є використання для бетонного осердя *напружуючого цементу* [172]. Його використання дозволяє отримувати по простій одностадійній технології самонапружені елементи, в яких відсутні недоліки у вигляді дефектів бетонування, присутні аналогам на звичайному бетоні. Крім цього, у дослідженнях Silva R.D. [272] підтверджено, що за рахунок використання напружуючого цементу забезпечується сумісність поперечних деформацій бетонного ядра та труби-оболонки з першого етапу завантаження зразків, так як навіть до прикладення навантаження присутні початкові напруження розтягу в оболонці та стиску в бетонному ядрі. За результатами [11], використання самонапружуючого цементу для виготовлення бетонного ядра, вдається отримати напруження попереднього обтиску ядра тиском 0,7...1 МПа.

За результатами експериментальних досліджень міцності та деформативності таких труботетонних елементів, проведених під керівництвом Стороженка Л.І. [177], встановлено, що їх міцність вище на 30% за міцність аналогічних зразків на портландцементі; коефіцієнт ефективності обойми склав 1,79...1,87, що вище за аналогічний коефіцієнт 1,68 для зразків із

портландцементу. Міцність трубобетонних елементів із напружуючим бетоном з оболонкою із склопластикових труб виявилася на 10...18% вище із аналогічними зразками на портландцементі, а коефіцієнт ефективності обидва рівний 2,08...2,41, що вище коефіцієнта 1,99 для аналогічних зразків на портландцементі.

Дослідженнями Ху G. [224] доведено, що вимогою, на яку необхідно звертати увагу під час застосування напружуючого цементу, є вміст в ньому алюмініатів Al_2O_3 , яку рекомендують витримувати в межах 7...9%. При цьому необхідну величину самонапруження бетонного ядра можливо отримувати шляхом варіювання кількісного складу напружуючого цементу та його витрати.

Іншим способом підвищення міцнісних характеристик ядра трубобетонного елементу є застосування *центрифугування*. Під керівництвом Стороженка Л.І. проведено ряд робіт Мохамедом [4] по дослідженню такого способу підвищення міцності бетонного ядра. Під час досліджень трубобетонних елементів висотою 1,5...10 м діаметром 273...426 мм з центрифугованого бетону Тарановський О.Л. визначив коефіцієнт зміцнення бетонного ядра, що знаходився в межах 2,1...2,5 рази. За результатами досліджень Харченка С.А. [188; 189], коефіцієнт зміцнення бетонного ядра для центрифугованих зразків рівний 1,4...1,6; для зразків із попередньо обтисненим звичайним бетонним ядром – 1,9 рази.

Узагальнюючою працею по дослідженню центрифугованого трубобетону є робота Єфіменка В.І. [85]. Експериментально доведено, що з метою раціонального використання порожнини, що утворюється в бетонному ядрі (див. рис. 1.27), вона може бути зміщена у бік розтягнутої зони (рис. 1.27, б і г), заповнена звичайним віброваним бетоном або підсилена додатковою внутрішньою трубою (рис. 1.27, в і г). Середнє значення коефіцієнтів ефективності таких трубобетонних елементів в цілому склало 1,7 і бетонного ядра 2,54, що наближається до значення цих коефіцієнтів для аналогічних трубобетонних елементів із суцільним ядром. В результаті цього, можна досягти економії бетону до 25...30%. Порівняння залізобетонних і трубобетонних колон із центрифугованим осердям, що мають одну і ту ж несучу здатність, показує, що приведені витрати на будівництво колон знижуються в 1,5–2 рази.

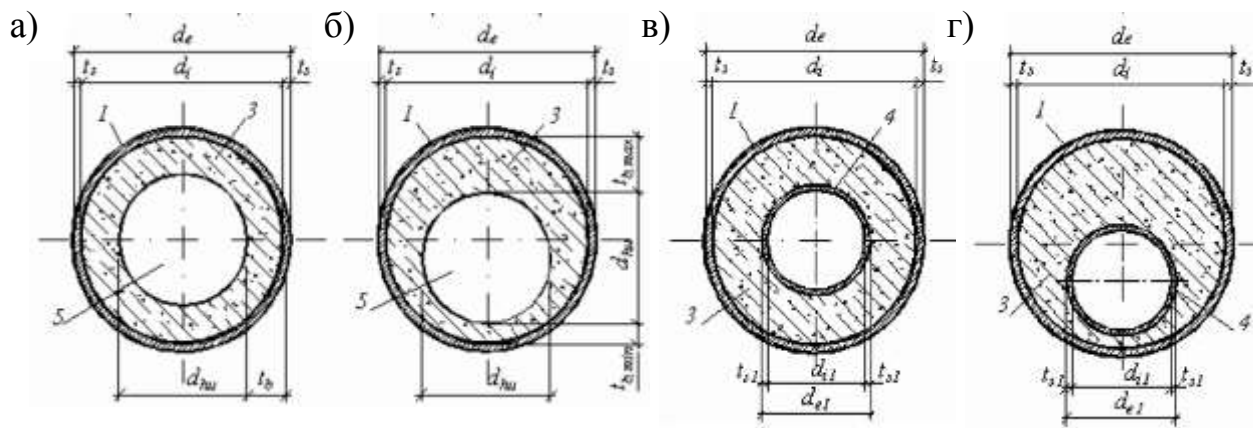


Рис. 1.27 – Перерізи трубобетонних елементів із центрифугованим бетонним осердям [85]: 1 – сталева зовнішня труба-оболонка; 3 – центрифугований бетон; 4 – внутрішня труба; 5 – внутрішня порожнина

Одним із активних способів створення попередніх напружень у бетонному ядрі трубобетонного елемента є його *обтиснення під час тужавіння*, яке використовував у своїх експериментах Кришан А.Л. [110]. Схема зразків із механічно обтиснутим ядром показана на рисунку 1.28, де пресування бетонної суміші проводилося за допомогою пустотоутворювача спеціальної конструкції (рис. 1.28, б) або шляхом послідовного *вдавлювання* в бетонний розчин вздовж направляючого стержня, розміщеного паралельно по центру відносно оболонки, *сталевих трубочок, що мають поступово збільшений діаметр* (рис. 1.28, в). У результаті описаної технології обтиску бетонного осердя під час його тужавіння, вдається виконати його попередній обтиск тиском 1,5...2 МПа.

Результати експериментальних досліджень свідчать про те, що зразки із попередньо обтисненим бетонним ядром працюють на центральний стиск та стиск із малими ексцентриситетами набагато ефективніше, у порівнянні із зразками із звичайним бетонним ядром. Спостерігається підвищення межі пружної роботи та тріщиностійкості обтисненого бетону. Несуча здатність на центральний стиск зразків із попередньо обтисненим бетонним ядром збільшується в середньому до 29% у порівнянні із аналогічними зразками, а при позацентровому стиску – до 26%. Обробка експериментальних даних показує, що збільшення міцності бетону ядра складає 2...2,8 рази у порівнянні із міцністю

вихідного бетону. Причому цей ріст зумовлений як пресуванням бетонного ядра під час виготовлення (в 1,5...1,7 рази), так і створенням умов об'ємного обтиску бетону під час навантаження.

Недоліком попереднього пресування бетонного ядра під час виготовлення за допомогою сердечника є значна тривалість робіт по ущільненню, необхідність спеціального додаткового обладнання, труднощі, пов'язані із видаленням сердечника із тіла бетонного ядра, що набрав уже достатню міцність.

Ще одним способом *обтиснення бетонного ядра* під час тужавіння є *технологія з «живих» рухомих сталевих форм*, застосована Чекановичем М.Г. [190], що полягає у розділенні сталеві оболонки на окремі секції поперечними деформаційними швами (див. рис. 1.29). У такому випадку, не маючи поздовжньої жорсткості, сталеві оболонка не може сприймати поздовжнє зусилля обтиску і воно передається на бетонну суміш. Цей спосіб не вимагає значної поздовжньої сили обтиску, а отже і потужних домкратів чи пресів, для пресування. Експериментальні результати свідчать, що поперечна радіальна складова тиску, що діє на форму, залежно від складу суміші (перш за все, водоцементного співвідношення) може бути в межах 15–25%. Збільшення міцності бетонного ядра, попередньо напруженого поздовжнім обтиском, сягає 2,2 рази.

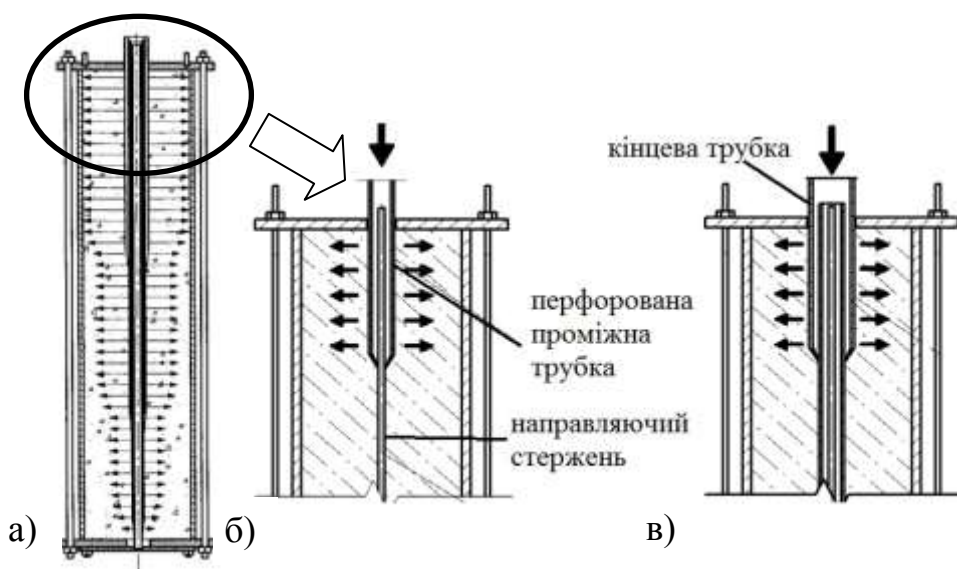


Рис. 1.28 – Зразки з попереднім обтиском бетонного ядра під час виготовлення [110]



Рис. 1.29 – ТБЕ з попередньо обтиснутим ядром [190]

1.2 Раціональне регулювання зусиль у сталевих і залізобетонних конструкціях

1.2.1 Згинані сталеві конструкції. Дослідженню регулювання зусиль сталевих конструкцій силовими способами присвячено роботи Більського М.Р. [16; 17], Єгорова Є.А. [84], Гоголя М.В. [53-56], Іваніка І.Г. [89; 87], Пелешко І.Д. [138; 259], Поповича Б.С. [148], Романюка В.В. [150; 151], Трофимовича В.В. [184; 185] та інших. Аналіз перелічених праць дозволяє зробити висновок про можливість підвищення ефективності та економічності сталевих конструкцій як на стадії проектування шляхом виключення ускладнень технології попереднього напруження, виготовлення конструкцій, витрат на експлуатацію, що приводять до суттєвого обмеження їх використання, так і на стадії виготовлення і монтажу, що вимагає додаткових витрат, які виправдовують себе, враховуючи знижену матеріалоемність конструкції. Дослідження і впровадження в будівництво зазнали методи регулювання зусиль сталевих конструкцій зображені на рисунку 1.30. Розглянемо найпоширеніші з них з метою з'ясування їх суті та прогнозованих наслідків. Відзначимо, що сталеві конструкції характеризуються однорідністю матеріалу та однаковими фізико-механічними властивостями на стиск і розтяг.

Серед перших публікацій по дослідженню перерозподілу зусиль під час попереднього напруження сталевих конструкцій, зокрема висячих та купольних конструкцій покриттів, підкранових балок, стріл баштових кранів та інших, є наукові праці Вахуркіна В.М. [26], Гайдарова Ю.В. [31], Р. Бухвальтера (США) [219], Ф. Дишингера (ФРН) [221], Віегуса А. [216; 217] та інших.

Спосіб попереднього напруження затяжками сталевих конструкцій рекомендований для поперечних перерізів, описані в роботах Є.І. Белені [12], Романюка В.В. [151], Трофимоича В.В. [185] та ін. Таким способом можна здійснювати раціональні попередні напруження як в окремих розтягнутих, центрально чи позацентрово стиснутих стержнях, так і вцілому в згинаних балках чи системах. Це залежить від того, де і як прикріплені до елемента чи системи зтяжки, в яких виконується попередній натяг.

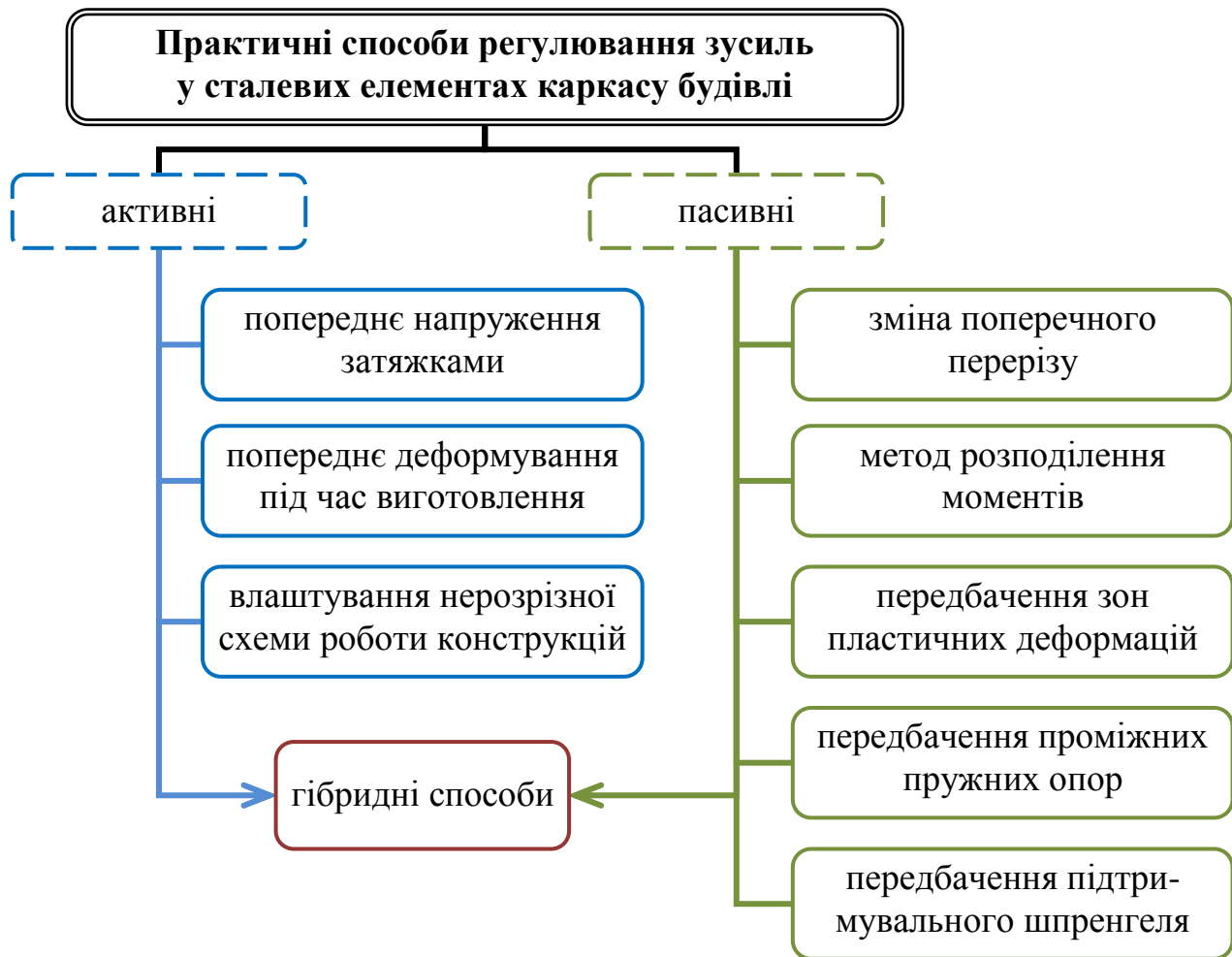


Рис. 1.30 – Практичні способи регулювання зусиль у сталевих конструкціях

Регулювання зусиль у балках дещо нагадує спосіб регулювання зусиль у позацентрово стиснутих стержнях, адже в обох конструкціях виникає *попередній вигин*. Попередню деформацію (вигин) багатопролітних балок виконують у процесі їх монтажу із врахуванням епюри згинаючих моментів. Розповсюджене рішення в цьому випадку полягає у встановленні окремих стержневих зтяжок у пролітних частинах та над кожною проміжною опорою. Оскільки балкові ферми можна трактувати як балки з ґратчастою стінкою, то попереднє напруження таких ферм за допомогою натягу на них зтяжок дуже подібне до напруження для суцільних балок.

Під час монтажу рам часто виконують попереднє локальне напруження їх вузлів чи пролітних частин. При цьому у першому випадку лише окремі елементи будуть попередньо напружено-деформовані.

Особливе місце серед попереднього напруження зтяжками займають конструкції, в яких зтяжка винесена на певну відстань від жорсткого стержня. До таких конструкцій належать *шпренгельні конструкції балок*, в яких зтяжка винесена на значну відстань від самої балки. Недоліками попередньо напружених шпренгельних конструкцій, які стримують їх широке застосування, є те, що в результаті попереднього напруження тяжів і зтяжок в елементах основної конструкції виникають значні зусилля стиску, що після певної межі вимагає їх розкріплення від втрати стійкості під час виготовлення, транспортування та монтажу. Також для натягу тяжів і зтяжок повинні бути виготовлені спеціальні пристрої, що потребує додаткових матеріальних витрат. Наведені два недоліки ведуть до подорожчання конструкцій.

Проблемі вдосконалення шпренгельних конструкцій присвячені праці багатьох вчених, зокрема Абовського Н.П. [1], Ватулі Г.Л. [23], Данильченко О.Ф. [66], Лавріненко Л.І. [115], Салій Г.Ш. [116], Трофимович В.В. [184], які розробили теорію їх оптимізації з врахуванням попереднього напруження.

Спосіб регулювання напружень конструкцій їхнім попереднім деформуванням під час виготовлення чи монтажу є чи не найбільш праце- та енерговитратний. Але його застосовують досить часто. Попередній вигин елементів влаштовують протилежно експлуатаційному вигину. Здебільшого цим способом регулюють напруження в окремих стержневих елементах. Він полягає в тому, що попередньо напружено-деформований стержень утворюють за допомогою пакету елементів, з'єднаних в один у попередньо зігнутому стані (див. рис. 1.31). Причому обидва елементи можуть бути з'єднані у зігнутому стані один з одним як безпосередньо, так і за допомогою планок. Недоліки цього способу полягають у тому, що для попереднього вигину конструкцій потрібно виготовляти спеціальні монтажні кондуктори та шаблони, що спричинює додаткові витрати, які пропорційно збільшуються при зменшенні кількості виробів; зварювання вигнутих елементів вимагає значних додаткових затрат праці та енергії, що спричиняє значне подорожчання конструкцій, які стають не прокатними, а зварними. При цьому слід мати на увазі температурні напруження.

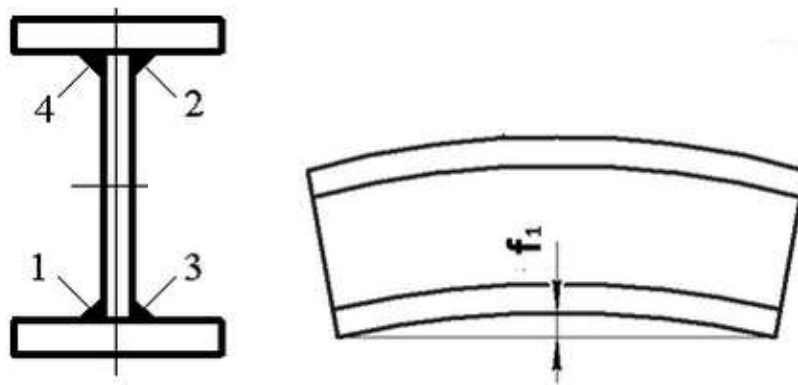


Рис. 1.31 – Створення попередніх напружень деформуванням шарів стержня з послідовним їх зварюванням [12]: 1, 2, 3, 4 – порядок накладання зварних швів

Спосіб регулювання напружень конструкцій зміною статичної схеми порівняно з іншими є недорогим, особливо, коли це стосується нерозрізних балок. Проте статично невизначені конструкції дуже чутливі до нерівномірного осідання їх окремих опор. Від такого осідання у конструкціях виникають додаткові неконтрольовані внутрішні зусилля. Інколи цей недолік осідання опор використовують штучно так, щоб від цього осідання у балці виникла еюра згинаючих моментів, протилежна за знаками до еюри від робочого навантаження. Наприклад, у двопролітній балці осідання проміжної опори зумовить над цією опорою додатний момент, тоді як від зовнішнього рівномірно розподіленого навантаження цей момент буде від'ємним. Цей спосіб регулювання напружень доволі часто застосовують і у рамних конструкціях, від чого виникають зусилля у всіх елементах рами, як описано Абовським Н.П. [1].

Розрахункові методи регулювання напружень у процесі проектування почали використовувати проектуючи балки змінного поперечного перерізу. На практиці розміри поперечних перерізів таких балок можуть змінюватися поступово або стрибкоподібно. Оскільки згинаючі моменти зазвичай змінюються по довжині балки, то, підбираючи її переріз за найбільшим згинаючим моментом, ми одержуємо зайвий запас матеріалу у всіх перерізах, крім розрахункового. Теоретично найбільш економними є балки рівного опору. У випадку дії згинаючих моментів і поздовжніх сил (наприклад, у стійках рам), регулювати напруження можна теж проектуючи змінний переріз уздовж вісі стержня [184].

У 1930 році Х.Д. Кросс [125] опублікував розроблений ним метод розрахунку статично невизначених рам і нерозрізних балок – *метод розподілення моментів*, який давав змогу інженеру частково «регулювати» розподіл зусиль у системі. Цей метод полягає у зміні статичної схеми на етапі проектування.

У сталевих статично невизначених згинаних конструкціях (нерозрізні багатопролітні балки, однопролітні балки із жорстко защемленими опорами) можливо у небезпечних перерізах допускати *пластичні деформації* [234; 235]. Суть методу полягає у розвитку перехідної фази до пластичного шарніру перерізу, тобто допущенні пластичних деформацій крайніх найбільш напружених волокон перерізу. Ольков Я.І. застосував цей метод для обґрунтування раціональних форм сталевих конструкцій [132]. Економія при цьому згідно досліджень Гоголя М.В. сягає від 6,24% до 10,6% [56]. Основним стримуючим фактором впровадження цього методу є незворотні деформації зон, що зазнали пластичних деформацій.

Розрахунковий метод *передбачення проміжних пружних опор* дозволяє аналогічно методу зміни статичної схеми роботи конструкцій штучно створювати епюру згинаючих моментів, протилежну за знаками до епюри від робочого навантаження. Відмінність цього методу полягає у просіданні опор по передбачуваному закону на етапах завантаження конструкції.

Серед великої кількості різновидів та гібридів розглянутих способів регулювання зусиль сталевих конструкцій з метою управління поведінкою несучих конструкцій, як було зазначено Перельмутером А.В. [139; 260], можна відзначити ще такі: збільшення жорсткості комплексних конструкцій за рахунок долучення додаткових елементів; особливий порядок завантаження конструкцій; встановлення додаткових розпірок для збільшення жорсткості колон; зміна умов закріплення; зміна епюри напружень по перерізу елемента (використання власних і зварних напружень), що досліджувалася Голодновим О.І. [58; 254], та інші. Серед закордонних дослідників варто відзначити роботи Jianguo N. [239], Przemyslaw J. [261], Ziolk J. [289] та ін.

1.2.2 Згинані залізобетонні конструкції. Типові збірні залізобетонні конструкції заводського виготовлення промислових і громадських будівель та інженерних споруд здебільшого працюють за однопролітною, розрізною, статично визначеною схемою, а спільна просторова робота елементів цих конструкцій використовується недостатньо [258]. З метою зменшення матеріаловитрат на будівельні конструкції, виникає необхідність вдосконалення існуючих і розроблення нових конструктивних рішень будівель і споруд із попередньо напруженого залізобетону. Цей перспективний напрямок розвитку і вдосконалення залізобетонних конструкцій було зазначено ще Гвоздевим О.О. [47]. Науковою роботою, що найбільш широко охопила та розвинула дослідження в даному напрямку, є робота Гнідця Б.Г. щодо регулювання зусиль у залізобетонних конструкціях шляхом напружування стиків [51]. Об'єднання збірних елементів під час монтажу в статично невизначену схему спільної їх роботи підвищує загальну та елементну несучу здатність, жорсткість і тріщиностійкість. Цим самим можливо забезпечити регулювання внутрішніх зусиль по довжині конструкцій. Способи регулювання зусиль у збірних залізобетонних конструкціях систематизовано на рисунку 1.32. З метою з'ясування суті та прогнозованих раціональних наслідків регулювання зусиль у збірних залізобетонних конструкціях, нижче розглянуто детальніше найпоширеніші з них.

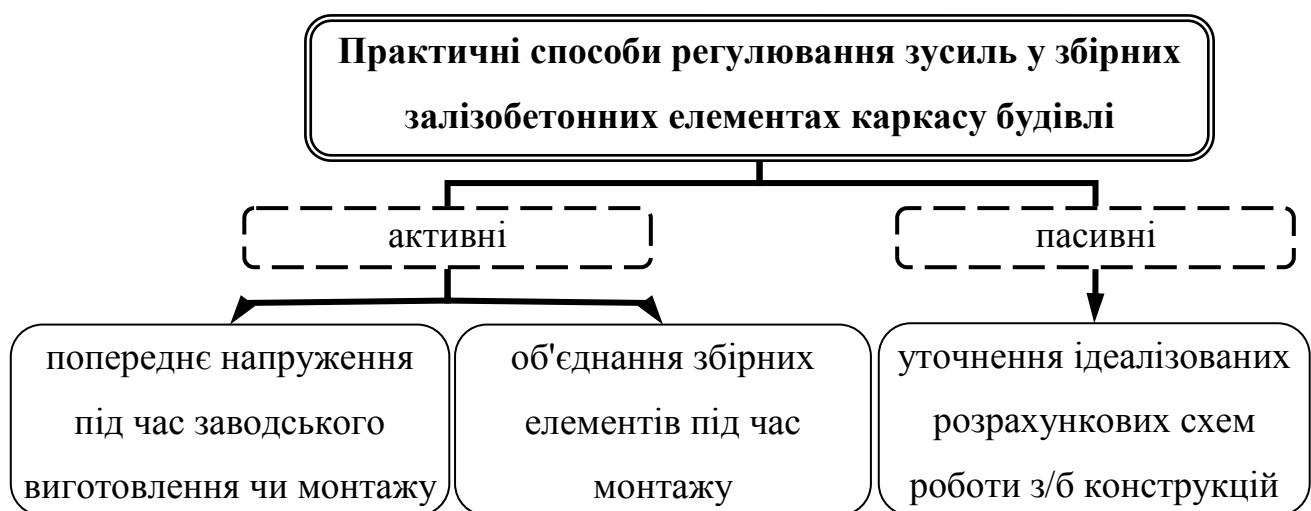


Рис. 1.32 – Способи регулювання зусиль у збірних залізобетонних конструкціях

Принцип створення попередніх напружень у залізобетонних конструкціях під час їх виготовлення з метою підвищення тріщиностійкості показано на рисунку 1.33. Арматуру таких конструкцій напружують одним з способів:

- до бетонування натягуванням арматурних стержнів на упорні елементи форм чи стендів. Після набору бетоном проектної міцності арматурні стержні знімають з упорів і бетон таким чином обтискується;
- після бетонування із натягуванням арматурних стержнів, прокладених у спеціальних каналах й пазах бетонованої конструкції, на бетон, що набрав проектної міцності;
- в процесі бетонування (при використанні напружуючого цементу для приготування бетонної суміші).

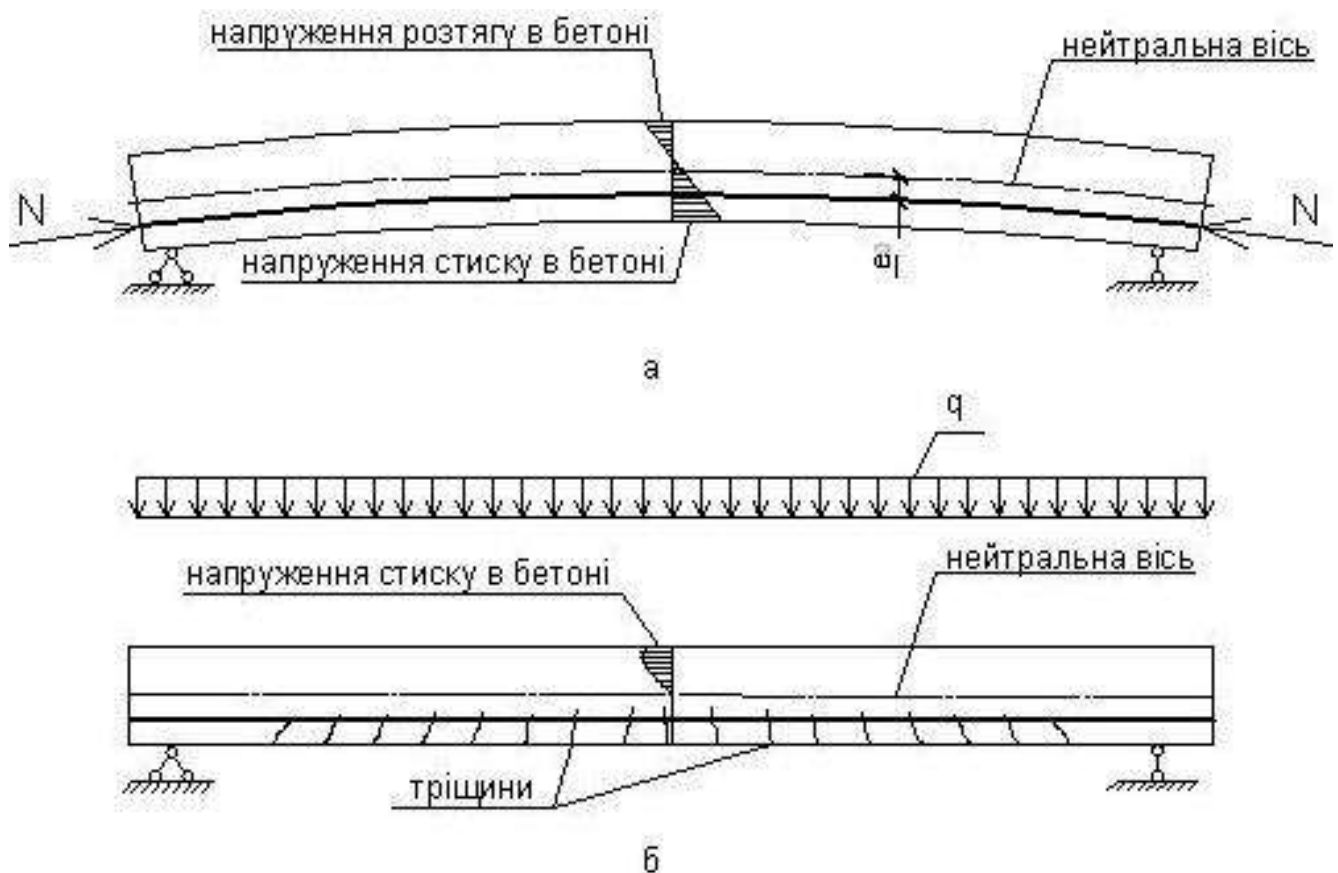


Рис. 1.33 – Принцип створення попередніх напружень у залізобетоні [134]:

- а) поздовжній обтиск бетону напруженими арматурними стержнями;
- б) робота залізобетонного елемента під дією експлуатаційного навантаження

Основними способами попереднього натягу арматурних стержнів на упорні елементи форм чи бетон, що набрав проектної міцності, є:

- механічний (домкратами, важільними або гвинтовими пристроями, натягувальними машинами);
- електротермічний (нагріванням арматури електричним струмом, її закріпленням і охолодженням);
- електротермомеханічний.

Попереднє напруження залізобетонних конструкцій окрім елементів конструкцій мостів можуть виконувати для збірних плит перекриття, підкранових балок, нижніх поясів ферм, елементів напірних трубопроводів, опор ліній електропередач, резервуарів для зберігання сипучих та рідких матеріалів.

Незважаючи на значну кількість досліджень *статично невизначених залізобетонних конструкцій із збірно-монолітними стиками*, проведені багатьма авторами, широкого застосування в будівництві такі конструкції не знаходять, що пояснюється недостатньою ефективністю відомих конструктивних заходів і способів виконання стиків. Крім того, для звичайних конструктивних рішень каркасних будинків, довжина збірних елементів визначається розмірами сітки колон. Тому немає можливості застосовувати великорозмірні багатопробіжні збірні елементи з стиками, а також елементи, з'єднані не на опорах.

Збірно-монолітні конструкції виконують із збірних елементів, які об'єднують в єдину систему після замонолічування стиків. При цьому збірні елементи одночасно виконують роль опалубки. За рахунок об'єднання збірних елементів, у збірно-монолітних конструкціях забезпечується їх спільна робота, а витрата металу і бетону здебільшого не перевищує витрати для аналогічних монолітних конструкцій з одночасним підвищенням технологічності будівництва шляхом використання елементів заводського виготовлення. У збірно-монолітних конструкціях поєднуються основні позитивні якості збірних і монолітних. Вони дають змогу ефективніше використовувати матеріали, особливо високоміцні, і в широких межах застосовувати статично невизначені конструктивні рішення з попереднім напруженням і регулюванням зусиль під час монтажу.

У сучасному будівництві збірні і збірно-монолітні статично невизначені залізобетонні конструкції застосовуються зі зварними або замоноличеними стиками. Прикладом таких рішень є типові конструкції одноповерхових промислових будівель з покриттями у вигляді коротких циліндричних оболонки, розроблені Ліbermanом А.Д. та Коршуновим Д.А. [117], розроблені Буракас А.І., Кривошеєв П.І., Чемер А.В. та ін. [21] конструкції багатоповерхових громадських та промислових будинків, однопролітних виробничих будівель (Першаков В.М. [143]) та нові конструктивні рішення багатоповерхових будівель, складчасті шатрові перекриття із сіткою колон 12×12 м, нові каркаси багатоповерхових будинків, каркаси і перекриття із збільшеною сіткою колон 6×12 , 12×12 і 12×18 м з використанням коробчастих настилів [20].

Слід відмітити, що ефективність збірних і збірно-монолітних статично невизначених залізобетонних конструкцій значною мірою залежить від виду і конструкції стиків, їх технологічності та індустріальності. Стики статично невизначених залізобетонних конструкцій повинні сприймати згинаючі моменти, поперечні і поздовжні сили та забезпечувати повну нерозрізність конструкції. Їх розміщення по довжині визначається переважно зручностями монтажу. Найзручніше їх виконувати на опорах нерозрізних конструкцій.

Зварні і замоноличені стики, які поширено застосовують у типових конструкціях будівель і споруд, цілком задовольняють вимоги економічності, технологічності монтажу і експлуатації. Проте для надійного забезпечення жорсткості та тріщиностійкості в зонах стиків кількість арматурних стержнів часто приймається значно більшою, ніж це потрібно з розрахунку за міцністю, що тягне за собою перевитрати сталі та є недоліком. Проте навіть за рахунок збільшення арматури, повний ефект нерозрізності в таких статично невизначених конструкціях не досягається. Крім цього, за підвищених навантажень і великих значень прольотів застосування жорстких стиків є економічно невиправданим.

Залежно від способу забезпечення нерозрізності збірно-монолітних конструкцій згідно робіт Гнідця Б.Г. розрізняють такі види стиків (див. рис. 1.34):

– зварні стики, що утворюються зварюванням закладних деталей. Такі стики вимагають завищених витрат сталі та виконання великого обсягу зварювальних робіт. Внаслідок розвитку в них великих місцевих деформацій, такі стики мають підвищену деформативність і меншу тріщиностійкість бетону у приопорних ділянках [49]. Перевагою зварних стиків є максимальна збірність, відсутність мокрих процесів, що важливо при виконанні робіт в зимовий період;

– стики із замонолічуванням випущеної або додатково укладеної арматури у вигляді стержнів. Незважаючи на свою простоту виконання, що є основною їх перевагою, мають багато недоліків [50], а саме: за незначного об'єму бетону замонолічування у них розвиваються великі напруження від усадки, які приводять до передчасної появи тріщин. Зменшення жорсткості перерізів у зоні стиків викликає ранній перерозподіл зусиль і внаслідок цього можлива передчасна поява тріщин у прогонах і зменшення жорсткості нерозрізних балок.

– стики із замонолічуванням випущеної з конструкції арматури та додатково укладених попередньо напружених залізобетонних брусків, в яких несучим елементом є арматурний стержень, а бетон виконує функції захисного шару і підвищує жорсткість стиків тим більше, чим більша його площа стосовно поперечного перерізу бетону стиків [52]. Передача зусиль від збірних елементів на з'єднувальні бруски здійснюється за допомогою або бетону замонолічування, або зачепленням до різних виступів, прорізів, або обтисненням поперечними стержнями. За міцністю, жорсткістю і тріщиностійкістю надпорні перерізи таких конструкцій не поступаються пролітним. До недоліків відносять підвищену трудомісткість і високі вимоги до точності виготовлення й монтажу, складність застосування у конструкціях з перерізом ребристої, пустотної, двотаврової форм;

– стики з обтиском збірних елементів нерозрізних балок у поперечному напрямку за допомогою арматурних стержнів чи додаткових залізобетонних елементів, встановлюваних між балками;

– попередньо напружені стики, виконані за допомогою напруження арматури одним із методів: механічним, електротермічним (нанесення на поверхню напружуваної арматури стиків покриття з термореактивних полімерних

смола або органосилікатних матеріалів, що після нагрівання забезпечують зчеплення видовженої після нагрівання арматури з бетоном), електротермомеханічним і самонапруженням арматури (використання для замоноличування бетонів цементу, що розширюється).

Слід зазначити, що перші чотири види стиків дозволяють балкам включатися в роботу передбаченої проєктантом нерозрізної схеми каркасу будівлі на навантаження, прикладені до виконання стиків і набору додатково укладеним



Рис. 1.34 – Класифікація стиків збірно-монолітних залізобетонних конструкцій для забезпечення їх нерозрізної статично невизначеної роботи [51]

бетоном замонолічування заданої міцності, тільки частково за рахунок повзучості бетонів. Отже, ефект нерозрізності в балках із зварними і замоноліченими стиками може бути використаний тільки частково на навантаження, що будуть прикладені після монтажу каркасу будівлі, так як з погляду технології зведення будівель і споруд, доцільно спочатку виконувати монтаж збірних балок, ригелів, а також залізобетонних елементів плит, що лежать вище, і тільки потім об'єднувати їх за допомогою стиків у єдину збірно-монолітну конструкцію. При цьому власна вага змонтованих збірних елементів може скласти значну частину повного навантаження, особливо для великопролітних конструкцій.

Розглянемо можливі місця встановлення арматурних стержнів під час попереднього напруження об'єднаних у нерозрізну каркасну схему збірних елементів [49; 86]. Найпростіше, в конструктивному відношенні, створюється стик під час натягування основної робочої арматури 1 на бетон збірних нерозрізних балок, складених з ненапружених елементів (див. рис. 1.35 а і б). Обтиск бетону замонолічування при цьому здійснюється одночасно з обтиском збірних елементів балок. Після ін'єктування каналів стик забезпечує повну нерозрізність конструкції, а їх напружений стан відповідає напруженому стану аналогічних монолітних попередньо напружених конструкцій. Для реалізації цього рішення використовується найменше сталі, оскільки напружувана арматура розташовується відповідно до епюри моментів, відсутні витрати на анкерування опорної арматури і конструкцію закладних деталей. Проте цей вид стиків не знайшов широкого застосування через істотні недоліки, такі як необхідність виконання стиків одночасно із встановленням прогонової робочої арматури, що впливає на послідовність технологічних процесів і збільшує терміни монтажу будівель і споруд. Крім того, за рахунок тертя арматури об стінки каналів під час її натягування величина попереднього напруження не стала по довжині, що може істотно впливати на жорсткість і тріщиностійкість окремих ділянок конструкцій.

Іншим видом попередньо напружених стиків є стики, в яких попередній натяг створюється за допомогою прямолінійних пучків 2 арматури, що розміщуються у відкритих каналах по верхній або між бічними гранями збірних

елементів (див. рис. 1.35, б) Перевагою цього виду стиків є простота і зручність одночасного натягування арматури усіх стиків і можливість використання різних видів попередньо напруженої арматури. До недоліків можна віднести двостадійність замонолічування, підвищені витрати високоміцної сталі наскрізних пучків і негативний їх вплив на роботу перерізів нерозрізних конструкцій у перпендикулярних прольотах.

Економічнішими є стики з прямолінійними короткими надпорними пучками або стержнями (див. рис. 1.35, в). Напружена арматура 3 в цих стиках використовується для сприйняття згинальних моментів тільки в опорних перерізах, а в приопорних перерізах вони сприймаються криволінійною арматурою збірних елементів. Проте наявність великої кількості анкерів у таких стиках призводить до підвищеної витрати сталі і збільшення працевитрат на влаштування, а місця розташування анкерів важкодоступні для натягування анкерної арматури гідродомкратами.

За одночасної дії в приопорних перерізах великих згинаючих моментів і поперечних сил доцільно армувати стики попередньо напруженою арматурою у вигляді криволінійних коротких пучків 4 з анкеруванням на нижній грані збірних елементів (див. рис. 1.35, г). Перевагами цього виду стиків є раціональне використання напруженої арматури стиків, що забезпечує міцність в приопорних ділянках одночасно нормальних і похилих перерізів. До недоліків відносять незручності натягування арматури знизу одночасно двома домкратами, неможливість застосування стрижневої арматури, необхідність розширення опорних перерізів для розміщення анкерних пристроїв арматури стиків.

Таким чином, усі конструктивні рішення попереднього напруження стиків, які відомі з вітчизняної і закордонної літератури [86] та у певних випадках знаходять застосування в будівництві, можна поділити на чотири групи:

- з натягом криволінійної арматури на всю довжину конструкцій (рис. 1.35, а);
- з натягом прямолінійної арматури на всю довжину конструкцій (рис. 1.35, б);
- з натягом прямолінійної арматури в надпорних зонах (рис. 1.35, в);
- з натягом криволінійної арматури в надпорних зонах (рис. 1.35, г).

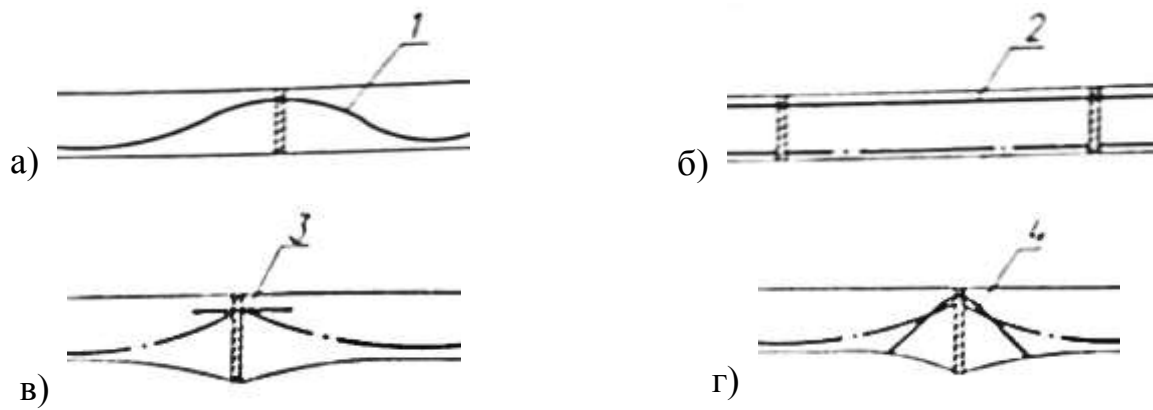


Рис. 1.35 – Фрагменти надпорних вузлів попередньо напружених стиків збірно-монолітних залізобетонних конструкцій [51]

Таким чином, повну нерозрізність та статично невизначену схему роботи каркасу будівлі із залізобетонних конструкцій можливо забезпечити під час повністю монолітного будівництва або збірно-монолітного із напруженими стиками збірних одиниць. Один із прикладів ефективного застосування статично невизначених залізобетонних конструкцій із напруженими стиками є будівництво інженерних споруд і великопролітних будов мостів.

Розглянуті вище два способи підвищення жорсткості та несучої здатності збірних залізобетонних конструкцій відносять до «активних» способів. Але внаслідок уточнення на етапі проектування ідеалізованих розрахункових схем роботи цих конструкцій можливо теж досягнути економії витрат на виготовлення. Такі уточнення відносяться до «пасивних» способів регулювання зусиль.

Так, у роботах [100; 101], виконаних під керівництвом Кінаша Р.І., оцінено вплив розпірних зусиль в ригелях багатопрогнових багатопверхових залізобетонних рамах будівель залежно від зміни їх конструктивного рішення, розрахункової схеми та різного співвідношення моментів інерції між погонними жорсткостями колон і ригелів на визначення прихованих резервів міцності та жорсткості самих ригелів, тобто підвищення несучої здатності ригелів. У [102] запропоновано замість традиційної осьової (див. рис. 1.36, а) *неосьову схему розрахунку рам* (див. рис. 1.36, б-в), що виникає за рахунок мінливості параметрів та дії горизонтального розпору в конструкціях ригелів, горизонтальних пружних

переміщень колон в загальній жорсткій системі рами. Доведено, що розпір, який виникає в ригелях при розгляді уточненої несювовой схеми їх роботи, самопідвищує їх несучу здатність. Результати [101], отримані на основі натурного інструментального обстеження збірної залізобетонної рамної системи (рис. 1.37) підтверджують вплив розпірних зусиль на підвищення несучої здатності ригелів.

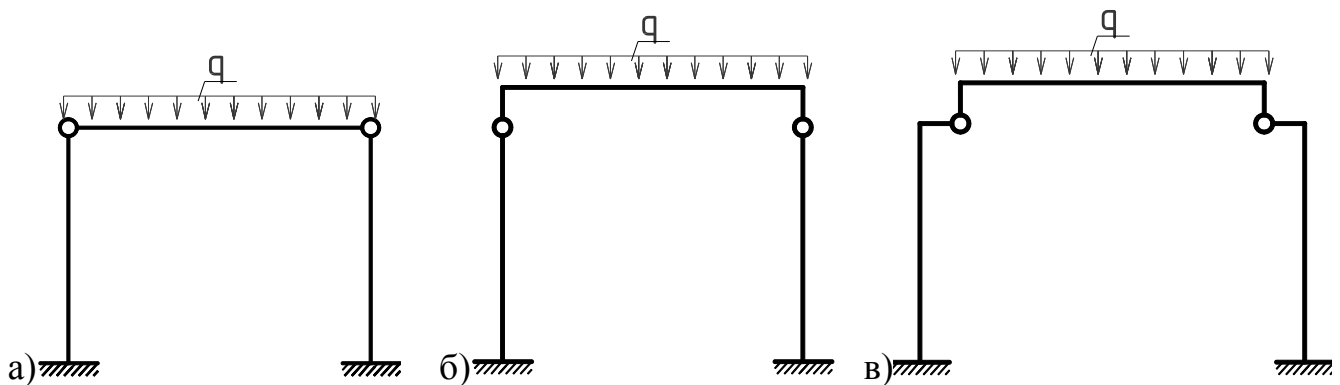


Рис. 1.36 – Розрахункові схеми однопролітних одноповерхових рам [48]:
з шарнірним осьовим (а) та несювовим (б-в) приєднання ригеля

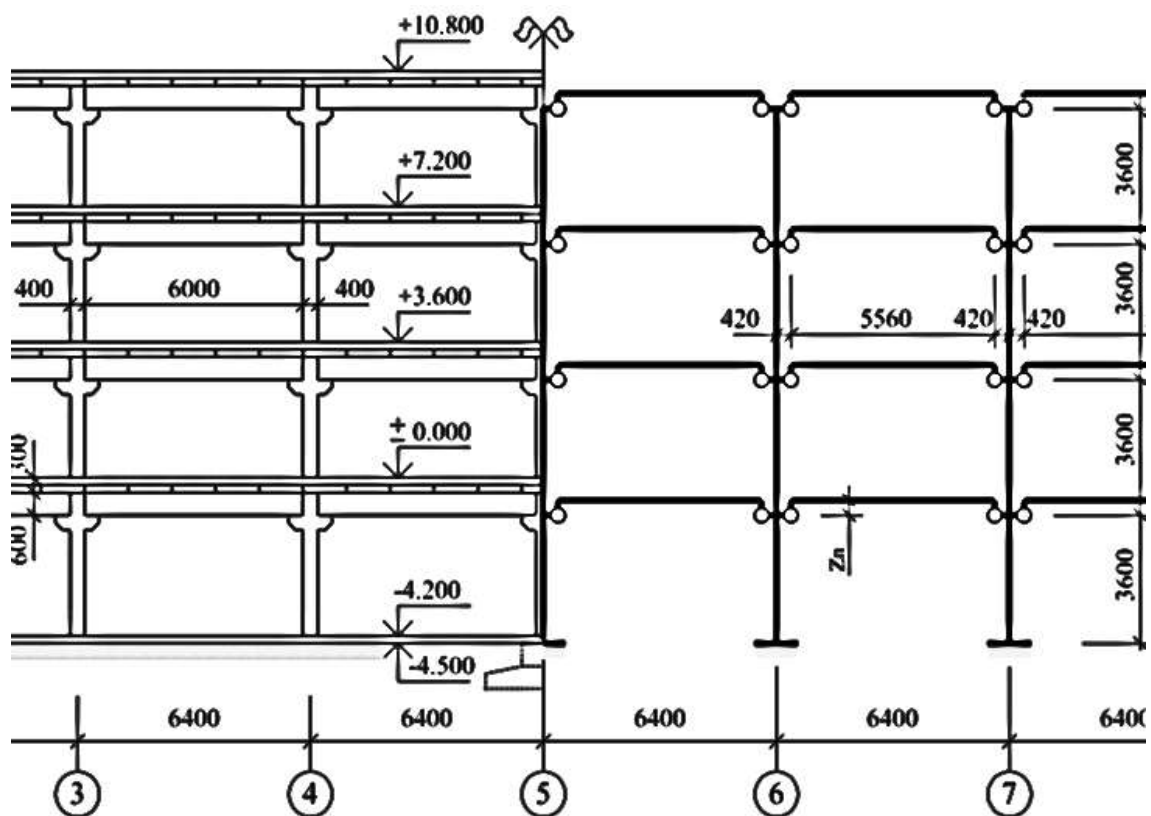


Рис. 1.37 – Схематичне креслення та розрахункова схема із П-подібною формою ригеля фрагменту поперечної рами будівля [101]

1.2.3 Перерозподіл зусиль в елементах каркасу будівлі під час її експлуатації. Під час експлуатації будівлі відбувається часом неконтрольований перерозподіл зусиль. Принципи формоутворення розрахункових моделей, що адекватно враховують роботу будівельних конструкцій під навантаженням, суттєво розвивали Білик С.І. [15; 218], Бліхарський З.Я. [27; 118], Гнідець Б.Г. [50-52], Володимирський В.О. [15; 29], Воскобійник О.П. [30; 161], Дорофеев В.С. [73], Карпюк В.М. [73; 97; 243], Кваша В.Г. [98], Клименко Є.В. [103; 245], Кулябко В.В. [251], Лавріненко Л.І. [115; 218], Лучко Й.Й. [121; 120], Налєпа О.І. [273], Нілов О.О. [130; 131; 141], Оглобля О.І. [204], Пашинський В.А. [136; 137], Пічугін С.Ф. [145], Савицький М.В. [22], Семко О.В. [160; 161], Скорук Л.М. [171], Шагін О.Л. [200-203], Юрченко В.В. [140; 287], Яременко О.Ф. [206; 207].

Так як залізобетонні конструкції виготовляють із двох матеріалів – сталі та бетону, які мають різні міцнісні та деформативні характеристики, під час деформування конструкції відбуватиметься перерозподіл зусиль між ними, що часто носить нелінійний характер із частково незворотніми ділянками після розвантаження конструкції. Особливо актуально точно визначати міру перерозподілу зусиль під час включення в роботу елементів підсилення пошкоджених залізобетонних конструкцій. Узагальнення причин перерозподілу зусиль в залізобетонних конструкціях показано на рисунку 1.38.



Рис. 1.38 – Зміна НДС експлуатованих ЗБЕ за малої зміни початкових параметрів

Серед останніх вітчизняних робіт щодо розвитку розрахунків композитних тіл з тріщинами в загальному вигляді механіки деформівного твердого тіла слід відмітити роботи Лавренчук С.В. під керівництвом Максимович О.В. [123] та Кошелюк В.А. під керівництвом Тулашвілі Ю.Й. [109]. Результатами їхньої роботи є, зокрема, розробка алгоритму визначення концентрації напружень біля тріщин в анізотропній півплощині із врахуванням тертя, контакту берегів тріщин і створення на цій основі методики розрахунку граничних навантажень для композитних елементів з тріщинами. Ця методика базується на модифікованих інтегральних рівняннях для багатозв'язних анізотропних півплощин з тріщинами, за яких умови на межі півплощини задовольняються тотожно [122]. Визначено вплив тріщин та їхньої геометрії на напружено-деформований стан структурно-неоднорідних елементів в умовах їх пружного деформування [215]. Впроваджено скінченні елементи для чисельного розрахунку коефіцієнтів інтенсивності напружень [5]. Проте вирішення вказаної задачі тільки в пружній постановці обмежує його застосування для бетону, що працює в пружно-пластичній стадії.

Вказаний недолік описаної методики механіки деформівного твердого тіла уникнений Яковенком І.А. під час розробки моделі деформування залізобетону на засадах механіки руйнування бетону. Ним досліджена істотна нелінійність, яка враховує непропорційні зв'язки між напруженнями і деформаціями в бетоні, утворення тріщин та дійсну ширину їх розкриття, що як результат викликає перерозподіл внутрішніх зусиль між ділянками конструкції без тріщин [246; 247]. Ним розроблено алгоритм побудови повної картини розвитку і розкриття тріщин, визначення відстані між тріщинами, а також проєкції на горизонталь базових тріщин із найбільшою шириною розкриття [286].

Подальшому розвитку загальної деформаційно-силової моделі опору бетону та залізобетону силовим впливам присвячена робота Ромашко-Майструк О.В. [152]. Нею розвинуто узагальнену модель зчеплення арматури з бетоном, що побудована за допомогою нелінійної функції середніх напружень їхнього зчеплення і дозволяє достовірно оцінювати спільну взаємодію арматури з бетоном на будь-якій стадії деформування залізобетонних елементів конструкцій.

На етапі проектування перерозподіл зусиль у залізобетонних елементах Азізов Т.Н. враховує не тільки від утворення тріщин в розтягнутому бетоні, а й від початкових неточностей перерізу, як от зміщення відносно проектного положення арматурних стержнів, зміни форми та розмірів бетонного перерізу, різних шарів бетону в елементі тощо [212]. Нікулін В.Б. враховує початкові недоліки у вигляді пустот також і для площинних залізобетонних конструкцій [253].

Також на етапі проектування можливо врахувати перерозподіл зусиль, що виникає за рахунок нелінійного закону деформування бетону. Кочкар'юв Д.В. вирішив це питання запропонувавши синтезоване із двох понять (опір арматури і опір бетону) поняття розрахункового опору залізобетону, що значно спрощує розрахунки будівельних конструкцій та є співвідносним із фундаментальними поняттями і положеннями науки про опір матеріалів [108; 107].

Неконтрольований перерозподіл зусиль виникає в будівельних конструкціях під час експлуатації в результаті їх пошкоджень. Наукова школа під керівництвом д.т.н., професора Клименка Є.В. займається створенням методології оцінювання, прогнозування й регулювання технічного стану експлуатованих залізобетонних і кам'яних конструкцій із врахуванням їх пошкоджень. Зокрема Кос Ж. довів, що оголені стержні пошкоджених позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів деформуються на ранніх стадіях дії зовнішнього навантаження, що обов'язково необхідно враховувати при визначенні загальної несучої здатності [104; 248].

Методологічні основи нормування технічних станів сталезалізобетонних конструкцій із врахуванням фактичних розмірів експлуатаційних пошкоджень досить детально викладено в роботі Воскобійник О.П. [30].

Під керівництвом д.т.н., професора Карпюка В.М. виконуються роботи по розробці розрахункових моделей силового опору складно-напружених залізобетонних згинаних конструкцій із врахуванням історії їх завантаження-розвантаження. При цьому значна увага приділяється не тільки прогоновій частині балок, а й опорним зонам [243]. Перевагою розроблених розрахункових моделей є те, що вони дозволяють прогнозувати надійність і несучу здатність нормального і косоного перерізів заданих конструкцій для будь-яких поєднань класу

бетону, класу армування і коефіцієнта армування. Позитивною особливістю цих моделей є можливість досліджувати як напрямок зміни несучої здатності, так і показника надійності попередньо напружених залізобетонних елементів зі зміною вищезазначених факторів, що корисно при вирішенні задач оптимізації [208].

Дослідженню підсилених залізобетонних згинаних елементів присвятили свої праці Азізов Т.Н. [2; 3; 212], Ахмеднабієв Р.М. [6], Бамбура А.М. [214; 288], Барашиков А.Я. [9; 10], Голишев О.Б. [57], Гриневич Є.О. [61; 62; 95; 96], Губій М.М. [63], Карпюк В.М. [242], Клименко Ф.Є. [105], Салій Г.Ш. [154], Семірненко Ю.І. [157], Фомиця Л.М. [187], Хміль Р.Є. [19; 249], Шагін О.Л. [200-203] та ін., в яких відзначено широкі можливості зовнішніх систем підсилення.

Варто відзначити роботу Даниленка Д.С., виконану під керівництвом Карпюка В.М., в якій пошкоджені залізобетонні конструкції наскрізними силовими нормальними та перехресними похилими тріщинами підсилювалися попередньо напруженими сталевими обоймами (рис. 1.39). Застосування такої обойми для підсилення пошкоджених балок збільшує їхню несучу здатність в 1,5 і прогини в 1,8 разів, а ширину розкриття похилих тріщин зменшує у 1,2 рази [241].

Подібний ефект отримуємо під час підсилення сталевих елементів коробчастого поперечного перерізу шляхом заповнення внутрішнього простору бетоном із наступним його обтисненням [225].

Хміль Р.Є. на основі експериментально-теоретичних досліджень обґрунтував, що максимальним ефектом підвищення несучої здатності згинаних і стиснуто-згинаних конструкцій, підслених під навантаженням, є спосіб нарощування перерізу арматури (ефект до 45%) або влаштування залізобетонної обойми (ефект до 83%) [250].

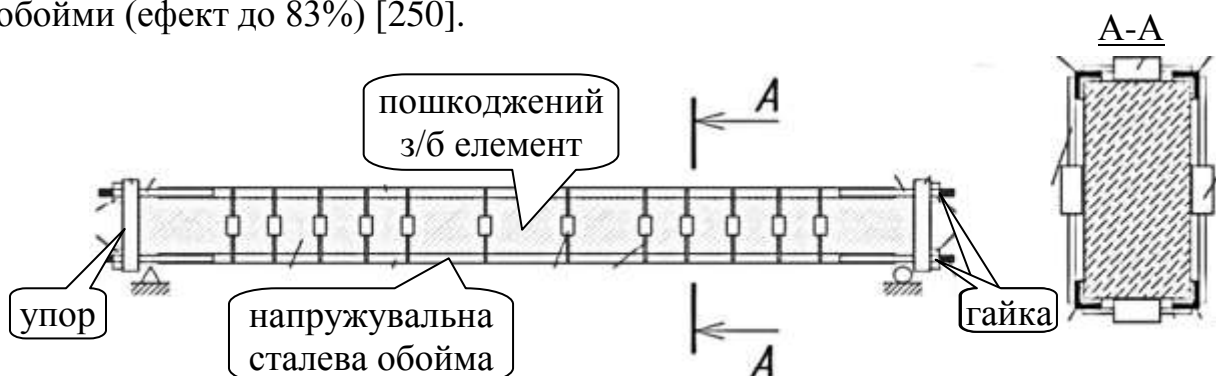


Рис. 1.39 – Схема підсилення пошкодженої з/б балки сталевими обоймами [241]

1.3 Огляд існуючих розрахункових моделей композитних сталезалізобетонних конструкцій

1.3.1 Розрахунок сталезалізобетонних конструкцій за нормативними методиками. З метою обміну досвідом та результатами досліджень вченими сталезалізобетонних конструкцій з певною періодичністю проводяться спеціалізовані міжнародні конференції у різних частинах світу: Харбін, Китайська Народна Республіка (1985, 1988, 2006); Фукуока, Японія (1991); Кошице, Словаччина (1994); Інсбрук, Австрія (1997); Лос-Анджелес, США (2000); Сідней, Австралія (2003); Лідс, Англія (2009); Сінгапур (2012); Пекін, Китайська Народна Республіка (2015); Валенсія, Іспанія (2018) та ін. Значну кількість конференцій, симпозіумів та семінарів, присвячених дослідженню, проектуванню, будівництву та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій, було проведено і в Україні. За останні роки такі конференції відбулися у м. Кривий Ріг (2006, 2008, 2011) і м. Полтава (2014, 2016, 2018, 2022). Три останніх мали статус міжнародних.

Загалом, сталезалізобетонні конструкції мають задовольняти типові вимоги з проектування будівельних конструкцій за граничними станами у поєднанні із забезпеченістю надійності всієї будівлі чи споруди протягом усього терміну експлуатації. Ці вимоги відображені як в національних нормативних документах (ДБН В.2.6-160:2010 [70]), так і в європейських стандартах (Eurocode 4 [223]) та національних додатків до них (ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010 [81]). Накопичення експериментальних відомостей про роботу сталезалізобетону в конструкціях, дозволило обґрунтовано впровадити в норми «деформаційну модель перерізу» бетонного елемента. Ця деформаційна модель перерізу ґрунтується на 4 гіпотезах.

Відповідно до *першої* гіпотези деформації бетону і арматури в площині і з площини згину визначають з використанням гіпотези плоских перерізів.

Друга гіпотеза передбачає, що для випадку неоднорідного напруженого стану при згині, є заздалегідь визначеними залежності «напруження-деформації» для бетону і арматури, які дозволяють за відомими відносними деформаціями розрахувати напруження бетону і арматури в різних точках перерізу.

Третя гіпотеза дозволяє згадувані діаграми «напруження-деформації» при неоднорідному напруженому стані (внаслідок згину) отримувати з дослідів по однорідному напруженому стану простого стискання або розтягання. Для бетону використовують криволінійну діаграму з низхідною віткою.

Згідно *четвертої* гіпотези вважають, що нейтральні осі напружень і деформацій збігаються при тривалому навантаженні.

Гіпотези деформаційної моделі дозволяють досліджувати напружено-деформований стан згинаних сталезалізобетонних конструкцій на всіх етапах навантаження. На відміну від моделі пластичного шарніру методу граничної рівноваги, в рамках гіпотези деформаційної моделі враховується черговість досягнення сталевою частиною і бетоном стану текучості. При цьому розглядаються послідовні варіанти напружено-деформованого стану перерізу, що змінюються зі зростанням згинального моменту. Спочатку бетон та сталевий прокат працюють в пружній стадії; бетон на розтяг не працює. Із збільшенням навантаження бетон переходить в пружнопластичну стадію, а в сталевій частині можливий розвиток обмежених пластичних деформацій [70].

Теоретичні залежності щодо розрахунку сталезалізобетонних конструкцій на різні види деформацій за першою і другою групами граничних станів та розрахункових схем до них наведено у відповідних розділах нормативних документів [70; 81]. Дублювання цих залежностей і розрахункових схем в даному підрозділі не ставилося за мету його написання, так як вони є загальновідомими.

Однак варто звернути увагу на недостатню повноту та ясність викладення у національних нормативних документах [70; 78; 79] питань щодо врахування багатостадійності навантаження сталезалізобетонних конструкцій, попереднього напруження їх компонентів та можливого взаємного зсуву цих компонентів при близько граничних навантаженнях [180]. Дво- і більше стадійність навантаження характерна для сталезалізобетонних конструкцій перекриттів, коли спочатку виготовляється сталева частина, до якої приварюється арматура, що сприяє утворенню залишкових зварних напружень, а потім виконується вкладання бетонної суміші, власну вагу якої до набору бетоном проектної міцності сталева

частина перерізу сприймає самотійно як корисне навантаження. У випадку виготовлення сталезалізобетонного перекриття із використанням збірно-монолітного залізобетону, приплюсовуються стадії роботи до та після замонолічування стиків між збірними залізобетонними елементами. Корисне розрахункове навантаження сприймається сумісно комплексною сталезалізобетонною конструкцією. Поля напружень від корисного навантаження накладаються на вже існуючі у конструкції поля напружень і деформацій, які виникли в процесі виготовлення. З цієї ж причини методологічно важко врахувати напруження, що виникають у сталевій частині перерізу під час її попереднього напруження. Цей факт ускладнює задачу адекватного теоретичного відображення розподілів у нормальному перерізі остаточної напружень і деформацій.

У ДБН В.2.6-160:2010 [70] вказано, що для врахування впливів стадійності будівництва, необхідно виконувати відповідний аналіз, враховуючи за необхідності окремо впливи навантажень прикладених до сталевих профілів і до повністю або частково комбінованих сталезалізобетонних елементів. Проте нижче вказано, що цими впливами стадійності будівництва можливо і знехтувати у розрахунках за граничними станами, окрім втом, якщо несуча здатність обмежується виникненням обмежених пластичних деформацій в перерізі та можливою втратою місцевої стійкості окремих елементів.

Згідно ДБН В.2.3-14:2006 [69] розрахунок сталезалізобетонних балок слід проводити на дію повного згинального моменту:

$$M = M_1 + M_2, \quad (1.1)$$

або його складових, що залежить від напрямку згинального моменту, що призводить до стискання або розтягання верхнього поясу, та величини напружень в бетоні σ_b на рівні центра ваги залізобетонної плити і напружень в поздовжній арматурі σ_r , що відповідають деформації бетону при напруженні σ_b .

У (1.1) M_1 – згинальний момент першої стадії роботи (навантаження сприймає тільки сталева частина конструкції); M_2 – згинальний момент другої стадії роботи (навантаження сприймає сталезалізобетонна конструкція), який визначається для статично невизначених схем з урахуванням повзучості бетону,

утворення поперечних тріщин у розтягнутій зоні залізобетонної плити, обтиснення поперечних швів, усадки бетону та змін температури.

Двостадійність навантаження при розрахунку монолітних сталезалізобетонних плит, влаштованих по незнімній опалубці із профільованого настилу, що включається в роботу конструкції як зовнішнє армування, у застарілих недіючих нормативних документах пропонується враховувати лише при обчисленні прогину:

$$f = f_{кор} + f_{вл} \quad (1.2)$$

тут $f_{кор}$ – прогин сталезалізобетонного елемента від дії навантаження, що відповідає стадії визначення деформацій без урахування власної ваги;

$f_{вл}$ – прогин сталевого елемента від власної ваги конструкції і ваги опалубки до набуття бетоном проектної міцності.

У випадку застосування попередніх напружень шляхом прикладання контрольованих деформацій, впливи можливих відхилень від передбачених значень деформацій і жорсткостей на внутрішні моменти та сили слід враховувати у розрахунках за граничними станами I і II груп [70].

Загалом, несуча здатність згинаного сталезалізобетонного елемента буде визначатися величиною максимального згинального моменту M_u , який може сприйняти балкою, та відповідним йому значенням відносних деформацій в найбільш стиснутій фібрі бетону $\varepsilon_{cm} = \varepsilon_{cu} = \varepsilon_{cu1}$, при яких балка чинитиме максимальний опір дії зовнішньому навантаженню.

Згідно [69] величина максимального згинального моменту визначається в залежності від виду деформації верхнього поясу: стискання (розрахункові випадки А, Б і В на рис. 1.40) чи розтягання (випадки Г і Д на рис. 1.40).

Однак слід звернути увагу на те, що згідно визначення поняття [70], сталезалізобетонна конструкція як така може існувати тільки тоді, коли об'єднано бетон і конструкційну сталь за допомогою з'єднань, що працюють на зсув і виключають можливість поздовжнього ковзання та відшарування компонентів між собою. Вказані з'єднувальні засоби (анкери) поділяють на два основні типи: гнучкі (рис. 1.41, а) та жорсткі (рис. 1.41, б) [79]. Гнучкі анкери мають достатню

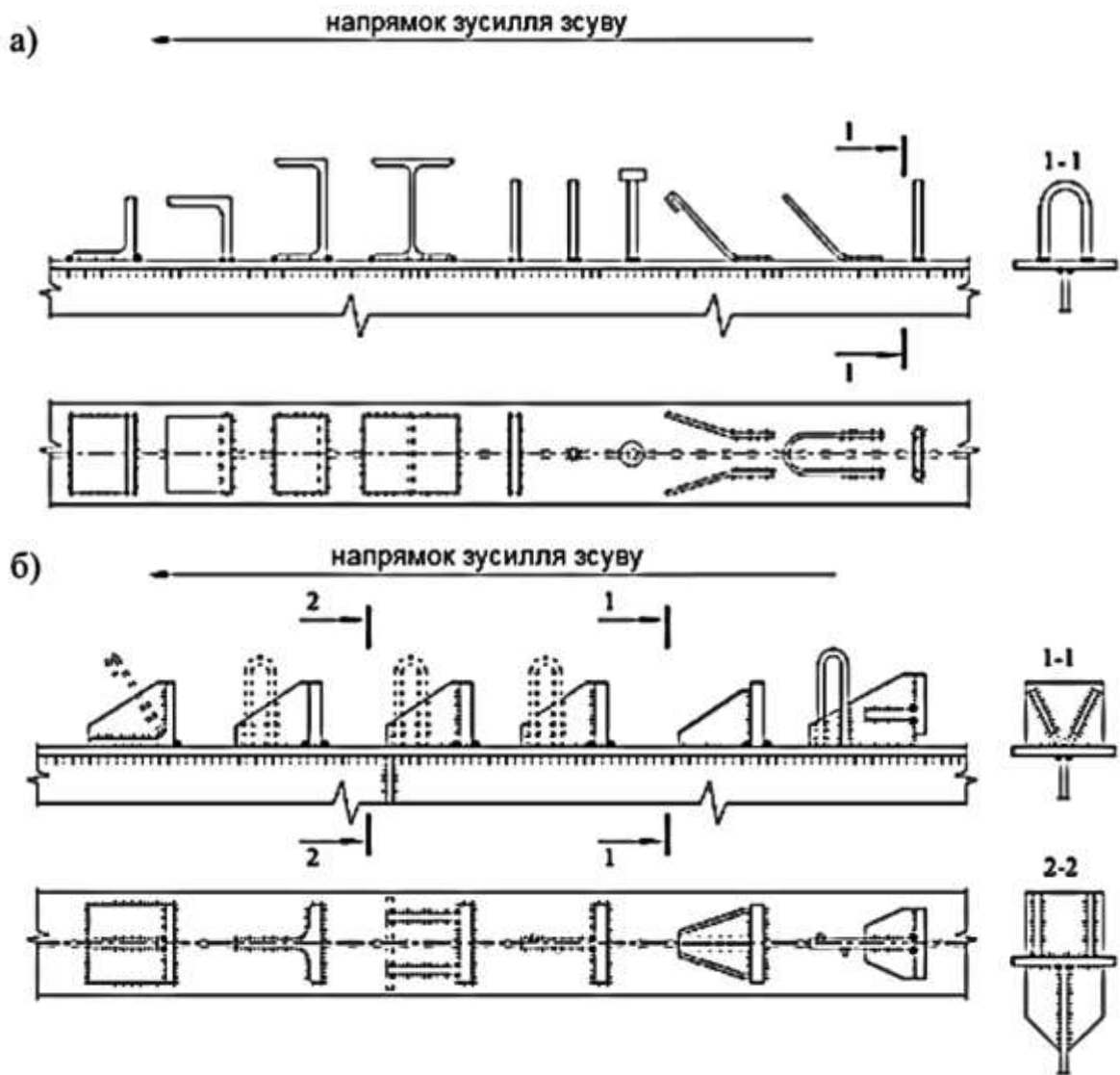


Рис. 1.41 – Найбільш розповсюджені види гнучких (а) і жорстких (б) з'єднувальних елементів компонентів сталезалізобетонного перерізу [79]

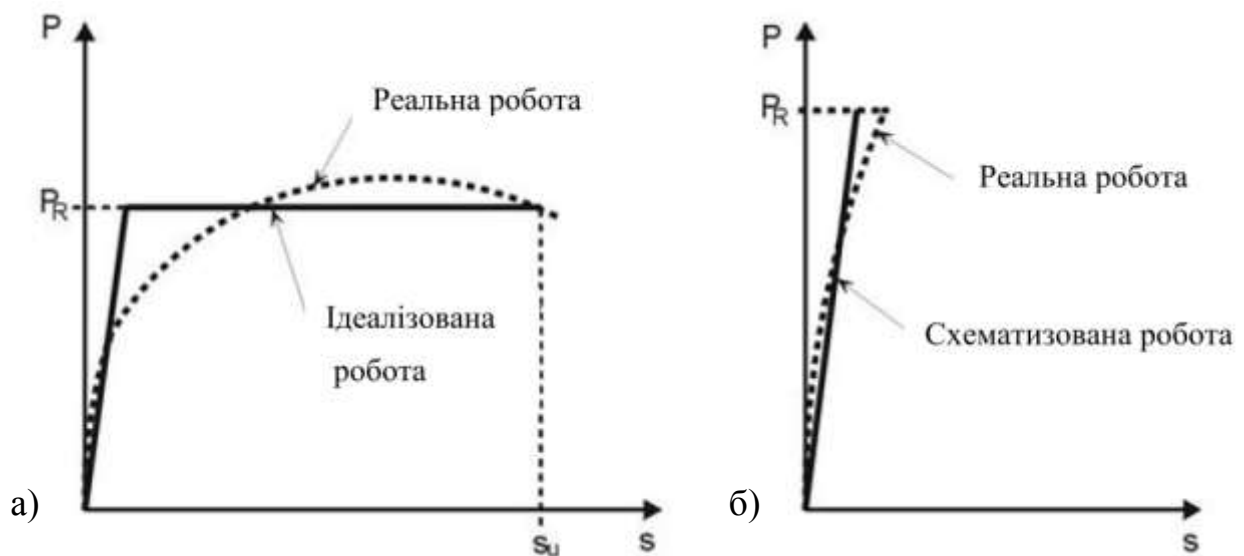


Рис. 1.42 – Характер роботи гнучких (а) і жорстких (б) анкерів [79]

1.3.2 Врахування нелінійної роботи сталезалізобетонних конструкцій в розрахунках. Нелінійна робота попередньо напружених сталезалізобетонних конструкцій спостерігається під час їх багатостадійної технології створення та експлуатаційного навантаження. Виникають такі види нелінійностей як генетична, геометрична, конструктивна чи фізична. Для всіх розглянутих у підрозділі 1.1 сталезалізобетонних конструкцій із регулюванням зусиль притаманні той чи інший із наведених видів нелінійностей (див. рис. 1.43).

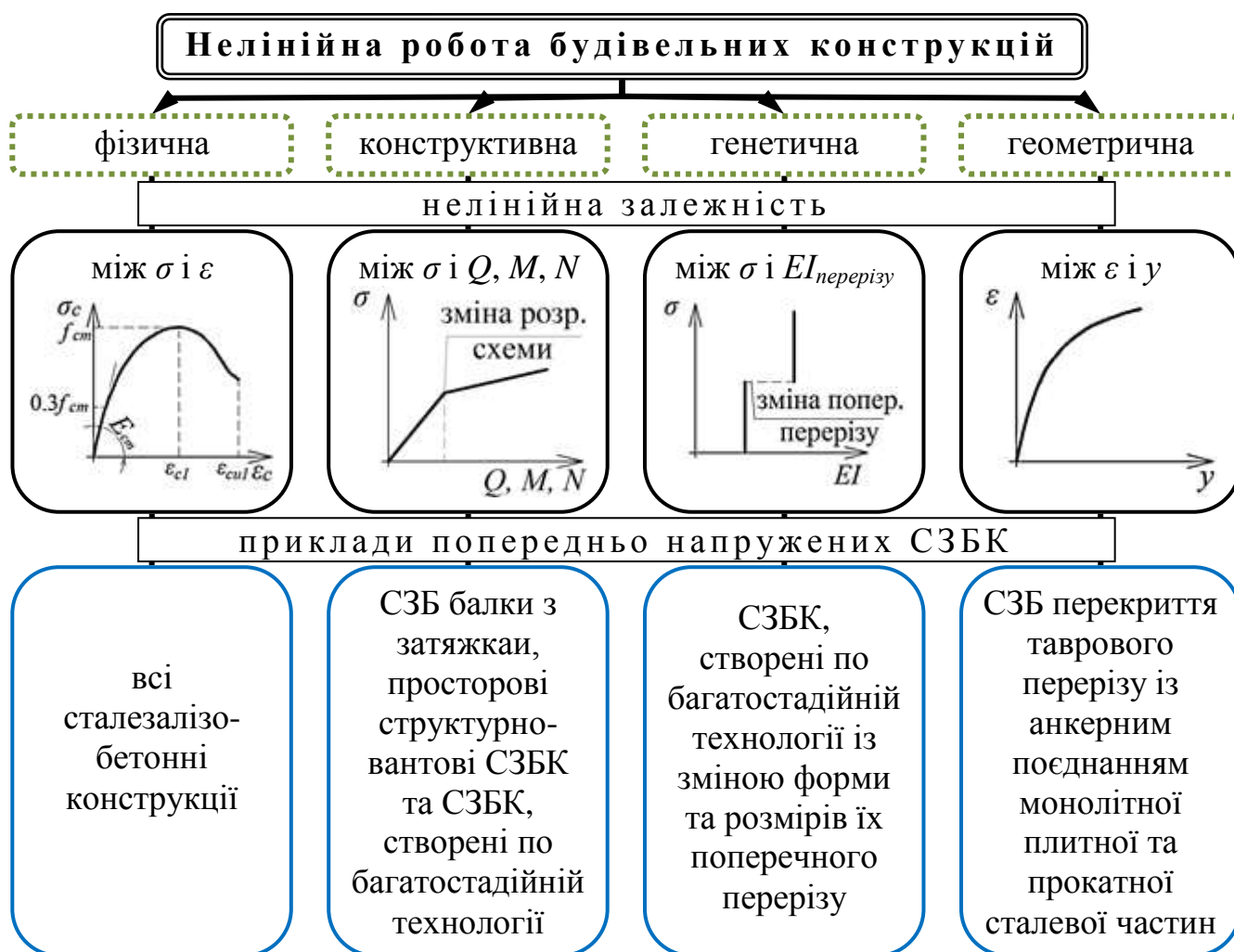


Рис. 1.43 – Нелінійності під час створення та експлуатації попередньо напружених сталезалізобетонних конструкцій

Фізична нелінійність, як відомо, полягає у нелінійній або кусково-лінійній залежності між деформаціями нормального перерізу ϵ та напруженнями σ [71]. Вона зумовлена фізичними властивостями використаних у конструкції матеріалів, що перш за все, стосується бетону, який має чітко виражену фізичну нелінійність.

Наприклад, залежність «напруження-деформації» для бетону, що працює на центральний стиск, за [7; 112; 133; 274] записують у вигляді:

$$\sigma_c = \frac{f_{cd}(K\eta - \eta^2)}{(1 + (K - 2)\eta)}, \quad (1.3)$$

де $K = 1,05 \times (E_{cd} \varepsilon_{c1} / f_{cd}) \approx 4 \dots 1$;

$$\eta = (\varepsilon_c / \varepsilon_{c1}) < K;$$

f_{cd} , E_{cd} – відповідно розрахункові значення міцності бетону при осьовому стиску та його модуля пружності.

Для арматури з фізичною ділянкою плинності залежність «напруження-деформації» на розтяг (стиск) записують кусково-лінійним виглядом:

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_s \varepsilon_s \text{ при } 0 < \varepsilon_s \leq f_{yd} / E_s; \\ \sigma_s &= f_{yd} \text{ при } f_{yd} / E_s < \varepsilon_s \leq \varepsilon_{ud}. \end{aligned} \quad (1.4)$$

Конструктивна нелінійність найчастіше виникає під час створення і навантаження попередньо напружених сталезалізобетонних конструкцій. Вона полягає у зміні розрахункової схеми конструкції у процесі навантаження [71; 232]. Як було описано в підрозділі 1.1, у сталезалізобетонних балках із затяжками та просторових структурно-вантових сталезалізобетонних конструкціях додатковий натяг затяжки (шпренгеля) створюється загвинчуванням стяжних болтів [124], натягом на торцеві пластини загвинчуванням [89; 113; 210; 241], відтягуванням на упорний стержень [92; 129; 252], системою поперечних стержнів [192], важільно-стрижневою [196; 238; 255] чи стрижнево-котковою [194] системами, підклинюванням [124] тощо. Перелічені заходи створюють додаткові опорні моменти або додаткові зосереджені сили, що вимагає перегляду рівнянь статки для визначення внутрішніх зусиль.

Конструктивна нелінійність теж виникає під час багатостадійної технології виготовлення сталезалізобетонних конструкцій. Наприклад, на рисунку 1.44 показано зміну розрахункових схем самонапруженого сталезалізобетонного ригеля [13; 160]. На першому етапі розрахункова схема ригеля являє собою вільно обперту на двох опорах балку. На другому етапі ригель приварюється до закладних деталей колон, що змінює розрахункову схему на жорстко защемлену.

Стадія	Розрахункова схема	Перерізи
1 власна вага		①
2 +плити перекрыття		②
3 +надбето- нубання		③
4 +корисне наванта- ження		④
		⑤
		⑥
		⑦
		⑧

Рис. 1.44 – Розрахункові схеми СЗБ ригеля за стадіями виготовлення [160]

Таким чином, конструктивна нелінійність полягає у нелінійній або кусково-лінійній залежності між зовнішнім навантаженням та внутрішніми зусиллями.

Одночасно із зміною розрахункової схеми, на рисунку 1.44 (див. правий стовпчик «перерізи») продемонстровано зміну поперечного перерізу під час виготовлення самонапруженого сталезалізобетонного ригеля шляхом заповнення бетоном приопорних зон ригеля та виконання монолітної залізобетонної плити по збірним конструкціям перекрыття [13; 160]. Після набору бетоном проектної міцності, прямокутний комбінований переріз ригеля (а в приопорних зонах сталевий коритоподібний – див. стадії 1-3 на рис. 1.44) перетворюється на тавровий із залізобетонним верхнім поясом та комбінованою сталезалізобетонною нижньою частиною (див. стадію 4 на рис. 1.44). При цьому нижня частина вже матиме напруження і деформації від ваги збірних конструкцій перекрыття та монолітної верхньої полицки, а залізобетонна верхня полицка буде мати нульовий напружено-деформований стан. На корисне навантаження комбінований переріз

працюватиме сумісно і відбуватиметься внутрішній перерозподіл зусиль між його компонентами. Власне у цьому і полягає суть *генетичної (родовідної) нелінійності* у процесі створення (виготовлення, укрупнювальної збірки чи монтажу) сталезалізобетонних конструкцій – нелінійна або кусково-лінійна (частіше за все дискретна) залежність між зовнішнім навантаженням на конструкцію та характеристиками жорсткості її елементів у процесі створення [8].

Аналогічна зміна жорсткості перерізу спостерігається під час створення розповсюджених сталезалізобетонних перекриттів із несучими сталевими балками та монолітною залізобетонною плитою, влаштованою по незнімній опалубці із профільованого настилу [20]. Як вже було зазначено, вагу монолітної плити сталева балка сприймає самостійно, а на корисне навантаження комбінований сталезалізобетонний переріз працює вже сумісно. Вказана властивість генетичної нелінійності була ефективно використана під час регулювання зусиль шляхом поетапної схеми бетонування прольотів нерозрізної трипролітної комбінованої сталезалізобетонної конструкції перекриття [87; 88].

Генетична нелінійність також спостерігається під час створення попередньо напружених додатковими арматурними стержнями однопролітних сталебетонних балок: додаткові арматурні стержні натягуються на сталевий двотавровий переріз, а потім відбувається заповнення бетоном бокових порожнин [113; 284; 285].

У сталезалізобетонних перекриттях таврового перерізу згідно поняття «сталезалізобетонні конструкції» має бути забезпечена за допомогою гнучких чи жорстких анкерних засобів сумісна робота монолітної залізобетонної плитної та прокатної сталеві частин. Однак в процесі експериментального навантаження таких конструкцій може бути зафіксований досить незначний відносний зсув їх компонентів [178]. У результаті такого зсуву площа поперечного перерізу складеного стержня перетворюється на сукупність поверхонь (тобто відбувається депланація перерізу), що викликає нелінійну залежність між зовнішнім навантаженням на конструкцію, деформаціями нормального перерізу та переміщеннями конструкції. Нелінійну або кусково-лінійну залежність між деформаціями та переміщеннями враховує *геометрична нелінійність* [71].

Несуча здатність сталезалізобетонної балки із врахуванням геометричної нелінійності буде знаходитися між несучими здатностями балки із повністю жорсткими зв'язками зсуву (монолітної балки) та балки-пакета із відсутніми зв'язками зсуву [18; 220] (див. рис. 1.45). У теорії складених стержнів будівельних конструкцій Ржаніцина А.Р. [149] і в сучасних трактуваннях цієї теорії чисельним методом [209; 262] вплив відносного зсуву шарів на їх напружено-деформований стан враховується погонними зсувними зусиллями q_τ , що залежать від жорсткостей та геометричних параметрів зв'язків зсуву та шарів складеної балки. У таблиці 1.1 подані формули для зусилля q_τ за умови можливого взаємного зсуву на кінцях балки для різних схем завантаження однопролітних шарнірних балок. Зсувні зусилля, прикладені у контактному шві з ексцентриситетом відносно центральних осей шарів, створюють додаткові внутрішні згинальні моменти.

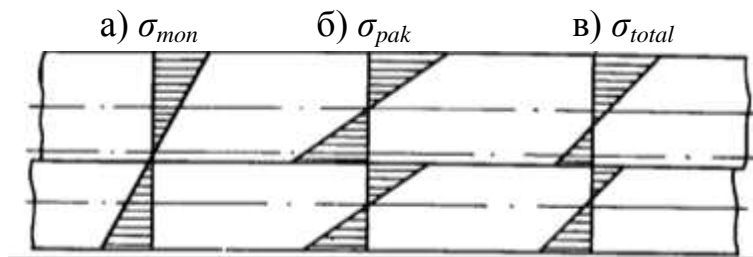


Рис. 1.45 – Розподіли напружень у перерізах двошарового стержня із зв'язками зсуву: а) повністю жорсткими; б) відсутніми; в) гнучкими [18]

Таблиця 1.1

Формули для знаходження зсувних зусиль у складених однопролітних балках [18]

№	Розрахункова схема	Погонні зсувні зусилля у контактному шві
1		$q_\tau = \frac{F \cdot h}{\delta \cdot \sum E \cdot I} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{sh(\lambda \cdot L/2)}{sh(\lambda \cdot L)} \cdot ch(\lambda \cdot z) \right)$
2		$q_\tau^{кр.дін.} = -\frac{F \cdot h}{\delta \cdot \sum E \cdot I} \cdot \left(\frac{ch(\lambda \cdot (L/2 - a)) \cdot ch(\lambda \cdot z)}{ch(\lambda \cdot L/2)} - 1 \right);$ $q_\tau^{сеп.дін.} = \frac{F \cdot h}{\delta \cdot \sum E \cdot I} \cdot \left(\frac{sh(\lambda \cdot (L/2 - z)) \cdot sh(\lambda \cdot a)}{ch(\lambda \cdot L/2)} \right)$
3		$q_\tau^{free} = -\frac{q \cdot h}{\delta \cdot \sum E \cdot I} \cdot \left(z - \frac{sh(\lambda \cdot z)}{\lambda \cdot ch(\lambda \cdot L/2)} \right)$

Застосовуючи теорію складених стержнів [149] під час дослідження зсуву у шві між бетонами (чи між бетоном та арматурою) (див. рис. 1.46), Яковенко І.А. знизив порядок диференціальних рівнянь для знаходження зсувного зусилля T [236]. При цьому коефіцієнти Δ і γ диференціального рівняння, що в теорії складених стержнів [149] визначалися залежностями (1.5), запропоновано знаходити у випадку відсутності тріщин в бетоні за аналогічними залежностями, помноживши жорсткості поперечних перерізів на емпіричні коефіцієнти φ_1 і φ_2 [247], а у випадку наявності тріщин – за залежностями (1.6) [286]:

$$\Delta = -\frac{N_{0,1}}{E_1 \cdot A_1} + \frac{N_{0,2}}{E_2 \cdot A_2} - \frac{M_0 \cdot h}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2}, \quad \Delta = -\frac{N_{0,1}}{(E_1 \cdot A_1)_{ekv}} + \frac{N_{0,2}}{(E_2 \cdot A_2)_{ekv}} - \frac{f(x_r)}{\rho}, \quad (1.5) \quad (1.6)$$

$$\gamma = \frac{1}{E_1 \cdot A_1} + \frac{1}{E_2 \cdot A_2} + \frac{h^2}{E_1 \cdot I_1 + E_2 \cdot I_2}, \quad \gamma = \frac{1}{(E_1 \cdot A_1)_{ekv}} + \frac{1}{(E_2 \cdot A_2)_{ekv}} + \frac{f^2(x_r)}{M_0 \cdot \rho},$$

де $f(x_r)$ – функція відстані від нейтральної осі залізобетонного елемента до центру стиснутої зони бетону. На рисунку 1.47 показана уточнена на ділянках I і II еюра дотичних напружень із врахуванням несумісності деформацій бетону та арматури вздовж поверхні шва двокомпонентного залізобетонного елемента.

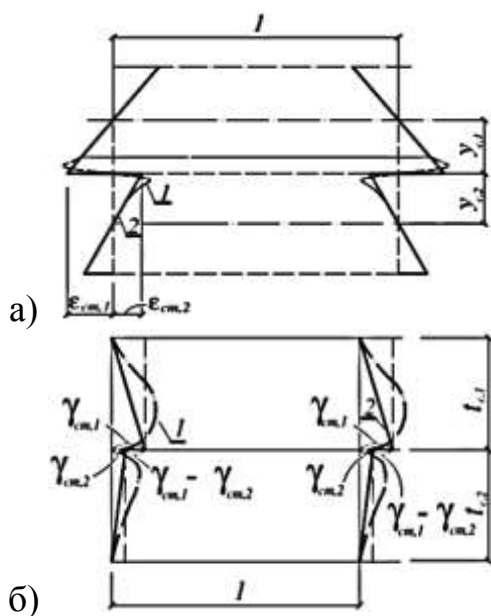


Рис. 1.46 – Розподіли відносних поздовжніх (а) та зсувних (б) деформацій по висоті двокомпонентного ЗБЕ при несумісності деформацій [247]

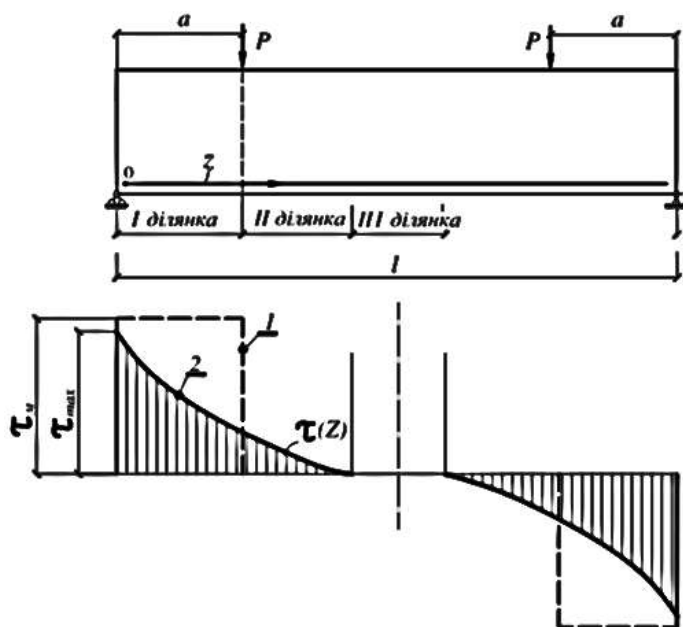


Рис. 1.47 – Уточнена еюра (поз.2) дотичних напружень (б) вздовж поверхні шва двокомпонентного ЗБЕ (а) при несумісності деформацій бетону і арматури [247]

Проте у згинаних сталезалізобетонних конструкціях анкерні засоби одним кінцем приварені до сталевого профілю, що імітує їх жорстке защемлення з цієї сторони, та занурені всією довжиною у монолітний бетонний камінь. Цю особливість закріплення анкера необхідно враховувати під час визначення згинальних моментів на кінцях анкера, що необхідні для рівнянь методу сил у теорії складених стержнів для знаходження зсувного зусилля між шарами.

За результатами експериментальних досліджень роботи трубчастого анкера, замоноличеного в бетон, Салійчук Л.В. [155-156] побудував графіки переміщень перерізів анкера в бетоні, що мають нелінійний характер, визначив ефективну робочу довжину анкера та запропонував вести розрахунок затисненого в бетон анкера згідно методу розрахунку балки на пружній чи пружно-пластичній основі.

Кириченком В.А. під керівництвом Горика О.В. отримано у замкнутому вигляді на основі гіпотези Вінклера функцію прогинів частини балки, затисненої у пружне однорідне деформівне середовище, та на її основі формули для визначення уточнених крайових умов (кута повороту та прогину балки) залежно від фізико-механічних характеристик матеріалу середовища затиснення, глибини затиснення, ширини та жорсткості перерізу балки [60]. Недоліком отриманої функції прогинів є те, що вона не враховує поздовжні зусилля вздовж балки. Із врахуванням фізичної нелінійності бетону функція прогинів записана у вигляді:

$$w(x) = w_0 + \varphi_0 \cdot x + \frac{M_0}{2E_{cd}I} \cdot x^2 + \frac{Q_0}{6E_{cd}I} \cdot x^3 - \Delta(x), \quad (1.7)$$

$$\left. \begin{aligned} \text{де } \varphi_0 &= \frac{1}{D} \cdot \left[Q_0 \alpha (e^{4\beta} + 2e^{2\beta} \cos 2\beta + 1) + M_0 \frac{\alpha^2}{2} (e^{4\beta} + 2e^{2\beta} \cos 2\beta - 1) \right], \\ w_0 &= \frac{1}{D} \cdot \left[Q_0 (e^{4\beta} - 2e^{2\beta} \sin 2\beta - 1) + M_0 \alpha (e^{4\beta} + 2e^{2\beta} \cos 2\beta + 1) \right], \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \text{уточнені} \\ \text{початкові} \\ \text{параметри;} \end{array}$$

$$\Delta(x) = \int_0^x \int_0^x \int_0^x \int_0^x \frac{q(x)}{EI} dx - \text{інтегральний оператор, що враховує переміщення балки}$$

в бетоні в залежності від розподіленого реактивного опору бетону на балку.

Наведені результати досліджень роботи двошарової конструкції та анкерних з'єднань цих шарів доводять необхідність врахування дійсної жорсткості анкерів під час визначення величини зсуву між компонентами композитного стержня.

1.4 Висновки за першим розділом та завдання досліджень

Провівши аналіз стану питання регулювання зусиль у сталезалізобетонних конструкціях, можна зробити наступні висновки:

1. Передбачуваний інженерами-проектантами перерозподіл зусиль в елементах каркасу будівлі на етапах виготовлення і монтажу приводить до раціонального зменшення напружень у поперечних перерізах, а отже і ресурсоощадності матеріалів. Під час експлуатації будівельних конструкцій накопичення пошкоджень може приводити до небажаного перерозподілу зусиль.

2. Зменшення матеріалоемності сталевих конструкцій, що характеризуються високою однорідністю матеріалу та однаковими фізико-механічними властивостями на стиск і розтяг, можливо досягнути застосувавши всі практичні методи і способи раціонального регулювання напружень, а саме: попереднє напруження затяжками; попереднє деформування під час створення; зміна статичної схеми конструкцій; зміна поперечного перерізу; врахування часткової зони пластичної роботи матеріалу; передбачення проміжних пружних опор тощо.

3. Основними заходами регулювання зусиль залізобетонних конструкцій є їх попереднє напруження під час виготовлення та створення нерозрізних статично-невизначених схем їх роботи під час монтажу. Нерозрізність статично-невизначеної схеми залізобетонного каркасу будівлі можливо забезпечити під час монолітного чи збірно-монолітного будівництва із напруженими стиками.

4. Сталезалізобетонні конструкції за рахунок стадійності виготовлення дозволяють забезпечити нерозрізну схему їх роботи. Для них ефективно можливо застосовувати такі ж практичні методи і способи раціонального регулювання зусиль, як і для сталевих конструкцій. Можна виокремити такі відомі практичні заходи самонапруження сталезалізобетонних конструкцій (СЗБК):

– для згинаних СЗБК суцільного поперечного перерізу: влаштування зовнішніх сталевих затяжок з використанням важільно-стрижневої чи стрижнево-коткової систем; розробка стадійності виготовлення та монтажу збірно-монолітних конструкцій;

– для згинаних просторових СЗБК: варіація кількості й розташування стійок та величин стріл підйому залізобетонної плити та сталевого шпренгеля; розробка стадійності виготовлення і монтажу збірно-монолітних конструкцій;

– для стиснутих СЗБК: застосування напружуючого цементу чи центрифугування під час виготовлення бетонного осердя.

5. Під час багатостадійної технології створення та експлуатації попередньо напружених сталезалізобетонних конструкцій виникають такі види нелінійностей як генетична, геометрична, конструктивна та фізична.

На основі проведеного аналізу стану питання визначено завдання дослідження:

- проаналізувати інженерно-конструкторські методи та заходи створення попередніх напружень в елементах сталезалізобетонних конструкцій з виділенням методів та заходів самонапруження таких конструкцій;
- дослідити ресурсощадність перерозподілу зусиль у несучих елементах будівель з метою його застосування для самонапруження СЗБ конструкцій;
- розглянути методи визначення внутрішніх зусиль у шарах згинаного сталезалізобетонного стержня із врахуванням геометричної нелінійності (фактичної податливості засобів зв'язку) та проаналізувати рівень її впливу на напружено-деформований стан стержня;
- розвинути розрахункову модель згинаного двошарового сталезалізобетонного елемента, врахувавши генетичну (родовідну) нелінійність в процесі його створення та фізичну нелінійність використаних матеріалів;
- дослідити можливості існуючих програмних комплексів скінченно-елементного моделювання композитних будівельних конструкцій щодо врахування фізичної, геометричної, конструктивної, генетичної нелінійностей;
- розробити конструкції, робочі креслення і технологію самонапруження компонентів сталезалізобетонних конструкцій;
- провести експериментальні й натурні випробування, виявивши особливості напружено-деформованого стану та довівши ефективність розроблених методів самонапруження сталезалізобетонних конструкцій;
- впровадити ефективні рішення самонапруження сталезалізобетонних конструкцій в нове будівництво та під час реконструкції існуючих будівель.

РОЗДІЛ 2

РЕСУРСОЩАДНІСТЬ ПЕРЕРОЗПОДІЛУ ЗУСИЛЬ У НЕСУЧИХ КОНСТРУКЦІЯХ БУДІВЕЛЬ

2.1 Порівняння раціональних способів перерозподілу зусиль у сталезалізобетонних конструкціях

Процес поєднання раціональних показників несучої здатності, вартості та працемісткості виготовлення будівельних конструкцій включає етапи удосконалення проектування, виробництва і монтажу цих конструкцій. Підвищення цих показників сприяють підвищенню індустріальності та конструктивної безпеки будівлі, частинами якої є ці будівельні конструкції [67]. Одним із методів ефективного включення компонентів будівельної конструкції в роботу на етапах її створення, монтажу та експлуатації є перерозподіл зусиль в ньому. Метою перерозподілу зусиль є вирівнювання ступеня використання несучої здатності компонентів будівельних конструкцій по довжині, а також ефективне використання фізико-механічних властивостей застосованих для їх виготовлення матеріалів. Конструктивне регулювання зусиль у несучих елементах будівель забезпечують (див. рис. 2.1):

- підбором жорсткостей перерізу на етапі проектування;
- підбором фізико-механічних властивостей матеріалів;
- передбачаючи нерозрізні статично-невизначені схеми роботи будівельних конструкцій, що забезпечують або шляхом влаштування жорстких вузлів примикання цих конструкцій між собою, або за рахунок влаштування додаткових розвантажувальних елементів (шпренгелів, затяжок тощо). Такі схеми підвищують як несучу здатність, так і жорсткість конструкцій;
- попереднім деформуванням частин конструкцій перед їх включенням у загальну сумісну роботу;
- сумісною роботою збірних чи збірно-монолітних конструкцій;
- підсиленням пошкоджених конструкцій за дії навантаження.

Останні чотири з перелічених способів регулювання зусиль ефективно використовують під час створення сталезалізобетонних конструкцій. Забезпечивши сумісну роботу сталеві балки та монолітної плити сталезалізобетонного перекриття, підвищується його загальна несуча здатність. Включення в сумісну роботу сталевих елементів підсилення пошкодженої залізобетонної колони розвантажує пошкоджений елемент, відновлюючи його несучу здатність.

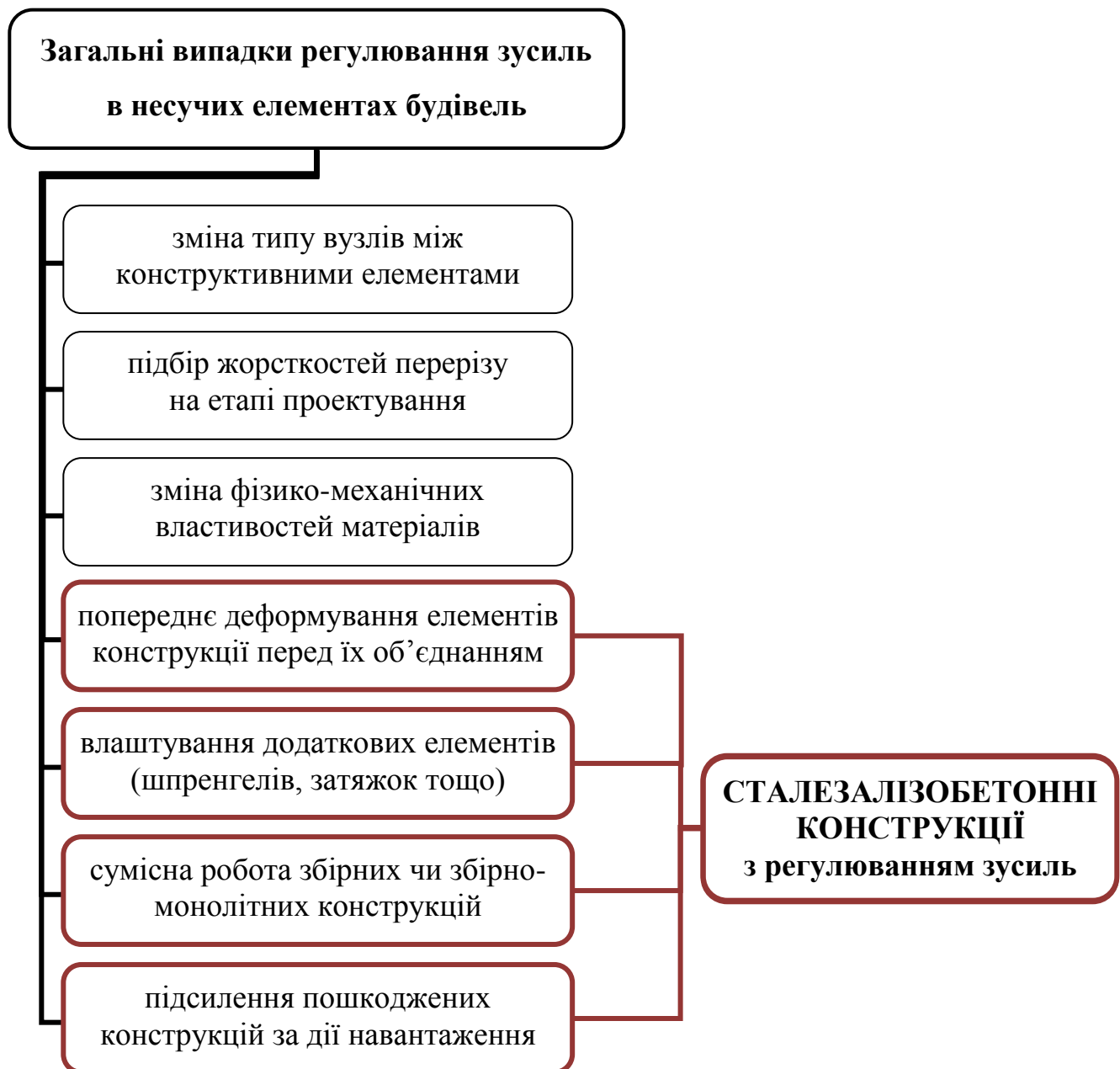


Рис. 2.1 – Загальні випадки регулювання зусиль в несучих елементах будівель з метою вирівнювання ступеня використання їх несучої здатності

Виконаний аналіз конструктивного регулювання зусиль у несучих елементах будівель дозволив оцінити ефективність використаних для регулювання зусиль способів. У таблиці 2.1 перелічено проаналізовані у першому розділі конструктивні способи регулювання зусиль у сталезалізобетонних, залізобетонних та сталевих конструкціях. За опублікованими результатами досліджень, проведених зазначеними у таблиці 2.1 авторами, визначено підвищення несучої здатності та жорсткості конструкцій із застосованими для регулювання зусиль одного із перелічених способів. На рисунку 2.2 для кожної із наведених у таблиці 2.1 конструкцій показано збільшення її несучої здатності та жорсткості в залежності від збільшення коефіцієнту армування, необхідного для реалізації регулювання зусиль. Порядковий номер біля маркера на рисунку 2.2 відповідає порядковому номеру конструкцій, зазначених у таблиці 2.1.

Із поданих на рисунку 2.2 порівнянь ефективності регулювання зусиль в залежності від збільшення проценту армування будівельних конструкцій помітно, що для сталезалізобетонних конструкцій з початковим коефіцієнтом армування $\mu = 0,05 \dots 0,23$ та його додатковим підвищенням в процесі регулювання зусиль не більше, ніж на 20%, несуча здатність збільшується до 70%, а жорсткість – до 2,5 раз (див. маркери №№2.1–2.9). Експериментально доведено, що змінюючи розрахункову схему та поперечний переріз в процесі створення сталезалізобетонних конструкцій без зміни коефіцієнту армування (маркер №2.1), досягається збільшення їх несучої здатності та жорсткості в 1,4 і 1,82 рази відповідно. Для сталезалізобетонних конструкцій із оптимізованим поперечним перерізом шляхом заміни стиснутої сталеві полички на бетонну (маркери №№2.2-2.3) або шляхом оптимізації топології та кроку отворів у стінці сталеві елемента (маркер №2.4), забезпечено на тому ж рівні несучу здатність та жорсткість таких конструкцій із одночасним зменшенням до 35% коефіцієнта армування їх поперечного перерізу. Це доводить можливість ефективного ресурсоощадного регулювання зусиль у сталезалізобетонних конструкцій без застосування додаткового армування чи енерговитратних методів (механічних, термомемеханічних тощо) попереднього напруження.

Згинані конструкції з регулюванням зусиль

№	Найменування	Заходи з регулювання зусиль	Автори	
залізобетонні конструкції	1.1	однопролітні залізобетонні балки	попереднє напруження з/б балок	Семірненко Ю.І.[157]; Салій Г.Ш. [154]
	1.2		застосування високоміцної арматури	
	1.3		уточнення розрахункових схем	Кінаш Р.І. [100-102]
	1.4		кородування арматурних стержнів	Клименко Є.В. [104]
	1.5	нерозрізні ЗБК	напруження стиків збірних ЗБК	Гнідець Б.Г. [49-52]
	1.6	однопролітні залізобетонні балки підсилені сталевими затяжками	відтягування затяжки домкратом на упорний стержень	Шагін О.Л., Лаххам Л. [129]
	1.7		натяг затяжки на торцеві пластини загвинчуванням	Mohamed H. Harajli [252]
	1.8		натяг затяжки підклинюванням пластинами	Мальганов А.І., Плевков В.С. [124]
	1.9		натяг затяжки стяжною муфтою	
	1.10		підсилення пошкодженої з/б балки	Карпюк В.М. [241]
	1.11		натяг затяжки за допомогою похилих стержнів	Чеканович М.Г., Чеканович О.М. [191-196]
	1.12		натяг затяжки важільно-стрижневою системою	
	1.13		натяг затяжки стрижнево-котковою системою	
	1.14	нерозрізні з/б балки з затяжками	натяг затяжки важільно-стрижневою системою	
сталезалізобетонні конструкції	2.1	збірно-монолітні СЗБ ригелі	стадійність бетонування та монтажу (змінна розрахункова схема)	Семко О.В., [160] Воскобійник О.П.
	2.2	однопролітні сталезалізобетонні балки з оптимізованим поперечним перерізом	заміна стиснутої сталеві полочки на залізобетонну	Стороженко Л.І., Крупченко О.А. [178]
	2.3		заміна стиснутої сталеві полочки на тонкостінне «корито» з бетоном	Ватуля Г.Л., Китов Ю.П. [99]
	2.4		оптимізація топології та кроку отворів у стінці сталеві елемента	Шмуклер В.С.[213]; Дроб'язко Л.Є. [74]
	2.5	однопролітні сталезалізобетонні балки підсилені сталевими затяжками	натяг затяжки на торцеві пластини загвинчуванням	Пенц В.Ф., Кушнір Ю.О. [113]
	2.6		натяг затяжки на торцеві пластини загвинчуванням	Wang K., Yuan S.F., Cao D.F. і ін. [285]
	2.7	відтягування затяжки домкратом на упорний циліндр	Ізбаш М.Ю. [92-93]	
	2.8	нерозрізні СЗБ балки підсилені сталевими затяжками	відтягування затяжки домкратом над опорами на упорний циліндр	
	2.9		натяг затяжки на торцеві пластини загвинчуванням	Wang C., Shen Y., Yang R. і ін. [284]
сталеві констр.	3.1	однопролітні сталеві балки	попереднє деформування поясів	Савін Г.Н. [153]
	3.2		попереднє напруження затяжками	Трофимович В.В. [184]
	3.3		використання високоміцної сталі	Перельмутер А.В., Пермяков В.О. [141-142]
	3.4		передбачення зон пластичних деформ.	
	3.5	нерозрізні сталеві балки	застосування проміжних пружних опор	Гоголь М.В. [53-56]; Романюк В.В. [151]
	3.6		створення нерозрізних схем	

конструкції із саморегулюванням зусиль

Для певних способів регулювання зусиль у сталевих конструкціях, таких як попереднє напруження поясів (див. маркер №3.1 на рисунку 2.2) чи створення нерозрізних схем їх роботи (маркер №3.6), підвищення несучої здатності та жорсткості до 1,25 і 1,92 раз відповідно можливо забезпечити без збільшення їх поперечного перерізу. У випадку застосування високоміцної сталі для виготовлення сталевих конструкцій (маркер №3.3) чи передбачення зон із пластичною роботою сталі (маркер №3.4) збільшення несучої здатності до 1,44 раз теж можливо досягти без збільшення їх поперечного перерізу. Проте такі способи регулювання зусиль у сталевих конструкціях вимагають або додаткових енерговитратних заходів створення попереднього напруження, або застосування дорожчої сталі з вищими фізико-механічними властивостями.

Аналогічні викладки стосуються і залізобетонних попередньо напружених конструкцій (маркер №1.1) чи збірних залізобетонних конструкцій із напруженими стиками (маркер №1.5): жорсткість таких конструкцій підвищується без збільшення відсотка армування, проте із застосуванням енерговитратних заходів створення попереднього напруження.

Серед методів самонапруження залізобетонних конструкцій слід відмітити метод уточнення фактичних розрахункових схем їх роботи (маркер №1.3), що враховує, наприклад, фактичні схеми прикладання опорних реакцій відносно фізичних центральних осей конструкції, і дає можливість підвищити несучу здатність і жорсткість до 1,45 і 1,35 раз відповідно, а також способи самонатягу додаткової зовнішньої затяжки залізобетонних конструкцій за допомогою похилих стержнів, важільно-стрижневої чи стрижнево-коткової систем (маркери №№1.11-1.14), що дають змогу підвищити несучу здатність і жорсткість до 1,95 та 2,5 раз відповідно із збільшенням при цьому коефіцієнту армування до 2,5 раз.

Для інших розглянутих випадків регулювання зусиль у залізобетонних конструкціях з початковим коефіцієнтом армування $\mu = 0,005 \dots 0,022$ (див. маркери №№1.6-1.10), збільшення несучої здатності та жорсткості до 1,5 і 2,4 раз відповідно досягається підвищенням коефіцієнту армування до 2,3 раз, що значно вище необхідного підвищення коефіцієнту для сталезалізобетонних конструкцій.

Слід відмітити, що заходи регулювання зусиль можуть і знижувати несучу здатність та жорсткість конструкцій, як, наприклад, створення розрізної схеми конструкцій із нерозрізної. Експлуатаційні пошкодження (див. поз. 1.4 у табл. 2.1), такі як, наприклад, враження корозією сталевих елементів, теж приводять до зниження несучої здатності та жорсткості конструкцій.

Варто зазначити, що регулювання зусиль у сталезалізобетонних конструкціях підвищує практично на однакову величину як несучу здатність, так і жорсткість сталезалізобетонних конструкцій (див. рис. 2.3), чого не можна зауважити про проаналізовані випадки регулювання зусиль у залізобетонних та сталевих конструкціях.

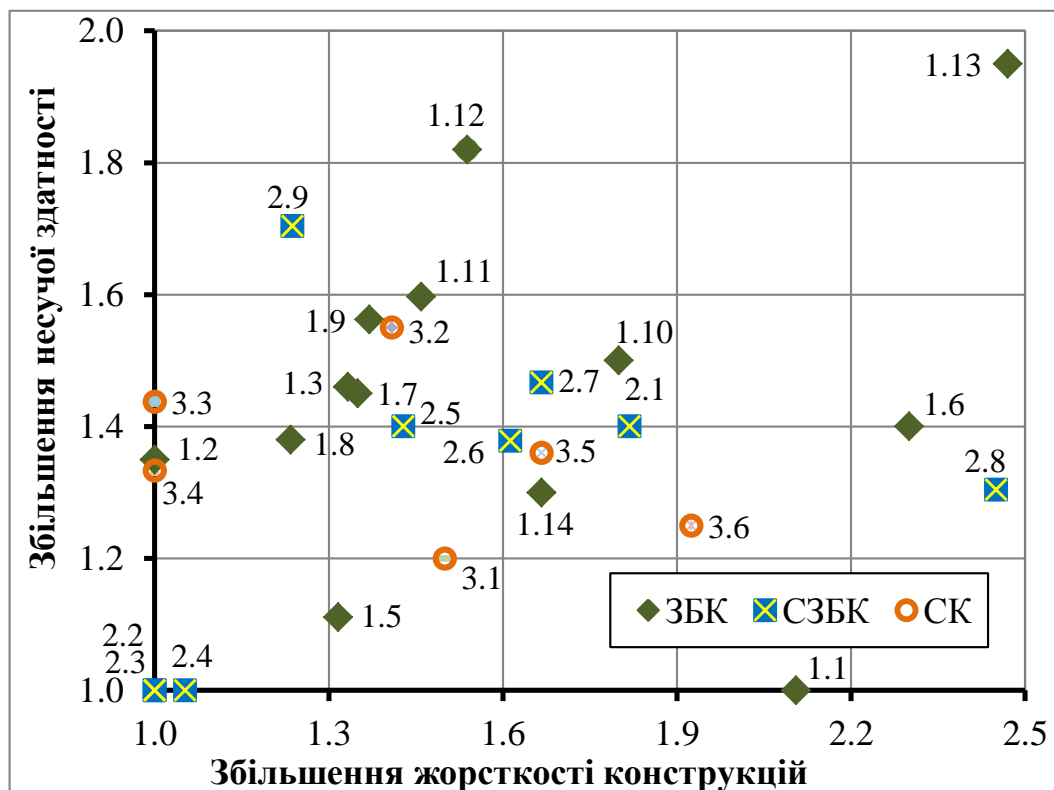


Рис. 2.3 – Порівняння збільшення несучої здатності та жорсткості у будівельних конструкціях із регулюванням зусиль

Таким чином, відомі на сьогодні практичні методи і способи раціонального регулювання зусиль у перерізах сталезалізобетонних конструкцій можна розділити на такі основні групи та підгрупи (див. рис. 2.4):

– *силові способи регулювання зусиль* під час виготовлення, монтажу або експлуатації:

- попереднє напруження під час виготовлення;
 - регулювання напружень конструкцій їх попереднім деформуванням під час виготовлення чи монтажу;
 - регулювання зміною статичної схеми на етапі виготовлення чи монтажу;
- *розрахункові методи регулювання зусиль* під час проектування:
- зміна поперечного перерізу (висоти перерізу, геометричних параметрів елементів комбінованого перерізу, створення оптимального несиметричного перерізу тощо) пропорційно епюрам внутрішніх зусиль;
 - метод розподілення моментів – зміна статичної схеми на етапі проектування за рахунок зміни вузлів примикання будівельних конструкцій між собою;
 - передбачення проміжних пружних опор (підкосів) по довжині конструкцій;
 - влаштування підтримувальної системи у вигляді шпренгелів, затяжок тощо.

Слід ще раз відзначити, що основною метою попереднього напруження конструкцій є створення напружено-деформованого стану, який буде зворотній експлуатаційному. Під час експлуатаційного навантаження спочатку долаються зусилля попереднього напруження, а потім при подальшому навантаженні досягаються розрахункові зусилля одного з видів граничного стану конструкції. Внутрішнє попереднє напруження передбачає штучне створення вигідної з точки зору забезпечення несучої здатності чи жорсткості врівноважуючої системи внутрішніх зусиль без зміни опорних реакцій конструкції. Однак для регулювання зусиль в конструкції іноді використовують інші конструкції, з якими контактує попередньо напружена. В цьому випадку створення вигідної системи зусиль буде реалізовуватися із зміною опорних реакцій попередньо напруженої конструкції, що необхідно враховувати в розрахунках примикаючих до неї інших конструкцій каркасу будівлі.

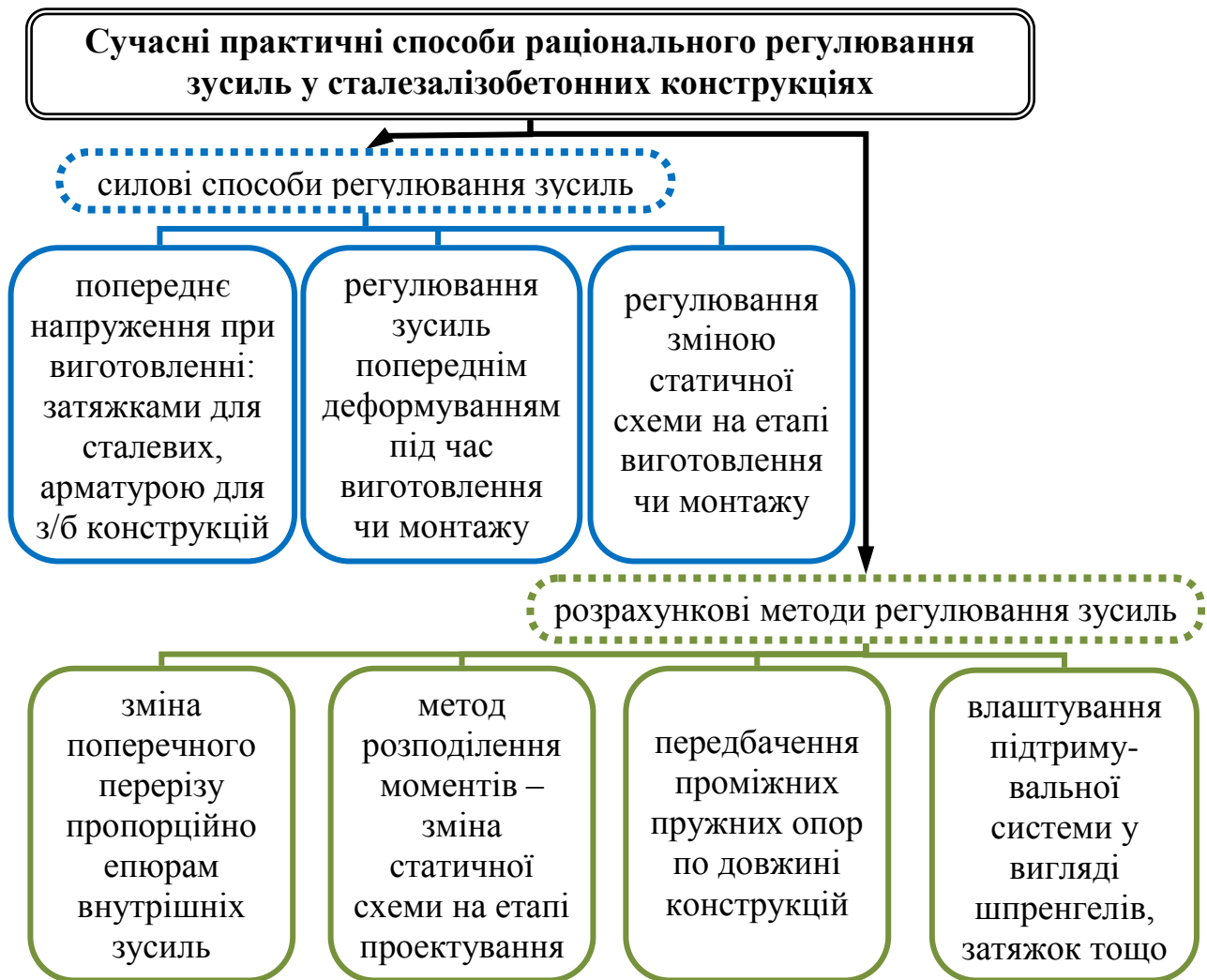


Рис. 2.4 – Практичні методи і способи раціонального регулювання зусиль у сталезалізобетонних конструкціях

Проте стосовно деяких способів регулювання зусиль в будівельних конструкціях, зокрема, впливу зміни жорсткості експлуатованих будівельних елементів внаслідок пошкоджень чи закону деформування бетону на перерозподіл зусиль у згинаному сталезалізобетонному елементові, визначення раціональних параметрів рамно-підкісного каркасу будівлі тощо відсутні детальні рекомендації раціонального їх застосування. Тому в цьому розділі досліджено деякі з них.

Базуючись на заходах ефективного конструктивного перерозподілу зусиль у сталезалізобетонних конструкціях, вибрано найбільш ресурсоощадні з них, що й були використані для їх самонапруження. Структурно-логічна схема проведених теоретично-експериментальних досліджень ресурсоощадного самонапруження сталезалізобетонних конструкцій показано на рисунку 2.5.

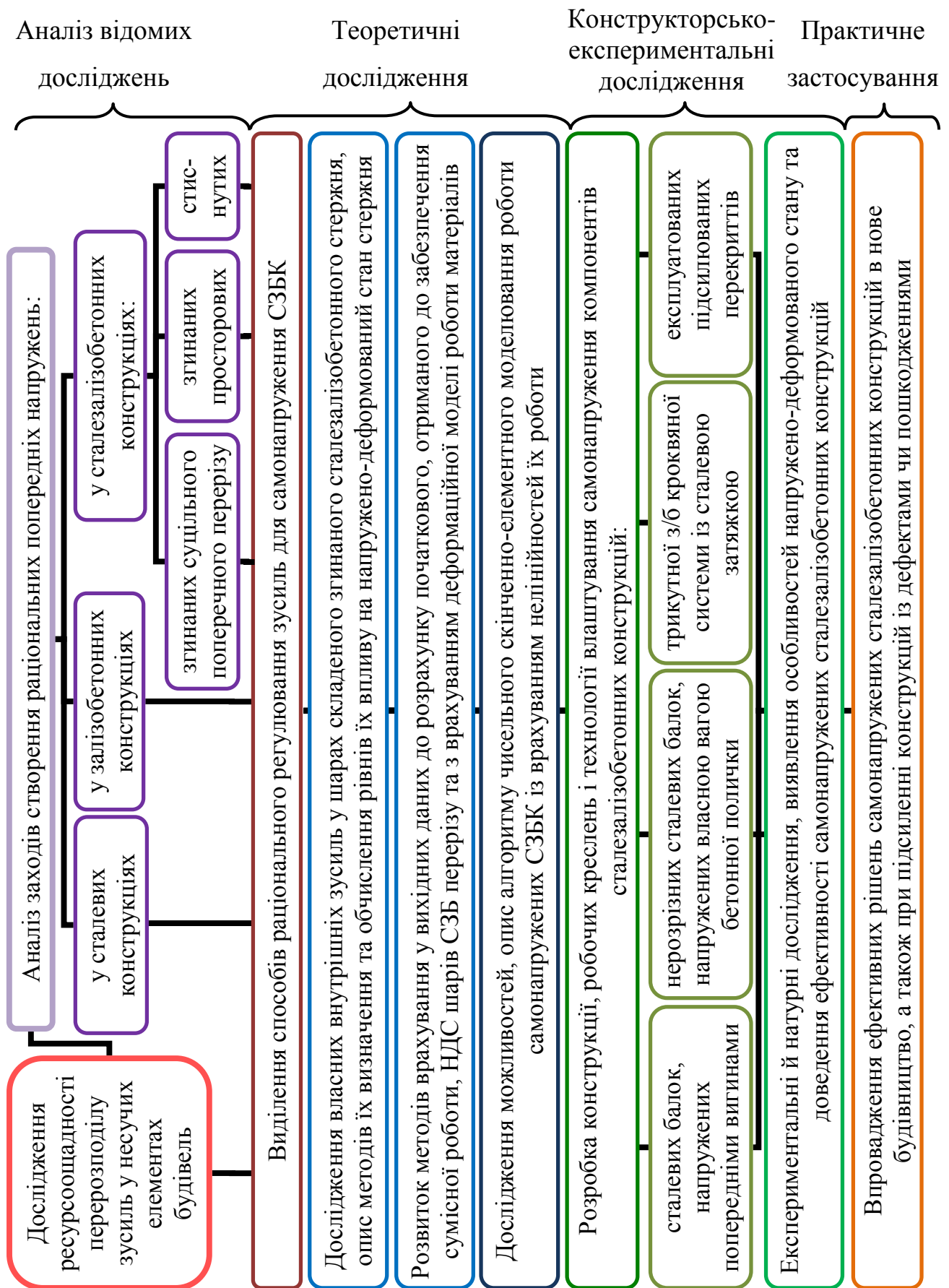


Рис. 2.5 – Структурно-логічна схема досліджень ресурсоощадного самонапруження сталезалізобетонних конструкцій

2.2 Перерозподіл зусиль за рахунок зміни розрахункової схеми будівлі

2.2.1 Раціональні параметри рамно-підкісного каркасу будівлі. Типовим рішенням каркасу будівель із прольотами малих і середніх розмірів є використання тотожних поперечних рам, що встановлюються з однаковим кроком. Жорсткість рам забезпечується або встановленням системи вертикальних і горизонтальних в'язей (при цьому вузли спирання балок на колони виконуються шарнірними), або влаштуванням жорстких вузлів між балками та колонами. Шарнірні вузли між балками та колонами прості у виготовленні, так як вони передають тільки поздовжні та поперечні зусилля. Жорсткі з'єднання утворюють рамну систему, здатну зменшувати розрахунковий момент у балках. Недоліком жорстких вузлів є складна технологія виготовлення, більші витрати сталі на влаштування вузлів (ребра жорсткості, більша товщина елементів) і чутливість конструкцій до нерівномірних просідань основ.

Встановлення підкосів між колоною та балкою (див. рис. 2.6) дозволяє не тільки забезпечити поперечну жорсткість рами із використанням шарнірних вузлів, а й регулювати внутрішні зусилля в балках шляхом зменшення розрахункового пролітного згинального моменту [267; 270]. Хід пошуку раціональних параметрів рамно-підкісного сталевого каркасу будівлі на основі перерозподілу зусиль показана на рисунку 2.7.



Рис. 2.6 – Встановлення підкосів між колонами та балками для забезпечення поперечної жорсткості рам будівель

№	Найменування дослідження	
1	→	Визначення оптимального кута нахилу підкосу
2	→	Визначення положення підкосу відносно балки та колони
3	→	Вибір оптимальних прольотів поперечної рами будівлі
4	→	Перерозподіл зусиль у балках і колонах за наявності підкосів
5	→	Врахування жорсткостей підкосів на перерозподіл зусиль

Рис. 2.7 – Структурна схема пошуку раціональних параметрів рамно-підкісного сталевого каркасу будівлі на основі перерозподілу зусиль

Крок №1. При оптимальному куті нахилу підкосу в ньому будуть мінімальні внутрішні зусилля. Із шести можливих внутрішніх зусиль у підкосі при шарнірному його кріпленні виникає тільки поздовжня сила. Для її знаходження розглянемо двопролітну поперечну раму будівлі (див. рис. 2.8, а). Кількість прольотів розглянемо два з метою зменшення доданків у статичних рівняннях рівноваги. Підкоси встановимо тільки на середній колоні, умовно приєднавши їх до балок на відстані одній четвертій прольоту від середньої колони. Вертикальне навантаження на раму приймемо рівномірно розподіленим по балках. Розглянемо нерозрізну двопролітну балку (див. рис. 2.8, б), показавши опорні реакції у місцях встановлення стійок та підкосів. Запишемо рівняння рівноваги суми моментів відносно правої точки С (див. (2.1)). Горизонтальні складові поздовжніх сил у підкосах у рівнянні (2.1) не записані, так як вони врівноважують одна одну.

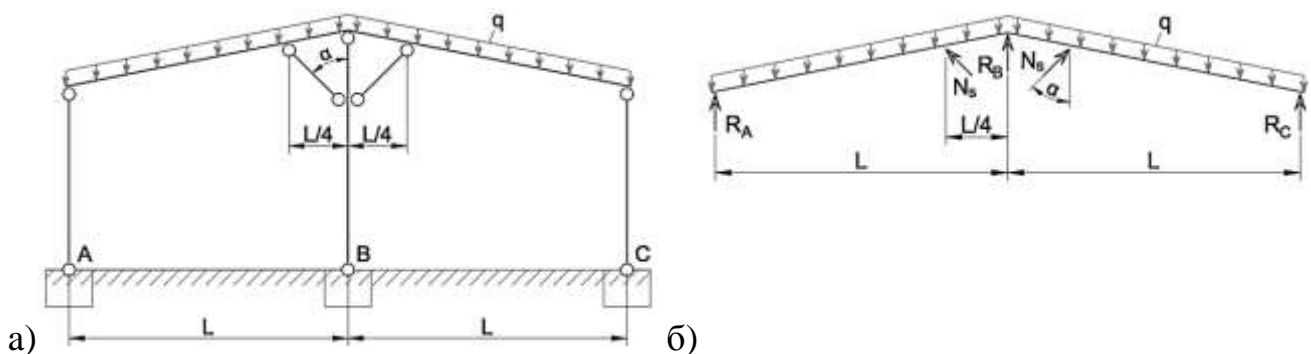


Рис. 2.8 – Двопролітна рама з підкосами на середній колоні:

а) розрахункова схема; б) до знаходження поздовжньої сили в підкосах

$$\sum M_C = 0; R_A \cdot 2L + R_B \cdot L + N_S \cdot \cos \alpha \cdot \frac{3}{4}L + N_S \cdot \cos \alpha \cdot \frac{5}{4}L - q \cdot 2L \cdot L = 0. \quad (2.1)$$

Підставивши значення опорних реакцій в (2.1), після перетворень та деяких спрощень, отримаємо формулу (2.2) для визначення поздовжньої сили в підкосах:

$$N_S = \frac{q \cdot L}{2 \cdot \cos \alpha}. \quad (2.2)$$

Із графіка збільшення поздовжньої сили у підкосі в залежності від збільшення кута його нахилу α (див. рис. 2.9) помітно, що поздовжня сила у підкосі практично не збільшується при куті його нахилу до 20° від вертикалі. При куті 60° поздовжня сила збільшується вдвічі у порівнянні із вертикальним розташуванням підкосу. При ще більшому куті поздовжня сила збільшується в рази. Таким чином, оптимальний кут нахилу підкосів відносно вертикалі рівний $40 \dots 50^\circ$. При такому куті поздовжня сила збільшується в $1,3 \dots 1,6$ рази.

Крок №2. Встановлення підкосів зменшує згинальний моменту у балках покриття за рахунок зменшення прольотів останніх. Оптимальне розташування підкосів буде в такому випадку, коли пролітні та опорні згинальні моменти будуть однакові $M_{sp} = M_{sup}$ (див. рис. 2.10). Проте тоді вузли приєднання підкосів до балки рухаються до середини прольотів, що при куті нахилу підкосу $40 \dots 50^\circ$ опускає їх по колоні занадто низько в робочий простір приміщення.

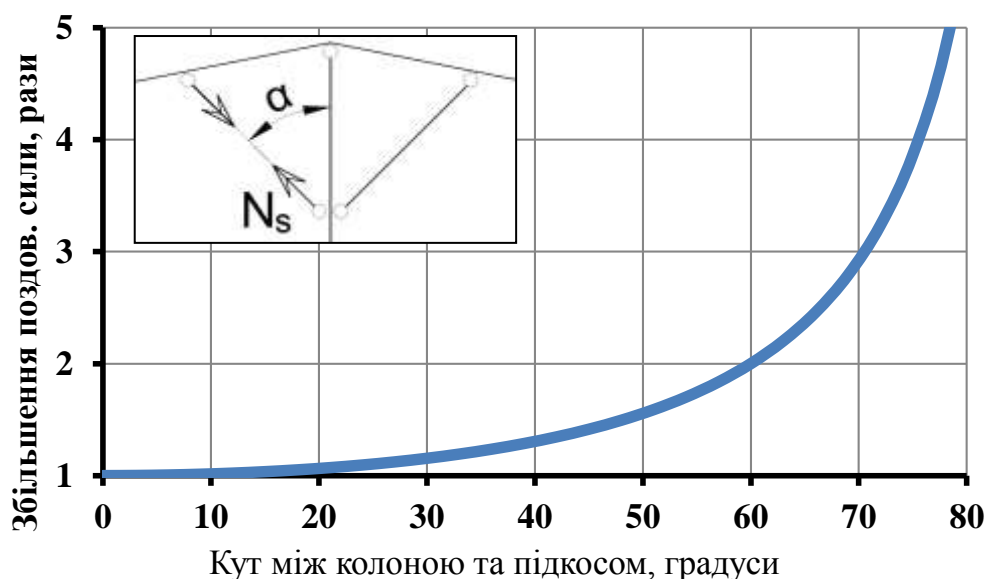


Рис. 2.9 – Зміна поздовжньої сили у підкосі в залежності від кута його нахилу α

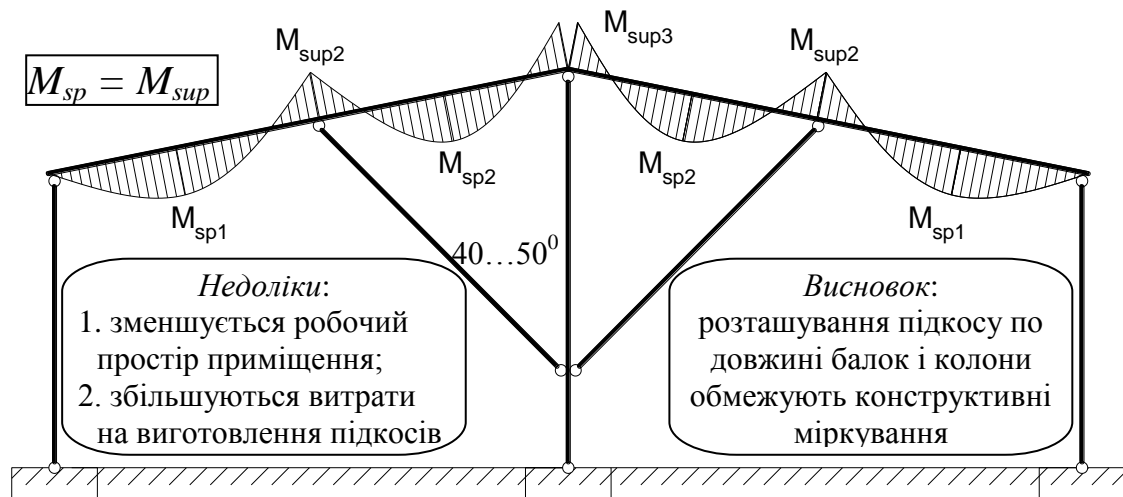


Рис. 2.10 – Оптимальна епюра згинальних моментів у нерозрізній балці перекриття

Крок №3. Оптимальний проліт поперечної рами будівлі (див. рис. 2.8, а) обрано серед рам будівель із рамно-в'язевим та рамно-підкісним каркасами прольотами 6, 9 і 12 м. Визначено внутрішні зусилля та підібрано перерізи конструктивних елементів (колон, балок, підкосів і вертикальних в'язей в разі їх наявності). Крок рам прийнятий 6 метрів. Навантаження на рами прийнято рівномірно-розподіленим від власної ваги покрівлі та снігового навантаження. Результати розрахунку проілюстровано на рис. 2.11. Біля кожної точки на графіку записано необхідні по розрахунку перерізи конструктивних елементів рами.

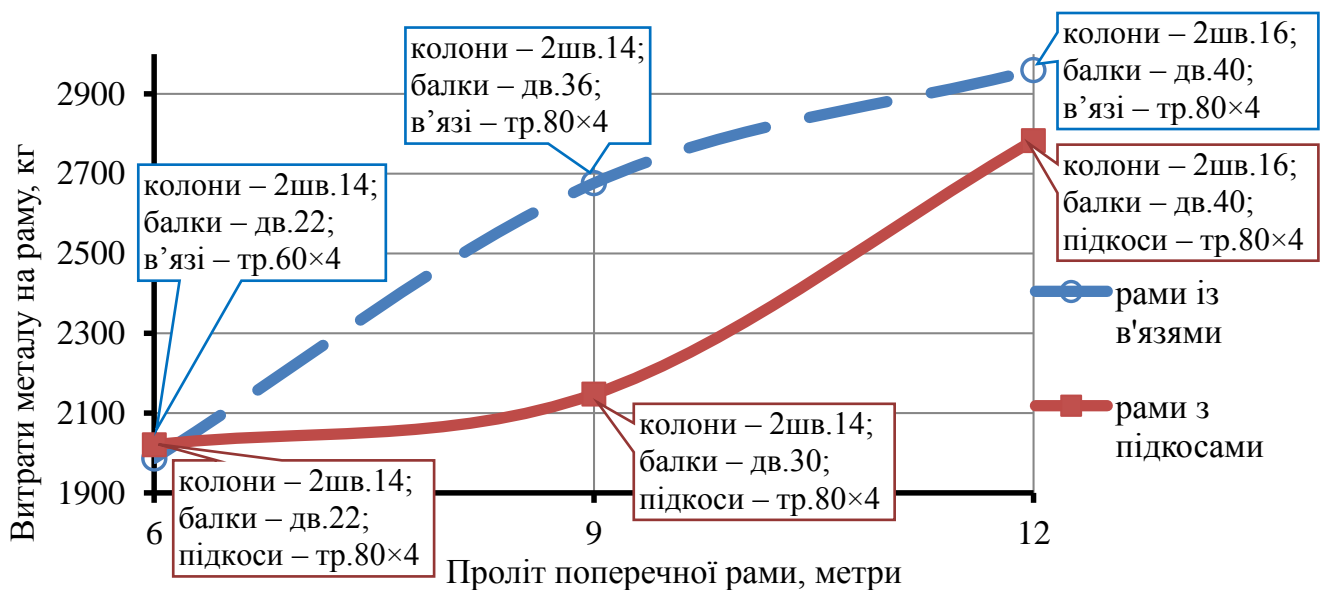


Рис. 2.11 – Порівняння витрат сталі на одну поперечну раму будівлі із рамно-в'язевим та рамно-підкісним каркасами прольотами 6, 9 і 12 м.

З графіку показаному на рисунку 2.11 слідує, що рамно-підкісний каркас дешевше за типовий каркас з вертикальними в'язями. Раціональний проліт рамно-підкісного каркасу із трьох аналізованих (6 м, 9 м і 12 м) рівний 9 метрів.

Крок №4. Аналіз перерозподілу зусиль у балках і колонах після встановлення підкосів визначено на прикладі двох варіантів поперечних рам будівлі: перший варіант – трипролітна поперечна рама без підкосів; другий варіант – трипролітна поперечна рама з підкосами (рис. 2.12). Балки загальною довжиною 18 метрів влаштовано по нерозрізній трипролітній схемі.

У випадку безпідкосної поперечної рами у балці перекриття виникає переважно згинальний момент, а поздовжня сила незначна і виникатиме тільки за рахунок ухилу ригеля. Епюра моментів по довжині ригеля є двоекстремальною: перший екстремум M_{sp} виникає в крайніх прольотах (на цій ділянці нижні волокна балки розтягнуті); другий екстремум M_{sup} виникає на середніх стійках рами (на цій ділянці верхні волокна балки розтягнуті). Екстремальні значення згинального моменту в крайніх прольотах M_{sp} та на середніх опорах M_{sup} є різними, більшим з яких є опорний момент M_{sup} . Тобто маємо два розрахункові перерізи по довжині нерозрізної 18-ти метрової балки тільки на середніх опорах.

Розрахункові моменти M_{sup} на середніх опорах балки перекриття можливо зменшити, використавши рамно-підкісну схему поперечної рами (див. рис. 2.12). При такій розрахунковій схемі значення згинального моменту M_{sup} на середній опорі зменшується у 2-3 рази і розрахунковим перерізом стає пролітний момент M_{sp} (див. рис. 2.12, епюру M). У цьому випадку матимемо теж два розрахункові перерізи по довжині нерозрізної 18-ти метрової балки, але вже не на середніх опорах, а у крайніх прольотах. Розрахункові значення моментів у ригелі перекриття будуть меншими, ніж в першому випадку на ~42%, що доводить економічну доцільність встановлення підкосів (витрати сталі зменшуються орієнтовно на 6%, що складає $0,85 \text{ кг/м}^2$). Проте при використанні рамно-підкісної поперечної рами у перерізах ригеля перекриття між точками кріплення підкосів до середніх стійок матимемо ділянки місцевого збільшення поздовжньої сили (див. рис. 2.12, епюру N). Тобто при значному зменшенні значення M на середніх

опорах матимемо скачок на епюрі N . Напруження в перерізах балки у цьому випадку може змінюватися не лише пропорційно зміні згинального моменту, а стрибкоподібно у місцях різкої зміни поздовжніх сил за формулою:

$$\sigma_{\max} = \left| -\frac{N}{\varphi \cdot A_n} \pm \frac{M_x}{c_x \cdot W_{x,\min}} \right| \leq \gamma_c \cdot R_y. \quad (2.3)$$

Також під час використання підкосів слід пам'ятати про виникнення скачка згинального моменту в стійках рами у місцях кріплення підкосів (див. рис. 2.12, епюру M), а також зростання поздовжньої сили в середніх стійках за рахунок збільшення на них вантажної ширини розподіленої по площі ваги перекриття.

Розрахункова схема поперечної рами будівлі з підкосами

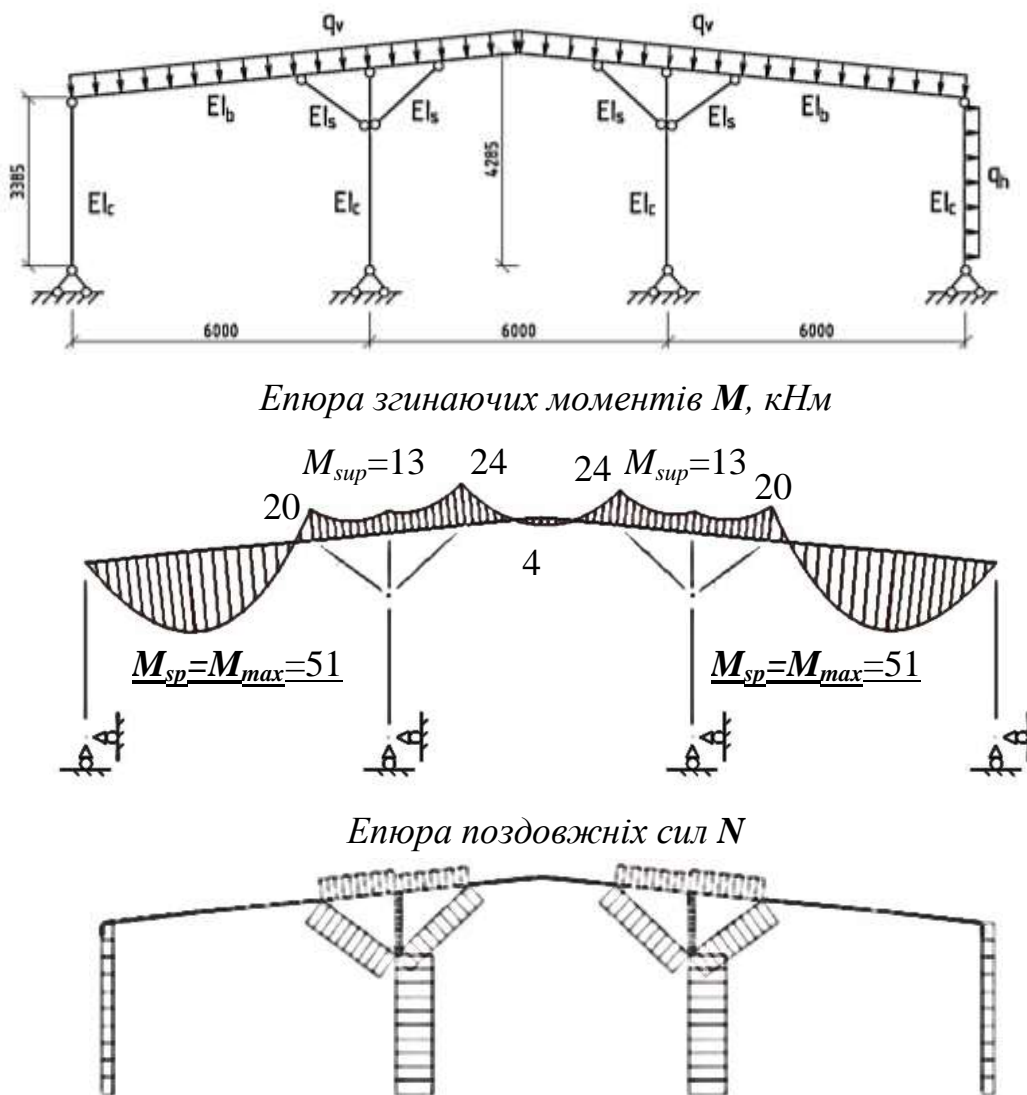


Рис. 2.12 – Розрахункова схема та епюри внутрішніх зусиль у поперечній трипролітній рамі будівлі з підкосами

Крок №5. На зміну внутрішніх зусиль в перерізах балки перекриття матиме вплив не лише геометрична схема встановлення підкосів, а й жорсткість (розміри перерізу) самих підкосів. Зазвичай, підкоси мають менший переріз, ніж стійки рами. Тому просідання (вертикальні переміщення) опор балки у місцях стійок рами та підкосів будуть не однаковими, що вплине на розподіл згинального моменту по довжині балки. Розраховувати тільки балку перекриття на всіх шарнірних опорах буде не коректно. Щоб довести це, на рисунку 2.13 показано епюру згинаючих моментів для 18-ти метрової балки з таким же перерізом, як для розрахунків на рисунку 2.12. Заміна пружних опор на шарнірні завищує до двох разів опорні моменти в цих місцях. Це в свою чергу зменшує пролітні моменти, що загалом приводить до отримання хибних результатів статичного розрахунку. Отже, під час визначення внутрішніх зусиль в нерозрізному ригелі перекриття необхідно обов'язково враховувати дійсні жорсткості всіх опор.

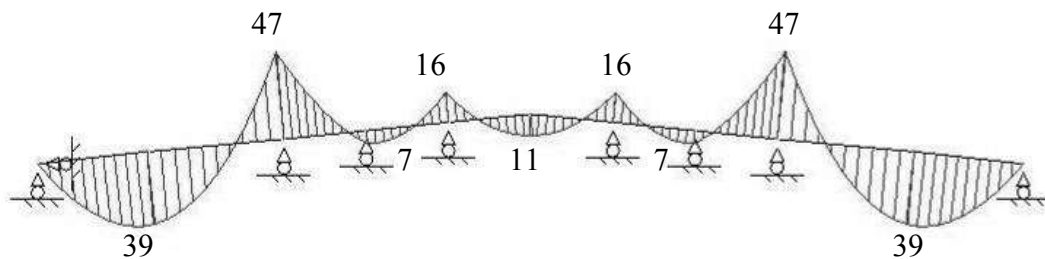


Рис. 2.13 – Епюри згинаючих моментів, кНм, у 18-ти метровому ригелі перекриття на всіх шарнірних опорах

2.2.2 Особливості перерозподілу зусиль в елементах поперечної рами будівлі при зміні її розрахункової схеми під час експлуатації. Автор роботи приймав участь у виконанні перевірочних розрахунків решітчастих елементів каркасу промислової будівлі, проведених під керівництвом д.т.н., професора Пічугіна С.Ф. [146]. Метою перевірочних розрахунків було виявлення зміни внутрішніх зусиль у елементах поперечної рами при зміні її розрахункової схеми протягом 80-ти років експлуатації. Конструктивне рішення рами будівлі наступне.

Несучі конструкції промислової будівлі являють собою класичний сталевий рамний каркас з кроком поперечних рам 10 м. Поперечна рама будівлі

складається із трьох прольотів. Середній 14-метровий проліт К-М представляє собою тришарнірну раму із змінною висотою до нижнього поясу ферм від 7,5 до 10 м. Симетрично розташовані бічні 20-метрові прольоти Е-К та М-Р висотою 12,5 м шарнірно спираються на колони середнього прольоту та мають шарнірно оперті колони по зовнішній осях (див. рис. 2.14). У кожному прольоті будівля обладнана мостовими кранами і крім цього в крайніх – консольними кранами.

За початковим проектом покрівля будівлі була холодною легкою без світло-аераційних ліхтарів (див. схему 1 на рис. 2.14). Усі сталеві конструкції каркасу виконувалися клепаними з прокатних профілів.

Протягом експлуатації будівлі металоконструкції за різними проектами неодноразово підсилювалися. Зокрема, встановлено додаткові мостові крани, на покритті встановлено поздовжні світло-аераційні ліхтарі, замінено легку холодну покрівлю на утеплену важким утеплювачем (див. схему 2 на рис. 2.14). Усі підсилення виконувалися на зварюванні. Збільшення навантаження привело до збільшення внутрішніх зусиль у елементах каркасу будівлі та переміщень вузлів каркасу, що в свою чергу викликало ускладнення в експлуатації мостових кранів.

Для вирішення питання зменшення горизонтальних переміщень колон каркасу та кранових колій, а також зменшення навантаження на конструкції покриття, на основі проведених розрахунків з врахуванням перерозподілу зусиль запропоновано два варіанти зміни існуючої розрахункової схеми каркасу будівлі (схеми 3 та 4 на рис. 2.14). Розрахункова схема 3 передбачає реконструкцію каркасу цеху з виконанням такого комплексу заходів:

- підняття покриття середнього прольоту К-М шляхом перекриття ендів рядів К та М (дозволить зменшити висоту перепаду покрівлі вздовж рядів К та М, що зменшить «снігові мішки» та величину снігового навантаження на покриття);
- заміну існуючого складу покрівлі з важким утеплювачем на легку покрівлю з утепленням легкими мінераловатними плитами;
- демонування консольних кранів прольотів Е-К та М-Р.

Розрахункова схема 4 передбачає усі заходи для схеми 3 та додаткове демонування поздовжніх світло-аераційних ліхтарів прольотів Е-К та М-Р.

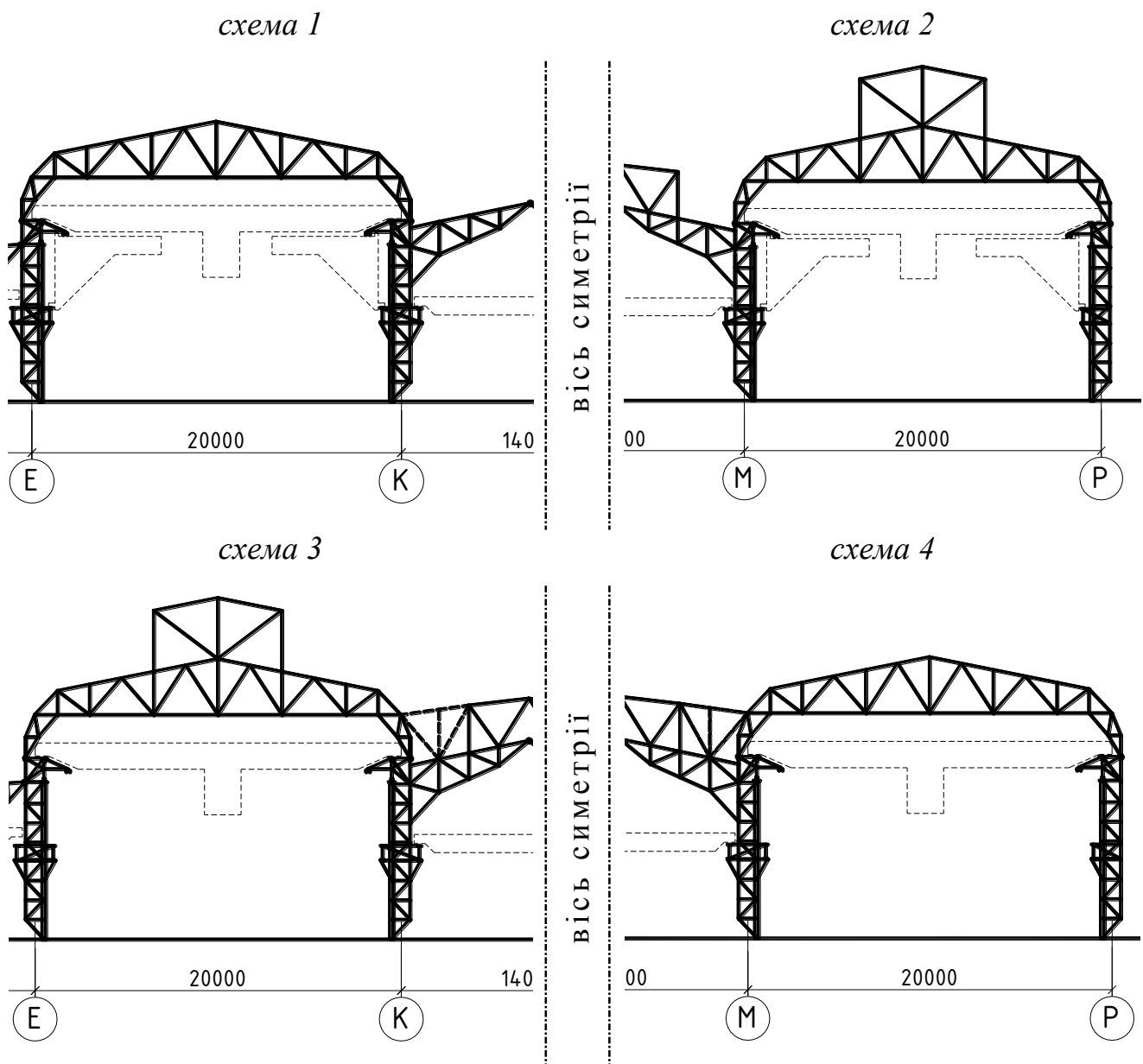


Рис. 2.14 – Зміна розрахункової схеми поперечної рами цеху протягом експлуатації

Результати перевірочних розрахунків елементів поперечної рами промислової будівлі згідно [71] за чотирма розрахунковими схемами при максимальному завантаженні «власна вага + сніг + вітер + мостові і консольні крани» виявили перерозподіл зусиль для схем №3 і №4, результатом якого є зменшення напружень в елементах конструкції (див. табл. 2.2). Висновки щодо ефективності модернізації поперечних рам виконані на основі порівнянь зміни внутрішніх зусиль в елементах несучих конструкцій, а також переміщень вузлів каркасу на відмітках верху кранових рейок (+10,150м) та низу кроквяних ферм (+12,540м) по рядах Е, К, М і Р. За центр координат (нульові переміщення)

прийнято центр середнього прольоту К-М. Зміна внутрішніх зусиль та переміщень порівнювалась між існуючою схемою 2 поперечника, взятою за базову, та первісною схемою 1, а також запропонованими схемами реконструкції 3 і 4 (нумерацію схем див. рис. 2.14).

Таблиця 2.2

Порівняння перевірочних розрахунків елементів схем поперечної рами (рис. 2.14)

№ схеми	Найменування розрахункової схеми	Зміна зусиль в елементах каркасу							Зміна горизонтальних переміщень на відм.+10,150м /+12,540м	
		Ферми – н.п./в.п.			Колони – дв.г./реш.г.					
		проліт			вісь				вісь	
		Е-К	К-М	М-Р	Е	К	М	Р	Е	Р
1	Проектний поперечник	<u>0.97</u>	<u>1.16</u>	<u>1.04</u>	<u>0.99</u>	<u>1.01</u>	<u>1.02</u>	<u>1.00</u>	<u>1.00</u>	<u>1.03</u>
		0.97	0.72	1.04	0.99	0.92	1.13	1.10	1.02	1.04
2	Існуючий поперечник	<u>1.00</u>	<u>1.00</u>	<u>1.00</u>	<u>1.00</u>	<u>1.00</u>	<u>1.00</u>	<u>1.00</u>	<u>1.00</u>	<u>1.00</u>
		1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
3	Поперечник після підняття прольоту К-М	<u>0.92</u>	<u>0.63</u>	<u>0.86</u>	<u>0.97</u>	<u>0.93</u>	<u>0.97</u>	<u>0.97</u>	<u>0.52</u>	<u>0.55</u>
		0.84	1.81	0.83	0.96	0.87	0.73	0.96	0.20	0.44
4	Поперечник за схемою 3 та демонтаж ліхтарів	<u>0.89</u>	<u>0.60</u>	<u>0.86</u>	<u>0.96</u>	<u>0.93</u>	<u>0.97</u>	<u>0.97</u>	<u>0.53</u>	<u>0.54</u>
		0.84	1.74	0.83	0.95	0.88	0.72	1.04	0.24	0.44

У таблиці 2.2 прийняті наступні скорочення: н.п. і в.п. – нижній і верхній пояси ферм; дв.г. і реш.г. – двотаврова (внутрішня) і решітчаста (зовнішня) гілки колон відповідно.

На основі аналізу результатів досліджень перерозподілу зусиль в елементах конструкцій за рахунок зміни розрахункової схеми будівлі можна відзначити таке. Ефективне зменшення розрахункових значень внутрішніх зусиль у елементах будівельних конструкцій можливо досягти врахуванням фактичної жорсткості опор нерозрізних конструкцій, типів вузлового з'єднання суміжних елементів, встановленням проміжних підтримуючих опор та приймаючи заходи по зменшенню величини зовнішнього навантаження на конструкції [64; 65].

2.3 Перерозподіл зусиль за рахунок зміни жорсткості несучих елементів експлуатованих будівель

2.3.1 Зміна геометричних параметрів та розрахункової схеми пошкоджених несучих елементів. Як було зазначено вище, у будівельних конструкціях під час експлуатації може виникати непередбачуваний перерозподіл зусиль, що проявляється в результаті накопичення в них дефектів та експлуатаційних пошкоджень [75; 77; 162]. Виявлення та класифікація дефектів і пошкоджень будівельних конструкцій виконано за участю автора під час проведення планових і позачергових обстежень технічного стану експлуатованих будівель та споруд [144; 147; 163; 165]. Досить часто за відсутності проектної документації під час обстежень спершу доводилося з'ясовувати будову несучих та огорожувальних конструкцій, встановлювати їхні технічні характеристики та типорозміри, а вже потім фіксувати виявлені дефекти й пошкодження несучих конструкцій. Досить часто на території виробничих підприємств, де були розташовані обстежувані будівлі, існують свої цехи по виробництву будівельних виробів та конструкцій: бетонно-розчинний вузол, цех залізобетонних виробів, пилорама, зварювальний майданчик тощо. У зв'язку з цим, частина будівель запроектована та побудована власним управлінням і має нерегулярну структуру та несистематичне архітектурно-планувальне рішення, що ускладнює проведення обстежень, визначення фактичної несучої здатності конструкцій та навантаження на них. До основних експлуатаційних пошкоджень відносять [144; 147; 165]:

– утворення тріщин вздовж арматурних стержнів залізобетонних конструкцій, що виникають в результаті ураження корозією арматурних стержнів (рис. 2.15, а-б). Розвиток тріщин в свою чергу провокує проникнення вологи до арматурних стержнів, що ще пришвидшує процес їх корозії;

– руйнування захисного шару бетону залізобетонних конструкцій, що спричинює оголення робочої арматури (рис. 2.15, в), повне порушення її зчеплення з бетоном та пришвидшення корозії;

- механічні виколи бетону, що приводять до повного порушення зчеплення між арматурним стержнем й бетоном та функціонування залізобетонного елемента як такого (рис. 2.15, г-д);
- наявність технологічних отворів для пропуску труб водовідведення, опалення й інших (рис. 2.15, е), що веде до зменшення стиснутої зони бетону (наприклад, в плитах перекриття) та знижує несучу здатність плити;
- вирізи у стержневих сталевих елементах, що грубо порушує проектні розміри та геометрію поперечного перерізу елемента (рис. 2.15, є);
- зменшення ширини опорних площадок збірних залізобетонних елементів (рис. 2.15, ж), що приводить до зміни їх умов закріплення;
- непроектне спирання несучих стержневих конструкцій на проміжні опори каркасу огороження будівлі (рис. 2.15, и);
- позаузлове навантаження на верхні пояси ферм від прогонів (рис. 2.15, к), що некоректно змінює розрахункову схему роботи несучих конструкцій та вимагає проведення повторного перевірного розрахунку елементів ферм;
- відсутність елементів в'язей та розпірок по колонах чи поясах кровляних конструкцій, що змінює розрахункову довжину стержневих елементів;
- корозійні пошкодження сталевих елементів, що безпосередньо викликають міжкристалічну корозію та приводять до зменшення фізико-механічних характеристик сталей. Детальний аналіз впливу міжкристалічної корозії на фізико-механічні характеристики сталей виконано у підрозділі 2.3.2;
- наявність тріщин між дрібноштучними стіновими елементами, що виникли внаслідок просідання окремих фундаментів чи їх частин (рис. 2.15, л). Деформування стінових конструкцій веде до зміни схеми обпирання площинних конструкцій перекриття, аналогічно примітці до рис. 2.15, ж;
- відхилення планового положення чи висотних відміток будівельних конструкцій від проектних, що приводить до виникнення додаткових згинальних моментів від зміщення опор, позацентрового прикладення навантаження і вимагає проведення повторних перевірочних розрахунків деформованих конструкцій.

Після визначення типу та величини пошкоджень будівельних конструкцій на основі перевірочних розрахунків з'ясовувалася міра перерозподілу зусиль та його вплив на залишкову несучу здатність пошкоджених конструкцій, тобто розроблялися висновки про надійність та технічний стан несучих конструкцій будівель. Спираючись на сформовані висновки про фактичну несучу здатність пошкоджених будівельних конструкцій та можливі тенденції щодо її зміни у випадку збільшення величини пошкоджень, технічний стан обстежуваних конструкцій відносився згідно вимог [83] до однієї з чотирьох категорій технічного стану: I – нормального, II – задовільного, III – непридатного до нормальної експлуатації, IV – аварійного. У випадку віднесення стану обстежуваних конструкцій до III чи IV, розроблялися заходи щодо відновлення проектної несучої здатності та розрахункової схеми їх роботи шляхом ремонту, підсилення або заміни пошкоджених конструкцій.

На рисунку 2.16 систематизовано вплив експлуатаційних пошкоджень елементів будівельних конструкцій, перелічених на рисунку 2.15 та коментарів до нього, на вид перерозподілу зусиль в них, який при цьому виникає, та подано рекомендовані заходи щодо усунення небажаного перерозподілу зусиль (рекомендації з підсилення та подальшої безаварійної експлуатації несучих будівельних конструкцій) [39].

Таким чином, перерозподіл зусиль в елементах каркасу будівлі є неминучим процесом «життя» будівельних конструкцій. Якщо перерозподіл зусиль ініціюється інженерами-проектантами на етапах виготовлення і монтажу – це у разі точного втілення задуму проєктантів приводить до раціонального зменшення напружень у поперечних перерізах, а отже і ресурсоощадності матеріалів. Під час експлуатації будівельних конструкцій накопичення пошкоджень може приводити до небажаного перерозподілу зусиль, який має ті ж самі шляхи розвитку, що й передбачувані. Для мінімізації впливу небажаного перерозподілу зусиль необхідно завчасно застосовувати заходи по відновленню рівня несучої здатності пошкоджених конструкцій та відновленню початкових розрахункових схем каркасів будівлі.

Перерозподіл зусиль в елементах каркасу будівлі під час її експлуатації за малої зміни початкових параметрів

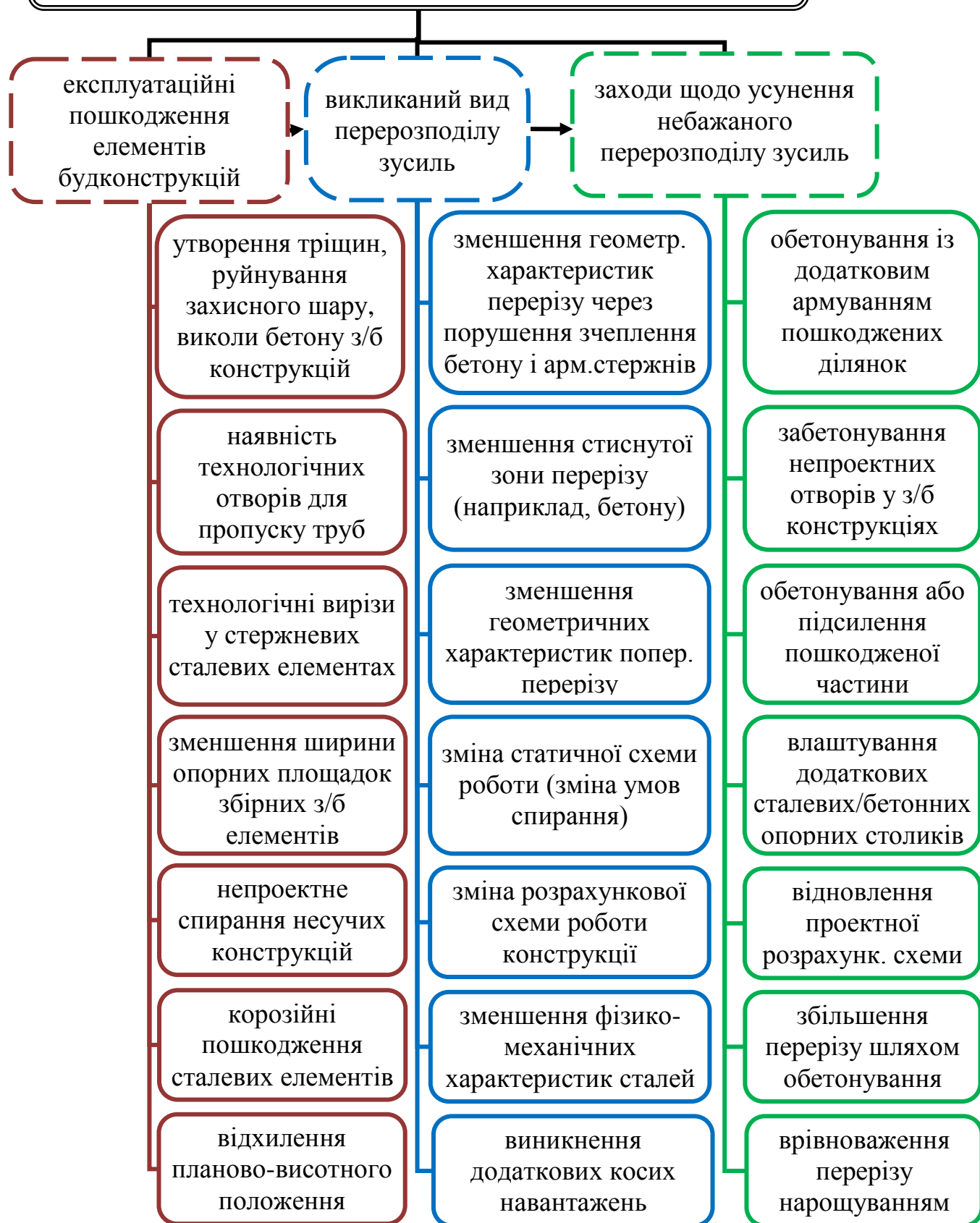


Рис. 2.16 – Перерозподіл зусиль у перерізах пошкоджених будівельних конструкцій під час їх експлуатації за малої зміни початкових параметрів

2.3.2 Зміна фізико-механічних властивостей матеріалів конструкцій.

2.3.2.1 Зміна фізико-механічних властивостей сталі. Як було зазначено, одним із розповсюджених пошкоджень експлуатованих будівельних конструкцій, що викликають небажаний перерозподіл зусиль, є корозійні пошкодження сталевих елементів. Тому додатково проаналізовано вплив мікрокристалічної корозії сталевих елементів на зміну їх фізико-механічних властивостей. Для цього було виготовлено дві групи зразків, кожна з яких складалася із двох серій (див. рис. 2.17). Групи зразків між собою відрізнялися нормативними фізико-механічними властивостями використаних сталей марок G-105 ($R_y = 724$ МПа; $R_u > 793$ МПа) та S-135 ($R_y = 931$ МПа; $R_u > 1000$ МПа) стандарту API SPEC 5D-2002 [211]. Одна серія в кожній із груп виготовлялася із зразків, що не підлягали впливу корозії; друга серія – відповідно із зразків пошкоджених корозією. У кожній серії зразків було випробувано по 6 зразків-близнюків. Таким чином, загальна кількість випробуваних зразків склала 24 штук. Згідно додатку Е [76], випробувані зразки виготовлялися із відрізків поздовжніх стрічок труб, товщина стінки яких була повністю очищена з двох сторін від пітингової корозії. Згідно лінійки стандартних розмірів зразків для випробувань, були прийняті наступні нормовані розміри зразків: початкова товщина $a_0 = 4$ мм; початкова ширина $b_0 = 20$ мм; початкова розрахункова довжина $L_0 = 11.3 \cdot \sqrt{A_0} = 100$ мм.

До сталевих зразків під час їх випробування у розривній машині прикладалося навантаження по напрямку вісі зразка до розриву, а залежність між розтягувальною силою і зміною довжини реєструвалася у вигляді діаграми.



Рис. 2.17 – Схема прийнятої нумерації випробуваних сталевих зразків

У результаті випробувань сталевих зразків до їх роботи в корозійному середовищі та після роботи в ньому виявлено наступні зміни фізико-механічних характеристик матеріалів (див. рис. 2.18):

- а) зменшення межі текучості на 17,7% для сталі марки S-135 і на 8,9% для G-105;
- б) зменшення межі міцності на 15,6% для сталі марки S-135 і на 7,4% для G-105;
- в) збільшення пластичності зразків і як наслідок зростання відносного видовження на 19,4% для сталі марки S-135 та на 7,7% для сталі марки G-105.

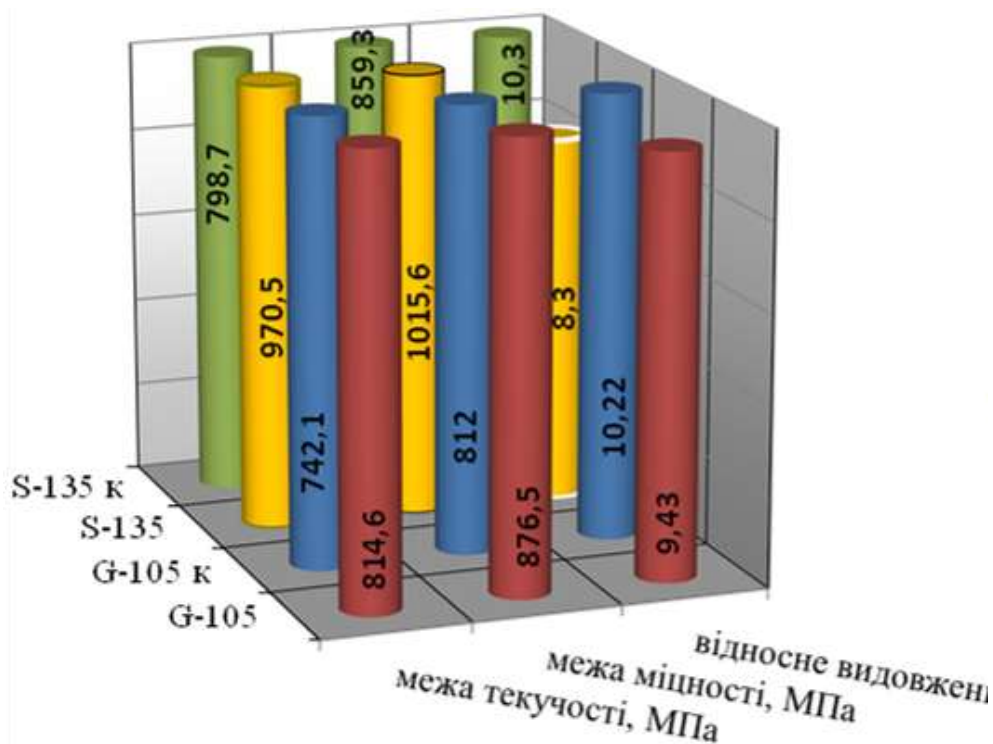


Рис. 2.18 – Результати визначення величини межі текучості та межі міцності сталевих зразків до та після їх роботи в корозійному середовищі

Таким чином, експериментально доведено можливе зменшення фізико-механічних властивостей високоміцних сталей після впливу корозії. При застосуванні таких сталей в комбінованих сталезалізобетонних конструкціях зменшення напружень на межі текучості сталі у розрахунковому перерізі буде приводити до зміщення загального центру ваги приведенного перерізу і відповідно передачі більших напружень на бетонну частину перерізу. Це збільшуватиме стиснуту зону бетонної частини перерізу, що відповідно необхідно враховувати при визначенні необхідних габаритів комбінованого перерізу.

2.3.2.2 Врахування закону деформування бетону. Для визначення впливу закону деформування бетону σ_c - ε_c на перерозподіл зусиль між бетоном та арматурними стержнями залізобетонних згинаних елементів, було виконано порівняння результатів чисельного моделювання методом скінченних елементів напружено-деформованого стану при задаванні трьох типів діаграм σ_c - ε_c [33].

I. Спрощена дволінійна діаграма (див. рис. 2.19). При цьому початковий модуль пружності $E_c = 2 \times 10^4$ МПа, напруження на кінці ділянки пружності $\sigma_c = 18,5$ МПа, деформації на кінці ділянки пружності $\varepsilon_c = 9,25 \times 10^{-4}$.

II. Повна діаграма деформування бетону σ_c - ε_c , побудована за ДБН В.2.6-98:2009 (див. рис. 2.20) [72], що задавалася на стиск в такому вигляді:

$$\frac{\sigma_i}{R_b} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}, \quad (2.4)$$

де $\eta = \varepsilon_{bm} / \varepsilon_{bR}$ – рівень деформації крайньої фібри;

$k = E_b \varepsilon_{bR} / R_b$ – коефіцієнт пружно-пластичних властивостей бетону;

$\varepsilon_{bR} = 0,0007 R_b^{0,31}$ – деформації бетону у вершині діаграми.

Початковий модуль пружності $E_c = 2,66 \times 10^4$ МПа, напруження на кінці ділянки пружності (чи ділянки пропорційності) $\sigma_c = 4,6$ МПа, деформації на кінці ділянки пружності $\varepsilon_c = 1,73 \times 10^{-4}$, максимальні граничні напруження $\sigma_c = 18,49$ МПа при деформаціях $\varepsilon_c = 1,72 \times 10^{-3}$.

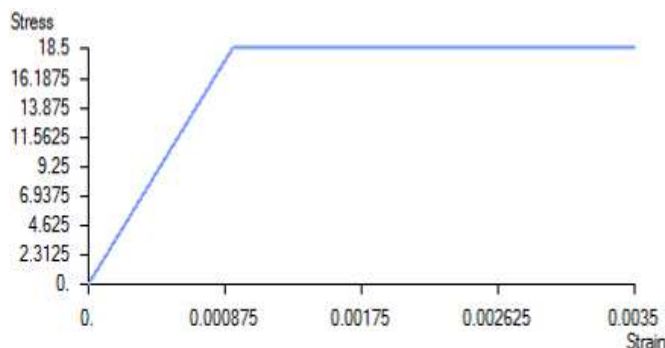


Рис. 2.19 – Спрощений дволінійний закон деформування σ_c - ε_c

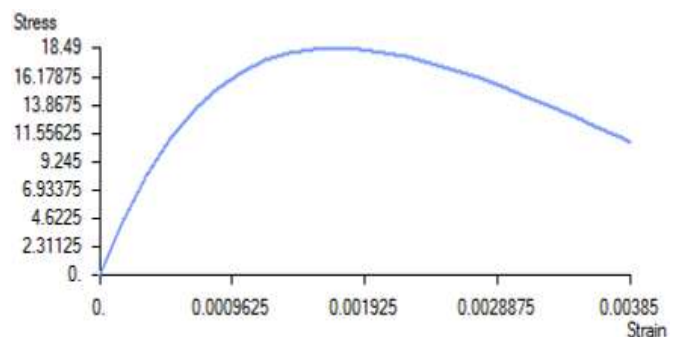


Рис. 2.20 – Повна діаграма деформування σ_c - ε_c побудована за ДБН В.2.6-98:2009

III. Повна діаграма деформування бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$ із аналітичним обмеженням фібрових деформацій (див. рис. 2.21) [133]. Для бетону класу C20/25, коефіцієнт k становить 2,524. Вживаючи залежність $\eta_u - k$, наведену в [133], відповідно матимемо, що $\eta_u = 1,309$. А максимальне значення фібрових деформацій бетону стиснутої полички: $\varepsilon_{bm} = \varepsilon_{br} \eta_u$. Початковий модуль пружності $E_c = 2,7 \times 10^4$ МПа, напруження на кінці ділянки пружності (чи ділянки пропорційності) $\sigma_c = 1,998$ МПа, деформації на кінці ділянки пружності $\varepsilon_c = 7,4 \times 10^{-5}$, максимальні граничні напруження $\sigma_c = 18,81$ МПа при деформаціях $\varepsilon_c = 1,728 \times 10^{-3}$.

Із використанням трьох типів діаграм було змодельовано, пораховано та порівняно отримані результати напружено-деформованого стану моделей залізобетонних згинаних елементів. Максимальні значення напружень у бетоні та арматурі зведено до таблиці 2.3. Найбільший перерозподіл зусиль між бетоном та арматурними стержнями виявився при застосуванні діаграми деформування бетону $\sigma_c - \varepsilon_c$ із аналітичним обмеженням фібрових деформацій, яку і було використано в подальших чисельних розрахунках.

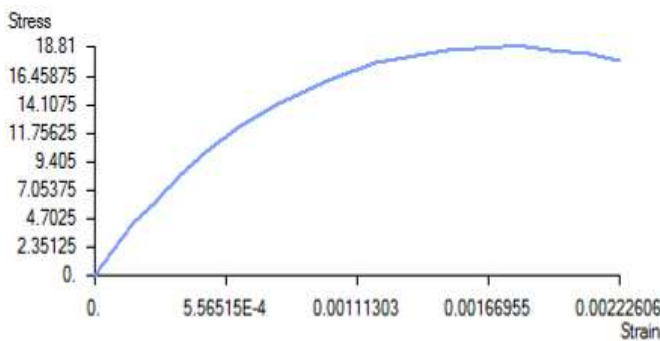


Рис. 2.21 – Повна діаграма деформування $\sigma_c - \varepsilon_c$ із аналітичним обмеженням фібрових деформацій

Таблиця 2.3

Максимальні напруження у бетоні та арматурі моделі з/б елемента

Закон $\sigma_c - \varepsilon_c$	Максимальні напруження, МПа	
	σ_c	σ_s
I	-11,5	-78,4 +29,3
II	-9,61	-90,5 +34,3
III	-9,60	-93,1 +35,2

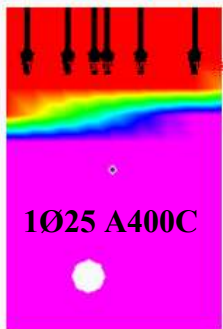
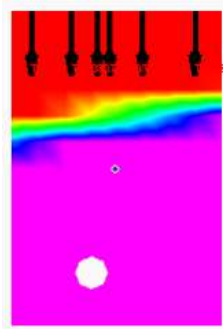
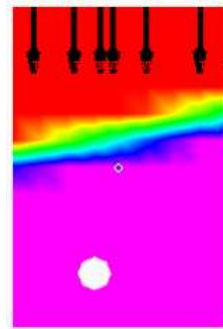
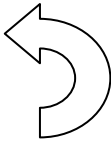
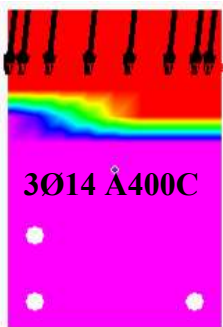
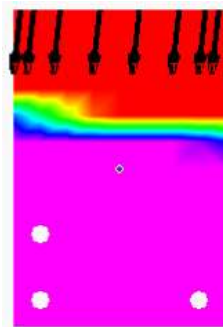
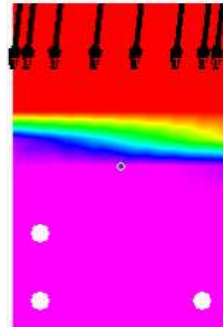

Для з'ясування впливу повної діаграми роботи бетону на перерозподіл зусиль між компонентами залізобетонного елемента, досліджено напружено-деформований стан цих елементів на косий згин [32; 257]. У таблиці 2.4 наведені

результати поетапного навантаження скінченно-елементних моделей косозігнутих залізобетонних балок, що відрізнялися схемами розміщення робочої арматури та кутом прикладення навантаження. Моделі балок довжиною 3000 мм з поперечним перерізом $160 \times 240(h)$ мм завантажувалися двома силами рівновіддаленими від опор. Робоче армування моделей балок підписано на перерізах у таблиці 2.4.

Досліджені скінченно-елементні моделі балок дають змогу врахувати особливості вичерпання їхньої несучої здатності: на стадіях критичного навантаження виявлено поворот нульової лінії в поперечному перерізі, що свідчить про поступовий перехід роботи бетону на найбільш напружених ділянках на низхідну гілку діаграми $\sigma_c - \epsilon_c$. При цьому змінюються розміри та форма стиснутої зони бетону, що вимагає під час аналітичного розрахунку досліджуваних конструкцій застосовувати відповідні формули.

Таблиця 2.4

Результати скінченно-елементного моделювання косозігнутих з/б елементів

Шифр зразка	Прикладене зусилля / Ескіз положення нейтральної лінії			Напрямок повороту нульової лінії	Максимальні напруження
БП-1-1	$M = 9,00$ кНм  1Ø25 A400C	$M = 23,85$ кНм 	$M = 34,65$ кНм 		$\sigma_c = 23,8$ МПа $\sigma_s = 363$ МПа
БП-4-2	$M = 7,65$ кНм  3Ø14 A400C	$M = 27,00$ кНм 	$M = 42,30$ кНм 		$\sigma_c = 20,3$ МПа $\sigma_s = 573$ МПа

2.4 Перерозподіл зусиль у несучих елементах будівлі під час підсилення

Для визначення впливу величини пошкоджень бетонної частини перерізу на перерозподіл зусиль по всьому перерізу, а також зміни виду деформацій, на який працюватиме досліджуваний елемент, проведено чисельне дослідження за допомогою комп'ютерного скінченно-елементного моделювання напружено-деформованого стану декількох найбільш поширених залізобетонних конструкцій. Моделювання проведено в програмному комплексі Software Package Femap 2020.2 with NX Nastran (використовувалася Trial Version Siemens Digital Industries Software з персональним активаційним кодом 2827301401535961). Сталь та бетон задавалися об'ємними скінченними елементами із врахування фізичної нелінійності їх роботи [43; 44; 45; 46]. Крім цього, для бетону врахована деформаційна анізотропія – різні деформаційні та міцнісні характеристики при стиску та розтягу, а також можливість утворення тріщин (зазорів між скінченними елементами бетону) при розтягу. Поставлена таким чином нелінійна задача вирішувалася кроково-ітераційним методом Ньютона-Рафсона.

Одна з конструкцій, що розглядалася – залізобетонна колона прямокутного поперечного перерізу із пошкодженнями у вигляді сколотого кута бетону та оголення несучої поздовжньої арматури колони (див. рис. 2.22, а-б). Так як порушується симетричність бетонного перерізу, а також виключаються із сумісної роботи окремі сталеві стержні робочого армування у випадку їх оголення, стиснутий залізобетонний переріз починає працювати на позацентровий стиск. При цьому відбувається перерозподіл деформацій по бетонному перерізу. Із врахуванням низхідної залежності між деформаціями та напруженнями для бетону, волокна із критичними деформаціями бетону можуть довільно переміщуватися по ньому.

Поздовжні зусилля в бетоні та арматурі під час виконання аналітичних розрахунків визначено із рівнянь проектування зусиль на вісь колони z :

$$\sum z = 0: N_c + \sum_{i=1}^n N_{si} - N_{Ed} = 0. \quad (2.5)$$

Для знаходження рівнодійних зусиль у сталевих стержнях N_{si} та бетони N_c , застосуємо спрощені дволінійні діаграми деформування матеріалів та деформаційний критерій міцності. Рівнодійна в бетони буде рівна:

$$N_c = \int_0^{X-\lambda X} dy \int_{x_1}^{x_2} \frac{f_{cd} y}{X - \lambda X} dx + \int_{X-\lambda X}^X dy \int_{x_1}^{x_2} f_{cd} dx = \frac{f_{cd} X^2 \omega_1}{\sin 2\theta}. \quad (2.6)$$

При цьому відстань від цієї рівнодійної до нейтральної лінії знаходиться за формулою:

$$y_c = \frac{S_{cx}}{N_c} = X \frac{\varphi_1}{\omega_1}, \quad (2.7)$$

де $S_{cx} = \int_0^{X-\lambda X} dy \int_{x_1}^{x_2} \frac{f_{cd} y}{X - \lambda X} \cdot y dx + \int_{X-\lambda X}^X dy \int_{x_1}^{x_2} f_{cd} \cdot y dx = \frac{f_{cd} X^3 \varphi_1}{\sin 2\theta}$ – статичний момент

площі стиснутої частини бетонного перерізу;

$$x_1 = \frac{(y - X)}{\operatorname{tg} \theta}; \quad x_2 = (X - y) \operatorname{tg} \theta - \text{відстані до центрів ваги перерізу;}$$

θ – кут нахилу нейтральної лінії до горизонтальної осі симетрії перерізу;

$$\omega_1 = \frac{1 + \lambda + \lambda^2}{3}; \quad \varphi_1 = \frac{1 + \lambda + \lambda^2 - \lambda^3}{6} - \text{відповідно коефіцієнти повноти епюри}$$

напружень у бетони стиснутої зони та відносного значення координати точки прикладання зусилля N_c .

Визначення рівнодійних N_{si} пропонується виконувати залежно від значення напружень σ_{si} , що відповідають деформаціям ε_{si} на розрахунковій дволінійній діаграмі стану арматури, на основі виразу:

$$N_{si} = \sigma_{si} A_{si}, \quad (2.8)$$

де A_{si} – площа поперечного перерізу i -го стержня арматури.

Значення напружень σ_{si} визначаються за законом Гука залежно від відносних деформацій арматури:

$$\varepsilon_{si} = \frac{y_{si} \varepsilon_{cu3,cd}}{X}. \quad (2.9)$$

Внутрішні зусилля та напруження для залізобетонної колони із пошкодженням одного її типорозміру визначено за допомогою формул (2.6) і

(2.8). Результати цього розрахунку порівняно із результатами чисельного моделювання аналогічного пошкодження колони, що дало збіжний результат. Тому з метою пришвидшення виконання розрахунків, визначення напружень в перерізах колони для інших типів пошкоджень виконувалося тільки методом чисельного моделювання. Нижче для наочності порівняння представлені результати чисельного моделювання.

Спочатку було проведено чисельний розрахунок залізобетонної колони перерізом 400×600 мм без пошкодження. За результатами розрахунку отримано, що найбільші напруження в стиснутій зоні бетону рівні $-8,6$ МПа; найбільші напруження у розтягнутих стержнях арматури $+69,35$ МПа, у стиснутих $-205,7$ МПа, що менше розрахункових значень міцності відповідних матеріалів.

Наступними етапами було моделювання пошкодження колони у вигляді “збитого” кута бетону на глибину 50 мм, 100 мм або 200 мм, що складає відповідно $0,6\%$, $2,5\%$ і 10% поперечного перерізу, та оголення несучої поздовжньої арматури на довжині 1000 мм від опорної частини колони. При цьому досліджувалися дві окремі моделі: з розташуванням пошкодження із стиснутої чи розтягнутої сторони колони. Останнім етапом було моделювання підсилення пошкодженої колони – влаштування обойми по кутам колони із рівнополичкових кутників на горизонтальних планках. Для кожної моделі пошкодженої колони визначалися напруження у характерних точках перерізу та було виконано порівняння цих значень у ідентичних точках для колон з різними пошкодженнями, а потім підсиленої колони. Як і передбачалось, найбільші концентратори напружень виникають при глибині пошкодження 200 мм. Розподіл напружень навколо зони такого пошкодження на бетоні та в арматурних стержнях показано на рисунку 2.22. Слід відмітити, що при розташуванні пошкодження бетонного осердя у розтягнутій зоні, арматурний стержень при цьому виявляється практично без напружень (виключається з роботи) (див. рис. 2.22, в). А при розташуванні пошкодження бетонного осердя у стиснутій зоні у арматурному стержні виникають сконцентровані напруження стиску, що приводять до місцевої втрати стійкості арматурного стержня та виникнення косоного стиску у поперечних

перерізах колони (див. рис. 2.22, г). При цьому у арматурному стержні, що знаходиться по діагоналі навпроти від пошкодження, виникають сконцентровані напруження розтягу, що свідчить про перерозподіл зусиль в перерізі.

За отриманими результатами моделювання напружено-деформованого стану виконано порівняння впливу глибини пошкоджень на несучу здатність та зміну максимальних напружень у бетоні та в арматурних стержнях залізобетонних колон, що оформлено у вигляді гістограм (див. рис. 2.23).

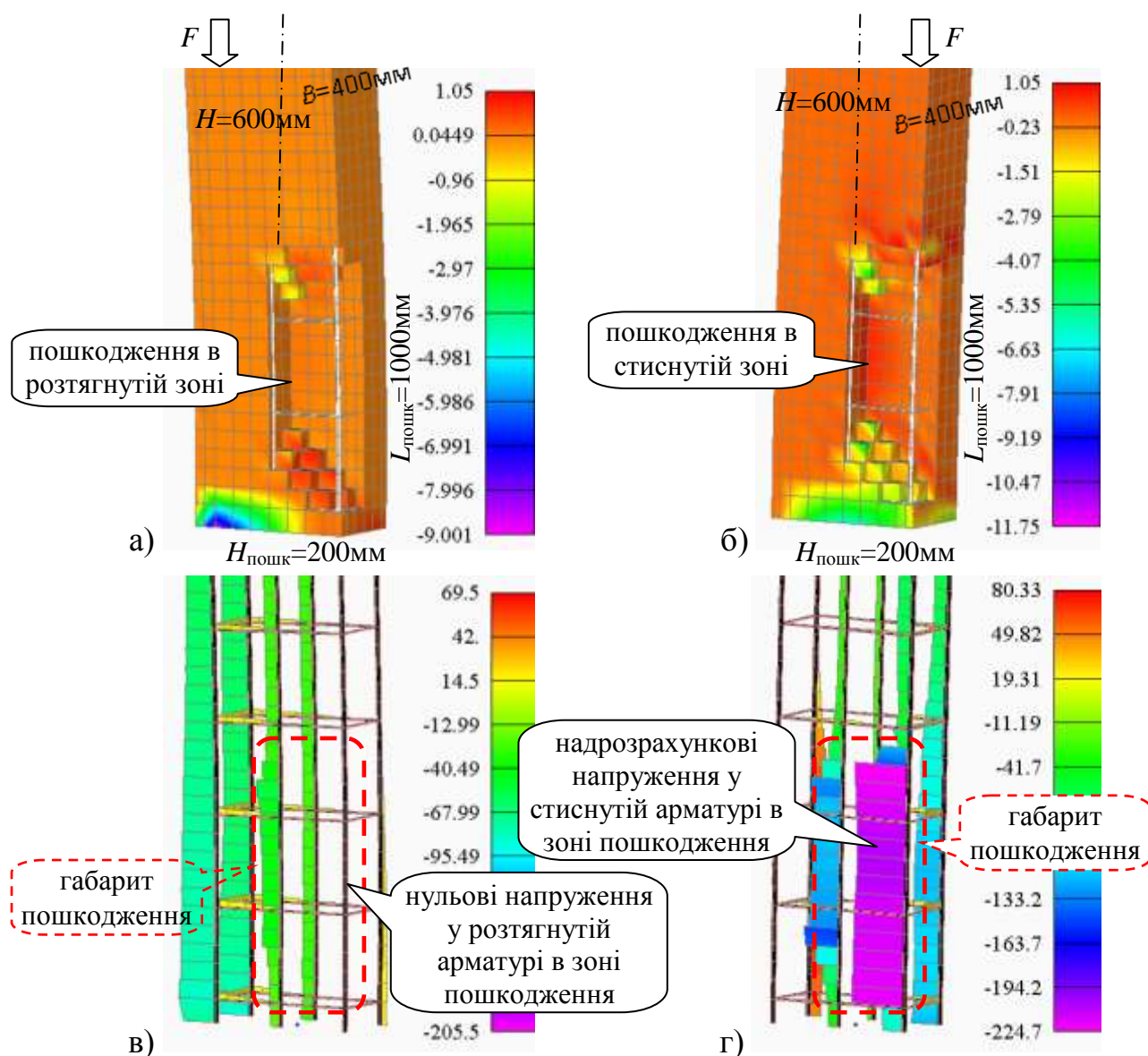


Рис. 2.22 – Напруження (МПа) на бетоні (а-б) і в стержнях арматури (в-г) колони при пошкодженні глибиною 200 мм у розтягнутій (а, в) і стиснутій (б, г) зонах

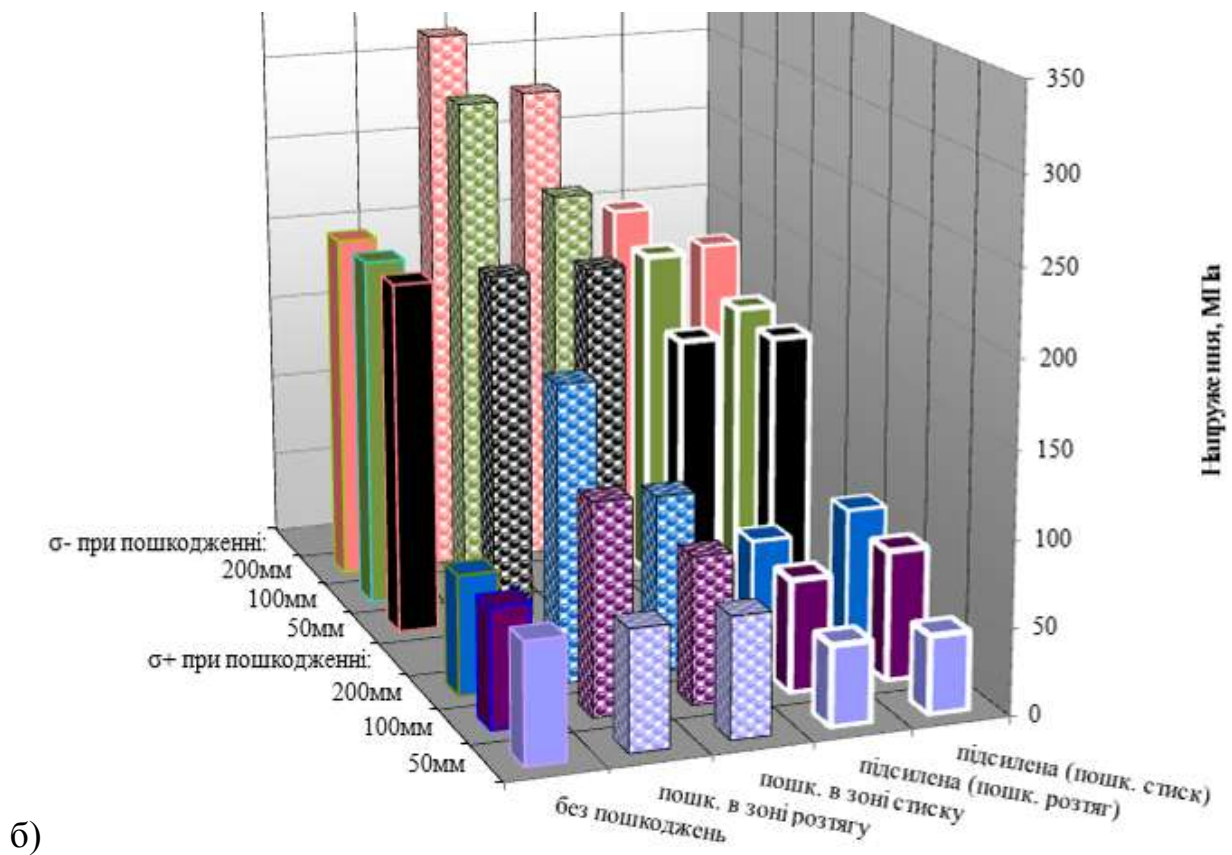
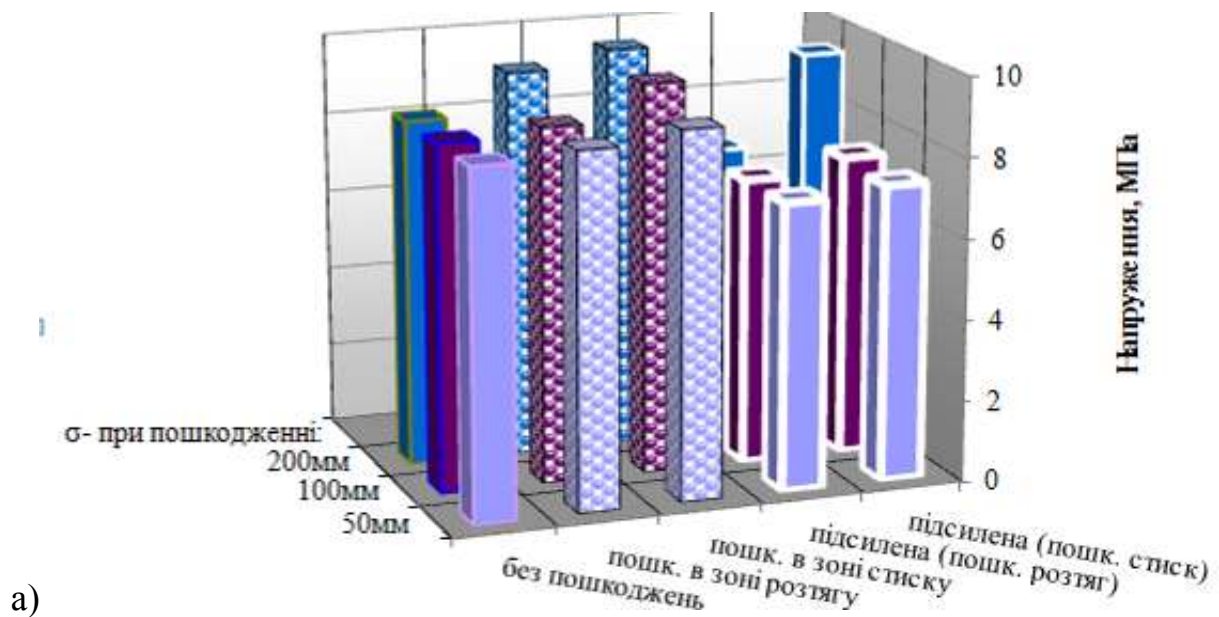


Рис. 2.23 – Зміна максимальних напружень у бетоні (а) та в стержнях арматури (б) залізобетонної колони в залежності від величини пошкодження

За порівнянням, викладеним на рисунку 2.23, можна підсумувати, що наявність пошкодження бетонного кута колони на глибину 50 мм з оголенням робочої арматури, що складає 0,6% від площі поперечного перерізу, суттєво не впливає на підвищення напружень у перерізі колони. Влаштування сталеві

обойми підсилення при цьому є недоцільним. При наявності пошкодження бетонного кута колони на глибину 100 мм з оголенням робочої арматури, що складає 2,5% від площі поперечного перерізу, напруження у бетоні підвищуються на 10%, а в арматурних стержнях на 43%, залишаючись при цьому в межах розрахункових нормованих значень. Пошкодження бетонного кута колони на глибину 200 мм (10% від площі поперечного перерізу колони) приводить до збільшення напружень в бетоні на 27%, а в арматурних стержнях на 58%. Напруження при цьому перевищують гранично допустимі значення. Влаштування сталевих обойми з кутників зменшують напруження як в бетоні, так і в арматурних стержнях до рівня напружень в непошкодженій колоні.

Також виконано аналіз перерозподілу зусиль у пошкодженій залізобетонній ребристій плиті покриття [40]. Чисельне моделювання спочатку було виконано для плити без пошкоджень із врахуванням нелінійної роботи матеріалів. Далі виконано моделювання пошкодження бетону поздовжнього ребра посередині прольоту на висоту до 150 мм із оголенням та кородуванням на 50% початкової площі перерізу робочої арматури; пошкодження бетону поздовжнього ребра на відстані 1,5 м від опори на висоту до 120 мм із оголенням та кородуванням на 50% початкової площі перерізу робочої арматури; пошкодження бетону поперечного ребра посередині його прольоту на всю висоту до полицки із оголенням та кородуванням на 50% площі перерізу робочої арматури (рис. 2.24).

Результати моделювання напружено-деформованого стану пошкодженої плити показано на рисунку 2.24. Як видно з наведених розподілів напружень, зменшення на 50% початкової площі арматурних стержнів викликають в них майже в чотири рази більші за середні концентрації напружень, що сягають межі текучості сталі (див. рис. 2.24, б). За рахунок цього, у бетоні у місцях пошкоджень розтягнута зона заходить майже до верху перерізу плити (див. рис. 2.24, а), що свідчить про загальне руйнування плити. Підсилення поздовжніх ребер замодельовано швелерами №14, а підсилення поперечних ребер – встановлення швелерів №10. Результати моделювання напружено-деформованого стану пошкодженої плити з конструкцією підсилення показано на рисунку 2.25.

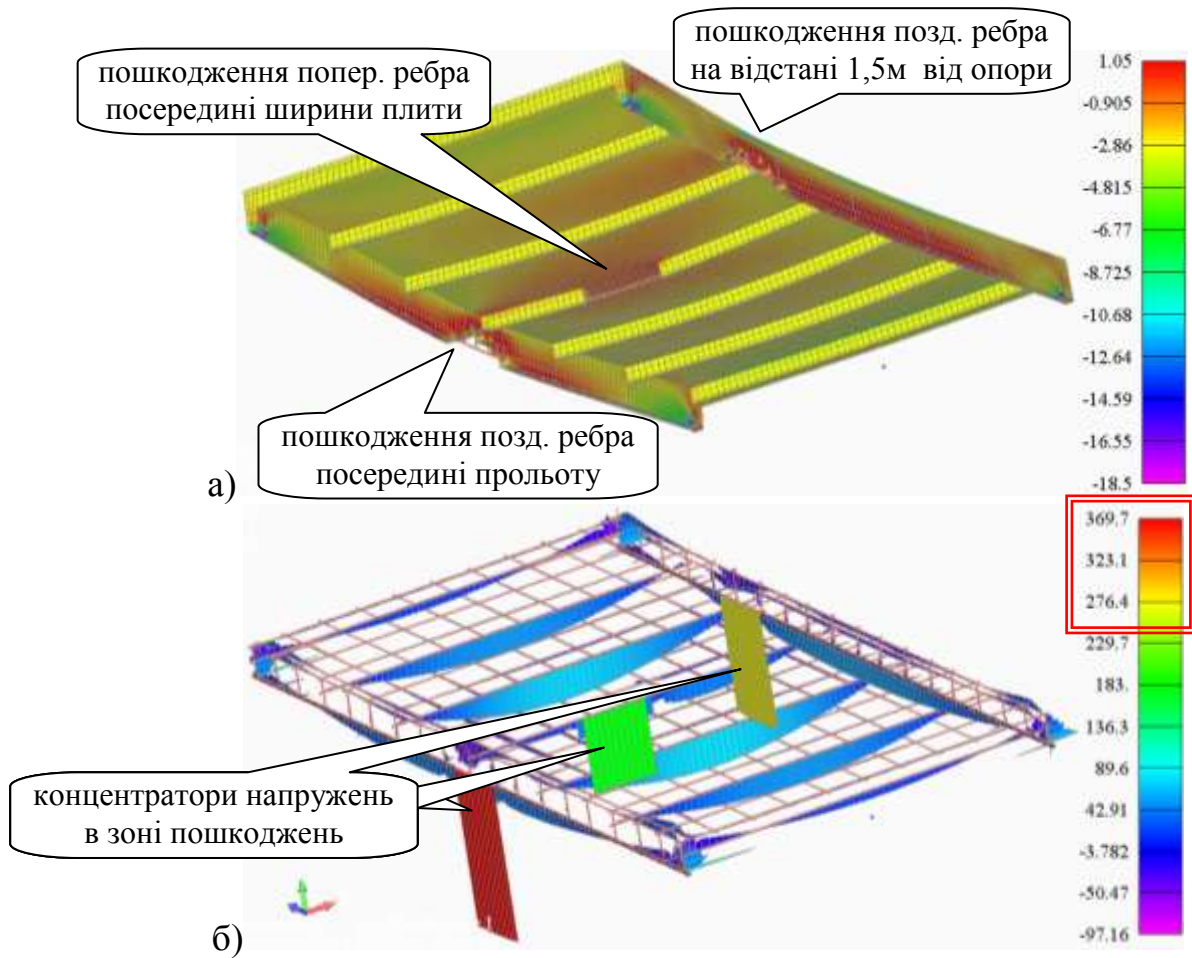


Рис. 2.24 – Розподіл напружень (МПа) в бетоні (а) і арматурі (б) пошкодженої плити

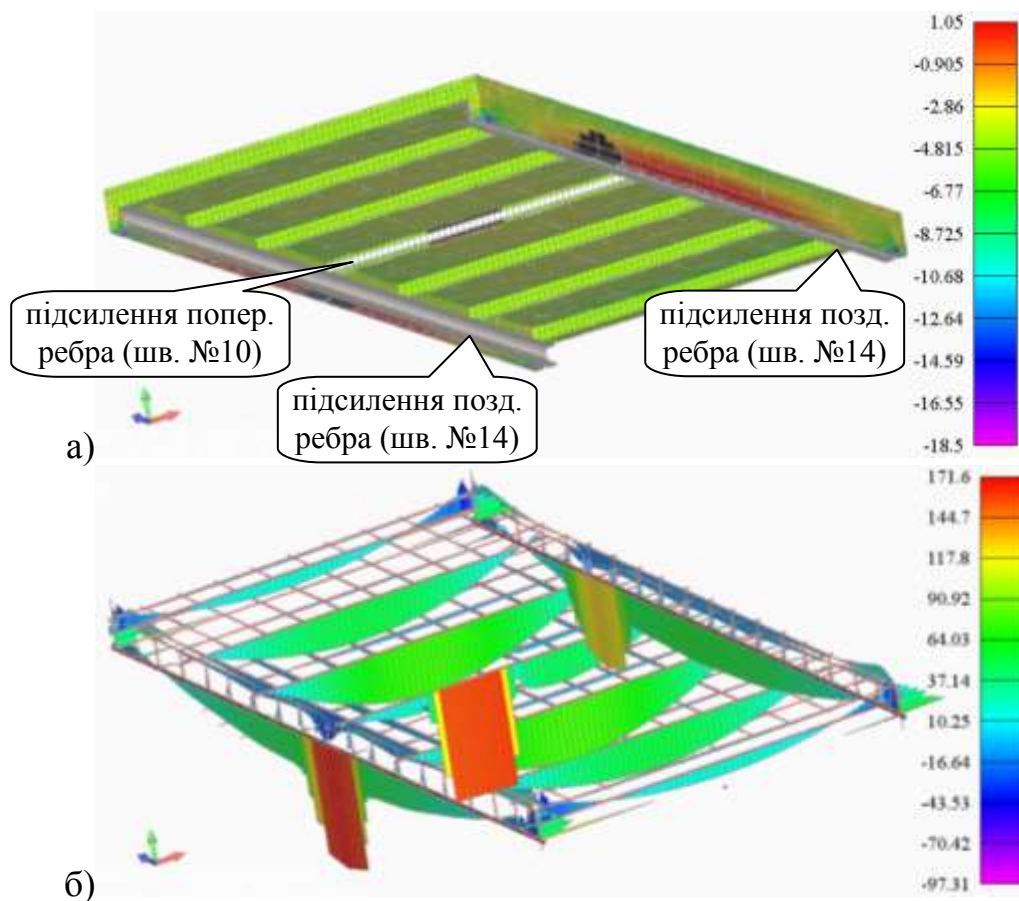


Рис. 2.25 – Розподіл напружень (МПа) в бетоні (а) і арматурі (б) підсиленої плити

За наведеними на рисунку 2.25 діаграмами розподілу напружень видно, що бетонна поличка плити повністю стиснута із напруженнями до 10 МПа. Максимальні напруження розтягу в арматурі рівні 172 МПа (див. рис. 2.25, б), що доводить можливість подальшої безаварійної роботи підсиленої плити. При цьому слід відмітити, що вага сталі на виконання підсилення ~ 200 кг, що дешевше заміни пошкодженої плити на нову. Порівняння зміни напружень у плиті без пошкоджень, з пошкодженнями і після підсилення показано на рисунку 2.26.

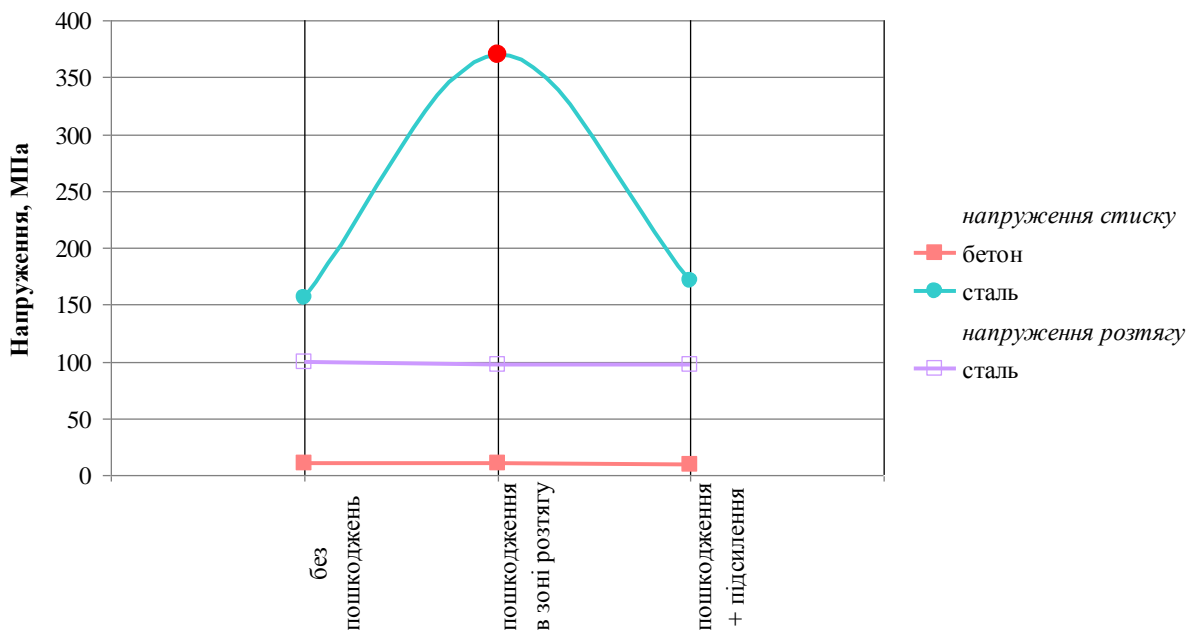


Рис. 2.26 – Зміна напружень у плиті з різними пошкодженнями та підсиленням

Ще одна з досліджених конструкцій – пошкоджена монолітна часторебриста залізобетонна плита, що являла собою плиту загальним габаритом 18×18 м із несучими балками, розташованими з кроком 1500 мм (див. рис. 2.27). Спочатку було проведено чисельний розрахунок залізобетонної плити без пошкодження. За результатами розрахунку отримано, що найбільші напруження в стиснутій зоні бетону рівні $-7,65$ МПа; найбільші напруження у розтягнутих стержнях арматури $+62,5$ МПа, у стиснутих $-78,6$ МПа. Максимальний прогин при цьому посередині прольоту рівний $3,77$ мм. Наступним етапом було моделювання пошкодження однієї другорядної балки плити перекриття у вигляді сколотого бетону на глибину до 50 мм та оголення і ураження корозією на 50% початкової площі поперечного перерізу робочої поздовжньої арматури на довжині 1000 мм.

За результатами другого розрахунку отримано, що найбільші напруження в стиснутій зоні бетону рівні $-7,67$ МПа; найбільші напруження у розтягнутих стержнях арматури $+67,8$ МПа, у стиснутих $-79,3$ МПа. Порівняння напружень у плиті без і з пошкодженнями виконано у вигляді гістограм (див. рис. 2.28). Стріла прогину при цьому рівна $3,99$ мм, що значно менше нормованого значення $1/300$.

Аналіз порівнянь напружень у фрагменті плити без і з пошкодженнями (рис. 2.28) показує, що за рахунок спільної роботи всіх балок монолітного перекриття, навантаження, що мало б сприйматися пошкодженою балкою, перерозподіляється між сусідніми цілими балками, що забезпечує «живучість» такого перекриття.

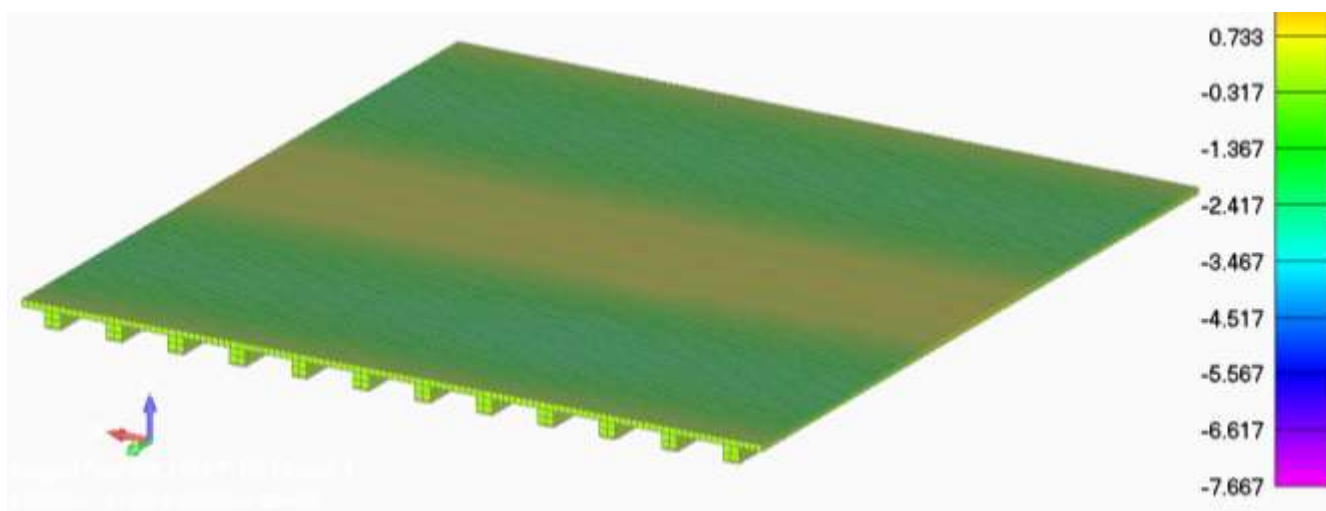


Рис. 2.27 – Розподіл нормальних напружень (МПа) у бетоні пошкодженої плити

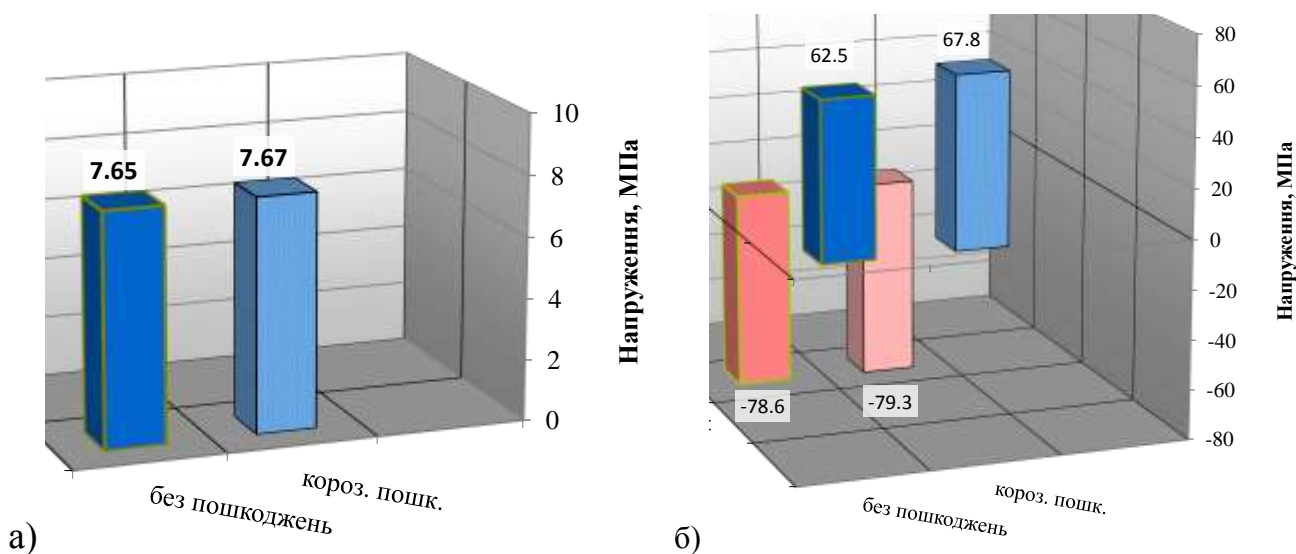


Рис. 2.28 – Зміна максимальних напружень у бетоні (а) та арматурних стержнях (б) плити без та з пошкодженнями

2.5 Обґрунтування необхідності забезпечення сумісної роботи шарів сталезалізобетонних конструкцій

Аналіз забезпечення процесу перерозподілу зусиль показав, що він як такий можливий тільки в тому випадку, якщо забезпечена сумісна робота компонентів конструкції. Конструктивні заходи із забезпечення сумісної роботи елементів каркасу будівлі з метою рівномірного розподілу навантажень та підвищення загальної міцності й жорсткості будівель застосовувалися з початку виникнення будівництва як такого. Зокрема ще у XIV столітті для забезпечення сумісної роботи кам'яних стінових блоків на їх торцях виконувалися пази у формі «ластівчин хвіст». Такі замкові поєднання суміжних блоків можливо вважати одним із перших прототипів зв'язків зсуву у двокомпонентних сталезалізобетонних конструкціях.

Так як в більшості випадків елементи *сталевих конструкцій* складаються із одного стержня, то відповідальними точками перерозподілу зусиль при попередньому напруженні є вузли з'єднання цих елементів [12].

У попередньо напружених *залізобетонних конструкціях* вигідні зусилля створюють для підвищення тріщиностійкості бетону шляхом попереднього натягу стержнів робочого армування. Підвищення тріщиностійкості бетону спонукало до найбільшого поширення попереднього напруження саме залізобетонних конструкцій. Для попередньо напружених залізобетонних конструкцій відповідальною зоною контакту двох матеріалів для перерозподілу зусиль є зчеплення бетону із сталевими арматурними стержнями. Це зчеплення забезпечується схвачуванням складових бетонної суміші під час тужавіння з гофрованими виступами на поверхні арматури. У влаштуванні додаткових анкерних засобів у цьому випадку немає необхідності.

У стиснутих *трубобетонних конструкціях* бетонне ядро знаходиться в об'ємному напруженому стані. Крім цього, для підвищення його несучої здатності можуть застосовувати центрифугування чи використання самонапружуючого цементу для виготовлення бетонної суміші. Тому між бетонним ядром та

сталевою оболонкою виникає бічний тиск завдяки якому сталеві труба та бетон працюють сумісно без додаткових анкерів [176].

У *сталезалізобетонних конструкціях*, що поєднують переваги сталевих і залізобетонних конструкцій, попереднє напруження і регулювання зусиль застосовують рідше, ніж у залізобетонних, але частіше, ніж в сталевих конструкціях. Ефективному застосуванню попереднього напруження сталезалізобетонних конструкцій сприяють особливості їх влаштування, такі як, наприклад, багатостадійність їх навантаження під час створення [14; 127; 128]. У попередньо напружених сталезалізобетонних конструкціях зменшення витрат сталі забезпечується за рахунок:

- створення статично невизначених схем роботи та штучного розподілу зусиль між перерізами й елементами конструкцій;
- штучного створення вигідно врівноважених епюр напружень в поперечних перерізах елементів конструкції, які у більшості випадків додатково обтискають залізобетонну плиту, розвантажуючи сталеву частину конструкції;
- ефективного використання високоміцних матеріалів.

Ідея ефективного використання фізико-механічних властивостей сталі і бетону у сталезалізобетонних конструкціях (робота бетону тільки на стиск, сталі – на розтяг) приводить до їх взаємодії лише контактними поверхнями, а не повним чи частковим обетонуванням сталевих елементів бетоном, як це реалізовано у залізобетонних конструкціях. Для належного перерозподілу зусиль між бетоном та сталевією частиною, необхідно забезпечити сумісну роботу цих шарів [268; 269]. Тому при таких умовах створення поперечного перерізу, влаштування та дослідження з'єднувальних анкерних засобів (зв'язків зсуву) вздовж контактної площини двох матеріалів є очевидним (див. рис. 2.29). Згідно визначення понять за ДБН В.2.6-160:2010 [70], з'єднувальні анкерні засоби між бетоном (залізобетоном) і сталевим прокатом сталезалізобетонного елемента повинні мати належну міцність і жорсткість, що дає можливість розглядати ці компоненти як частини одного композитного елемента.

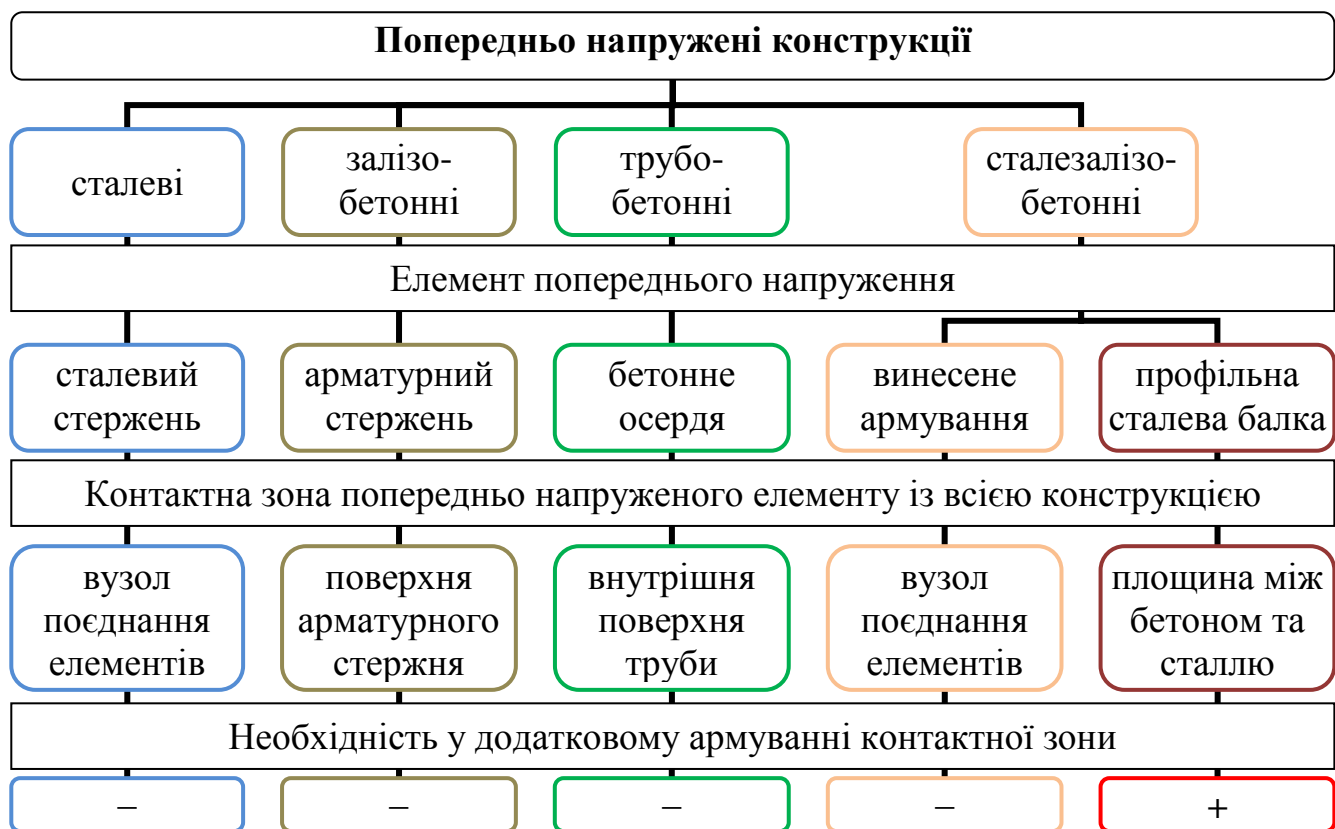


Рис. 2.29 – Схема-обґрунтування необхідності влаштування з'єднувальних анкерних засобів між компонентами сталезалізобетонних конструкцій з метою реалізації передбачуваного перерозподілу зусиль між ними

Проаналізувавши ресурсощадність перерозподілу зусиль, що виникає за рахунок зміни розрахункової схеми будівлі чи за рахунок зміни жорсткості поперечного перерізу несучого елемента будівлі як для нового будівництва, так і під час підсилення пошкоджених будівельних конструкцій (див. табл. 2.5), дозволив виявити раціональні способи регулювання зусиль з метою їх застосування для сталезалізобетонних конструкцій. Серед них можна виділити:

- ✓ оптимізація статичної схеми → вирівнювання епюр і зменшення розрахункових значень внутрішніх зусиль та, як результат – підвищення несучої здатності;
- ✓ попереднє напруження → підвищення жорсткості конструкції; у випадку створення під час попереднього напруження деформацій, протилежних експлуатаційним – підвищення жорсткості і несучої здатності конструкції;
- ✓ влаштування монолітної нерозрізної схеми → підвищення «живучості» [34].

Таблиця 2.5

Підсумки дослідження ресурсоощадності перерозподілу зусиль

№ п/п	Причина, що викликає перерозподіл зусиль	Наслідок перерозподілу зусиль	Ресурсоощадний ефект
<i>Розрахункові методи регулювання зусиль</i>			
1	Влаштування нерозрізної схеми роботи конструкцій	Зменшення пролітних і збільшення опорних згинальних моментів	Можливість зменшення розмірів поперечного перерізу
2	Врахування фактичної жорсткості нерегулярних опор	Зменшення опорних згинальних моментів	
3	Вибір оптимальних прольотів поперечної рами будівлі	Вирівнювання пролітних згинальних моментів суміжних прольотів	
4	Зміна кута нахилу поздовжньої вісі конструкції відносно вісі навантаження	Досягнення мінімальних внутрішніх зусиль в конструкції	
5	Зміна типу опор	Оптимізація значень опорних реакцій; розвантаження пролітних частин	
6	Врахування дійсних діаграм роботи матеріалів	Визначення фактичного напружено-деформованого стану конструкцій	Визначення критичних точок перерізу
7	Врахування початкового НДС частин композитних конструкцій		
<i>Силові методи регулювання зусиль</i>			
8	Попереднє напруження чи вигин окремих елементів комбінованого перерізу	Підвищення жорсткості конструкцій	Підвищення несучої здатності та жорсткості
9	Влаштування монолітної нерозрізної схеми роботи конструкцій	Підвищення загальної «живучості» конструкцій	
<i>Експлуатаційне неконтрольоване регулювання зусиль</i>			
10	Наявність послаблень чи отворів поперечного перерізу	Робота конструкцій на складні види деформацій	Перевантаження, зменшення несучої здатності
11	Зміна розрахункової схеми чи планово-висотного положення конструкцій	Виникнення додаткових навантажень	
12	Корозійні пошкодження сталевих елементів	Зменшення площі перерізу та фізико-механічних властивостей сталі	

2.6 Висновки за другим розділом

1. На основі дослідження методів та заходів перерозподілу зусиль в несучих елементах будівель на основі рівня підвищення їхньої несучої здатності та жорсткості виділено ресурсощадні способи регулювання зусиль з метою їх застосування для сталезалізобетонних конструкцій. Ці способи можна поділити на розрахункові (пасивні) та силові (активні). До розрахункових (пасивних) способів раціонального регулювання зусиль у СЗБК можна віднести: зміну статичної схеми чи зміну поперечного перерізу елементів пропорційно епюрам внутрішніх зусиль; влаштування нерозрізної схеми; передбачення проміжних пружних опор у вигляді підкосів чи підтримувальної шпренгельної системи; технології створення конструкцій, що викликає протилежні експлуатаційним попередні напруження.

2. Розрахунковими способами регулювання зусиль передбачається за допомогою конструктивних заходів чи технології будівництва без застосування енерговитратних методів процесу напруження. Зокрема, змінюючи розрахункову схему та поперечний переріз в процесі створення СЗБК без зміни коефіцієнту армування, досягається збільшення їх несучої здатності та жорсткості в 1,4 і 1,82 рази відповідно. Для СЗБК із оптимізованим поперечним перерізом шляхом заміни стиснутої сталевий полицки на бетонну або шляхом оптимізації топології та кроку отворів у стінці сталевий елементу, забезпечено на тому ж рівні несучу здатність та жорсткість таких конструкцій із одночасним зменшенням до 35% коефіцієнту армування. Це доводить можливість ефективного ресурсощадного регулювання зусиль у СЗБК без застосування додаткового армування чи енерговитратних методів попереднього напруження.

3. Силовими методами раціонального регулювання зусиль у СЗБК є попереднє напруження чи вигин окремих конструктивних елементів шляхом натягу зтяжки, встановлення упорів тощо. При цьому, зазвичай, необхідне збільшення коефіцієнту армування поперечного перерізу. Для СЗБК з початковим коефіцієнтом армування $\mu = 0,05 \dots 0,23$ та його додатковим підвищенням в

процесі регулювання зусиль не більше, ніж на 20%, несуча здатність збільшується до 70%, а жорсткість – до 2,5 раз.

4. Під час експлуатації будівельних конструкцій накопичення пошкоджень (зміни початкових параметрів) може приводити до перерозподілу зусиль, що знижуватиме несучу здатність та жорсткість конструкції. Для мінімізації впливу такого перерозподілу зусиль необхідно застосовувати заходи по відновленню початкових розрахункових схем та рівня несучої здатності пошкоджених конструкцій. У результаті підсилення пошкоджених будівельних конструкцій найчастіше утворюються СЗБК в яких необхідно розробляти заходи по регулюванню зусиль та включення елементів підсилення в роботу пошкодженої конструкції. Для визначення запасів несучої здатності утворених таким чином СЗБК необхідно враховувати фактичні розміри пошкоджень, початковий напружено-деформований стан компонентів конструкцій та дійсні фізико-механічні властивості матеріалів і закони їх деформування.

5. Проаналізовані випадки перерозподілу зусиль показали, що вони як такі можливі тільки в тому випадку, якщо забезпечена сумісна робота компонентів конструкції. Ідея ефективного використання фізико-механічних властивостей сталі і бетону у СЗБК (робота бетону тільки на стиск, сталі – на розтяг) приводить до їх взаємодії лише контактними поверхнями, а не повним чи частковим обетонуванням сталевих елементів бетоном, як це реалізовано у залізобетонних конструкціях. Для належного перерозподілу зусиль між бетоном та сталеву частину, необхідно забезпечити сумісну роботу цих шарів. Тому при таких умовах створення поперечного перерізу, влаштування та дослідження з'єднувальних анкерних засобів (зв'язків зсуву) вздовж контактної площини двох матеріалів є очевидним.

РОЗДІЛ 3

ВИЗНАЧЕННЯ ВНУТРІШНІХ ЗУСИЛЬ У СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННОМУ СТЕРЖНІ ІЗ ВРАХУВАННЯМ ГЕОМЕТРИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ

3.1 Постановка задачі досліджень геометричної нелінійності

Усі розглянуті випадки перерозподілу зусиль у будівельних конструкціях, як було обґрунтовано у розділі 2, можливі лише за умови сумісної роботи частин або самих елементів конструкції між собою. Тому у сталезалізобетонних конструкціях з регулюванням зусиль має бути забезпечена сумісна робота між бетоном (залізобетоном) і конструкційними або холодноформованими профільними сталевими елементами [70]. Сумісна робота цих компонентів має забезпечуватися за допомогою з'єднань (анкерних засобів), що працюють на зсув і виключають можливість поздовжнього відносного ковзання бетону і сталі, а також їхнього відшарування між собою. У протилежному випадку, за наявності відносного зсуву $\Delta_{зс}$ компонентів сталезалізобетонного елемента між собою, площа поперечного перерізу стержня перетвориться на сукупність площин, тобто відбудеться депланація перерізу (див. рис. 3.1). Відносне проковзування двох шарів між собою приведе до порушення лінійної залежності між зовнішнім навантаженням, деформаціями нормального перерізу та прогинами. Описана нелінійна залежність називається геометричною нелінійністю [71].

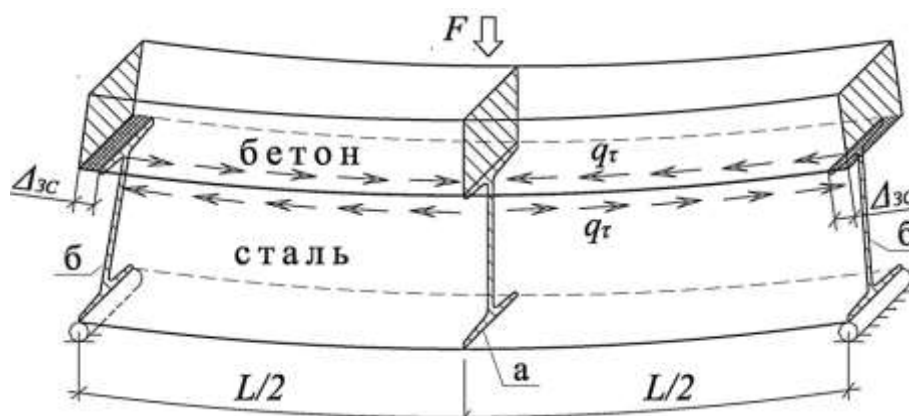


Рис. 3.1 – Згинаний СЗБ стержень із виділенням поперечних перерізів, де гіпотеза плоских перерізів: а) виконується; б) порушується

У випадку абсолютно жорсткого з'єднання двох шарів, композитний елемент сприйматиме зовнішнє навантаження як балка-моноліт. Дотичні зусилля зсуву у контактному шві визначатимуться за відомими залежностями опору матеріалів із врахуванням гіпотези плоских перерізів.

У випадку податливого контактного шва та виникнення зсуву між шарами, як було зазначено, гіпотеза плоских перерізів порушується. У цьому випадку, дотичні зусилля зсуву необхідно визначати із врахуванням фактичного опору зсуву з'єднувальних засобів (анкерів). Значення цих зусиль будуть меншими у порівнянні із їх значеннями, знайденими для випадку роботи конструкції як балки-моноліт. Внутрішній згинальний момент, що виникатиме окремо у шарах складеного стержня від цих зсувних зусиль, не буде забезпечувати його роботу як балки-моноліт. Для забезпечення сумісної роботи складеного стержня як балки-моноліт необхідно вирішити задачу по підборі оптимальних параметрів анкерних засобів між сталевую та бетонною частинами.

Під час дійсної роботи згинаних сталезалізобетонних двошарових конструкцій за рахунок певної жорсткості анкерних засобів між бетонною плитою та сталевую балкою, що не є нескінченною, контактний шов матиме певну податливість. Це дозволить деякий відносний зсув між плитою і балкою та впливатиме на перерозподіл зусиль між ними.

Саме цим аргументована актуальність досліджень величини зсувних зусиль у контактному шві між залізобетонною і сталевую прокатною частинами, а також геометричної нелінійності під час регулювання зусиль у згинаному сталезалізобетонному стержні.

Поставлену задачу умовно розділено на дві (з першого погляду незалежні) частини (див. рис. 3.2):

– визначення зсувного зусилля у контактному шві між залізобетонною і сталевую прокатною частинами згинаного сталезалізобетонного стержня із врахуванням жорсткостей зв'язків зсуву (анкерів) та уточненням крайових умов їх роботи в бетонному шарі, а також жорсткостей з'єднувальних шарів;

– визначення впливу зсувного зусилля у контактному шві між залізобетонною і сталевую прокатною частинами згинаного сталезалізобетонного стержня на їх напружено-деформований стан.



Рис. 3.2 – Постановка задачі досліджень геометричної нелінійності

Зазвичай, визначення внутрішніх зусиль у будівельних конструкціях базується на передумовах щодо ідеальної пружності матеріалів, незалежності жорсткості конструктивних елементів від величини й тривалості дії навантаження, а також незмінності через малі значення деформацій геометричних величин, які входять в умови рівноваги. На цих же передумовах базується і можливість перерозподілу зусиль у елементах несучого каркасу будівель.

Для підвищення доступності алгоритмів розрахунку та поширення їх застосування в інженерну практику доцільним є використання спрощених методів розрахунку, які дають змогу із достатньою достовірністю визначити всі необхідні компоненти напружено-деформованого стану досліджуваних конструкцій.

Тому, щоб отримати результати поставленої першої частини задачі, були прийняті наступні вихідні гіпотези:

- гіпотеза плоских перерізів. Тобто дійсним вважається наближене диференціальне рівняння зігнутої осі анкерів (зв'язків зсуву);
- сумісна робота анкера та бетону на продавлювання описується аналітичними залежностями теорії пружності за наперед відомими фізико-механічними характеристиками бетону;
- бетон навколо анкера не працює на розтяг;

- відсутність деформацій обтиснення анкера;
- відсутність реактивних поздовжніх зусиль вздовж осі анкера;
- поперечні перерізи анкерів мають вісь (осі) симетрії.

Для вирішення другої частини задачі, були прийняті такі вихідні гіпотези:

- деформації бетонної (залізобетонної) частини та сталевого прокату сталезалізобетонного стержня визначають з використанням гіпотези плоских перерізів із деякою корективою, що вносить можливий відносний зсув між шарами складеного сталезалізобетонного стержня: площини деформацій бетонної та сталеві частин перерізу можуть мати у зоні контакту стрибок, який рівний величині відносного зсуву між частинами у цьому перерізі. Цей стрибок також може виникнути в результаті двостадійної технології виготовлення сталезалізобетонної конструкції, про що йтиметься у розділі 4;

- відсутній взаємно обернений тиск нижнього шару на верхній, тобто відсутні деформації обтиснення і вони не впливають на НДС конструкції;

- нейтральні осі напружень та деформацій у перерізі сталезалізобетонного стержня збігаються при тривалому навантаженні;

- при згині сталезалізобетонного стержня виникає неоднорідний напружений стан, для якого залежності «напруження-деформації» для бетону і сталі є визначеними, що дозволяє за відомими відносними деформаціями в будь-якій точці поперечного перерізу стержня визначити напруження в бетонній та сталевій частинах;

- згадувані діаграми «напруження-деформації» для бетону і сталі при неоднорідному напруженому стані (внаслідок згину) отримані з дослідів при однорідному напруженому стані (одновісного стиску чи розтягу). Для бетону вжито криволінійну діаграму з низхідною віткою; бетон на розтяг не працює.

На рисунку 3.3 показана структурно-логічна схема проведених теоретично-експериментальних досліджень величини зсувних зусиль у контактному шві між залізобетонною і сталевію прокатною частинами, а також геометричної нелінійності, що мають вплив на регулювання зусиль у згинаному сталезалізобетонному стержні.

Передумови досліджень щодо розробки нових типів самонапружених СЗБК

Несуча здатність композитної сталезалізобетонної балки знаходиться між несучими здатностями балки із жорсткими зв'язками зсуву (монолітної двошарової балки) та балки-пакета із повністю відсутніми зв'язками зсуву. Тому дослідження напружено-деформованого стану контактної шва є актуальною першочерговою задачею дослідження сталезалізобетонних стержневих конструкцій із регулюванням зусиль

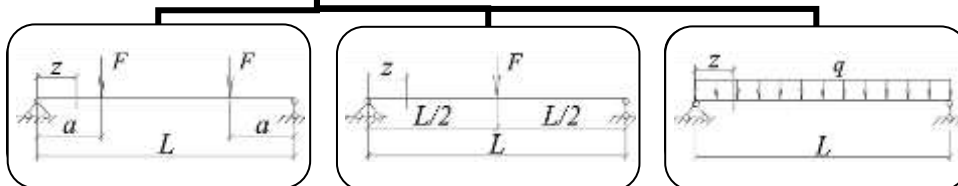
Теоретичні дослідження

1) Аналіз в загальному вигляді розподілу зусиль у контактному шві згинаного сталезалізобетонного стержневого елемента

2) Уточнення зсувного зусилля із врахуванням жорсткостей зв'язків зсуву (анкерів), крайових умов їх закріплення в бетонному шарі та жорсткостей з'єднувальних шарів

3) Застосування формул визначення зсувних зусиль для однопролітних балок із різними схемами завантаження

Досліджені розрахункові схеми СЗБ балок:



4) Порівняння отриманих значень зсувного зусилля із результатами експериментальних досліджень

5) Розвиток теоретичних залежностей визначення внутрішніх зусиль у складових шарах композитного сталезалізобетонного стержня

6) Загальні вирази визначення напружень у складових шарах композитного сталезалізобетонного стержня

Практичне застосування

7) Визначення напружень у складових шарах композитного сталезалізобетонного стержня та їх порівняння з результатами експериментальних випробувань:

СЗБ балок без попереднього напруження

попередньо самонапружених СЗБ балок

Досліджені поперечні перерізи СЗБ балок:

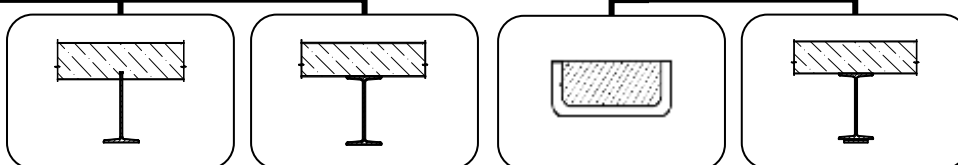


Рис. 3.3 – Структурно-логічна схема теоретично-експериментальних досліджень величини зсувних зусиль у контактному шві між залізобетонною і сталеву прокатною частинами, а також геометричної нелінійності СЗБ стержня

3.2 Визначення зусиль у зв'язках зсуву згинаних сталезалізобетонних стержневих елементів

Розглянемо сталезалізобетонний стержень, який завантажений тільки поперечним навантаженням, із розташуванням сталеві частини перерізу у розтягнутій зоні (див. рис. 3.4). Прийmemo жорсткість сталеві і бетонної частин постійними по всій довжині стержня та позначимо їх відповідно $E_s \cdot I_s$ і $E_c \cdot I_c$. Результатом розрахунку такого стержня мають бути розподіли напружень і деформацій в нормальних перерізах комбінованого перерізу, включаючи контактний шов.

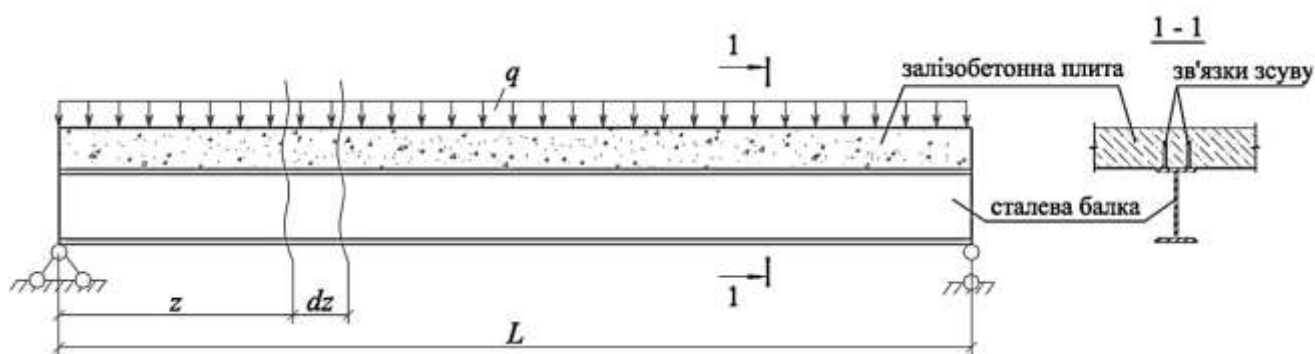


Рис. 3.4 – Загальний вигляд двошарової сталезалізобетонної стержневої конструкції

Зона контакту має забезпечувати як зв'язок взаємного зсуву двох шарів (сталі та бетону) один відносно одного, так і поперечний зв'язок утримання двох шарів від взаємного зміщення перпендикулярно вісі стержня. У даному випадку поперечний зв'язок забезпечений конструктивно, так як два шари комбінованого стержня безпосередньо прилягають один до одного стичними площинами, через які передають вертикальне навантаження між собою. У той же час, відсутній взаємно обернений тиск нижнього шару на верхній, тобто відсутні деформації обтиснення і вони не впливають на напружено-деформований стан конструкції.

Згідно вимог ДСТУ Б В.2.6-216:2016 «Розрахунок і конструювання з'єднувальних елементів сталезалізобетонних конструкцій» [79], зв'язки зсуву необхідно проектувати з таких міркувань, щоб їх деформації були рівні

деформаціям матеріалу з'єднувальних шарів у місці контакту. У цьому випадку двошарову конструкцію можливо було б розраховувати як монолітний стержень, що значно спрощує теоретичні викладки. Проте досить часто із конструктивних міркувань у зв'язку із точковим розташуванням з'єднувальних засобів, які сприймають деформації зсуву між двома шарами сталезалізобетонного стержня, напруження в цих з'єднувальних засобах значно більші за напруження в шарах оточуючого їх матеріалу. Тому в цьому випадку двошарову конструкцію необхідно розглядати як складений стержень на пружно податливих зв'язках, якими є з'єднувальні анкери. Зсув двох шарів відносно один одного відбувається в результаті деформації самих анкерних засобів та внаслідок деформації (змину) бетону у зоні контакту з анкерами. Зсув двох шарів впливає на розподіл відносних деформацій у перерізах двошарового стержня тим більше, чим ближче розташовані ці перерізи до кінців стержня та до місць розташування зосереджених поперечних сил.

Таким чином, розподіли відносних деформацій у перерізах кожної частини двошарового стержня мають знаходитися між їх значеннями для балки із повністю жорсткими зв'язками зсуву (монолітної двошарової балки) та для балки-пакета із повністю відсутніми зв'язками зсуву (див. рис. 3.5). Ці відносні деформації можна знайти за формулою:

$$\varepsilon = \varepsilon_{mon} \cdot \psi + \varepsilon_{pak} \cdot (1 - \psi), \quad (3.1)$$

де ε_{mon} та ε_{pak} – відносні деформації нормального перерізу балки із абсолютно жорсткими чи повністю відсутніми зв'язками зсуву;

ψ – коефіцієнт, що залежить від розмірів балки, навантаження на неї та конструкції зв'язків зсуву між шарами комбінованої балки. Для орієнтовних розрахунків цей коефіцієнт можливо знаходити за формулою:

$$\psi = \frac{\lambda^2 \cdot L^2}{\lambda^2 \cdot L^2 + \pi^2}, \quad (3.2)$$

де L – проліт балки;

λ – коефіцієнт, що залежить від жорсткостей зв'язків зсуву (анкерних засобів) та жорсткостей самих шарів композитної балки.

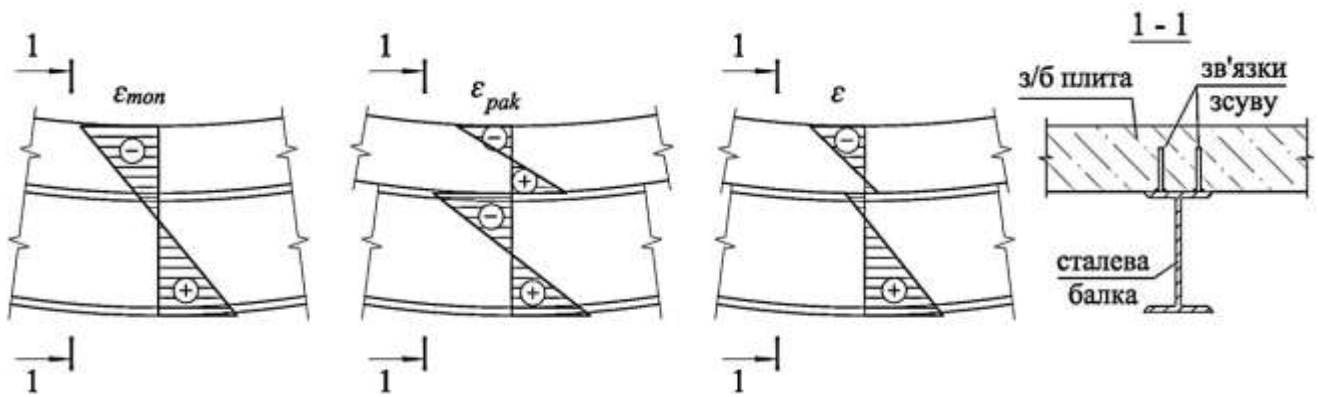


Рис. 3.5 – Можливі розподіли відносних деформацій у перерізах двошарового сталезалізобетонного стержня, зображеного на рисунку 3.4

Для знаходження коефіцієнту λ розглянемо елементарну ділянку довжиною dz з пружними зв'язками зсуву та недеформованими поперечними зв'язками (див. рис. 3.6), вирізану із стержневої сталезалізобетонної конструкції, зображеної на рисунку 3.4. Маємо один контактний шов та два шари композитного стержня. Визначення зусиль у шві та шарах двошарової конструкції є статично невизначеною задачею. Розрахунок такого статично невизначеного складеного стержня ускладнюється тим, що жорсткість залізобетонної частини перерізу змінюється внаслідок пружно-пластичної роботи бетону на різних етапах завантаження конструкції.

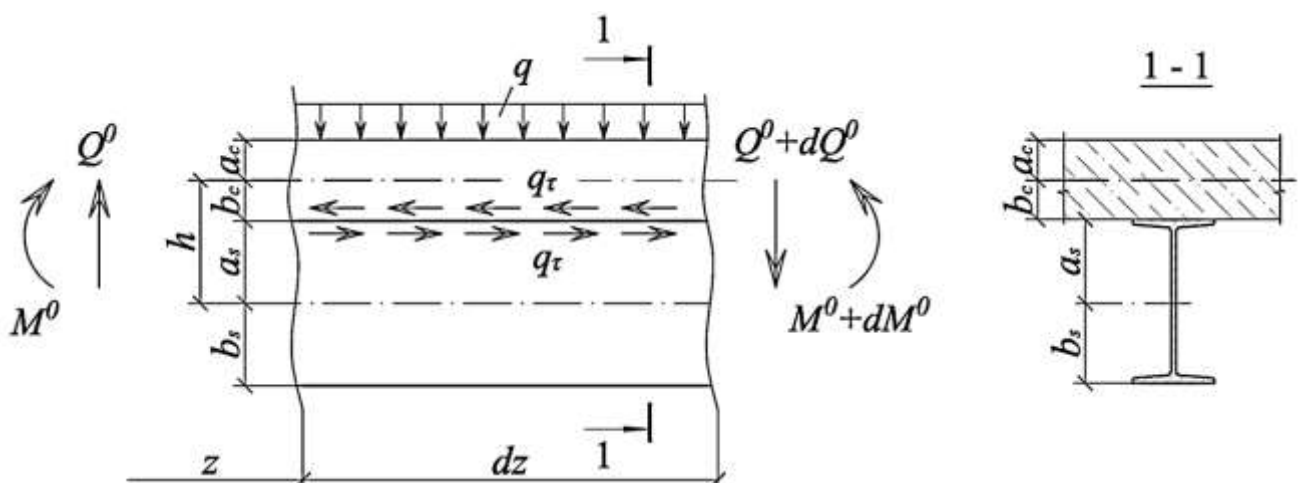


Рис. 3.6 – Основна система ділянки двошарового згинаного сталезалізобетонного елемента із заміною зв'язків зсуву на дотичні зусилля

У якості основної статично визначеної системи приймемо ділянку елемента з двох шарів із видаленими зв'язками зсуву та їх заміною на дотичні зусилля q_τ , як показано на рисунку 3.6. Поперечні сили та згинальні моменти від зовнішнього навантаження, які діють на відсічену частину без врахування зусиль, що передаються від зв'язків зсуву, позначимо Q^0 та M^0 відповідно. За зйому невідому приймемо рівнодіючу T_z дотичних зусиль q_τ , що діють по одну сторону від розглядуваного перерізу на ділянці довжиною dz . Рівнодіюча T_z та погонні дотичні зусилля q_τ пов'язані такими диференціальними залежностями:

$$T_z(z) = T_z(z=0) + \int_0^z q_\tau(t) dt \quad \text{або} \quad T_z'(z) = q_\tau(z). \quad (3.3)$$

Погонні дотичні зусилля q_τ у шві та взаємний зсув Δ_{zc} верхніх волокон нижче розташованого шару відносно нижніх волокон вище розташованого шару пропорційні, тобто

$$q_\tau = \chi \cdot \Delta_{zc}, \quad (3.4)$$

де χ – жорсткість зв'язків зсуву (анкерних засобів).

Для визначення коефіцієнту жорсткості χ зв'язків зсуву схематично зобразимо фрагмент сталевих та бетонних шарів у зоні їх контакту, а також анкерні засоби між ними, як показано на рисунку 3.7. Умовно зсунемо нижній сталевий шар відносно верхнього бетонного на величину взаємного зсуву Δ_{zc} . Приймемо, що з'єднання анкерів із сталевими та бетонними частинами повністю забезпечено на розглядуваному етапі роботи конструкції. Число анкерів вважатимемо нескінченно великим, а сам композитний стержень нескінченно довгим. Крок анкерів позначимо літерою B_a .

Із зображеного на рисунку 3.7 фрагменту розрахункової схеми видно, що невідомими величинами є: кути повороту верхнього перерізу анкера, зануреного в бетон, що позначимо φ_c , та величина зсуву нижнього перерізу анкера, привареного до сталевих профілю, відносно свого початкового положення, що позначено Δ_{zc} . Знаходження невідомих величин, очевидно, має виконуватися за ітераційною методикою.

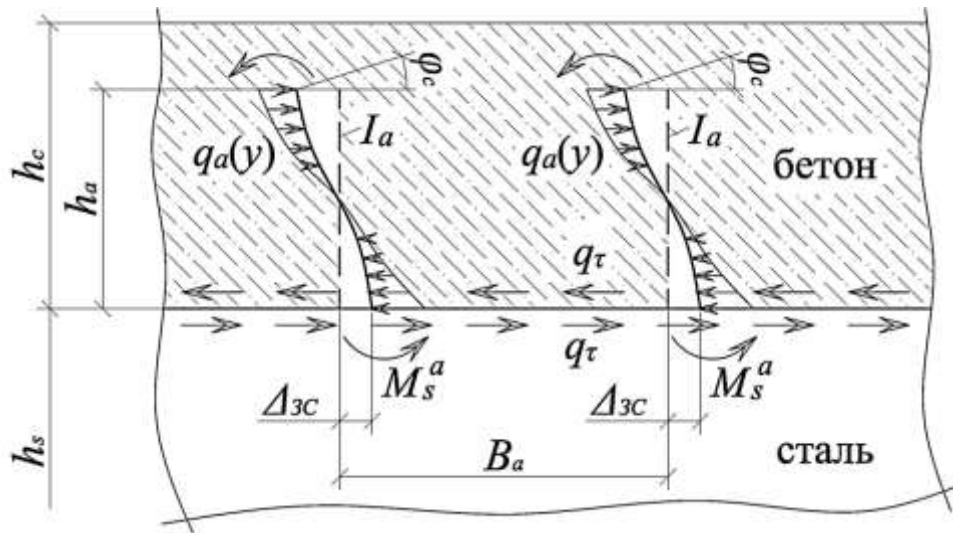


Рис. 3.7 – Фрагмент сталевго і бетонного шарів при їх відносному зсуві на величину $\Delta_{зс}$ та анкерних засобів між ними (I_c, I_s, I_a – моменти інерції відповідно бетонного і сталевго шарів та анкерних засобів у площині їх згину)

Для знаходження двох невідомих розглянемо роботу анкера в бетоні як консольну жорстко затиснену балку до сталевї частини перерізу, завантажену нерівномірно розподіленим навантаженням опору бетону. Нерівномірне навантаження опору бетону можна ототожити з тиском на балку, що лежить на пружній основі. Зобразимо розрахункову схему анкера, що оточений пружним середовищем, яке не працює на розтяг, як показано на рисунку 3.8. Анкер покажемо його зігнутою віссю.

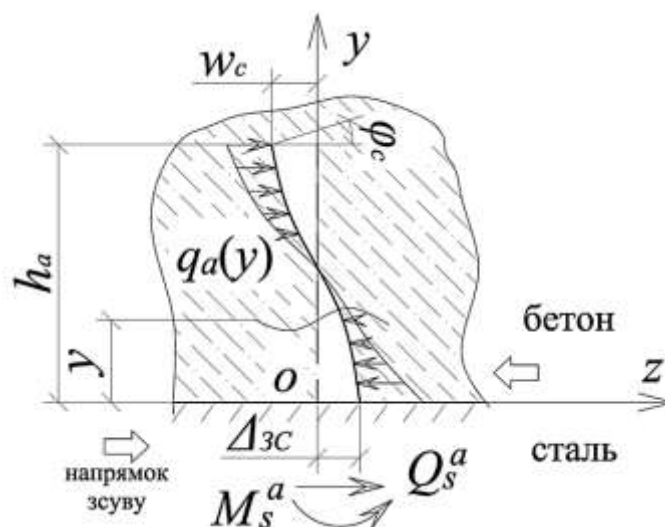


Рис. 3.8 – Розрахункова схема анкера в бетоні

Проведемо систему координат $zoу$ із початком у нижньому перерізі анкера, привареного до сталевій частини сталезалізобетонного стержня. З огляду на те, що жорсткість на згин сталевій частини сталезалізобетонного стержня на порядок вище за жорсткість на згин самого анкера, з достатньою мірою точності можна вважати, що кут повороту та горизонтальне переміщення перерізу анкера на початку координат (в точці o) відносно сталевій частини перерізу будуть рівні нулю. Переміщення анкера в точці o відносно свого початкового положення рівне шуканій величині взаємного зсуву двох шарів.

Опорні реакції анкера в точці o на початку координат будуть рівні згинальному моменту M_s^a та поперечній силі Q_s^a . Поперечна сила Q_s^a чисельно рівна шуканій величині зсувного зусилля T_a , що сприймається одним анкером.

На вільному кінці анкера зануреного в бетон внутрішні зусилля будуть рівні нулю: $M_c^a = 0$ і $Q_c^a = 0$. Проте відмінними від нуля будуть шукані переміщення цього перерізу, що позначені w_c і φ_c (див. рис. 3.8). Таким чином, граничні умови переміщень згідно прийнятих на рисунках 3.7 і 3.8 позначень приймуть вигляд:

$$\begin{aligned} y = 0 & : & w_s = \Delta_{zc}; \varphi_s = 0; \\ y = h_a & : & w_c \neq 0; \varphi_c \neq 0. \end{aligned} \quad (3.5)$$

Статичні крайові умови на кінцях анкера матимуть вигляд:

$$\begin{aligned} y = 0 & : & M_s^a \neq 0; Q_s^a = T_a \neq 0; \\ y = h_a & : & M_c^a = 0; Q_c^a = 0. \end{aligned} \quad (3.6)$$

Реакція опору на анкер пружного середовища (бетону) на рисунку 3.8 подана у вигляді нерівномірно розподіленого по довжині навантаження $q_a(y)$, що залежить від функції переміщень анкера в бетоні, тобто є функціоналом $q_a(y) = f(w(y))$. Вигляд цього функціоналу залежить від прийнятих гіпотез пружної роботи середовища (бетону). У випадку вінклерівської залежності між навантаженням та величиною просідань анкера в бетоні, функція реактивного нерівномірно розподіленого навантаження бетону на анкер буде рівна:

– без врахування фізичної нелінійності бетону:

$$q_a(y) = -k \cdot d_a \cdot w(y); \quad (3.7)$$

– із врахуванням фізичної нелінійності бетону:

$$q_a(y) = -k(y) \cdot w(y), \quad (3.8)$$

де k і $k(y)$ – постійний або змінний відповідно коефіцієнт пропорційності.

Змінна його величина є наслідком фізичної нелінійності бетону.

Врахування під час визначення функції пружної лінії анкера змінного за глибиною коефіцієнта пропорційності $k(y)$ за відповідним законом його розподілу, що враховуватиме фізичну нелінійність бетону, можливе, зокрема, за ітераційною методикою. У цьому випадку реактивне навантаження $q_a(y)$ на наступному кроці ітерації має визначатися із результатів розрахунку переміщень на попередньому кроці. При цьому функція коефіцієнту $k(y)$ визначається експериментально або теоретично на основі діаграми деформування бетону $\sigma - \varepsilon$. Ця функція залишається незмінною в ітераційному процесі.

Функція $q_a(y)$ має врівноважувати значення опорних реакцій M_s^a і Q_s^a , тобто задовольняти умови статичної рівноваги:

$$\begin{aligned} Q_s^a &= \int_0^{h_a} q_a(y) dy; \\ M_s^a &= \int_0^{h_a} q_a(y) \cdot y dy. \end{aligned} \quad (3.9)$$

Диференціальне рівняння зігнутої осі затиснутого у бетоні анкера із врахуванням функції реактивного нерівномірно розподіленого навантаження бетону на анкер (3.7)-(3.8) прийме вигляд:

– без врахування фізичної нелінійності бетону:

$$\frac{d^4 w(y)}{dy^4} = -\frac{k \cdot d_a \cdot w(y)}{E_a \cdot I_a}; \quad (3.10)$$

– із врахуванням фізичної нелінійності бетону:

$$\frac{d^4 w(y)}{dy^4} = -\frac{k(y) \cdot w(y)}{E_a \cdot I_a}, \quad (3.11)$$

де $E_a \cdot I_a$ – жорсткість на згин поперечного перерізу анкера.

Загальний розв'язок однорідного диференціального рівняння (3.10), що не враховує фізичну нелінійність бетону, має вигляд:

$$w(y) = C_1 e^{\xi} \cos \xi + C_2 e^{\xi} \sin \xi + C_3 e^{-\xi} \cos \xi + C_4 e^{-\xi} \sin \xi, \quad (3.12)$$

де $\xi = \alpha \cdot y$ – безрозмірна координата

$$\alpha = \sqrt[4]{\frac{k \cdot d_a}{4 \cdot E_a \cdot I_a}} \text{ – узагальнена характеристика жорсткості бетону та анкера;}$$

$C_1 \dots C_4$ – сталі інтегрування, що знаходяться із використанням статичних крайових умов (3.6) та відомих диференціальних залежностей при згині:

$$Q(y) = \frac{E_a \cdot I_a \cdot d^3 w(y)}{dy^3}; \quad (3.13)$$

$$M(y) = \frac{E_a \cdot I_a \cdot d^2 w(y)}{dy^2}.$$

Із визначеними сталими інтегрування, вираз (3.12) буде мати вигляд:

$$w(\xi) = w_M(\xi) + w_Q(\xi), \quad (3.14)$$

де $w_M(\xi)$ і $w_Q(\xi)$ – складові переміщення від відповідних зусиль M_s^a і Q_s^a .

Складові переміщень будуть рівні:

$$w_M(\xi) = \frac{M_s^a \alpha}{2\alpha^3 E_a I_a (e^{4\beta} - 6e^{2\beta} + 4e^{2\beta} \cos^2 \beta + 1)} \cdot \left[e^{\beta-\xi} (\cos(\beta-\xi) + \sin(\beta-\xi)) + e^{\beta+\xi} (2\cos \xi \sin \beta - \cos(\beta+\xi) + \sin(\beta-\xi)) + e^{3\beta+\xi} (\cos(\beta-\xi) - \sin(\beta-\xi)) - e^{3\beta-\xi} (2\cos \xi \sin \beta + \cos(\beta+\xi) + \sin(\beta-\xi)) \right], \quad (3.15)$$

$$w_Q(\xi) = \frac{Q_s^a}{2\alpha^3 E_a I_a (e^{4\beta} - 6e^{2\beta} + 4e^{2\beta} \cos^2 \beta + 1)} \cdot \left[e^{\beta+\xi} (2\cos \xi \sin \beta + \cos(\xi-\beta)) + e^{\beta-\xi} \cos(\xi-\beta) - e^{3\beta+\xi} \cos(\beta-\xi) + e^{3\beta-\xi} (2\cos \xi \sin \beta - \cos(\beta-\xi)) \right], \quad (3.16)$$

де $\beta = \alpha \cdot h_a$ – безрозмірний параметр, який характеризує міру впливу глибини переміщення анкера в бетон.

Використовуючи диференціальні залежності при згині (3.13) та граничні умови переміщень (3.5) із залежності (3.14) можливо знайти вираз для знаходження величини зсувного зусилля $Q_s^a = T_a$, що сприймається одним

анкером. Проте цей вираз не буде враховувати фізичну нелінійність бетону. Розглянемо випадок знаходження цього зусилля із врахуванням цієї нелінійності.

У диференціальному рівнянні зігнутої осі затиснутого у бетоні анкера із врахуванням фізичної нелінійності бетону (3.11) на відміну від рівняння (3.10) другий доданок містить змінну функцію $k(y)$. Внаслідок цього, загальний аналітичний розв'язок рівняння (3.11) (а також можливість його існування) залежить від вигляду самої функції $k(y)$. Крім цього, якщо маємо функцію $k(y)$ заданою не у формульному вигляді, а таблично (наприклад, за результатами експерименту), аналітичний розв'язок рівняння (3.11) відшукати неможливо. Тому для розв'язку рівняння (3.11) доцільно застосовувати ітераційні підходи.

Вважаючи жорсткість на згин перерізу анкера $E_a \cdot I_a$ постійною, чотири рази проінтегрувавши рівняння (3.11) по змінній y , отримаємо інтегральне рівняння зігнутої вісі анкера в бетоні:

$$w(y) = C_1 + C_2 \cdot y + C_3 \cdot y^2 + C_4 \cdot y^3 - \Delta(y), \quad (3.17)$$

де $\Delta(y)$ – інтегральний оператор послідовного чотирикратного інтегрування по змінній y параметра реактивного нерівномірно розподіленого опору бетону на анкер $q_a(y)$:

$$\Delta(y) = \int_0^{y_1} \left(\int_0^{y_2} \left(\int_0^{y_3} \left(\int_0^{y_4} \left(\frac{k(y_4) \cdot w(y_4)}{E_a \cdot I_a} \right) dy_4 \right) dy_3 \right) dy_2 \right) dy_1; \quad (3.18)$$

$C_1 \dots C_4$ – сталі інтегрування. Дві з них (C_3 і C_4) знаходять використовуючи дві статичні крайові умови (3.6) при $y=0$, а дві інші (C_1 і C_2) – із використанням умов статичної рівноваги (3.9).

Введемо інтегральні характеристики податливості бетону:

$$\Delta_1 = \int_0^{h_a} \Delta(y) \cdot k(y) dy; \quad \Delta_2 = \int_0^{h_a} \Delta(y) \cdot k(y) \cdot y dy; \quad (3.19)$$

$$c_i = \int_0^{h_a} k(y) \cdot y^i dy, \quad i = 0 \dots 4. \quad (3.20)$$

Із знайденими сталими інтегрування та введеними інтегральними характеристиками (3.19) і (3.20), вираз (3.17) буде мати вигляд:

$$w(y) = \left[\frac{c_1 c_4 - c_3 c_2 + (c_1 c_3 - c_0 c_4)y}{6E_a I_a (c_0 c_2 - c_1^2)} + \frac{c_2 - c_1 y}{c_0 c_2 - c_1^2} + \frac{y^3}{6E_a I_a} \right] Q_s^a - \Delta(y) + \left[\frac{c_1 c_3 - c_2^2 - (c_0 c_3 - c_1 c_2)y}{2E_a I_a (c_0 c_2 - c_1^2)} + \frac{c_1 - c_0 y}{c_0 c_2 - c_1^2} + \frac{y^2}{2E_a I_a} \right] M_s^a + \frac{\Delta_1 (c_2 - c_1 y) - \Delta_2 (c_1 - c_0 y)}{c_0 c_2 - c_1^2}. \quad (3.21)$$

За допомогою інтегрального рівняння (3.21) можливо знайти положення зігнутої вісі анкера в будь-якій його точці по довжині.

Для знаходження вихідної функції ітераційного процесу, необхідно задатися постійним початковим значенням коефіцієнту пружного опору бетону k_0 . За такої умови згідно з (3.18), (3.19) і (3.20) інтегральні характеристики податливості бетону запишуться у вигляді:

$$\Delta(y) = 0; \quad \Delta_1 = \Delta_2 = 0; \quad c_0 = k_0 \cdot h_a; \quad c_1 = k_0 \cdot \frac{h_a^2}{2}; \quad c_2 = k_0 \cdot \frac{h_a^3}{3}; \quad c_3 = k_0 \cdot \frac{h_a^4}{4}; \quad c_4 = k_0 \cdot \frac{h_a^5}{5}. \quad (3.22)$$

Таким чином, після підстановки (3.22) в (3.21) із-за умови лінійності функції прогинів $w(y)$ анкера в бетоні, який характеризується постійним коефіцієнтом опору k_0 і працює за лінійним законом, будемо мати:

$$w(y) = \frac{2Q_s^a}{k_0 h_a} \cdot \left(2 - \frac{3y}{h_a} \right) + \frac{6M_s^a}{k_0 h_a^2} \cdot \left(1 - \frac{2y}{h_a} \right). \quad (3.23)$$

За результатом залежності (3.23) знаходяться фактичні значення інтегральних характеристик і перевіряємо збіжність отриманих результатів прогину за (3.23) із отриманим результатом за залежністю, що враховує нелінійну поведінку бетону (3.21). Досягаючи збіжності результатів за допомогою декількох ітерацій, визначається деформований стан анкера та максимальні переміщення перерізу його примикання до сталевого профілю w_c , що рівні величині зсуву Δ_{zc} .

Знаючи величину відносного зсуву Δ_{zc} та записавши погонне дотичне зусилля q_τ у шві двошарової конструкції через зсувну силу T_a , що діє на один

анкер згідно (3.4), матимемо вираз для знаходження коефіцієнту жорсткості зв'язків зсуву:

$$\chi = \frac{q_\tau}{\Delta_{zc}} = \frac{q_\tau}{w(y)} = \frac{q_\tau}{C_1 + C_2 \cdot y + C_3 \cdot y^2 + C_4 \cdot y^3 - \Delta(y)}, \quad (3.24)$$

де сталі інтегрування та інтегральний оператор знаходять використовуючи інтегральну методику, описану вище.

Знайшовши фактичну величину зсуву Δ_{zc} у контактному шві між сталевією та бетонною частинами сталезалізобетонного стержня (див. рис. 3.7) у перерізі на відстані z від лівої опори (див. рис. 3.4) через відомі зовнішні зусилля із врахуванням деформацій бетону у зоні контакту з анкером, відповідно із основними залежностями теорії складених стержнів [149] запишемо лінійне диференціальне рівняння другого порядку для знаходження рівнодіючої дотичних зусиль T_z :

$$T_z'' - \chi \cdot \delta \cdot T_z = \chi \cdot \Delta_P, \quad (3.25)$$

де коефіцієнти будуть визначатися наступним чином:

$$\Delta_P = -\frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{M^0 \cdot h}{E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c}; \quad (3.26)$$

$$\delta = \frac{1}{E_s \cdot A_s} + \frac{1}{E_c \cdot A_c} + \frac{h^2}{E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c}.$$

де E_c, E_s – модулі пружності першого роду відповідно бетонного і сталевієго шару;

A_c, A_s – розрахункові площі поперечного перерізу відповідно бетонного і сталевієго шарів;

N_c^0, N_s^0 – поздовжні зусилля, що виникають в кожному окремому шарі від дії зовнішнього стискальїого чи розтягувальїого навантаження чи попереднього обтиску без врахування зусиль, що передаються від зв'язків зсуву.

Розв'язком лінійного диференціального рівняння другого порядку (3.25) із врахуванням (3.26) буде наступний вираз:

$$T_z = A \cdot sh(\lambda z) + B \cdot ch(\lambda z) + \frac{\chi}{\lambda} \cdot \int_0^z \Delta(t) \cdot sh(\lambda \cdot (z-t)) dt. \quad (3.27)$$

Тоді відповідно другій залежності в (3.3) фактичні погонні дотичні зусилля зсуву у перерізі на відстані z від лівої опори записують, знайшовши похідну від виразу (3.27):

$$q_\tau = T'_z = \lambda \cdot A \cdot ch(\lambda z) + \lambda \cdot B \cdot sh(\lambda z) + \chi \cdot \int_0^z \Delta(t) \cdot sh(\lambda \cdot (z-t)) dt. \quad (3.28)$$

У рівняннях (3.27) і (3.28) позначено:

$\lambda^2 = \chi \cdot \delta$ – використаний у формулі (3.2) коефіцієнт, що враховує дійсну жорсткість з'єднувальних засобів та податливість з'єднувальних шарів, знайдений із матриці жорсткостей зв'язків зсуву та самих шарів;

A та B – коефіцієнти, що визначаються із граничних умов на кінцях сталезалізобетонної балки по наведеній вище функціональній залежності (3.27), використовуючи наступні граничні умови: якщо на кінцях шва можливий взаємний зсув, то $T = 0$; якщо на кінцях шва заборонений взаємний зсув, то зсувне зусилля визначатиметься за знайденими χ та Δ_{zc} .

Вирази (3.27) і (3.28) повторюють розв'язок диференціального рівняння для знаходження рівнодіючої дотичних зусиль T_z , поданого у теорії складених стержнів [149], проте в них коефіцієнт λ , що враховує дійсну жорсткість з'єднувальних засобів χ та деформативність бетону в зоні контакту з анкерами, необхідно знаходити на відміну від теорії складених стержнів за ітераційною методикою із врахуванням дійсних деформацій бетону в зоні контакту з анкерами.

Таким чином, залежності (3.27) і (3.28) дають можливість визначити зсувні зусилля у контактному шві із врахуванням фактичних жорсткостей бетонного та сталевго шару, кроку встановлення та деформативності дискретних анкерних засобів між двома шарами стержня, а також граничних умов по кінцях стержня (можливого чи забороненого зсуву між шарами).

Слід відмітити, що зсувні зусилля у контактному шві між двома шарами сталезалізобетонного стержня, можуть сприйматися не тільки анкерними засобами (зв'язками зсуву), а й силами тертя між двома шарами, що виникають

від притискаючих сил s одного шару до іншого. При абсолютно жорстких поперечних зв'язках, як було прийнято на початку розрахунку, отримаємо зосереджені зусилля S , що притискають шари стержня один до одного у місцях прикладення зосереджених сил до балки, в т.ч. опорних реакцій. Віддаляючись від місць прикладення зосереджених сил, значення притискаючих сил S між двома шарами значно зменшуються. Сили тертя T_{fr} між двома шарами прямо пропорційні силам S :

$$T_{fr} = S \cdot \varphi, \quad (3.29)$$

де φ – коефіцієнт тертя, що залежить від матеріалу контактуючих шарів та стану самої контактуючої поверхні цих шарів.

Сили тертя T_{fr} виникають в тому випадку, якщо зосереджене зусилля T_a у зв'язках зсуву (анкерах) в певній точці по довжині балки при певному навантаженні перевищує значення T_{fr} , визначене по формулі (3.29). Тому спочатку слід припустити наявність у місцях зосереджених притискаючих сил S анкерних кріплень проти зсуву та розрахувати на них балку. Якщо з'ясується, що зусилля в цих анкерних кріпленнях перевищують добуток $S \cdot \varphi$, то балку необхідно розрахувати повторно у припущенні постійного зусилля T_z в закріпленні, що рівне $S \cdot \varphi$.

Погонні притискаючі зусилля s між шарами згинаючого сталезалізобетонного стержня, можливо знайти, розподіливши зовнішнє зосереджене навантаження по деякій досить обмеженій площадці його прикладення і замінивши його на розподілене навантаження на цій площадці: відповідно q_c – якщо зовнішнє навантаження прикладене на бетон, і q_s – якщо навантаження (опорна реакція) прикладена до сталеві частини балки. За передумови абсолютно жорстких поперечних зв'язків притискаючі зусилля будуть знаходитися за виразом:

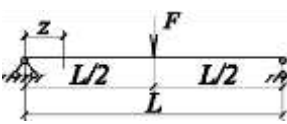
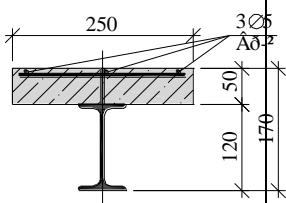
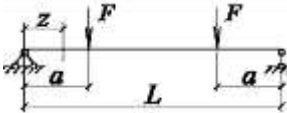
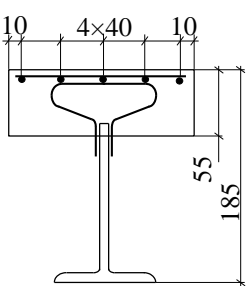
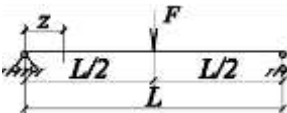
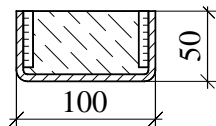
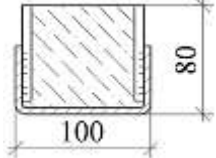
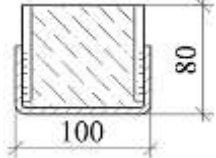

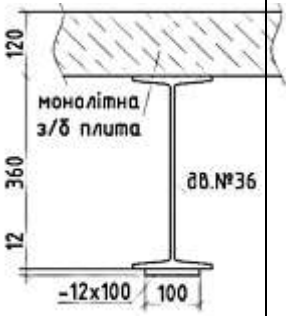
$$s = \frac{E_c \cdot I_c}{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s} \cdot (q'_\tau \cdot h + q_c + q_s) - q_c - q'_\tau \cdot h = \frac{1}{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s} \cdot [E_c \cdot I_c \cdot (q'_\tau \cdot b_c + q_s) - E_s \cdot I_s \cdot (q'_\tau \cdot a_s + q_c)]. \quad (3.30)$$

Зусилля s для контактної шару будуть зовнішніми силами, тому вони разом з поперечним зовнішнім навантаженням q_i на цей стержень мають задовольняти умовам рівноваги, а саме: рівність нулю суми проекцій всіх сил на вертикальну вісь у поперечного перерізу та рівність нулю суми моментів всіх сил, включаючи зусилля зсуву q_τ . Слід ще раз зазначити, що вираз (3.30) виведений за передумови, що поперечні зв'язки абсолютно жорсткі. Проте в дійсності, поперечні зв'язки (контактний шов) завжди мають певний ступінь пружності, тому виникнення зосереджених сил S та моментів пар цих сил M^S практично неможливе. Тому залежність (3.30) не дає абсолютно точного рішення про розподіл зусиль в поперечних зв'язках із врахуванням дійсної їх жорсткості, але, тим не менше, деяку уяву про їх роботу отримати можливо. Експериментально доведено, що напруження у поперечних зв'язках, викликані тертям, значно зменшуються від середини прольоту до опор балки [279; 280].

3.3 Обчислення зусиль у зв'язках зсуву для різних розрахункових схем роботи однопролітних сталезалізобетонних балок

Розглянемо деякі випадки застосування формул (3.24), (3.27) і (3.28) для експериментально досліджених двошарових сталезалізобетонних балок із заданими геометричними параметрами та фізико-механічними властивостями використаних матеріалів. У таблиці 3.1 наведено загальний перелік досліджених балок, з яких 6 штук – макети-балок в масштабі 1:4, випробувані в лабораторії; 9 штук – балки перекриття та стінові прогони натурних розмірів. Жорсткості з'єднувальних засобів (анкерів) χ та значення зсуву шарів один відносно одного Δ_{zc} визначалися через відомі зовнішні зусилля із врахуванням деформацій бетону у зоні контакту з анкером. Погонні q_τ та зосереджені T_z зсувні зусилля у контактному шві балок визначалися за відповідними формулами теорії складених стержнів залежно від схем їх навантаження (див. табл. 1.1).

Загальний перелік досліджених двошарових згинаних
сталезалізобетонних стержневих конструкцій

№ серії	Шифр серії балок	Кількість балок- близнюків у серії	Розрахункова схема	Геометричні параметри:		Коефіцієнт армування, %	Наявність попереднього напруження
				проліт	поперечний переріз		
1	СБ4	2		1,44 м		10,5	—
2	СБ2	4		1,94 м		11,4	—
3	СБ1	2		2,85 м		11,4	—
4	ПСБ1	2					
	ПСБ2	2				7,3	+
5	ПСБ3	3		8,7 м		5,8	+

3.3.1 Балки, завантажені зосередженою силою по центру прольоту (серія СБ4). Балки серії СБ4 склалися зі сталевго двотавра №12 довжиною 1500 мм та залізобетонної верхньої полицки висотою 50 мм і шириною 250 мм (див. рис. 3.9). Коефіцієнт армування перерізу рівний 10,5%. Залізобетонна плита була армована трьома поздовжніми стержнями $\varnothing 5$ мм класу Вр1200, розміщеними на відстані 45 мм від нижньої грані плити (див. рис. 3.9); крок поперечних стержнів становив 200 мм. Схема розміщення анкерів по довжині балки серії СБ4 показана на рисунку 3.10. Геометричні характеристики використаних гнучких анкерів фірми Nelson висотою 50 мм діаметром 6 мм, що приварювалися за допомогою зварювального апарата Alpha 850, наведені у таблиці 3.2. Схема навантаження однією зосередженою силою по центру прольоту та розміщення шарнірних опор балок серії СБ4 показана на рисунку 3.9. Робочий проліт склав 1440 мм. Експериментально-теоретичні дослідження впливу кроку розміщення гнучких анкерів та визначення зусиль зсуву у шві з'єднання сталевго балки та залізобетонної плити на загальну несучу здатність сталезалізобетонних балок цієї серії виконувались разом із к.т.н., доц. Дарієнко В.В. та к.т.н., доц. Гудзем С.А. [38; 167-169]. Фізико-механічні характеристики використаних для виготовлення балок серії СБ4 матеріалів (прокатної сталі та бетону) наведені у таблицях 3.3-3.4.

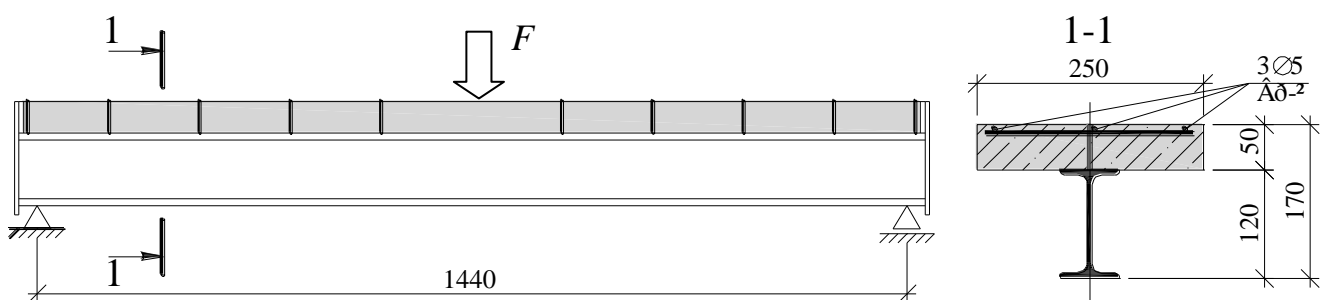


Рис. 3.9 – Геометричні параметри однопролітної сталезалізобетонної балки Б4

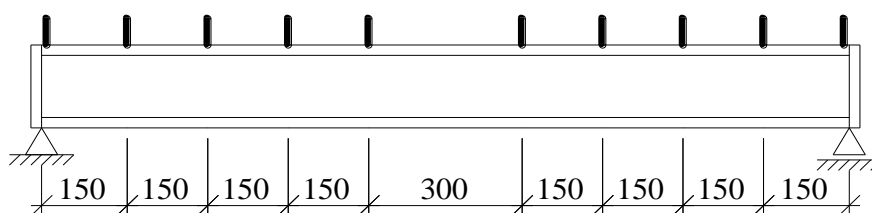


Рис. 3.10 – Схема розміщення гнучких анкерів фірми Nelson по довжині балки СБ4

Таблиця 3.2

Геометричні характеристики гнучких анкерів фірми Nelson зразків серії СБ4

Ескіз анкера	Геометричні характеристики анкера					
	d , мм	l_2 , мм	d_1 , мм	d_2 , мм	h , мм	вага, кг
	6 (1/4')	50	5,85	8,2	3,0	0,05

Таблиця 3.3

Фізико-механічні характеристики прокатної сталі балок серії СБ4

Тип прокатної сталі	Характеристичний опір, МПа:		Модуль пружності E_s , 10^5 МПа	Абсолютне видовження $\varepsilon_{s,u}$, %
	на границі текучості R_{yt}	на границі міцності R_{un}		
Двотавр №12	266,6	382,4	2,1	30,0
Анкер $\varnothing 6$ мм	285,3	376,4	2,1	10,2

Таблиця 3.4

Фізико-механічні характеристики бетонних кубів та призм балок серії СБ4

Клас бетону	Середнє значення міцності бетону на стиск, МПа:		Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії V_c , %	Характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа:		Розрахункове значення:	
	кубикова $f_{cm,cube}$	призмона $f_{cm,prism}$		кубикова $f_{ck,cube}$	призмона $f_{ck,prism}$	міцності на стиск f_{cd} , МПа	модуля пружності E_{cd} , ГПа
С8/10	14,70	11,05	1,21	14,41	10,83	8,33	15,9

Для шарнірно опертої однопролітної двошарової сталезалізобетонної балки завантаженої по центру прольоту зосередженою силою, при умові, що на кінцях балки можливий взаємний зсув двох шарів, згідно рівнянь, наведених у таблиці 1.1, погонні та зосереджені зсувні зусилля визначатимуться:

$$T_z = \frac{F \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(\frac{z}{2} - \frac{sh(\lambda \cdot L/2) \cdot sh(\lambda \cdot z)}{\lambda \cdot sh(\lambda \cdot L)} \right); \quad (3.31)$$

$$q_\tau = \frac{F \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(\frac{1}{2} - \frac{sh(\lambda \cdot L/2)}{sh(\lambda \cdot L)} \cdot ch(\lambda \cdot z) \right). \quad (3.32)$$

Згідно результатів проведених експериментальних досліджень балок серії СБ4 [170], максимальне прикладене зосереджене навантаження посередині балки в пружній стадії її роботи рівне 55 кН. На це значення зовнішнього навантаження, використовуючи геометричні параметри однопролітної сталезалізобетонної балки серії СБ4 (див. рис. 3.9) і застосованих гнучких анкерів (див. рис. 3.10 і табл. 3.1), а також фізико-механічні характеристики використаних для виготовлення цих балок матеріалів (див. табл. 3.2 і 3.3), було визначено і побудовано розподіли по довжині балки зосереджених зсувних зусиль T_z , що накопичуються у контактному шві від лівої опори до перерізу на відстані z , та погонних зсувних зусиль q_τ по довжині контактної шва (див. рис. 3.11).

Аналізуючи подані на рисунку 3.11 епюри, можна відзначити, що розподіли зсувних зусиль мають симетричне окреслення відносно середини прольоту балки при симетричних граничних умовах. Погонні зсувні зусилля q_τ мають максимальні значення на кінцях балки і рівні нулю посередині її прольоту. На рівних відстанях від середини прольоту погонні зсувні зусилля q_τ мають однакові значення лише протилежні за знаком. Зосереджені зсувні зусилля T_z , на кінцях балки рівні нулю і збільшують своє значення симетрично з обох боків до середини прольоту балки. Для порівняння на розподілах зсувних зусиль на рисунку 3.11 пунктирною лінією показано їх вигляд, за умови забезпечення повністю жорсткого ідеалізованого з'єднання бетонної полицки із сталевим прокатом.

Третьою епюрою на рисунку 3.11 показаний розподіл по довжині балки взаємного зсуву Δ_{zc} бетонної полицки відносно сталевому прокату, визначеного із врахуванням кроку анкерів. По центру прольоту приріст відносного зсуву є більшим, ніж у приопорних зонах. Це пояснюється більшим кроком встановлення анкерів посередині балки.

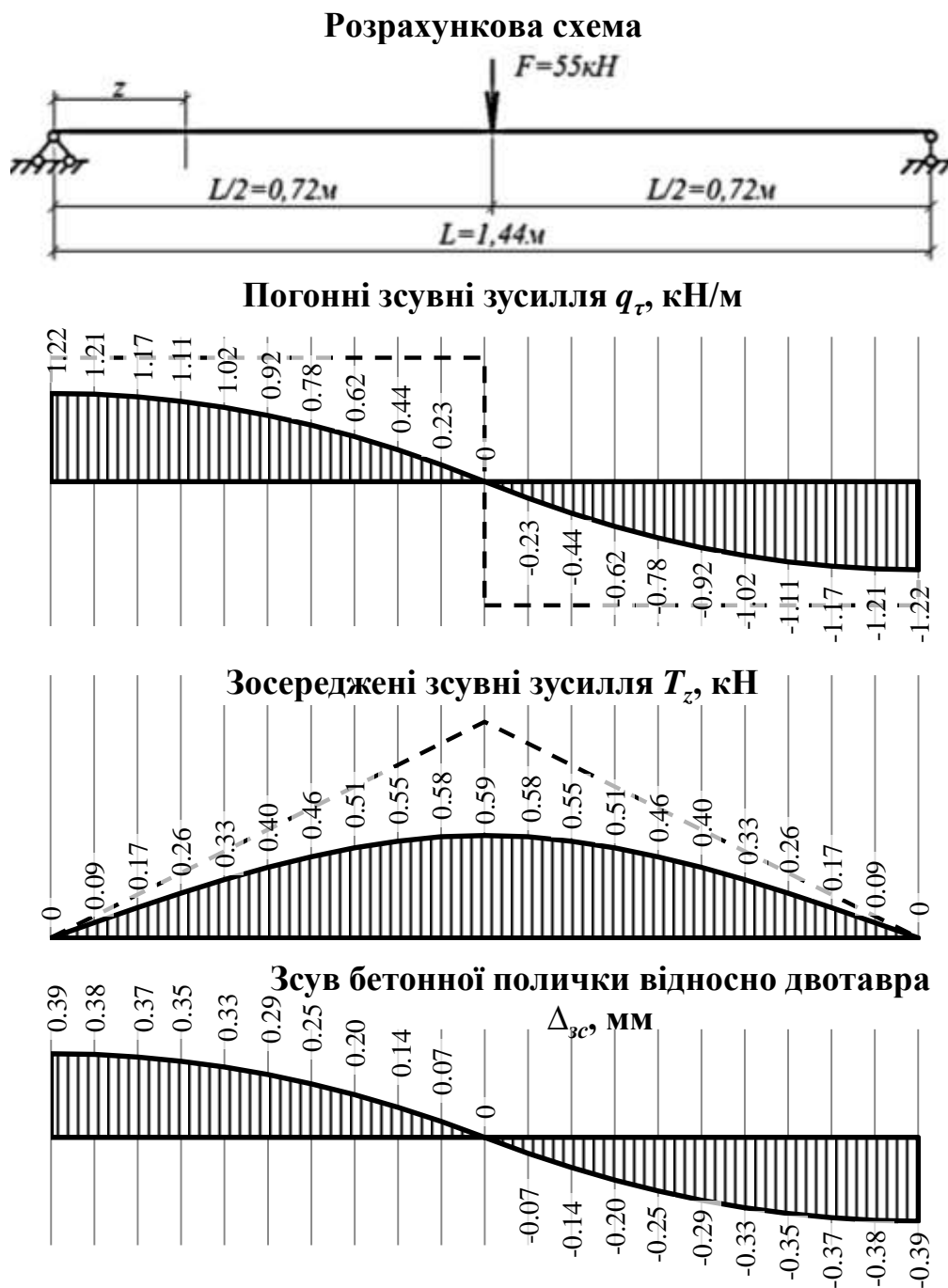


Рис. 3.11 – Епюри зсувних зусиль і взаємного зсуву двох шарів по довжині балки серії СБ4, завантаженої по центру прольоту зосередженою силою

3.3.2 Балки, завантажені двома однаковими зосередженими силами, що знаходяться на однаковій відстані від центру прольоту (серія СБ2). Експериментальні випробування несучої здатності сталезалізобетонних балок серії СБ2 та величини взаємного зсуву двох шарів виконувались разом із к.т.н., доц. Крупченком О.А. [182]. Опис конструкції балок цієї серії Крупченком О.А. викладений в [178]. Балки складалися зі сталевого тавра висотою 130 мм, що

виготовлявся із прокатного двотавру №16 шляхом обрізання верхньої полицки, та залізобетонної верхньої полицки висотою 55 мм і шириною 180 мм (рис. 3.12). Коефіцієнт армування перерізу рівний 11,4%. Поличка армована поздовжніми стержнями $5\varnothing 4$ мм класу Вр1200, розміщеними на відстані 50 мм від нижньої грані плити; крок поперечних стержнів становив 70 мм. Сумісна робота сталевго тавра та залізобетонної плити забезпечена петлеподібними анкерами (поз. 5 на рис. 3.12), які приварювалися до стінки тавра із кроком 100 мм. Анкери виготовлялися із арматурних стержнів класу А240С діаметром 6 мм.

Балки серії СБ2 довжиною $L = 2$ м під час експериментальних випробувань ставилися на дві опори (шарнірно-рухому та шарнірно-нерухому) і завантажувалися двома зосередженими силами F на відстані $a = 0,5$ м від опор. Фізико-механічні характеристики використаних для виготовлення балок серії СБ2 матеріалів (прокатної сталі та бетону) наведені у таблицях 3.5 і 3.6.

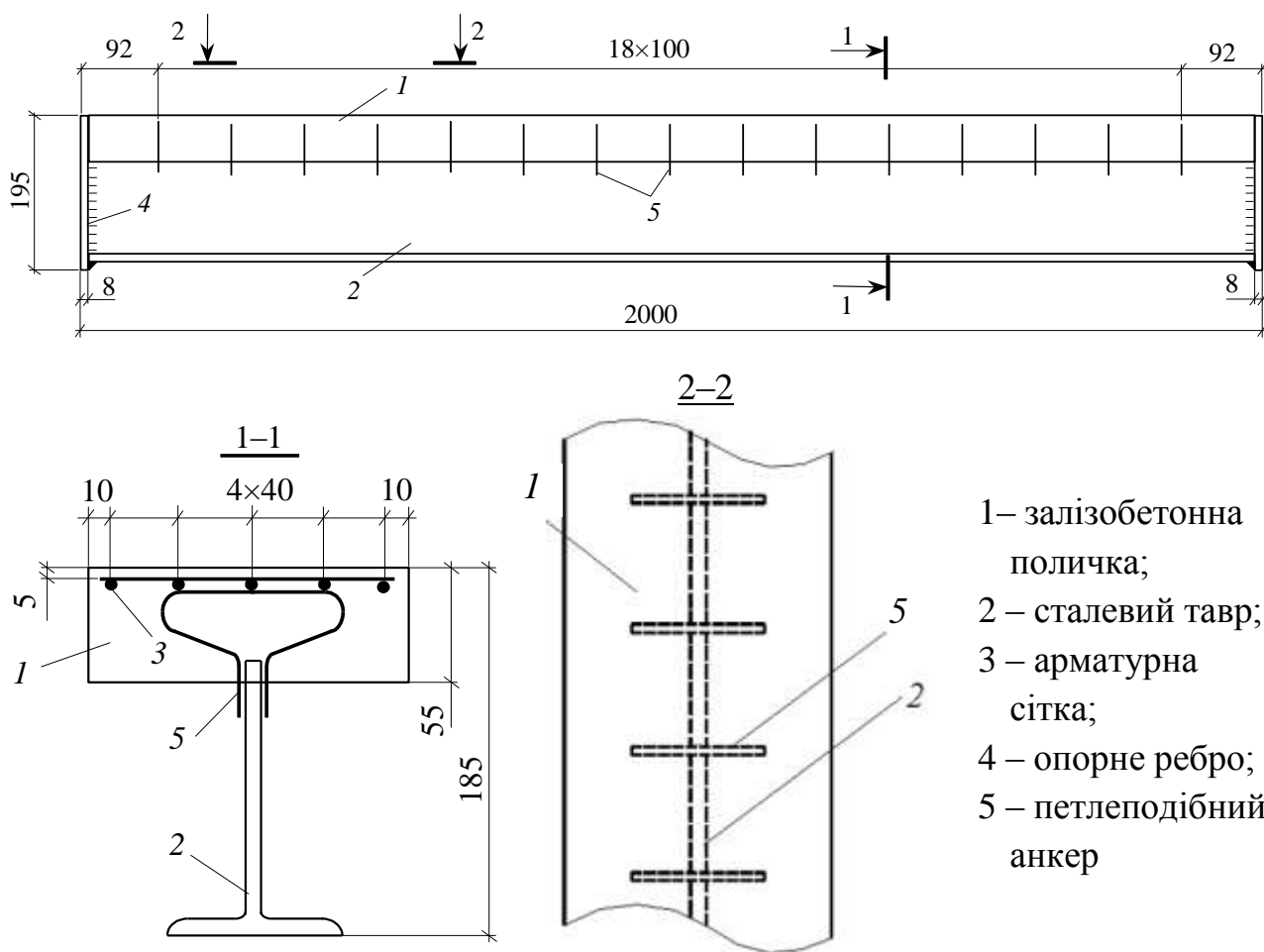


Рис. 3.12 – Геометричні параметри однопролітної сталезалізобетонної балки СБ2

Фізико-механічні характеристики прокатної сталі балок серії СБ2

Тип прокатної сталі	Характеристичний опір, МПа:		Модуль пружності $E_s, 10^5$ МПа	Абсолютне видовження $\varepsilon_{s,u}, \%$
	на границі текучості R_{yn}	на границі міцності R_{un}		
Тавр №16*	268	353	2,1	19,2
Анкер $\varnothing 6$ мм А240С	344	433	2,1	21,1

Таблиця 3.6

Фізико-механічні характеристики бетонних кубів та призм балок серії СБ2

Клас бетону	Середнє значення міцності бетону на стиск, МПа:		Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії $V_c, \%$	Характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа:		Розрахункове значення:	
	кубикова $f_{cm,cube}$	призмона $f_{cm,prism}$		кубикова $f_{ck,cube}$	призмона $f_{ck,prism}$	міцності на стиск $f_{cd},$ МПа	модуля пружності $E_{cd},$ ГПа
С32/40	47,84	33,98	3,66	45,0	31,9	22,0	28,5

Для шарнірно опертої однопролітної двошарової сталезалізобетонної балки завантаженої двома зосередженими силами на відстані a від опор, при умові, що на кінцях балки можливий взаємний зсув двох шарів, згідно рівнянь, наведених у таблиці 1.1, погонні q_τ та зосереджені T_z зсувні зусилля визначатимуться:

а) для крайніх ділянок балки:

$$T_z = -\frac{F \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(\frac{ch(\lambda \cdot (L/2 - a)) \cdot sh(\lambda \cdot z)}{\lambda \cdot ch(\lambda \cdot L/2)} - z \right); \quad (3.33)$$

$$q_\tau = -\frac{F \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(\frac{ch(\lambda \cdot (L/2 - a)) \cdot ch(\lambda \cdot z)}{ch(\lambda \cdot L/2)} - 1 \right); \quad (3.34)$$

б) для середньої ділянки балки:

$$T_z = -\frac{F \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(\frac{ch(\lambda \cdot (L/2 - z)) \cdot sh(\lambda \cdot a)}{\lambda \cdot ch(\lambda \cdot L/2)} - a \right); \quad (3.35)$$

$$q_\tau = \frac{F \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(\frac{sh(\lambda \cdot (L/2 - z)) \cdot sh(\lambda \cdot a)}{ch(\lambda \cdot L/2)} \right). \quad (3.36)$$

Слід підкреслити, що вирази (3.33)-(3.36) для визначення зсувних зусиль виведені через статичну схему роботи двох шарів комбінованої конструкції та зв'язків між ними із врахуванням жорсткості останніх. На відміну цього, Крупченко О.А. у своїй роботі [182] визначав рівнодіючу дотичних зусиль через введення функції розподілу дотичних напружень по площі перерізу вздовж координати z , виведену через тензор напружень при складному напружено-деформованому стані:

$$T_z = \int_A \tau_{zy} dA = b_w \cdot \int_0^z \tau_{zy} dz = b_w \cdot \int_0^z \frac{dw^3}{dz^3} f_0(y_{e_2}) dz, \quad (3.37)$$

де $f_0(y_{e_2})$ – функції розподілу дотичних напружень по площі перерізу вздовж координати z , що враховує жорсткісні характеристики сталевих та бетонних шарів, а також анкерних пристроїв;
 w – функція прогинів, що враховує схему зовнішнього навантаження;
 b_w – товщина стінки таврового елемента.

Окрім залежності (3.37), Крупченко О.А. визначав зсувне зусилля, користуючись формулою Журавського [181]:

$$T_z = \int_A \tau_{zy} dA = b_w \cdot \int_0^z \tau_{zy} dz = b_w \cdot \int_0^z \frac{Q(z) \cdot S_{red}}{I_{red} \cdot b_w} dz, \quad (3.38)$$

де $Q(z)$ – функція розподілу поперечної сили по довжині розглядуваної ділянки;
 S_{red} – приведений статичний момент площі залізобетонної полицки відносно центру жорсткості;
 I_{red} – приведений момент інерції поперечного перерізу сталезалізобетонної балки.

Зосереджене зсувне зусилля у перерізі під силою F , знайдене за обома залежностями (3.37) і (3.38) із використанням поданих вище геометричних та фізико-механічних характеристик балок серії СБ2, а також значення зосередженої сили $F = 60$ кН, що відповідає згинальному моменту, до якого балка працює в пружній стадії, дорівнює 199,6 кН.

За залежностями теорії складених стержнів при умові абсолютно жорстких зв'язків зсуву, зсувні зусилля визначатимуться як для монолітної балки:

а) для крайніх ділянок балки:

$$T_{z\ mon} = -\frac{F \cdot h \cdot z}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)}; \quad (3.39)$$

$$q_{\tau\ mon} = -\frac{F \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)}; \quad (3.40)$$

б) для середньої ділянки балки:

$$T_{z\ mon} = -\frac{F \cdot h \cdot a}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)}; \quad (3.41)$$

$$q_{\tau\ mon} = 0. \quad (3.42)$$

Згідно залежності (3.41) для монолітної балки зосереджене зсувне зусилля T_z буде постійним на середній ділянці балки між точками прикладення двох зосереджених сил F . Відповідно, це значення буде максимальним. За (3.41) зосереджене зсувне зусилля у перерізі під силою дорівнюватиме $T_{z\ max} = 194,3$ кН.

Розходження значення зсувного зусилля, знайденого за формулами (3.37) і (3.41) становить 2,7%, що свідчить про можливість застосування обох методик для визначення зсувних зусиль між шарами композитних сталезалізобетонних балок при абсолютно жорстких зв'язках зсуву (анкерних засобів). Проте, в досліджуваних балках серії СБ2 застосовані гнучкі анкери (див. рис. 3.12), що звужує область застосування залежностей (3.37)...(3.42) і дозволяє використовувати вказані залежності лише для наближених розрахунків.

Слід зазначити, що для всіх досліджуваних балок були створені скінченно-елементні моделі в програмному комплексі Software Package Femap 2020.2 with NX Nastran (використовувалася Trial Version Siemens Digital Industries Software з персональним активаційним кодом 2827301401535961). На рисунку 3.13 показано розподіл зсувних зусиль на поверхні моделі балки серії СБ2 з цілком жорстким поєднанням бетонної полицки та сталевого тавра [41]. Цей розподіл має тотожний вигляд із результатами визначення зсувного зусилля за формулами (3.37) і (3.41): зсувні зусилля сконцентровані на припорних ділянках; на середній ділянці балки між двома силами, де виникає чистий згин, зсувне зусилля різко зменшується до нуля від точок прикладення зосереджених сил до центру прольоту.

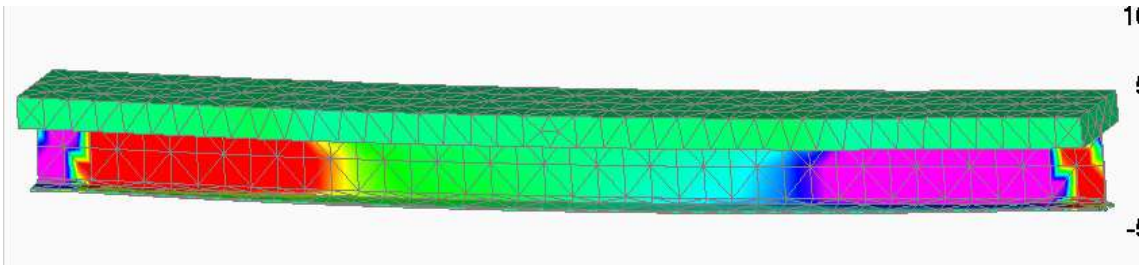


Рис. 3.13 – Розподіл зсувних зусиль на поверхні моделі балки серії СБ2 із абсолютно жорстким поєднанням бетонної полицки та сталевого тавра

Із врахуванням дійсної жорсткості використаних для виготовлення балок серії СБ2 з'єднувальних засобів (анкерів) та деформативності бетону в зоні контакту з анкерами, зробивши необхідну кількість ітерацій за (3.21), обчислено величину взаємного зсуву бетонної полицки та сталевого тавра в залежності від величини зовнішнього навантаження на балку (див. рис. 3.14). На рисунку 3.14 також нанесено криві зміни значення взаємного зсуву, отриманого під час проведення експериментальних випробувань балок цієї серії, що визначено за різницею показів електротензорезисторів, наклеєних на сталеву та бетонну частини у зоні контактного шва (див. схему на рис.3.14). Математичне сподівання відхилення теоретичного значення взаємного зсуву від експериментального рівне 1,16; коефіцієнт варіації відхилень – 24,9%. Досить великі значення відхилень пояснюються ціною поділки зняття відліків електротензорезисторів.

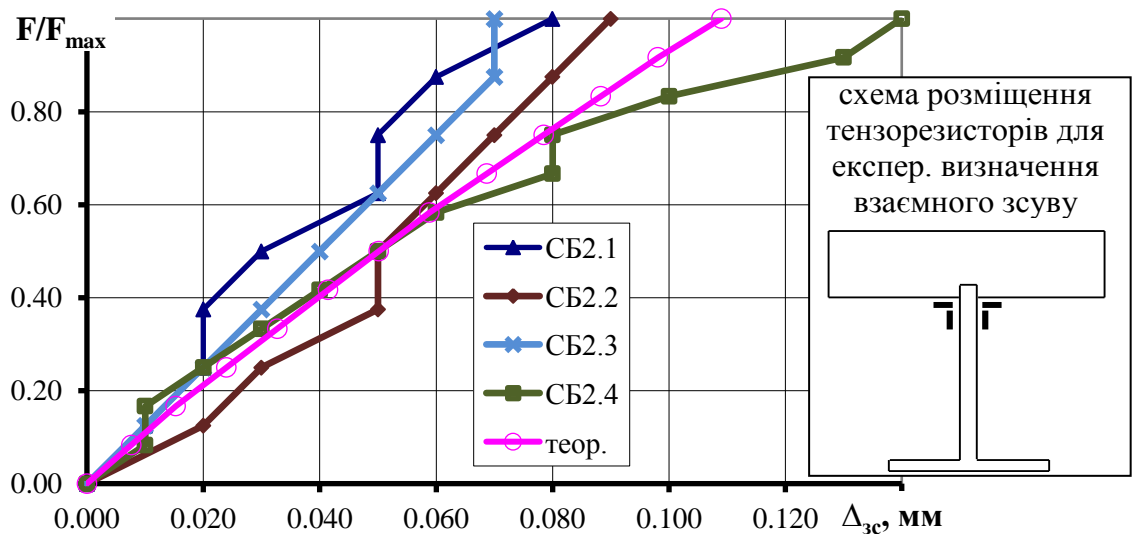


Рис. 3.14 – Зміна взаємного зсуву бетонної та сталеві частин перерізу із збільшенням зовнішнього навантаження

Із врахуванням фактичної жорсткості анкерних засобів, застосованих для балок серії СБ2, визначено і побудовано розподіли по довжині балки зосереджених T_z та погонних q_τ зсувних зусиль (див. рис. 3.15). Використане значення $F = 60$ кН зосереджених сил відповідає згинальному моменту, до якого балка працює в пружній стадії.

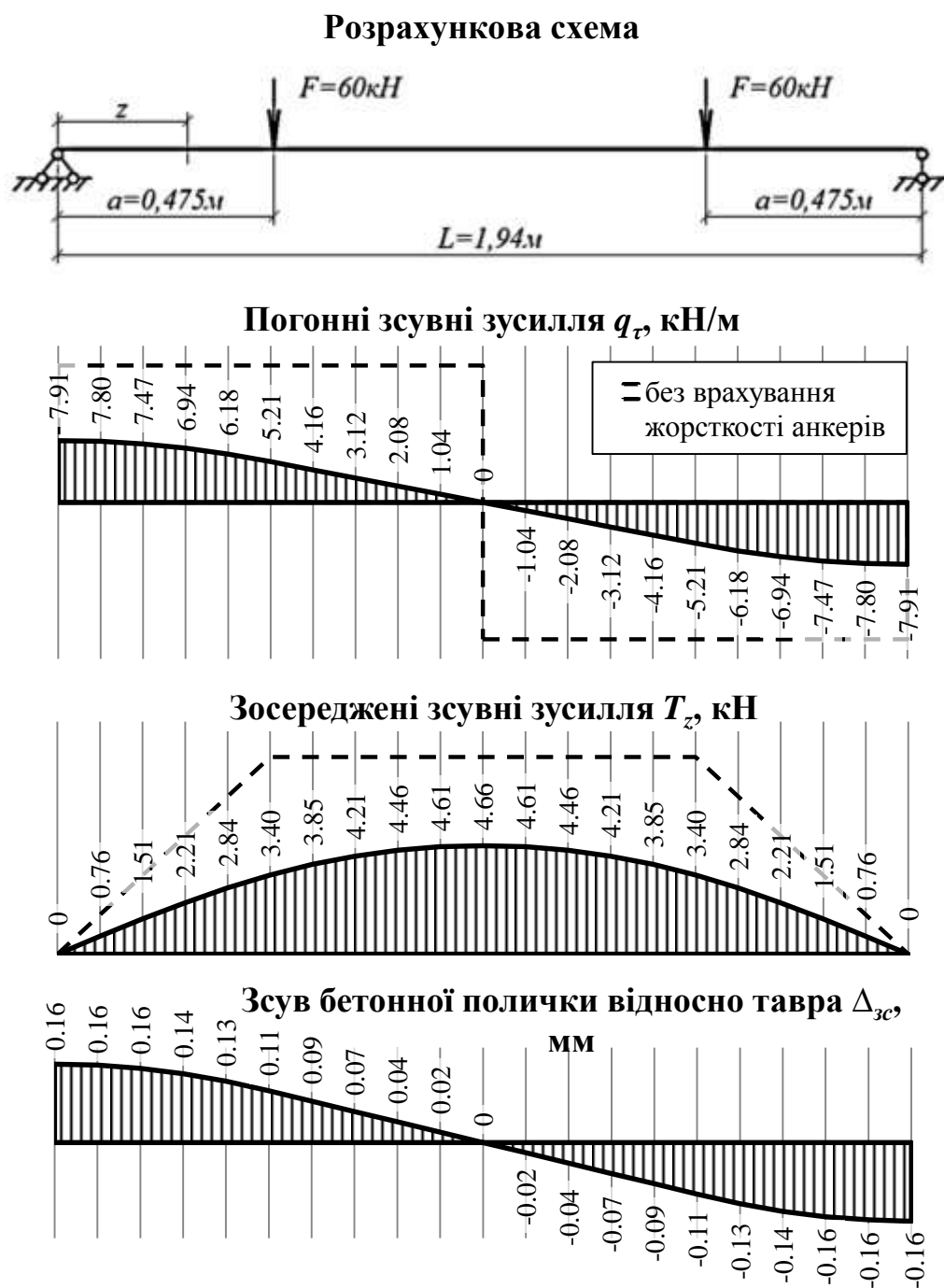
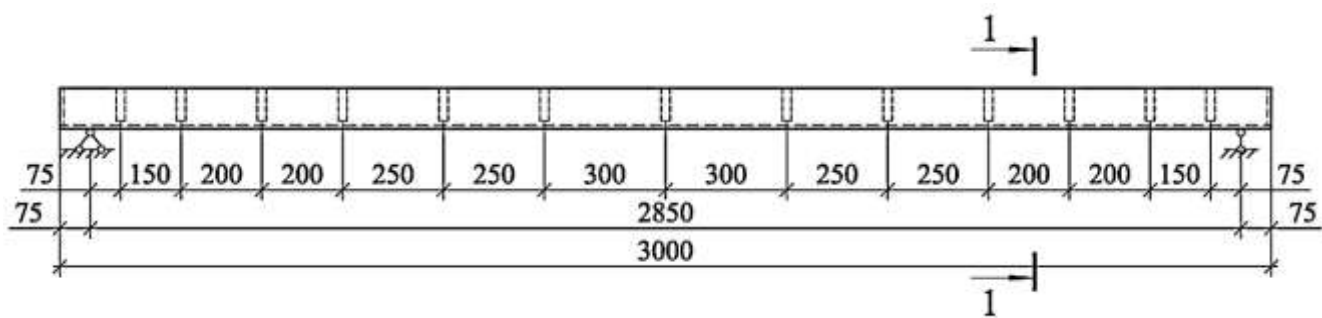


Рис. 3.15 – Епюри зсувних зусиль і взаємного зсуву двох шарів по довжині балки серії СБ2, завантаженої двома однаковими рівновіддаленими від опор силами

3.3.3 Балки, завантажені по центру прольоту зосередженою силою при жорсткому поєднанні бетонної та сталеві частин перерізу (серії СБ1, ПСБ1 і ПСБ2). Сталезалізобетонні балки цієї серії довжиною 3000 мм склалися зі сталевого гнutoго швелера №10 із товщиною стінки 3 мм, розташованого горизонтально U-подібно, із заповненою внутрішньою порожниною бетоном. Дослідні зразки відрізнялися розміром поперечного перерізу бетонного осердя. Зразки СБ1 і ПСБ1 заповнювалися бетоном в рівень із пером полицок швелера; загальна висота їх поперечного перерізу була рівна 50 мм, коефіцієнт армування склав 11,4% (див. розріз 1-1 на рис. 3.16). Зразки ПСБ2 заповнювалися бетоном на 30 мм вище від рівня пера полицок швелера; загальна висота їх поперечного перерізу була рівна 80 мм, коефіцієнт армування склав 7,3% (див. розріз 1-1* на рис. 3.16). Загальна ширина поперечного перерізу балок цієї серії Б1 рівна 100 мм.

Бетон внутрішньої порожнини та U-подібна стальна частина балок поєднувалися в сумісну роботу за допомогою вертикальних арматурних стержнів класу А240С діаметром 6 мм довжиною 40 мм, що були приварені до внутрішньої сторони бокових полицок швелера із змінним кроком, показаним на рисунку 3.16. Так як ці анкерні засоби були приварені по всій висоті до полицок швелера, їх власний згин під час навантаження неможливий. Крім цього, з метою заборони зсуву двох шарів один відносно одного по торцях балок наварені пластини товщиною 4 мм. Тому балки цієї серії можна розглядати як двошарові композитні конструкції із жорстким поєднанням в сумісну роботу двох шарів (сталі та бетону). Для забезпечення сумісної роботи двох матеріалів у пластичній стадії їх роботи додатково наварені з внутрішньої сторони до горизонтально розташованої стінки швелера S-подібні анкерні стержні класу А240С діаметром 6 мм, форма і крок приварювання яких показана на рисунку 3.17. Ці додаткові анкерні засоби мали включатися в роботу після втрати місцевої стійкості полицок швелера та їх відриву від бетонного осердя. Експериментальні дослідження несучої здатності балок цієї серії виконувались разом із аспірантом Дроботею О.В. Фізико-механічні характеристики використаних для виготовлення балок матеріалів (листової і круглої сталі та бетону) наведені у таблицях 3.7 і 3.8 відповідно.



1-1 для балок СБ1 і ПСБ1

1-1* для балок ПСБ2

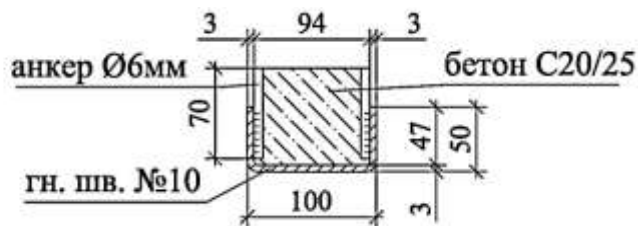
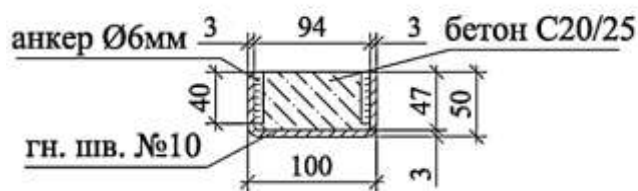


Рис. 3.16 – Геометричні параметри однопролітних сталезалізобетонних балок

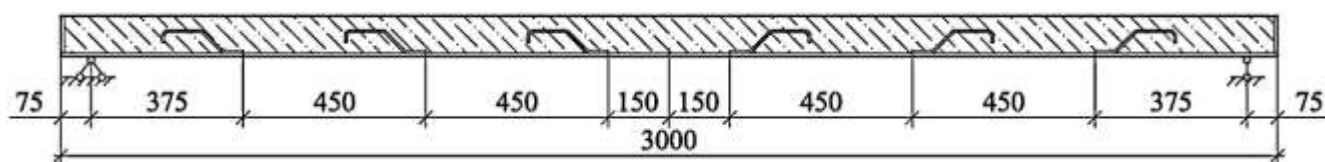


Рис. 3.17 – Схема розміщення додаткових анкерів по довжині балок

Таблиця 3.7

Фізико-механічні характеристики прокатної сталі балок

Тип прокатної сталі	Середня міцність, МПа		Характеристичний опір, МПа:		Абсолютне видовження $\epsilon_{y,u}$, %	Клас міцності сталі	Розрахунковий опір, МПа		Модуль пружності E_s , 10^5 МПа
	σ_y	σ_u	R_{yn}	R_{un}			R_y	R_u	
Шв. №10	266	386	253,6	367,6	28,4	C245	240	360	2,1
Анкер Ø6 мм	275	390	262,2	371,8	24,2	A240C	240	370	2,1

Для шарнірно опертої однопролітної двошарової сталезалізобетонної балки завантаженої по центру прольоту зосередженою силою за умови заборони на кінцях балки взаємного зсуву двох шарів, а також при абсолютно жорстких

Фізико-механічні характеристики бетонних кубів та призм балок

Шифр зразків	Середня міцність бетону на стиск, МПа		Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії $V_c, \%$	Характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа:				Клас бетону	Розрахункове значення:	
	$f_{cm,cube}$	$f_{cm,prism}$		в партії		середнє			міцності на стиск f_{cd} , МПа	модуля пружності E_{cd} , ГПа
				$f_{ck,cube}$	$f_{ck,prism}$	$f_{ck,cube}$	$f_{ck,prism}$			
СБ1	30,4	22,5	12,0	24,4	18,1	26,6	19,7	C20/25	14,5	23,0
ПСБ1	29,4	21,8	9,1	25,0	18,5					
ПСБ2	35,5	26,3	8,9	30,3	22,4					

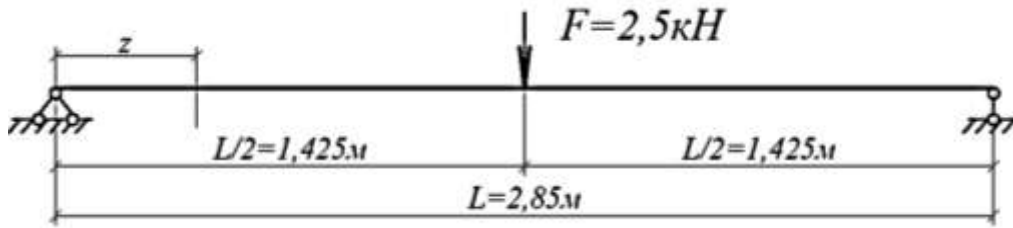
зв'язках зсуву, значення жорсткостей зв'язків зсуву прямуватиме до безкінечності $\chi \rightarrow \infty$ (тобто податливість зв'язків зсуву близька нулю). Коефіцієнт λ теж буде рівний безкінечності: $\lambda = \sqrt{\chi \cdot \delta} \approx \infty$. Тоді зсувні зусилля у контактному шві будуть визначатися, як для монолітної двохшарової балки. За залежностями теорії складених стержнів вони відповідно приймуть вид:

$$T_{z\ mon} = \frac{F \cdot h \cdot z}{2 \cdot \delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)}; \quad (3.43)$$

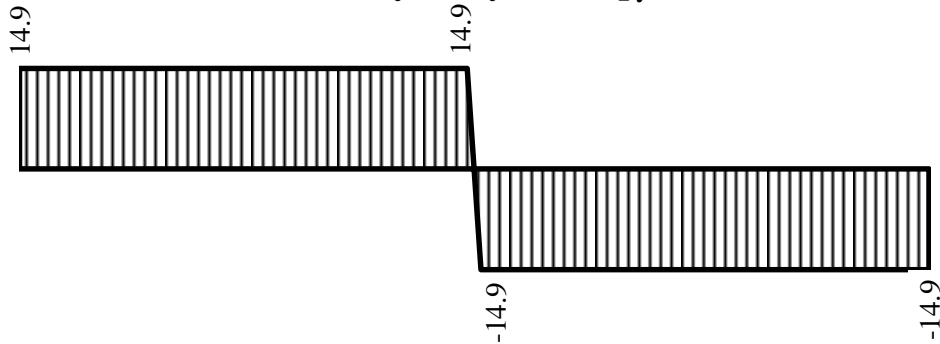
$$q_{\tau\ mon} = \frac{F \cdot h}{2 \cdot \delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)}. \quad (3.44)$$

Використовуючи геометричні параметри однопролітної сталезалізобетонної балки серії СБ1 (див. рис. 3.16) і фізико-механічні характеристики використаних для виготовлення цих балок матеріалів (див. табл. 3.7 і 3.8), було визначено і побудовано розподіли по довжині балки зосереджених T_z та погонних q_τ зсувних зусиль у контактному шві (див. рис. 3.18). Значення зосередженої сили, що відповідає згинальному моменту, до якого балка працює в пружній стадії, $F = 2,5$ кН. Зсувні зусилля, визначені як для монолітної балки при абсолютно жорстких зв'язках зсуву, схематично повторюють обриси епюр внутрішніх зусиль: еюра погонних зсувних зусиль q_τ подібна епюрі поперечних сил Q_z ; еюра зосереджених зсувних зусиль T_z подібна епюрі згинальних моментів M_z .

Розрахункова схема



Погонні зсувні зусилля q_τ , кН/м



Зосереджені зсувні зусилля T_z , кН

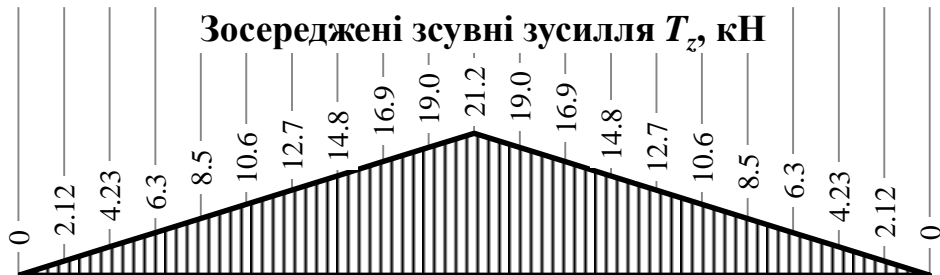


Рис. 3.18 – Епюри зсувних зусиль по довжині однопролітної сталезалізобетонної балки, завантаженої по центру прольоту зосередженою силою (серія СБ1)

3.3.4 Попередньо напружені балки, завантажені рівномірно розподіленим навантаженням (серія ПСБ3). Сталезалізобетонні балки серії ПСБ3 довжиною 8700 мм склалися з сталевих балок складеного перерізу (прокатний двотавр №36 із сталі класу міцності С245 із підсиленою нижньою полочкою половою 12×100 мм) та залізобетонної монолітної плити товщиною 120 мм проектного класу міцності С16/20 (див. рис. 3.19). Коефіцієнт армування перерізу рівний 5,8%. Балки серії ПСБ3 являли собою несучі балки монолітного сталезалізобетонного перекриття житлової будівлі та влаштовувалися з кроком 3 метри. Сталеві балки шарнірно спиралися на існуючі залізобетонні колони будівлі (див. рис. 3.21). У розрахунках використовувалася ефективна ширина монолітної залізобетонної полочки, що визначалася в залежності від прольоту

сталевій балки та точок розташування нульових моментів вздовж осі балки на епюрі внутрішніх зусиль. Армування монолітної залізобетонної плити виконано двома арматурними сітками із стержнів $\text{Ø}10$ мм класу міцності А500С з кроком 200×200 мм. Захисний шар арматурних сіток від нижньої та верхньої граней плити становив 20 мм. Фізико-механічні характеристики використаних для виготовлення балок серії ПСБЗ матеріалів (прокатної сталі та бетону) наведені у таблицях 3.9 і 3.10 відповідно.

Сумісна робота сталевій двотавровій балки та монолітної залізобетонної плити забезпечувалася за допомогою S-подібних анкерів довжиною 400 мм із стержнів $\text{Ø}12$ мм класу А500С приварених до верхньої полицки сталевих двотаврів з кроком 400 мм в два ряди (див. рис. 3.20). Загальна схема розташування анкерних засобів показана на рисунку 3.21.

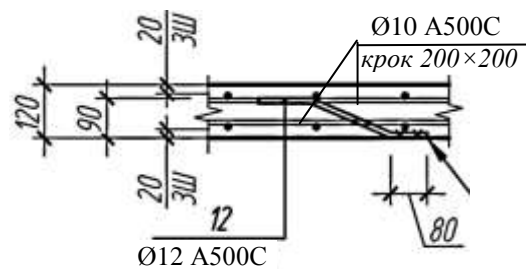
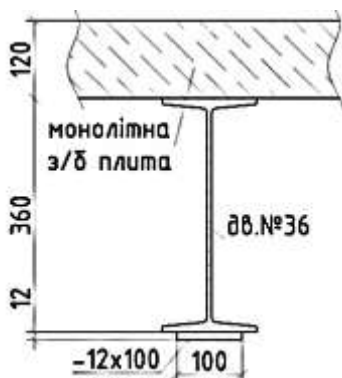


Рис. 3.19 – Поперечний переріз сталезалізобетонних балок серії ПСБЗ

Рис. 3.20 – Влаштування анкерів до верхньої полицки двотаврів та армування монолітної з/б плити

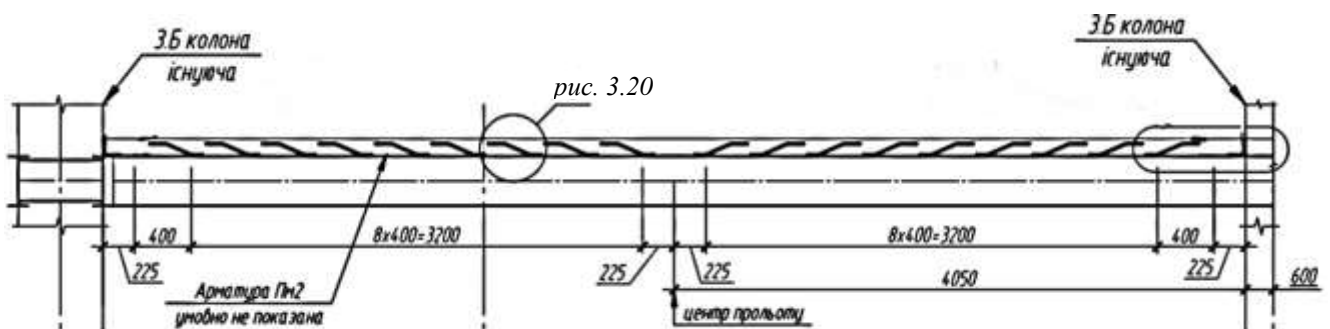


Рис. 3.21 – Схема розташування анкерних засобів балок серії ПСБЗ сталезалізобетонного перекриття

Таблиця 3.9

Фізико-механічні характеристики прокатної сталі балок серії ПСБЗ

Тип прокатної сталі	Характеристичний опір, МПа:		Модуль пружності $E_s, 10^5$ МПа	Абсолютне видовження $\varepsilon_{s,u}, \%$
	на границі текучості R_{yn}	на границі міцності R_{un}		
Двотавр №36	268	378	2,1	20,2
Анкер $\varnothing 12$ мм А500С	562	644	2,1	14,2

Таблиця 3.10

Фізико-механічні характеристики бетонних кубів та призм балок серії ПСБЗ

Клас бетону	Середнє значення міцності бетону на стиск, МПа:		Коефіцієнт варіації міцності бетону в партії $V_c, \%$	Характеристичне значення міцності бетону на стиск, МПа:		Розрахункове значення:	
	кубикова $f_{cm,cube}$	призмона $f_{cm,prism}$		кубикова $f_{ck,cube}$	призмона $f_{ck,prism}$	міцності на стиск $f_{cd},$ МПа	модуля пружності $E_{cd},$ ГПа
C20/25	28,3	20,2	5,04	26,0	18,5	14,5	23,0

Для шарнірно опертої однопролітної двошарової балки, завантаженої рівномірно-розподіленим навантаженням згідно рівнянь, наведених у таблиці 1.1, погонні та зосереджені зсувні зусилля визначатимуться:

а) якщо на кінцях балки можливий взаємний зсув двох шарів:

$$T_z^{free} = \frac{q \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(\frac{(L/2)^2 - z^2}{2} - \frac{ch(\lambda \cdot L/2) - ch(\lambda \cdot z)}{\lambda^2 \cdot ch(\lambda \cdot L/2)} \right); \quad (3.45)$$

$$q_\tau^{free} = -\frac{q \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(z - \frac{sh(\lambda \cdot z)}{\lambda \cdot ch(\lambda \cdot L/2)} \right); \quad (3.46)$$

б) якщо на кінцях шва заборонений взаємний зсув:

$$T_z^{fix} = \frac{q \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(\frac{(L/2)^2 - z^2}{2} - \frac{sh(\lambda \cdot L/2) - \lambda \cdot L/2 \cdot ch(\lambda \cdot z)}{\lambda^2 \cdot sh(\lambda \cdot L/2)} \right); \quad (3.47)$$

$$q_\tau^{fix} = -\frac{q \cdot h}{\delta \cdot (E_s \cdot I_s + E_c \cdot I_c)} \cdot \left(z - \frac{L/2 \cdot sh(\lambda \cdot z)}{sh(\lambda \cdot L/2)} \right). \quad (3.48)$$

Порівнюючи вирази для знаходження зсувних зусиль при можливому та забороненому взаємному зсуві двох шарів композитної балки завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням можна зробити висновок, що чим більше буде довжина стержня та жорсткість анкерних засобів, тим менше буде вплив можливого чи забороненого взаємного зсуву двох шарів балки на її кінцях на рівнодіючу дотичних зусиль. Цей висновок підтверджується зазначеною у [18] приміткою, що при $\lambda \cdot z \geq 4$, вплив деформацій зв'язків зсуву незначний і напруження в шарах стержня можливо визначати як для монолітного стержня.

Використовуючи геометричні параметри однопролітних сталезалізобетонних балок серії ПСБЗ (див. рис. 3.19), анкерних зв'язків зсуву (див. рис. 3.20) і фізико-механічні характеристики використаних для виготовлення цих балок матеріалів (див. табл. 3.9 і 3.10), було визначено і побудовано розподіли по довжині балки зосереджених зсувних зусиль T_z , що накопичуються у контактному шві від лівої опори до перерізу на відстані z , та погонних значень зсувних зусиль q_t по довжині контактної шва (див. рис. 3.22). Значення рівномірно розподіленого навантаження, що обмежувалося умовою жорсткості балок, прикладеного до балок під час експериментальних випробувань $q = 24$ кН/м. Для порівняння на розподілах зсувних зусиль на рисунку 3.22 пунктирною лінією показані їх вигляд, за умови заборони взаємного зсуву двох шарів на кінцях балки. Третьою епюрою на рисунку 3.22 показаний розподіл по довжині балки взаємного зсуву Δ_{zc} бетонної полицки відносно сталевих прокатів, визначеного із врахуванням кроку анкерів.

Як підсумок дослідження зсувних зусиль у контактному шві, виконано порівняння ефективності використаних гнучких анкерних засобів досліджених сталезалізобетонних балок серій СБ2, ПСБЗ і СБ4. Для цього визначено жорсткості χ з'єднувальних засобів (див. табл. 3.11). При виборі типу анкерних засобів слід виходити не тільки із їх несучої здатності та деформативності, а й з простоти й технологічності їх приєднання до прокатного профілю за допомогою зварювання. Із цієї точки зору найпростішими є анкери з окремих арматурних стержнів (балки ПСБЗ у табл. 3.11).

Розрахункова схема

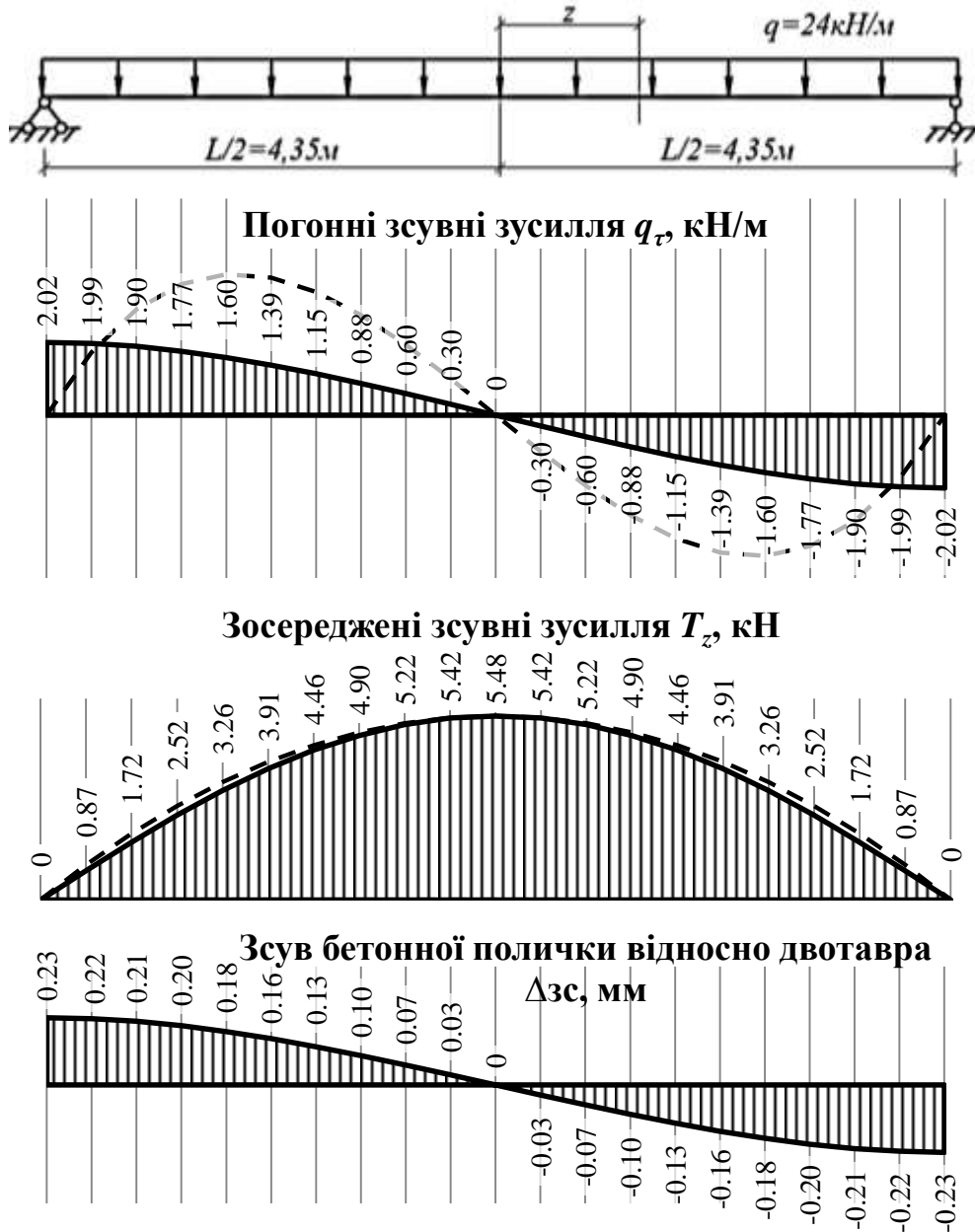
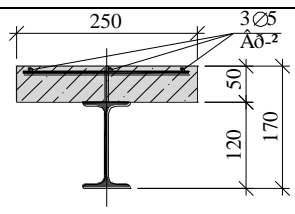

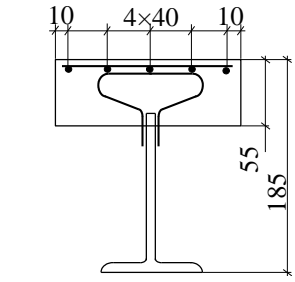
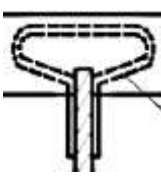
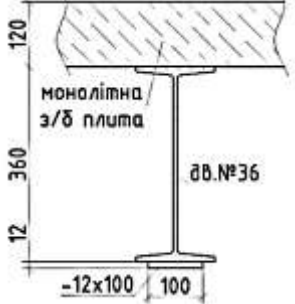



Рис. 3.22 – Епюри зсувних зусиль у контактному шві та взаємного зсуву шарів по довжині балки серії ПСБЗ, завантаженої рівномірно розподіленим навантаженням

Побудова розподілів зсувних зусиль між двома шарами композитних сталезалізобетонних балок чотирьох типорозмірів серій СБ1, СБ2, ПСБЗ і СБ4 завантажених зосередженими силами чи рівномірно розподіленим навантаженням дозволяє зазначити, що при поперечному згині стержня із достатньо довгими ділянками між характерними точками (при $\lambda \cdot z \geq 4$) поздовжні зсувні зусилля T_z змінюються практично пропорційно зміні згинального моменту M^0 , а дотичні

Таблиця 3.11

Порівняння жорсткостей анкерів, використаних для досліджених СЗБ балок

Шифр серії балок	Поперечний переріз балок	Геометричні характеристики анкерів				Жорсткість анкерів, МН/м ²
		вигляд	діаметр, мм	довжина, мм	крок, мм	
СБ4			Ø5,85 A240C	50	150	1,57
СБ2			Ø6,0 A240C	250	100	1,92
ПСБ3			2Ø12 A500C	350	400	0,44

зусилля q_τ – по закону поперечної сили Q^0 , що пояснюється з однієї сторони диференціальними залежностями при згині, а з іншої – диференціальною залежністю між рівнодіючою та погонними зсувними зусиллями. Відмінність між розподілами q_τ та Q^0 полягає у «згладжуванні» на q_τ скачкоподібних ділянок епюри Q^0 . Заборона взаємного зсуву двох шарів на кінцях балок (наприклад, встановленням жорстких упорів) дозволяє зменшити на припорних ділянках балок погонні зсувні зусилля. Завдяки цьому можливо зменшити кількість гнучких анкерів на цих ділянках.

Значення взаємного зсуву двох шарів змінюється прямо пропорційно значенню погонних зсувних зусиль, а отже залежить від кроку встановлення з'єднувальних засобів та їхньої жорсткості.

3.4 Висновки за третім розділом

1. Актуальність досліджень величини зсувних зусиль у контактному шві між залізобетонною і сталеву прокатною частинами, а також геометричної нелінійності під час регулювання зусиль у згинаному сталезалізобетонному стержні аргументовано певною жорсткістю анкерних засобів, що не є нескінченною. За рахунок цього, контактний шов матиме певну податливість, що дозволить деякий відносний зсув між залізобетонною плитою і сталеву балкою та впливатиме на перерозподіл зусиль між ними.

2. Геометричну нелінійність, що виникає при згині двошарового сталезалізобетонного стержня, враховано зсувним зусиллям у контактному шві між залізобетонною і сталеву прокатною частинами. Зсувне зусилля у контактному шві визначено за диференціальними рівняннями теорії складених стержнів із уточненням коефіцієнту податливості контактної шва шляхом врахування ітераційною методикою дійсної жорсткості з'єднувальних засобів (анкерів) та деформативності бетону в зоні контакту з анкерами.

3. Виконано числове порівняння розподілів погонних та зосереджених зсувних зусиль для чотирьох серій сталезалізобетонних балок, завантажених трьома типами навантаження. У трьох серіях (СБ4, СБ2 і ПСБ3) анкерні засоби виконувалися гнучкими (стержневі чи петлеподібні анкери, виготовлені із арматури класів А240С чи А500С); у четвертій серії (СБ1, ПСБ1 і ПСБ2) анкерні засоби були жорсткими (арматурні стержні приварені по всій довжині до сталеву прокату). Балки мали однопролітну шарнірну схему обпирання. Зовнішнє навантаження – одна чи дві симетрично розташовані сили або рівномірно розподілене навантаження. Під час порівняння побудовано розподіли по довжині погонних та зосереджених, що накопичуються у контактному шві від лівої опори балки до заданого перерізу, зсувних зусиль. Чим вищу жорсткість мали з'єднувальні засоби, тим більш пропорційними є залежності погонного зсувного зусилля від поперечної сили, а зосередженого зсувного зусилля – від згинального моменту. Заборона взаємного зсуву двох шарів на кінцях балок

(наприклад, встановленням жорстких упорів) дозволяє зменшити на приопорних ділянках балок погонні зсувні зусилля, тобто зменшити необхідну кількість гнучких анкерів на цих ділянках. Результати визначення зсувних зусиль у контактному шві використано під час знаходження деформацій нормального перерізу, про що йтиметься у розділі 4.

4. Для всіх досліджених типорозмірів сталезалізобетонних балок визначено величину взаємного зсуву двох шарів. Значення взаємного зсуву двох шарів змінюється прямо пропорційно значенню погонних зсувних зусиль, а отже залежить від кроку встановлення з'єднувальних засобів та їхньої жорсткості. Теоретично визначені значення взаємного зсуву порівняно із результатами експериментальних випробувань балок серії СБ2. Взаємний зсув за результатами проведення експерименту визначався множенням різниці відносних деформацій, отриманих за показами електротензорезисторів наклеєних поруч з контактним швом на сталеву та бетонну частини, на відстань від центру балки до місця розташування цих електротензорезисторів. Математичне сподівання відхилення теоретичного значення взаємного зсуву від експериментального рівне 1,21; коефіцієнт варіації відхилень – 22,5%. Досить великі значення відхилень пояснюються ціною поділки зняття відліків електротензорезисторів на початкових стадіях навантаження.

5. Підсумком дослідження зсувних зусиль у контактному шві є порівняння ефективності використаних гнучких анкерних засобів досліджених сталезалізобетонних балок серій СБ2, ПСБ3 і СБ4. Для цього визначено жорсткості з'єднувальних засобів. При виборі типу анкерних засобів слід виходити не тільки із їх несучої здатності та деформативності, а й з простоти й технологічності їх приєднання до прокатного профілю за допомогою зварювання. Із цієї точки зору найпростішими та найефективнішими є анкери з окремих гнутих арматурних стержнів.

РОЗДІЛ 4

РОЗРАХУНОК СТАТИЧНО-ВИЗНАЧЕНИХ ПОПЕРЕДНЬО НАПРУЖЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ ВРАХУВАННЯМ НЕЛІНІЙНОСТЕЙ

4.1 Основні положення регулювання зусиль у згинаних сталезалізобетонних конструкціях попереднім напруженням

Як відомо, у сталезалізобетонних конструкціях перекриттів спільна робота монолітної залізобетонної плити із сталевими несучими балками забезпечується в процесі їх двостадійного створення. Спочатку монтують сталеві балки, а потім влаштовується монолітна залізобетонна поличка. Бетонування монолітної полички досить часто виконують по профільованих листах, що слугує одночасно незнімною опалубкою та зовнішнім армуванням бетонної полички (див. рис. 4.1). Профільовані листи опалубки розкладають по верхньому поясу сталевих балок.

За такою технологією створення сталеві балки самостійно сприймають власну вагу свіжевкладеної бетонної суміші і отримують початковий напружено-деформований стан. Бетон включається в роботу композитного перерізу, змінюючи його жорсткість, після набору міцності. На корисне навантаження працюватиме вже композитний переріз. За рахунок відмінності його жорсткості від жорсткості початкового перерізу, напружено-деформований стан балок буде розвиватися вже по іншому закону, що викликатиме двокусково генетичну (родовідну) нелінійність. Цієї генетичної нелінійності можна уникнути шляхом встановлення тимчасових інвентарних стійок під сталеві балки перекриття на період бетонування монолітної полички (див. праву схему на рис. 4.1).

Якщо попереднім натягом встановлених інвентарних стійок створити протилежний експлуатаційному вигин сталевих балок перекриття, буде досягнуто їх попереднього напруження. Тоді реалізовується вдале використання фізико-механічних властивостей використаних матеріалів: зусилля стиску сприйматимуться монолітним бетоном, а зусилля розтягу – сталевими балками.

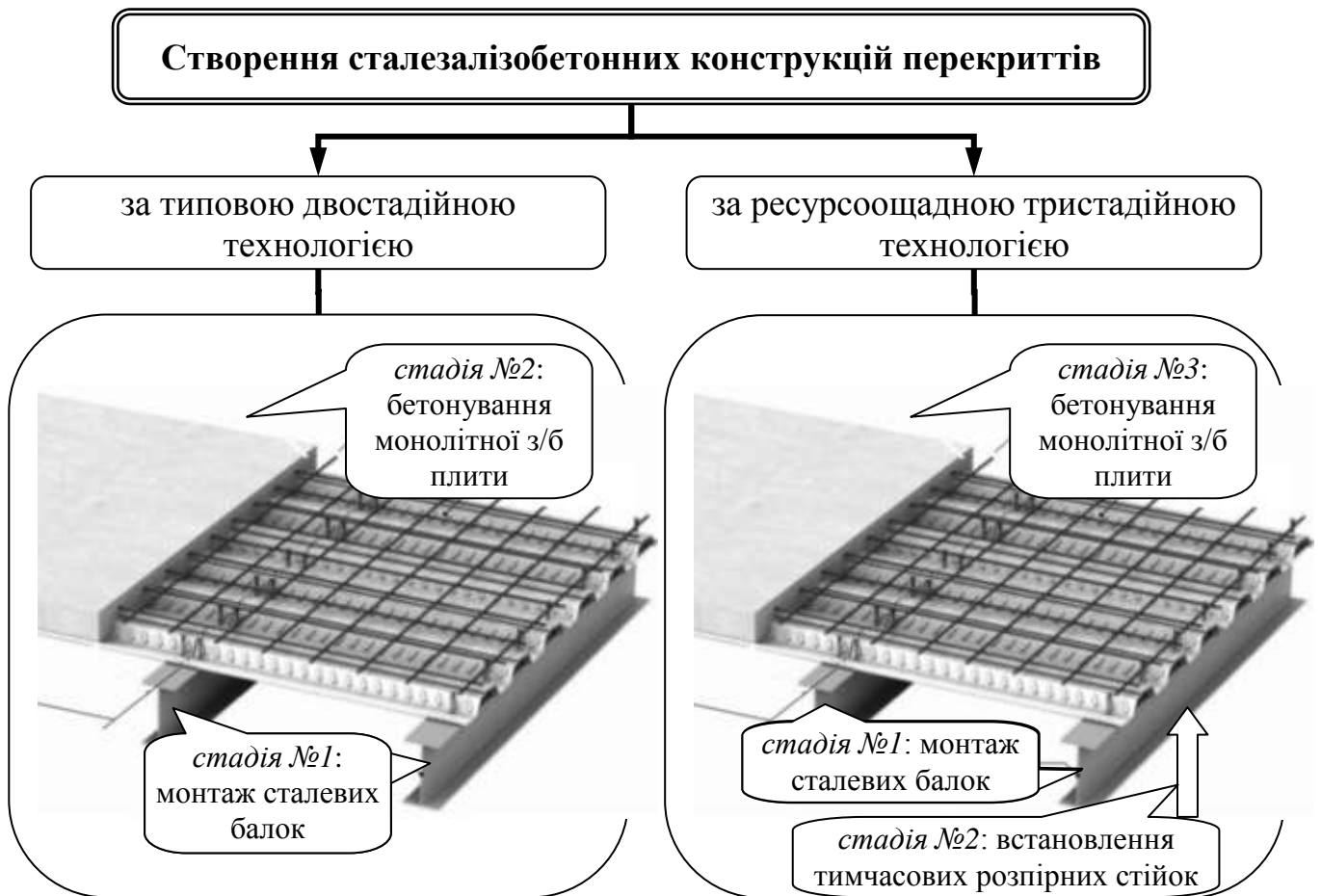


Рис. 4.1 – Багатостадійна технологія створення сталезалізобетонних перекриттів

За типової технології виготовлення сталезалізобетонних перекриттів досить часто лише нижня частина перерізу сталевих несучих балок працюватиме на розтяг. Відповідно, верхня частина сталевих балок працюватиме на стиск, що приводить до неефективного використання несучої здатності сталевих балок значно дорожчого за бетон стиснутого перерізу. Розглянемо зміну напружено-деформованого стану – генетичну нелінійність – компонентів комбінованого сталезалізобетонного перекриття під час його створення і експлуатації.

Стадія №1. Монтаж сталевих балок перекриття. На цьому етапі незалежно від типу опор балок у зв'язку із незначною їх власною вагою у порівнянні із корисним навантаженням та навантаженням від власної ваги залізобетонної плити, в поперечних перерізах сталевих балок будуть практично відсутні напруження $\sigma_1 \approx 0$ (див. рис. 4.2, а).

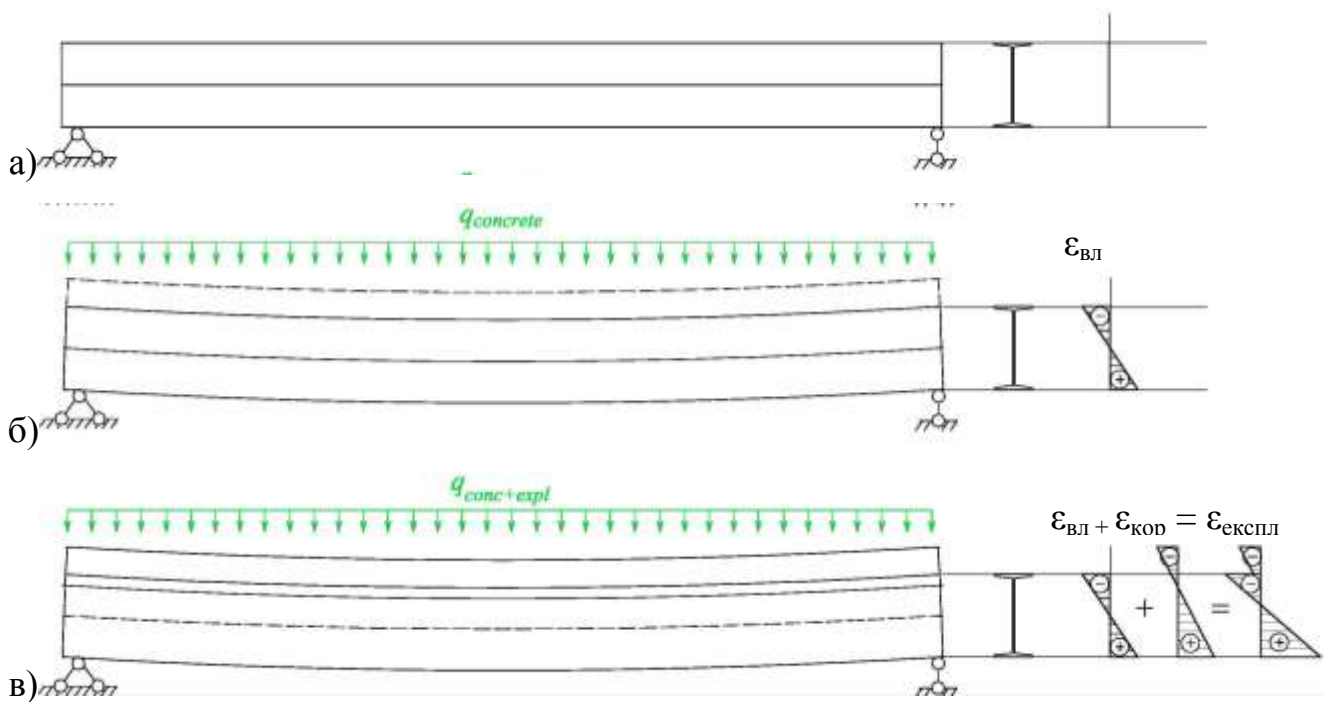


Рис. 4.2 – Стадії роботи комбінованого сталезалізобетонного перекриття, виготовленого за двостадійною технологією: а) монтаж сталевих балок; б) влаштування монолітної плити перекриття; в) експлуатаційна стадія

Стадія №2. Влаштування монолітної залізобетонної плити по незнімній опалубці із профільованого настилу, що вкладається по верхній полиці сталевого двотавра. На цьому етапі виключно сталеві балки комбінованого сталезалізобетонного перерізу сприймає навантаження від власної ваги рухливої бетонної суміші, що, як було зазначено вище, практично рівне корисному навантаженню на перекриття для громадських і житлових будівель (див. рис. 4.2, б). При симетричному перерізі сталевих балок, розподіл напружень та відносних деформацій по висоті перерізу симетричний. Напруження у крайніх точках перерізу сталевих двотаврів визначатимуться за формулою:

$$\sigma_2 = \pm \frac{M_{q_{concrete}}}{W_{x_s}}. \quad (4.1)$$

Стадія №3 – експлуатаційна стадія. На корисне навантаження комбінований сталезалізобетонний переріз працює сумісно (звичайно, за умови повного забезпечення сумісної роботи на зсув і відсутності проковзування між сталевими та бетонними частинами перерізу). При цьому центр ваги перерізу (і,

зрозуміло, нейтральна вісь перерізу) змінює своє положення в сторону ближче до бетонної полицки у порівнянні із стадією роботи №2. У бетонній полицці напруження будуть розвиватися від ненапруженого (нульового) стану, а в той же час у сталевому двотаврові напруження на цій стадії накладаються на вже існуючі напруження, отримані на другій стадії роботи комбінованої конструкції (див. рис. 4.2, в). У наближених попередніх розрахунках з метою спрощення проведення розрахунків і уникнення необхідності накладання двох епюр в перерізах сталеві балки від двостадійності її навантаження, можливо не враховувати генетичну нелінійність роботи комбінованої конструкції, а підбирати необхідні геометричні параметри перерізу тільки по несучій здатності сталеві балки. Проте це приводить до значних запасів несучої здатності сталезалізобетонного перекриття за рахунок включення в сумісну роботу сталезалізобетонного перерізу бетонної полицки. Напруження у крайній нижній фібрі сталеві балки комбінованого перерізу будуть рівні:

$$\sigma_3^{\text{нижн}} = \sigma_2 + \frac{M_{q_{\text{expl}}}}{W_{x_{\text{SC}}}}, \quad (4.2)$$

а напруження у крайній верхній фібрі бетонної плити комбінованого перерізу:

$$\sigma_3^{\text{верх}} = -\frac{M_{q_{\text{expl}}}}{W_{x_{\text{SC}}}}. \quad (4.3)$$

Остання еюра розподілу напружень по висоті сталезалізобетонного перерізу на експлуатаційній стадії роботи конструкції (див. рис. 4.2, в), що отримана в результаті викладених логічних міркувань, має ідентичний вигляд із епюрою розподілу напружень по висоті перерізу сталезалізобетонного перекриття із суцільними плитами виходячи з припущення повної сумісної роботи залізобетонної та сталеві складові згідно ДБН В.2.6-160:2010 «Сталезалізобетонні конструкції» (рис. 9.3 [70]).

З метою раціонального перерозподілу зусиль та розвитку по всій висоті перерізу сталевих балок тільки розтягувальних зусиль розроблено, експериментально досліджено та доведено ефективність технології виготовлення напружених попередніми вигинами, що протилежні експлуатаційним, згинаних

сталезалізобетонних конструкцій. Суть запропонованих заходів з раціонального перерозподілу зусиль полягає у наступному.

На *першій стадії* монтажу сталезалізобетонного перекриття – монтажу сталевих балок – встановлюють під них тимчасові розпірні стійки, за допомогою яких можна створювати початковий протилежний експлуатаційному вигин цих балок. Тобто на цьому етапі створюються напруження у поперечному перерізі сталеві балки протилежні тим, що діятимуть під час експлуатаційного навантаження (див. рис. 4.3, а). Цей вигин також можливо забезпечити температурними деформаціями нижньої полицки шляхом наварюванням до неї додаткової сталеві смуги, що додатково покращить геометричні характеристики перерізу. Слід відзначити, що забезпечити необхідний початковий вигин за допомогою температурних напружень досить складно, тому рекомендується у випадку застосування цього методу, контролювати вигин сталевих балок до необхідного рівня шляхом підстановки та натягу додаткових стійок.

Стадія №2. Під час влаштування монолітного перекриття стійки під сталевими балками залишаються. Тобто напружено-деформований стан сталевих балок не змінюється у порівнянні із стадією №1 – сталеві балки мають попередній вигин, що протилежний експлуатаційному (див. рис. 4.3, б). Для зменшення навантаження на додаткові стійки рекомендується монолітне залізобетонне перекриття влаштовувати по окремій інвентарній опалубці на власних стійках.

Стадія №3 – експлуатаційна стадія. На корисне навантаження комбінований сталезалізобетонний переріз працює сумісно. У бетонній полицці напруження будуть розвиватися від ненапруженого (нульового) стану, а в той же час у сталевому двотаврові напруження накладатимуться на вже існуючі протилежні експлуатаційним напруження, отримані на першій стадії роботи (див. рис. 4.3, в). Тут слід підкреслити, що підбором оптимальних параметрів попереднього вигину сталевих балок та раціональним співвідношенням жорсткостей сталеві й бетонної частин, можна досягнути тільки розтягувальних зусиль по всій висоті сталеві балки, як показано на останній епюрі рис. 4.3, в.

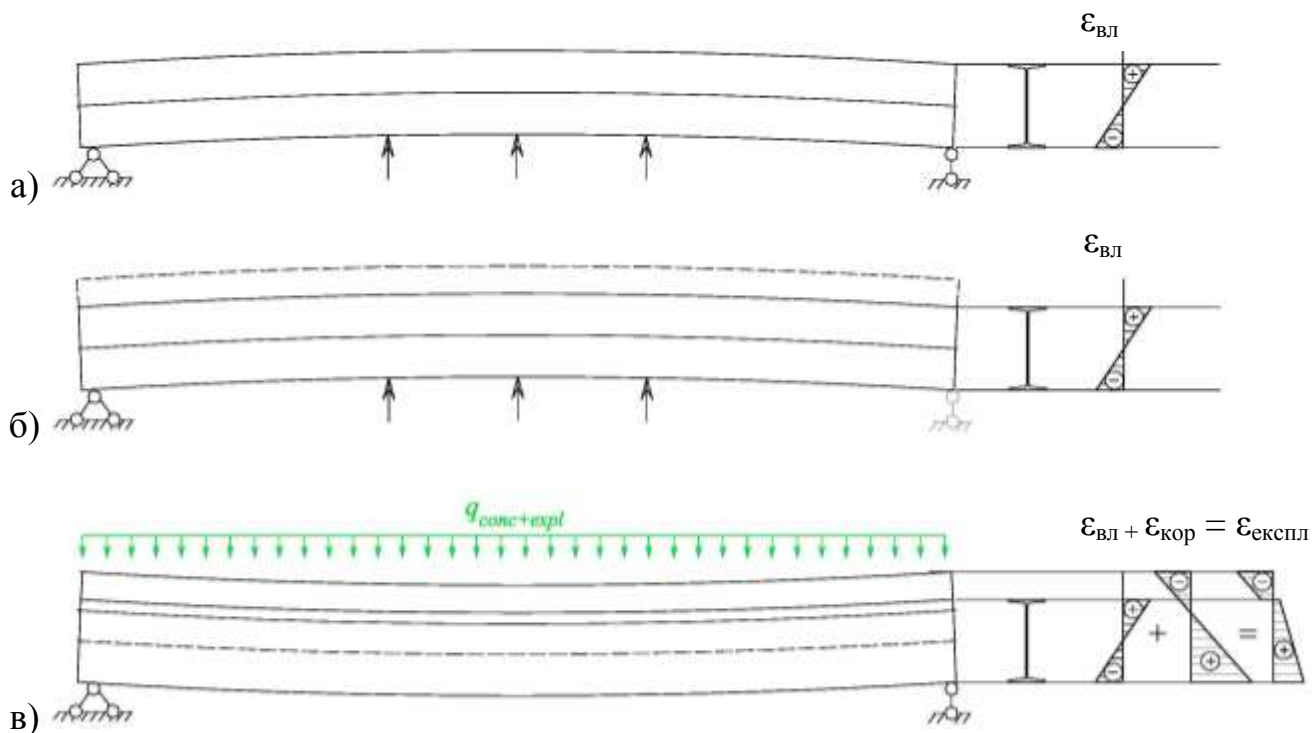


Рис. 4.3 – Стадії роботи комбінованого попередньо напруженого сталезалізобетонного перекриття: а) монтаж сталевих балок та створення їх попереднього вигину; б) влаштування монолітного залізобетонного перекриття при наявності тимчасових стійок під сталевими балками; в) експлуатаційна стадія

Проектний перерозподіл внутрішніх зусиль, як було доведено у розділах 1 і 2, призводить до підвищення несучої здатності та жорсткості будівельної системи, тому може розглядатися як один із ресурсощадних заходів будівництва. Вказану позитивну особливість перерозподілу зусиль ефективно застосовано під час створення згинаних самонапружених сталезалізобетонних конструкцій.

Проте, як було зазначено у розділі 3, анкерні засоби між плитою та балкою мають певну податливість, що дозволить певний взаємний зсув (проковзування) шарів та впливатиме на перерозподіл зусиль між ними.

Саме тому дослідження напружено-деформованого стану попередньо напружених згинаних сталезалізобетонних конструкцій із врахуванням генетичної (різного напружено-деформованого стану компонентів конструкції до забезпечення сумісної їх роботи) та геометричної нелінійностей (врахування зусиль зсуву у контактному шві) є актуальним.

4.2 Визначення внутрішніх зусиль у шарах сталезалізобетонного стержня

Визначимо вплив рівнодіючої дотичних зусиль T_z зв'язків зсуву, що накопичується по довжині стержня від його початку до розглядуваного перерізу на відстані z від початку стержня, на внутрішні зусилля у шарах згинаних сталезалізобетонних стержневих елементів. Виріжемо із сталезалізобетонної двошарової балки, завантаженої поперечним навантаженням (див. рис. 4.4), елементарну ділянку довжиною dz на відстані z від лівої опори. Врівноважимо вирізану ділянку довжиною dz , замінивши відкинуті ліву та праву частини внутрішніми зусиллями, як показано на рисунку 4.5. Вирізану ділянку довжиною dz покажемо в деформованому вигляді із видаленими зв'язками зсуву та їх заміною на дотичні розподілені по довжині зусилля q_t , дозволивши для наочності рисунку взаємний зсув між двома шарами. Зовнішнє рівномірне розподілене навантаження q на рисунках 4.4 і 4.5 показано умовно для прикладу; замість нього може бути будь-яке зовнішнє навантаження, що викликає поперечний згин у розглядуваному стержні.

На рисунку 4.2 вирізана елементарна ділянка довжиною dz , що врівноважена внутрішніми зусиллями замість відкинутих лівої та правої частини, для яких прийняті наступні позначення:

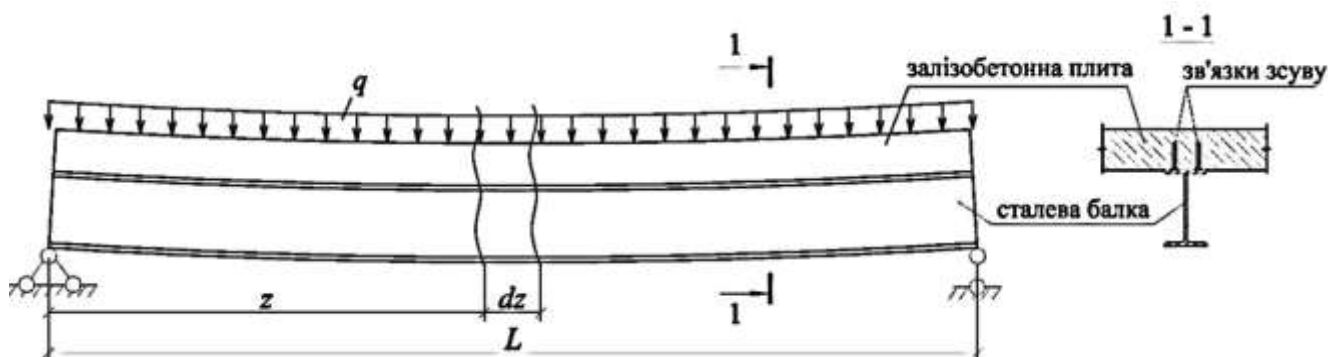


Рис. 4.4 – Загальний деформований вигляд двошарової сталезалізобетонної стержневої конструкції, що працює на поперечний згин

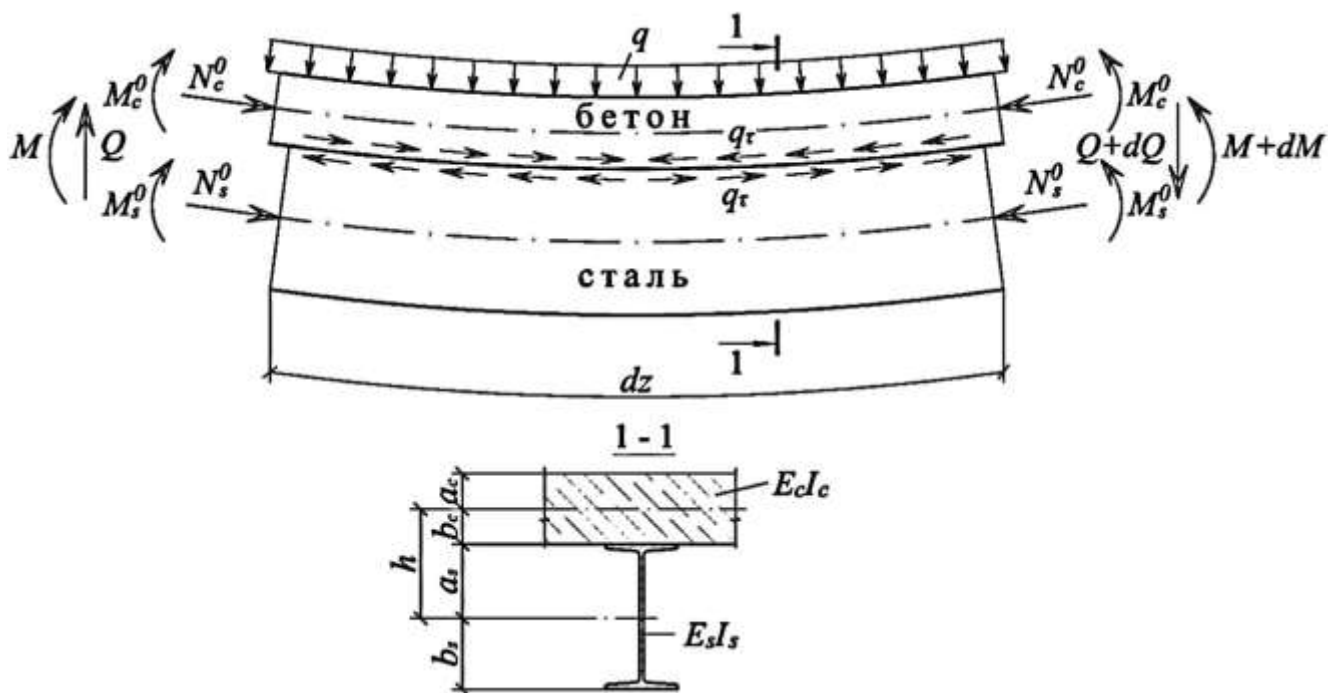


Рис. 4.5 – Елементарна ділянка двошарового згинаного СЗБЕ із заміною зв'язків зсуву на дотичні зусилля, а відкинутих частин балки – на внутрішні зусилля

N_c^0 , N_s^0 – поздовжні зусилля, що виникають в кожному окремому шарі (бетоні та сталі відповідно) до забезпечення сумісної їх роботи від дії зовнішнього навантаження без врахування зусиль, що передаються від зв'язків зсуву (напрямок цих поздовжніх зусиль на стиск показано умовно). Ці поздовжні зусилля можуть виникати від зовнішніх сил при центральному чи позacentровому стиску двошарового елемента або під час попереднього напруження (обтиску чи розтягування) одного з шарів комбінованого елемента до забезпечення сумісної його роботи;

M_c^0 , M_s^0 – згинальні моменти, що виникають в кожному окремому шарі (бетоні та сталі відповідно) до забезпечення сумісної їх роботи від дії зовнішнього навантаження без врахування зусиль, що передаються від зв'язків зсуву. Ці згинальні моменти можуть виникати від зовнішніх сил при позacentровому стиску двошарового елемента або під час попереднього напруження (вигину) одного з шарів комбінованого елемента до забезпечення сумісної його роботи.

При завантаженні стержня після забезпечення сумісної роботи двох ненавантажених шарів тільки поперечним навантаженням, поздовжні зусилля N_c^0 , N_s^0 та згинальні моменти M_c^0 , M_s^0 будуть рівні нулю;

M , Q та $M + dM$, $Q + dQ$ – згинальний момент та поперечна сила, що виникають ліворуч та праворуч від вирізаної ділянки довжиною dz від дії зовнішнього навантаження (визначаються за результатами статичних розрахунків розглядуваного стержня у складі, наприклад, поперечної рами будівлі).

Розглянемо тепер окремо рівновагу нижнього сталевого та верхнього залізобетонного шарів вирізаної ділянки сталезалізобетонної балки, замінивши вплив відкинутого шару зосередженими зсувними зусиллями T_z , як показано на рисунку 4.6. Так як напруження від поперечної сили у контактному шві враховуватимуться дотичними зусиллями зсуву, визначеними із врахуванням фактичної жорсткості анкерних засобів, не будемо її позначати на врівноважених схемах досліджуваних ділянок сталезалізобетонного стержня.

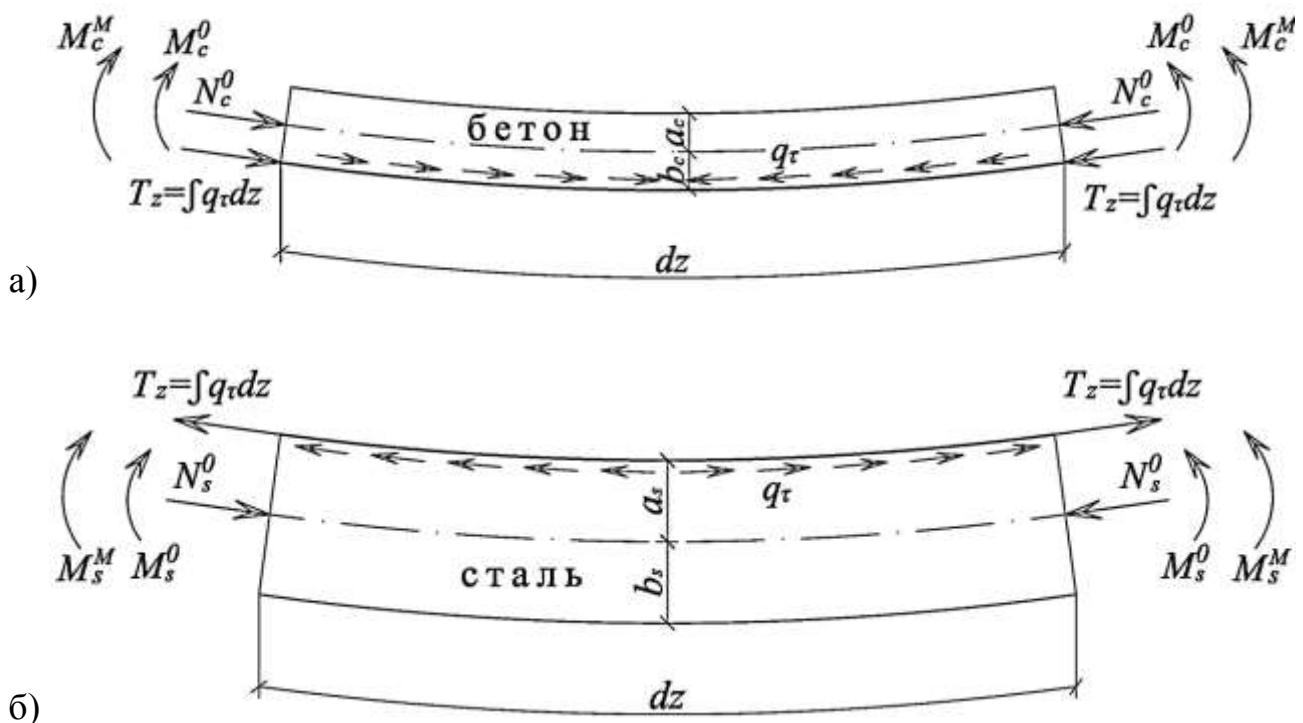


Рис. 4.6 – Верхній залізобетонний (а) та нижній сталевий (б) шари сталезалізобетонної балки, із заміною внутрішніми зусиллями відкинутих лівої та правої частин балки, а також нижнього чи верхнього шару

Від позacentрово прикладеної зосередженої зсувної сили T_z у кожному із шарів (бетонному та сталевому) будуть виникати згинальні моменти, що позначимо відповідно M_c^T , M_s^T . Ці згинальні моменти будуть рівні:

– у бетонній верхній поличці:

$$M_c^T = T_z \cdot b_c; \quad (4.4)$$

– у сталевій нижній частині:

$$M_s^T = T_z \cdot a_s, \quad (4.5)$$

де b_c та a_s – відстані від центрів ваги бетонного та сталевих шарів відповідно до розділяючого їх контактної шва (див. рис. 4.6).

На рисунку 4.6 введено наступні позначення внутрішніх зусиль (окрім тих, що пояснені до рисунку 4.5):

M_c^M , M_s^M – частини згинального моменту, визначені за результатами статичних розрахунків від дії зовнішнього навантаження, що сприймаються бетонною та сталевими частинами відповідно. Для знаходження цих моментів покажемо вирізану ділянку довжиною dz сталезалізобетонної балки та вкажемо на ній радіус її кривизни ρ (див. рис. 4.7).

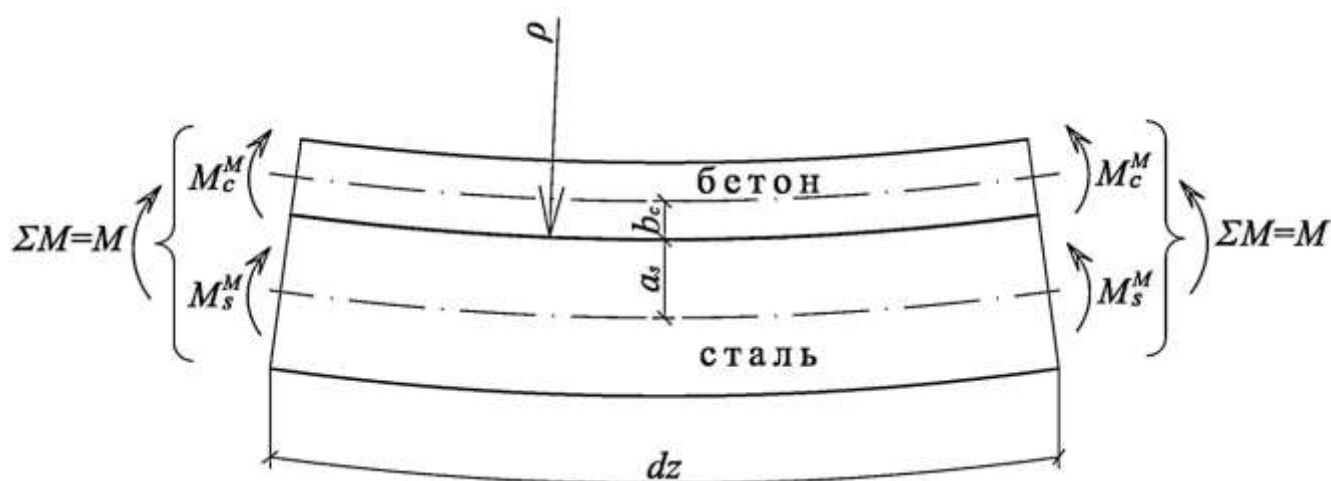


Рис. 4.7 – До визначення частин згинальних моментів від дії зовнішнього навантаження, що сприймаються окремо кожним шаром сталезалізобетонної балки

Користуючись рівнянням Бернуллі пружної осі балки, визначимо кривизну всієї балки по контактному шву, а також окремо бетонної та сталевій частин, знехтувавши при цьому відмінністю радіусів кривизни контактної шару та центральних осей бетону і сталі через малість відстаней a_s та b_c у порівнянні із радіусом кривизни ρ балки:

$$\frac{1}{\rho} = \frac{M}{E \cdot I} = \frac{M_c^M}{E_c \cdot I_c} = \frac{M_s^M}{E_s \cdot I_s}, \quad (4.6)$$

де $E \cdot I$, $E_c \cdot I_c$, $E_s \cdot I_s$ – жорсткості на згин відповідно всього поперечного перерізу та окремо бетонного і сталевий шару сталезалізобетонної балки.

Із залежності (4.6) знаходимо:

– частину згинального моменту, що сприймається бетонною частиною:

$$M_c^M = M \cdot \frac{E_c \cdot I_c}{E \cdot I}, \quad (4.7)$$

– частину згинального моменту, що сприймається сталевий частиною:

$$M_s^M = M \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{E \cdot I}. \quad (4.8)$$

Відмітимо, що сума частин згинальних моментів, що сприймаються бетонною та сталевий частинами, має дорівнювати загальному згинальному моменту від дії зовнішнього навантаження:

$$M = M_c^M + M_s^M, \quad (4.9)$$

або

$$M = M \cdot \frac{E_c \cdot I_c}{E \cdot I} + M \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{E \cdot I} = M \cdot \frac{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{E \cdot I}. \quad (4.10)$$

Розділивши на M ліву та праву частини рівняння (4.10), отримаємо вираз для знаходження жорсткості на згин $E \cdot I$ всього поперечного перерізу у виразах (4.6)...(4.8):

$$E \cdot I = E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s. \quad (4.11)$$

З'ясувавши всі складові внутрішніх зусиль, що діють на вирізану ділянку сталезалізобетонного стержня, запишемо вирази для знаходження сумарних їх значень. Поздовжні зусилля в шарах сталезалізобетонної балки будуть рівні:

– у бетонній верхній полиці:

$$N_c = -N_c^0 - T_z; \quad (4.12)$$

– у сталевій нижній частині:

$$N_s = -N_s^0 + T_z. \quad (4.13)$$

Для перевірки залежностей (4.12) і (4.13) візьмемо суму всіх поздовжніх сил з одного боку перерізу двохшарового сталезалізобетонного стержня на його поздовжню вісь z (див. рис. 4.8). Ця сума має бути рівна нулю, так як поздовжні сили в стержні при згині дорівнюють нулю. Поздовжні зусилля N_c^0 , N_s^0 у сумі поздовжніх сил не враховуємо, так як вони згідно прийнятих передумов (див. рис. 4.5) виникають в кожному окремому шарі (бетоні та сталі відповідно) до забезпечення сумісної їх роботи на поперечний згин:

$$\sum N = T_z - T_z = 0. \quad (4.14)$$

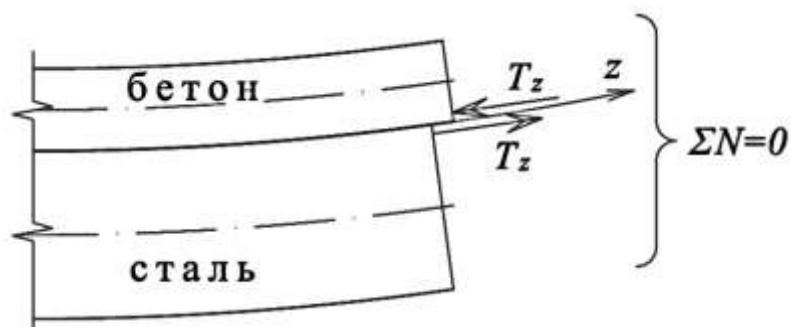


Рис. 4.8 – До визначення суми поздовжніх зусиль на поздовжню вісь стержня

Умова (4.14) виконується. Тепер запишемо вирази для знаходження згинальних моментів, що діють на шари сталезалізобетонної балки:

– у бетонній верхній полиці:

$$M_c = M_c^0 - M_c^T + M_c^M = M_c^0 - T_z \cdot b_c + M \cdot \frac{E_c \cdot I_c}{E \cdot I}; \quad (4.15)$$

– у сталевій нижній частині:

$$M_s = M_s^0 - M_s^T + M_s^M = M_s^0 - T_z \cdot a_s + M \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{E \cdot I}. \quad (4.16)$$

Примітка. Знаки складових внутрішніх зусиль у формулах (4.12)-(4.13) та (4.15)-(4.16) вказані із врахуванням напрямків зусиль, показаних на рисунку 4.6.

Підкреслимо, що згинальний момент M^T від позацентрово прикладеного зсувного зусилля, завжди протидіє згинальним моментам M^M , що сприймають два шари, таким чином розвантажуючи їх і збільшуючи допустимий згинальний момент M , що може сприйняти весь комбінований сталезалізобетонний стержень.

Для контролю розкладення згинальних моментів, візьмемо суму всіх згинальних моментів з одного боку перерізу двохшарового сталезалізобетонного стержня відносно точки A , знайшовши при цьому власні згинаючі моменти від зсувного зусилля, а не використавши M_c^T , M_s^T , що були знайдені раніше відносно центрів ваги кожного шару (див. рис. 4.9). Ця сума має бути рівна згинаючому моменту M від зовнішнього навантаження. Згинаючі моменти M_c^0 , M_s^0 у сумі моментів також не враховуємо, так як вони згідно прийнятих передумов (див. рис. 4.5) виникають в кожному окремому шарі (бетоні та сталі відповідно) до забезпечення сумісної їх роботи на поперечний згин:

$$\sum M = -T_z \cdot h_c + T_z \cdot h_s + M_c^M + M_s^M = M ; \quad (4.17)$$

$$M \cdot \frac{E_c \cdot I_c}{E \cdot I} + M \cdot \frac{E_s \cdot I_s}{E \cdot I} = M \cdot \frac{E_c \cdot I_c + E_s \cdot I_s}{E \cdot I} = M . \quad (4.18)$$

Враховавши вираз (4.11), умова (4.18) виконується.

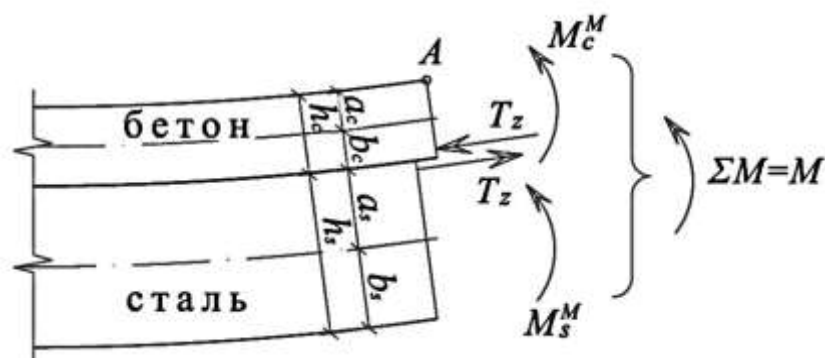


Рис. 4.9 – До визначення суми згинальних моментів з одного боку перерізу стержня

Таким чином, залежності (4.12)-(4.13) та (4.15)-(4.16) дають можливість визначати внутрішні зусилля у шарах згинаного сталезалізобетонного стержня із врахуванням, по-перше, внутрішніх зусиль, що діють у них до включення обох шарів у сумісну роботу, та, по-друге, дійсної жорсткості зв'язків зсуву (анкерів).

4.3 Визначення деформацій та напружень у шарах сталезалізобетонного стержня

Згинальний момент M викликає викривлення поздовжніх осей сталевих та бетонних шарів композитного стержня за однаковими кривими $y(z)$. Однією з умов виконання цього припущення є те, що, як було зазначено вище, шари безпосередньо прилягають один до одного і в процесі навантаження відсутні деформації взаємного обтиснення. Диференціальне рівняння прогинів $y(z)$ при відносно малій їх величині має наступний вигляд:

$$y(z)'' = -\frac{M}{E \cdot I}. \quad (4.19)$$

Згідно закону Гука в розгорнутому вигляді, відносні деформації волокон будуть знаходитись за формулою:

– при згині:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{M \cdot y}{E \cdot I}, \quad (4.20)$$

де y – відстань від нейтральної вісі перерізу до розглядуваного волокна;

– при розтягу чи стиску:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E} = \frac{N}{E \cdot A}. \quad (4.21)$$

Тоді із врахуванням позначень внутрішніх зусиль, що діють у кожному шарі сталезалізобетонного стержня (див. рис. 4.6), та залежностей (4.20) і (4.21) між внутрішніми зусиллями та відносними деформаціями, запишемо вирази для визначення деформацій крайніх волокон шарів сталезалізобетонного стержня в загальному вигляді:

– у бетонній верхній полиці:

$$\varepsilon_c^{верх} = -\frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{T_z}{E_c \cdot A_c} - \frac{M_c^0 \cdot a_c}{E_c \cdot I_c} + \frac{M_c^T \cdot a_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M \cdot y_1}{E \cdot I}; \quad (4.22)$$

$$\varepsilon_c^{нижн} = -\frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{T_z}{E_c \cdot A_c} + \frac{M_c^0 \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M_c^T \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M \cdot y_2}{E \cdot I}; \quad (4.23)$$

– у сталевій нижній частині:

$$\varepsilon_s^{\text{верх}} = -\frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{T_z}{E_s \cdot A_s} - \frac{M_s^0 \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} + \frac{M_s^T \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} - \frac{M \cdot y_2}{E \cdot I}; \quad (4.24)$$

$$\varepsilon_s^{\text{нижн}} = -\frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{T_z}{E_s \cdot A_s} + \frac{M_s^0 \cdot b_s}{E_s \cdot I_s} - \frac{M_s^T \cdot b_s}{E_s \cdot I_s} + \frac{M \cdot y_3}{E \cdot I}. \quad (4.25)$$

Знаючи зв'язок між відносними деформаціями волокон та внутрішніми зусиллями (див. (4.22)...(4.25), визначимо взаємний зсув двох шарів через внутрішні зусилля в них. Як показано на рисунку 4.10, взаємний зсув Δ_{zc} вздовж розділяючої площини шва дорівнює різниці зміщень нижнього волокна вище розташованого шару w_c^H та верхнього волокна нижче розташованого шару w_s^G :

$$\Delta_{zc} = w_c^H - w_s^G. \quad (4.26)$$

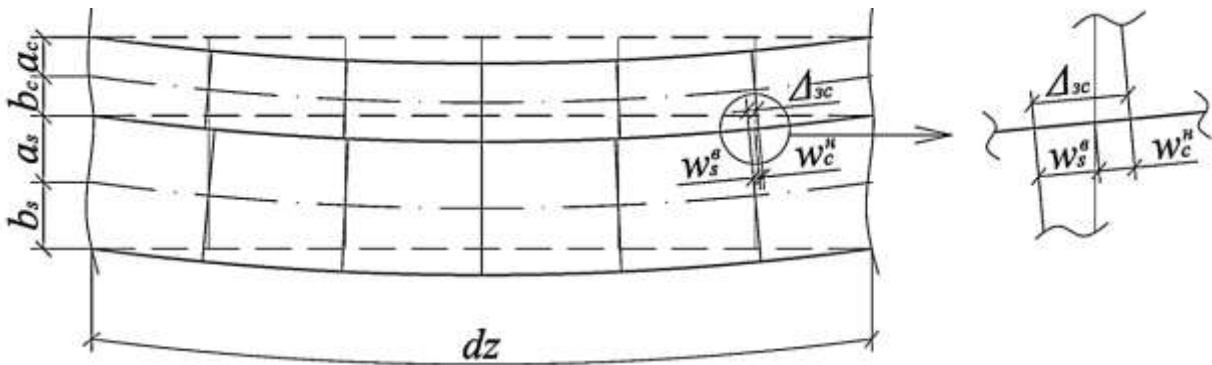


Рис. 4.10 – До визначення зміщень (взаємного зсуву Δ_{zc}) верхнього волокна нижче розташованого шару w^H та нижнього волокна вище розташованого шару w^G

Зміщення нижнього волокна вище розташованого шару w_c^H є додатнім, так як ці волокна прагнуть розтягуватися. Зміщення верхнього волокна нижче розташованого шару w_s^G є від'ємним, так як ці волокна прагнуть стискатися. Тобто з математичної точки зору згідно (4.26) взаємний зсув Δ_{zc} дорівнює сумі абсолютних зміщень суміжних волокон двох шарів.

По значенням абсолютних зміщень волокон u на певній ділянці стержня довжиною dz можливо записати їх відносні поздовжні деформації ε :

$$\varepsilon = \frac{dw}{dz} = w'. \quad (4.27)$$

Підставивши у формулу (4.26) значення відносних деформацій згідно (4.27) для крайніх волокон нижнього та верхнього шарів та продиференціювавши, отримаємо:

$$\Delta'_{zc} = \varepsilon_c^H - \varepsilon_s^a. \quad (4.28)$$

Підставивши вирази (4.23) та (4.24) в (4.28), отримаємо вираз для похідної взаємного зсуву у контактному шві Δ'_{zc} :

$$\Delta'_{zc} = -\frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{T_z}{E_c \cdot A_c} + \frac{M_c^0 \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M_c^T \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{T_z}{E_s \cdot A_s} - \frac{M_s^0 \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} + \frac{M_s^T \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} - \frac{2My_2}{E \cdot I}$$

Або цей вираз запишемо у вигляді:

$$\Delta'_{zc} = T_z \cdot \delta_T + \delta_0, \quad (4.29)$$

де коефіцієнти рівняння (4.29) будуть рівні:

$$\begin{aligned} \delta_T &= -\frac{1}{E_c \cdot A_c} + \frac{1}{E_s \cdot A_s} - \frac{b_c^2}{E_c \cdot I_c} + \frac{a_s^2}{E_s \cdot I_s}; \\ \delta_0 &= -\frac{N_c^0}{E_c \cdot A_c} - \frac{N_s^0}{E_s \cdot A_s} + \frac{M_c^0 \cdot b_c}{E_c \cdot I_c} - \frac{M_s^0 \cdot a_s}{E_s \cdot I_s} - \frac{2 \cdot M \cdot y_2}{E \cdot I}. \end{aligned} \quad (4.30)$$

При відсутності зовнішніх поздовжніх сил та згинальних моментів на окремі шари сталезалізобетонного стержня до забезпечення сумісної їх роботи, а дії на стержень тільки поперечного навантаження, другий коефіцієнт з (4.30) прийме вигляд:

$$\delta_0 = -\frac{2 \cdot M \cdot y_2}{E \cdot I}. \quad (4.31)$$

Згідно залежностей $q_\tau = \chi \cdot \Delta_{zc}$ та $T'_z = q_\tau$, взаємний зсув Δ_{zc} дорівнює:

$$\Delta_{zc} = \frac{q_\tau}{\chi} = \frac{T'_z}{\chi}, \quad (4.32)$$

де χ – жорсткість зв'язків зсуву (анкерних засобів).

Продиференціювавши вираз (4.32) і прирівнявши його до (4.29) при постійному значенні жорсткостей зв'язків зсуву по довжині стержня, матимемо:

$$\frac{T''_z}{\chi} - T_z \cdot \delta_T = \delta_0. \quad (4.33)$$

При поперечному згині за відсутності зовнішніх поздовжніх сил та згинальних моментів на окремі шари сталезалізобетонного стержня до забезпечення сумісної їх роботи, вираз (4.33) прийме вигляд:

$$\frac{T_z''}{\chi} - T_z \cdot \delta_T = -\frac{2 \cdot M \cdot y_2}{E \cdot I}. \quad (4.34)$$

Для монолітної балки жорсткість зв'язків зсуву рівна безкінечності. Поздовжні зсувні зусилля T_z в такій балці будуть змінюватися по тому ж закону, що і згинальний момент M^0 , а зсувні напруження τ_{xz} – по закону поперечної сили Q . Визначимо для цього випадку за формулою (4.34) рівнодіючу дотичних зусиль T_z та порівняємо її із значенням, знайденим за формулою Д.І. Журавського. При $\chi \rightarrow \infty$, перший доданок виразу (4.34) $\frac{T_z''}{\chi} \rightarrow 0$. Тоді із (4.34) матимемо:

$$T_z = \frac{2 \cdot M \cdot y_2}{\delta_T \cdot E \cdot I}. \quad (4.35)$$

Із врахуванням, що $T_z = \tau_{xz} \cdot b_y \cdot dz$, та диференціальної залежності при згині між згинальним моментом та поперечною силою $\frac{dM}{dz} = Q$, за формулою визначення дотичних напружень Д.І. Журавського (4.35) матимемо:

$$T_z = \frac{M \cdot S^{wi\delta c}}{I}, \quad (4.36)$$

де $S^{wi\delta c}$ – статичний момент відсіченої частини відносно центральної осі приведеного (по модулю пружності будь-якої частини) перерізу;

I – момент інерції всього приведеного перерізу.

Привівнявши вирази (4.35) і (4.36) матимемо:

$$\frac{S^{wi\delta c}}{I} = \frac{2 \cdot y_2}{\delta_T \cdot E \cdot I}. \quad (4.37)$$

За допомогою формули (4.37) можливо визначити відношення $S^{wi\delta c}/I$ як для монолітного стержня, виражене через елементи перерізів окремих частин, що складають весь стержень.

Знаючи вирази для визначення деформацій волокон шарів композитного стержня та внутрішні зусилля в них, можна визначити нормальні напруження у відповідних перерізах. За умови, що матеріали композитного стержня працюють по лінійній залежності між напруженнями та деформаціями, напруження в характерних перерізах можливо знаходити за відомими залежностями механіки деформівного твердого тіла:

$$\sigma_i = \sum \frac{N_i}{\varphi_i \cdot A_i} + \sum \frac{M_i}{I_i} \cdot y_i. \quad (4.38)$$

Якщо перед обчисленням напружень відносні деформації крайніх волокон вже визначені за залежностями (4.22)...(4.25), то в пружній стадії роботи сталевій частини перерізу, враховуючи конструктивні особливості розглядуваних згинаних СЗБК, нормальні напруження в перерізі з точністю необхідною для інженерних розрахунків можуть визначатися за законом Гука:

$$\sigma_i = E_i \cdot \varepsilon_i. \quad (4.39)$$

У залежності від жорсткості χ зв'язків зсуву (анкерних засобів), на отриманій епюрі нормальних напружень можуть бути скачки по висоті перерізу, що будуть рівні q'_τ/χ , але нахил епюри до осьової лінії буде однаковим.

У випадку тільки поперечного згину складеного двошарового стержня, значення поздовжніх сил N_i^0 будуть рівні нулю і в розрахунках буде враховуватися тільки згинальний момент від зовнішнього навантаження.

Для визначення дотичних напружень τ_{xz} , наприклад, в сталевій частині стержня, розглянемо рівновагу вирізаної із двошарового сталезалізобетонного стержня (див. рис. 4.4) ділянки сталевого двотавра довжиною dz та висотою $y_s + a_s$, яку показано на рисунку 4.11.

Спроекуємо всі зусилля, що показані на ділянці сталевого двотавра на рисунку 4.11, на поздовжню вісь стержня z :

$$T + T_z - F_s + F_s + dF_s = 0 \quad \text{або} \quad T + T_z + dF_s = 0. \quad (4.40)$$

Враховуючи, що $T = \tau_{xz} \cdot b_y dz$, $T_z = q_\tau dz$ та $dF_s = d \int_{A_{вид}} \sigma_s dA$, вираз (4.40)

запишемо у вигляді:

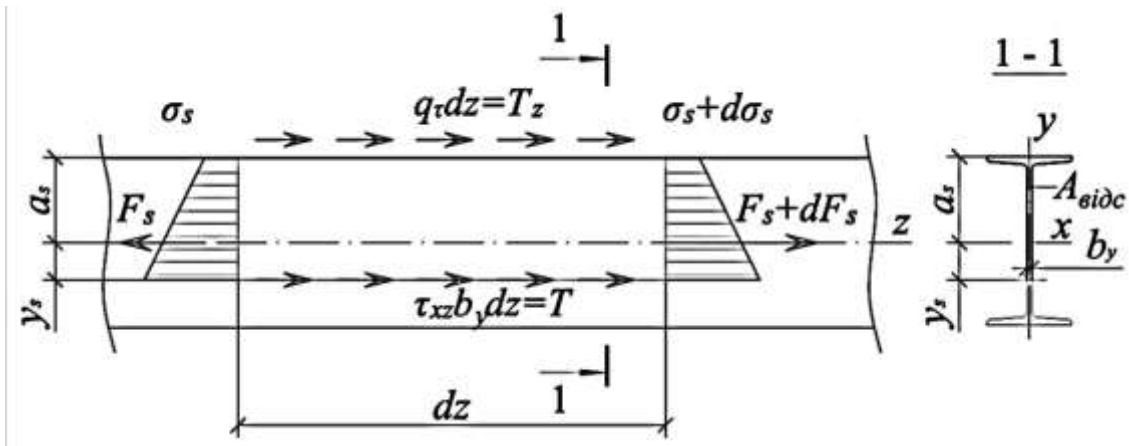


Рис. 4.11 – Вирізана ділянка сталевго двотавра довжиною dz та висотою $y_s + a_s$ із позначеними зусиллями для визначення дотичних напружень τ_{xz}

$$\tau_{xz} \cdot b_y \cdot dz + q_\tau dz + d \int_{A_{ei dc}} \sigma_s dA = 0. \quad (4.41)$$

Із врахуванням формул (4.38), а також (4.13) і (4.16), матимемо:

$$\tau_{xz} b_y dz + q_\tau dz + \left(\frac{dT_z}{dz} - \frac{dN_s^0}{dz} \right) \frac{1}{A_s} \int_{A_{ei dc}} dA + \left(\frac{dM_s^0}{dz} - \frac{dT_z a_s}{dz} + \frac{dM}{dz} \cdot \frac{E_s I_s}{EI} \right) \frac{1}{I_s} \int_{A_{ei dc}} y_s dA = 0 \quad (4.42)$$

Поділивши кожний доданок рівняння (4.42) на $b_y \cdot dz$ та врахувавши, що

$$N_s^0 = const, \quad \frac{dT_z}{dz} = q_\tau \quad \text{і згідно диференціальної залежності при згині} \quad \frac{dM_s^0}{dz} = Q_s^0, \quad \text{а}$$

також формули для знаходження статичного моменту площі поперечного перерізу

$$\int_{A_{ei dc}} y_s dA = S_x^{ei dc}, \quad \text{отримаємо:}$$

$$\tau_{xz} = \frac{1}{b_y} \cdot \left[-q_\tau \cdot \left(\frac{A_{ei dc}}{A_s} + 1 \right) - \left(Q_s^0 - q_\tau \cdot a_s + Q \cdot \frac{E_s I_s}{EI} \right) \cdot \frac{S_x^{ei dc}}{I_x} \right]. \quad (4.43)$$

Таким чином, за допомогою залежностей (4.39) та (4.43) можливо визначати відповідно нормальні та дотичні зусилля у будь-якій точці по висоті поперечного перерізу згинаного двохшарового елемента із врахуванням фактичної жорсткості з'єднувального шару та дійсної діаграми роботи матеріалів.

4.4 Експериментальна перевірка визначення деформацій нормального перерізу однопролітних сталезалізобетонних балок

Визначимо збіжність визначення деформацій у крайніх волокнах шарів згинаних сталезалізобетонних конструкцій за допомогою формул (4.22)...(4.25) та результатами експериментальних випробувань таких балок. Загальний перелік експериментально-теоретично досліджених двошарових згинаних сталезалізобетонних стержневих конструкцій подано у таблиці 3.1 розділу 3. Загалом було випробувано 4 серії експериментальних зразків загальною кількістю 6 лабораторних макетів-балок в масштабі 1:4 (серії СБ4 і СБ2); 6 натурних балок стінових прогонів (серії СБ1, ПСБ1 і ПСБ2) та 3 натурні балки прольотом 8,7 м перекриття загальною площею 67,5 м² громадської будівлі (серія ПСБ3).

Для теоретичного визначення деформацій використовувалося значення зсувного зусилля у контактному шві між бетонною полицкою та сталевим прокатом, визначення якого описано у підрозділі 3.3. Опис геометричних і фізико-механічних характеристик анкерних зв'язків зсуву, а також загальних габаритів самих сталезалізобетонних балок, викладено у відповідних пунктах підрозділу 3.3 під час визначення зсувного зусилля. Тому нижче наведено лише методику проведення і результати експериментальних випробувань сталезалізобетонних балок. Виконано порівняння експериментальних та теоретичних (отриманих за алгоритмом, описаного у підрозділі 4.3) результатів.

4.4.1 Балки, завантажені зосередженою силою по центру прольоту (серія СБ4). Випробування проводилось на дію короточасних навантажень в лабораторії залізобетонних конструкцій кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Загальний вигляд сталезалізобетонної балки серії СБ4 під час проведення випробувань показано на рисунку 4.12. Під час проведення випробувань цієї серії досліджено два однакові зразки-близнюки. Навантаження на балки прикладалося ступенями, що дорівнювало 1/10 – 1/15 від руйнуючого з 5...10 хвилинною витримкою, на протязі яких знімалися відліки по вимірювальних приладах.

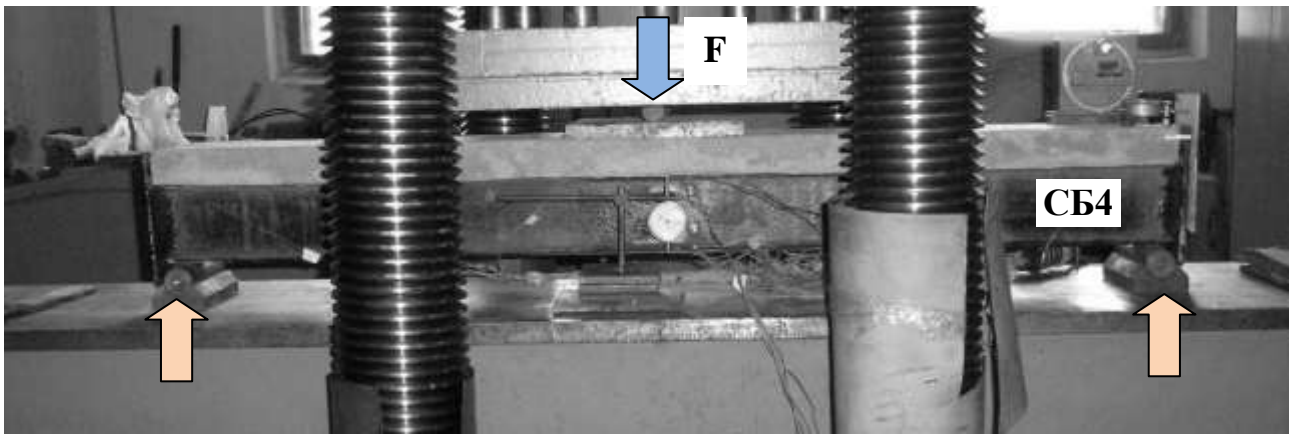


Рис. 4.12 – Сталезалізобетонна балка серії СБ4 під час випробувань

Схема розміщення вимірювальних приладів для дослідження роботи сталеві балки, бетонної верхньої полицки і анкерів зображена на рисунку 4.13. Для вимірювання відносних деформацій характерних волокон перерізу застосовувалися електротензорезистори типу 2ПКБ 20-200В з базою 20 мм, що були наклеєні у зоні дії максимального згинаючого моменту посередині прольоту.

На рисунку 4.14 показано розвиток відносних деформацій у найбільш стиснутому та розтягнутому волокнах нормального перерізу сталеві частини балки. Пунктирною лінією показано зміну теоретично отриманих (за запропонованою методикою) відносних деформацій. Математичне сподівання відношення теоретично отриманих значень відносних деформацій на експериментальні рівне 1,083; коефіцієнт варіації відхилень – 12,4%.

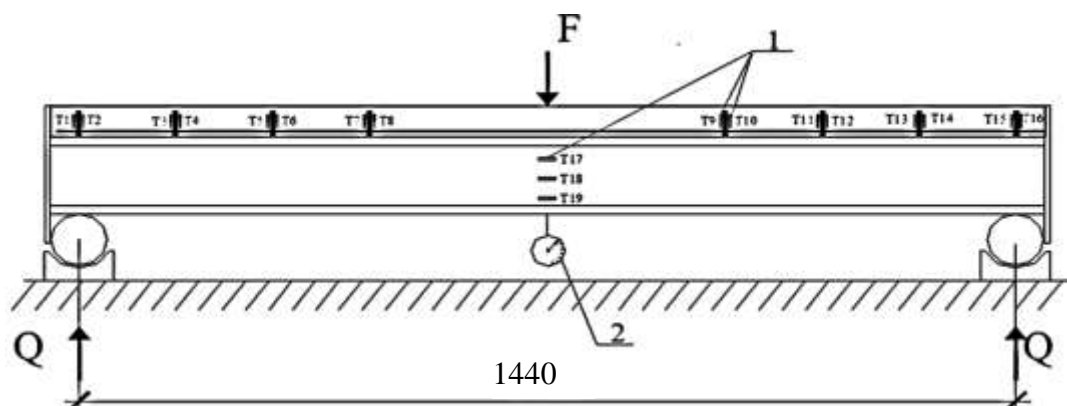


Рис. 4.13 – Схема завантаження та розміщення вимірювальних приладів під час дослідження роботи сталезалізобетонної балки серії СБ4:

1 – електротензорезистори; індикатор годинникового типу

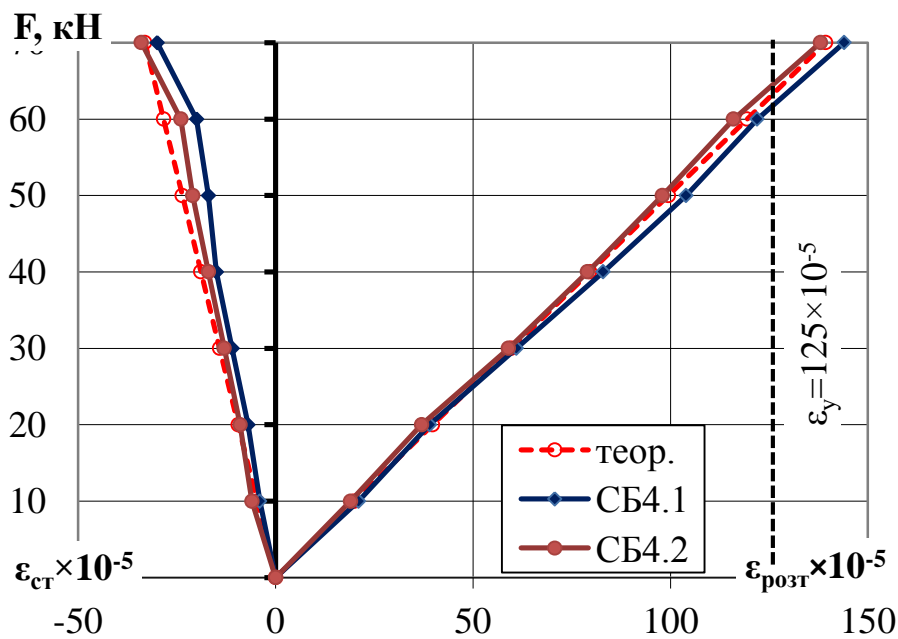


Рис. 4.14 – Приріст відносних деформацій найбільш стиснутого та розтягнутого волокон сталеві частини перерізу балок серії СБ4

На рисунку 4.15 показано порівняння деформацій нормального перерізу балок серії СБ4, отриманих за запропонованою і нормативною методиками та експериментально, при навантаженні на балку $F = 55$ кН, що відповідає межі пружної роботи сталеві балки. Відхилення теоретично порохованих значень деформацій за нормативною та запропонованою методиками не перевищує 5%.

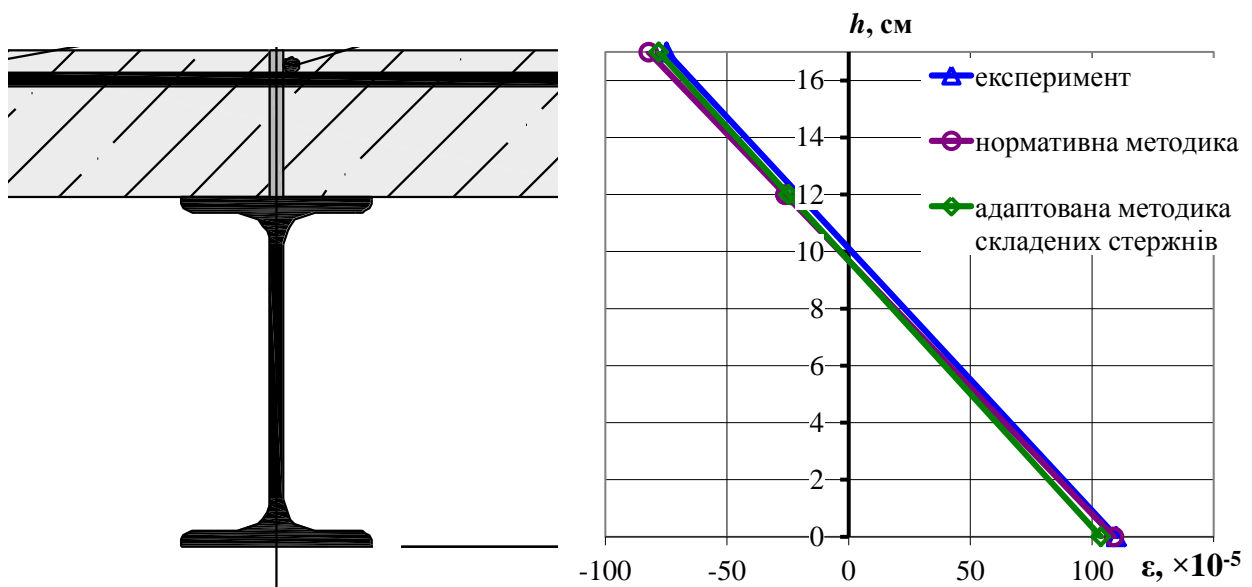


Рис. 4.15 – Порівняння деформацій нормального перерізу балок серії СБ4

4.4.2 Балки, завантажені двома однаковими зосередженими силами, що знаходяться на однаковій відстані від центру прольоту (серія СБ2). Випробування проводилось на дію короточасних навантажень в лабораторії опору матеріалів кафедри будівельних конструкцій Національного університету «Полтавська політехніка імені Юрія Кондратюка». Загальний вигляд сталезалізобетонної балки серії СБ2 під час проведення випробувань показано на рисунку 4.16. Випробувано чотири зразки-близнюки цієї серії. Відносні поздовжні деформації по висоті та ширині перерізу вимірювалися в зоні чистого згину за допомогою електротензорезисторів типу 2ПКБ 20-200В. Також для контролю деформацій в найбільш стиснутих і розтягнутих волокнах зразка встановлювалися індикатори годинникового типу ИЧ 10 з ціною поділки 0,01 мм, база становила 200 мм. Схема завантаження та розміщення вимірювальних приладів зображена на рисунку 4.17.

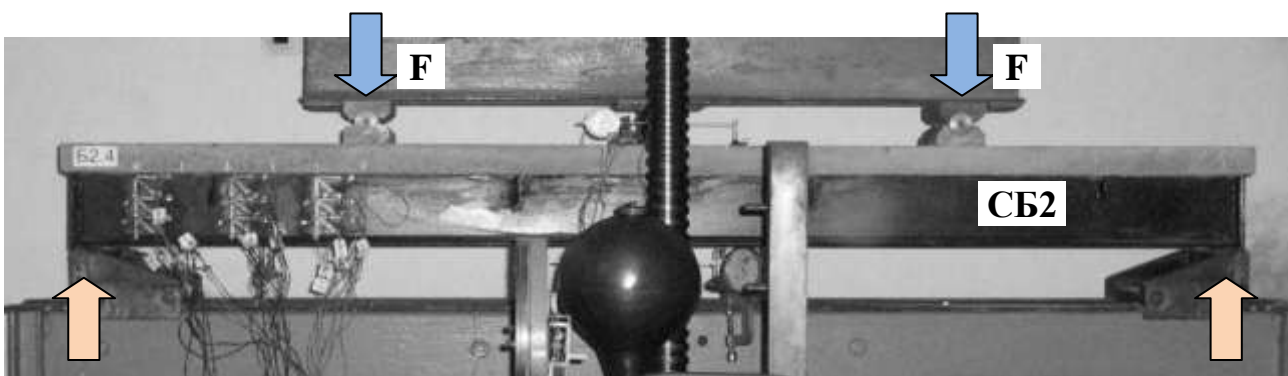


Рис. 4.16 – Сталезалізобетонна балка серії СБ2 під час випробувань

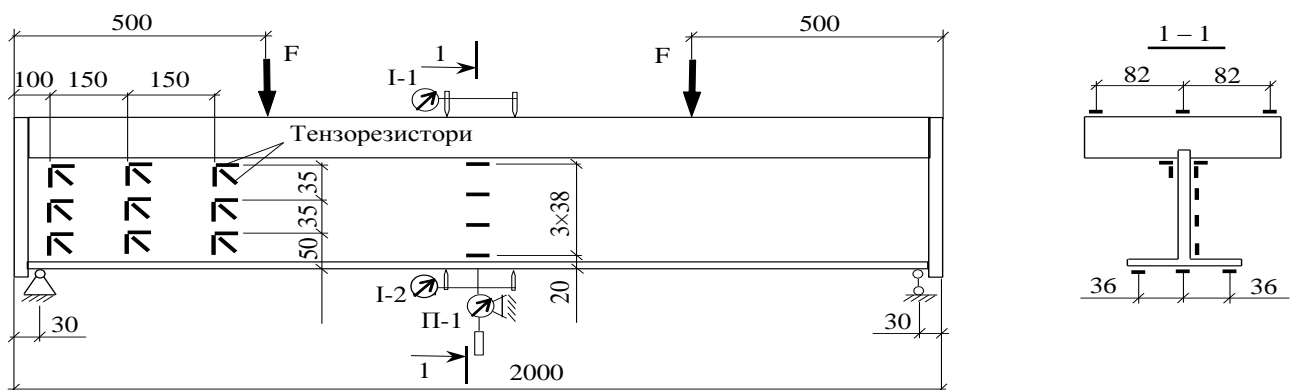


Рис. 4.17 – Схема завантаження та розміщення вимірювальних приладів під час дослідження роботи сталезалізобетонних балок серії СБ2

На рисунку 4.18 показано розвиток відносних деформацій у крайніх волокнах нормального перерізу балок серії СБ2. Пунктирною лінією показано зміну теоретично отриманих (за запропонованою методикою) відносних деформацій. Математичне сподівання відношення теоретично отриманих значень відносних деформацій на експериментальні рівне 1,017; коефіцієнт варіації відхилень – 9,5%. На рисунку 4.19 показано порівняння деформацій нормального перерізу балок серії СБ2, отриманих за запропонованою і нормативною методиками та експериментально, при навантаженні на балку $2F = 120$ кН, що відповідає межі пружної роботи сталеві балки. Відхилення теоретично порохованих значень деформацій за нормативною та запропонованою методиками не перевищує 7%. Значення відхилень теоретично порохованих деформацій за нормативною та запропонованою із врахуванням геометричної нелінійності методиками не більше 5% для балок серії СБ4 і не більше 7% для балок серії СБ2 доводить можливість розрахунку сталезалізобетонних балок без попереднього напруження (з однаковим напружено-деформованим станом сталеві та бетонної частин на момент забезпечення сумісної їх роботи) за методикою діючих нормативних документів.

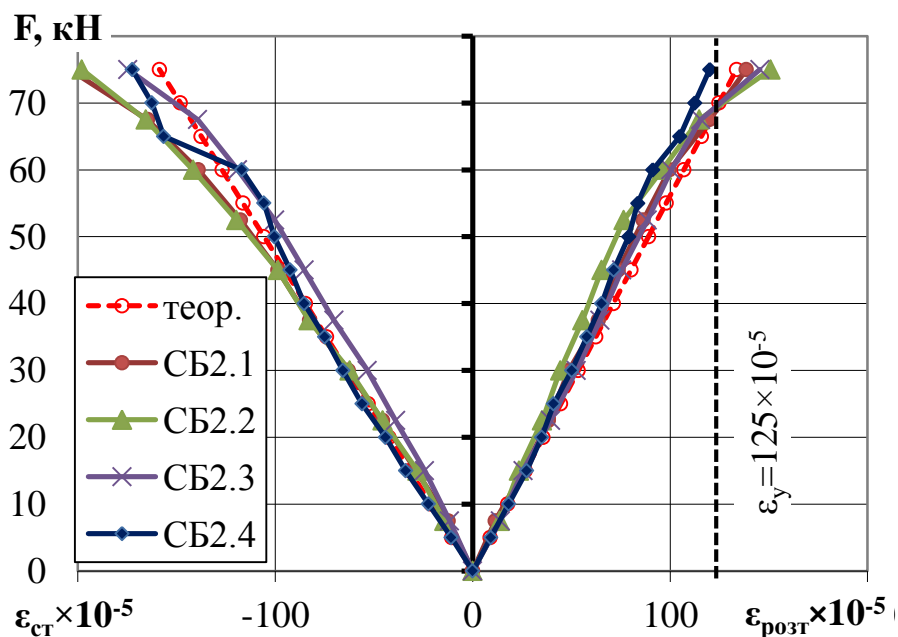


Рис. 4.18 – Приріст відносних деформацій найбільш стиснутого та розтягнутого волокон перерізу сталезалізобетонних балок серії СБ2

Однак, за адаптованою методикою теорії складених стержнів можливо визначати внутрішні зусилля окремо в шарах складеної сталезалізобетонної балки із врахуванням взаємного зсуву. Це дасть уточнення значень внутрішніх зусиль. Зокрема, для балок серії СБ2 на рисунку 4.20 показана уточнена еюра згинальних моментів у сталевій частині перерізу. На ній під зосередженими силами прослідковуються концентратори моменту, що на 0,8% більше значення моменту на ділянці чистого згину в середній частині балки між силами.

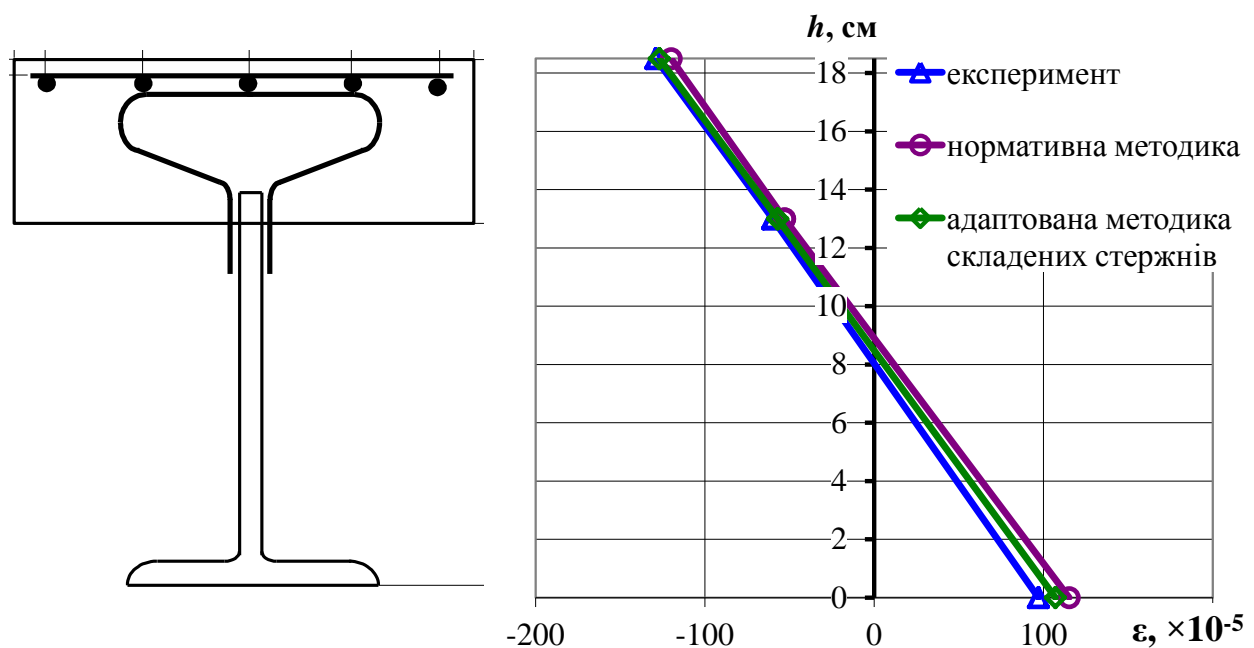


Рис. 4.19 – Порівняння відносних деформацій по висоті перерізу балок серії СБ2

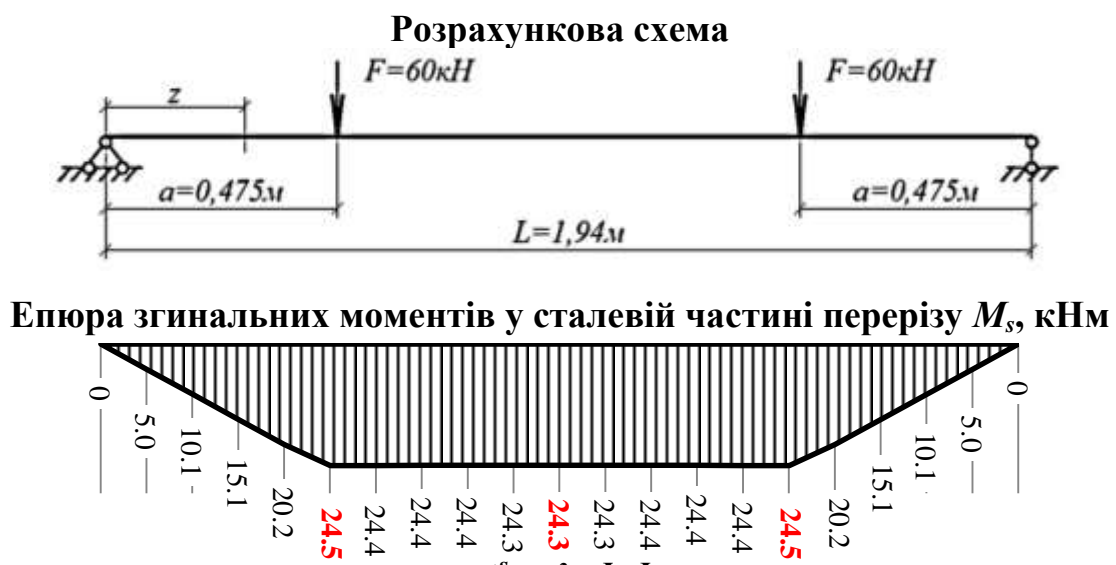


Рис. 4.20 – Еюра згинальних моментів в сталевій частині перерізу із врахуванням взаємного зсуву двох шарів балок СБ2 між собою

4.4.3 Попередньо напружені балки, завантажені по центру прольоту зосередженою силою при жорсткому поєднанні бетонної та сталеві частин перерізу (серії СБ1, ПСБ1 і ПСБ2). Метою експериментальних випробувань балок цієї серії було дослідження експериментальним шляхом можливості фіксації заповненням бетоном внутрішньої порожнини попередньо вигнутого стану сталеві U-подібної частини перерізу сталобетонного стержня (див. рис. 3.16) та впливу попереднього вигину швелера (див. рис. 4.21) на загальну несучу здатність сталобетонного зразка [266]. На рисунку 4.22 показано схему досліджень сталобетонних балок цих серій, що складалася із трьох груп по два зразки-близнюки в кожній групі. Додатково випробувані пусті сталеві зразки (серія С1) аналогічних розмірів. Після набору бетоном проектної міцності, знімався домкрат, за допомогою якого створювався попередній вигин сталеві частини балки. Установка для проведення випробувань сталобетонних зразків мала такий вигляд, як і для попереднього вигину сталеві її частини (рис. 4.23).



Рис. 4.21 – Попередній вигин сталеві частини перерізу балок серії ПСБ1 і ПСБ2

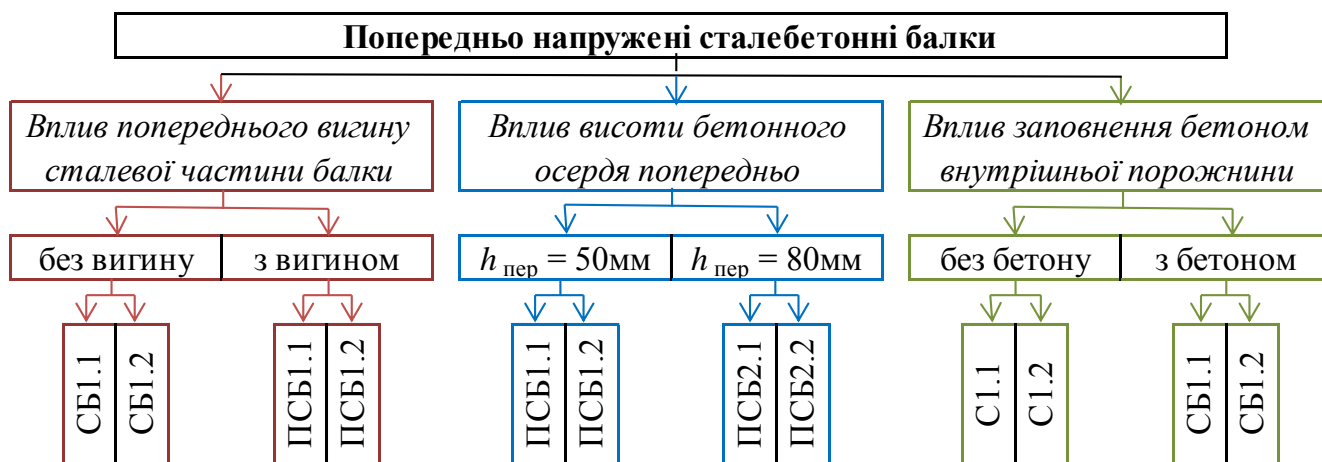


Рис. 4.22 – Схема досліджень сталобетонних балок серій СБ1, ПСБ1 і ПСБ2



Рис. 4.23 – Загальний вигляд сталобетонних зразків під час випробувань

Відносні поздовжні деформації сталі та бетону вимірювалися в зоні дії максимального згинального моменту (посередині прольоту) та на відстані 0,25 довжини прольоту від опор за допомогою електротензорезисторів з базою 20 мм (див. рис. 4.24). Для контролю деформацій в найбільш стиснутих і розтягнутих волокнах зразка були встановлені механічні тензометри Гугенбергера базою 20 мм із ціною поділки 0,005 мм, що забезпечило точність вимірювань відносних деформацій 25×10^{-5} . Для вимірювання прогинів посередині прольоту та на відстані 0,25 довжини прольоту від опор використовувалися індикатори годинникового типу.

На рисунку 4.25 показано зміни розподілів відносних деформацій нормального перерізу, розташованого посередині прольоту досліджених зразків, завантажених однією силою посередині прольоту. Відносні деформації розтягнутої частини перерізу визначалися як середньоарифметичне між показами електротензорезисторів T1 і T6, а стиснутої частини перерізу – як середньоарифметичне між показами електротензорезисторів T2 і T7 (рис. 4.24).

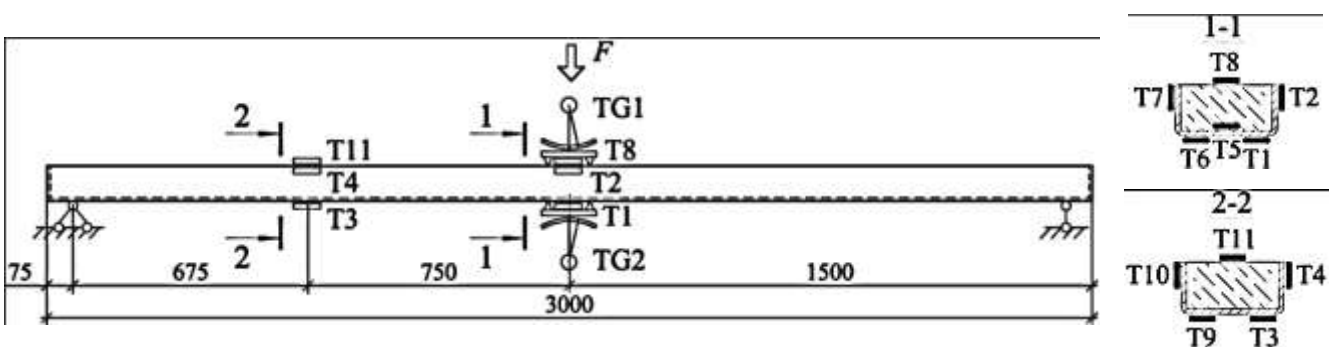


Рис. 4.24 – Схема розташування вимірювальних приладів на зразках

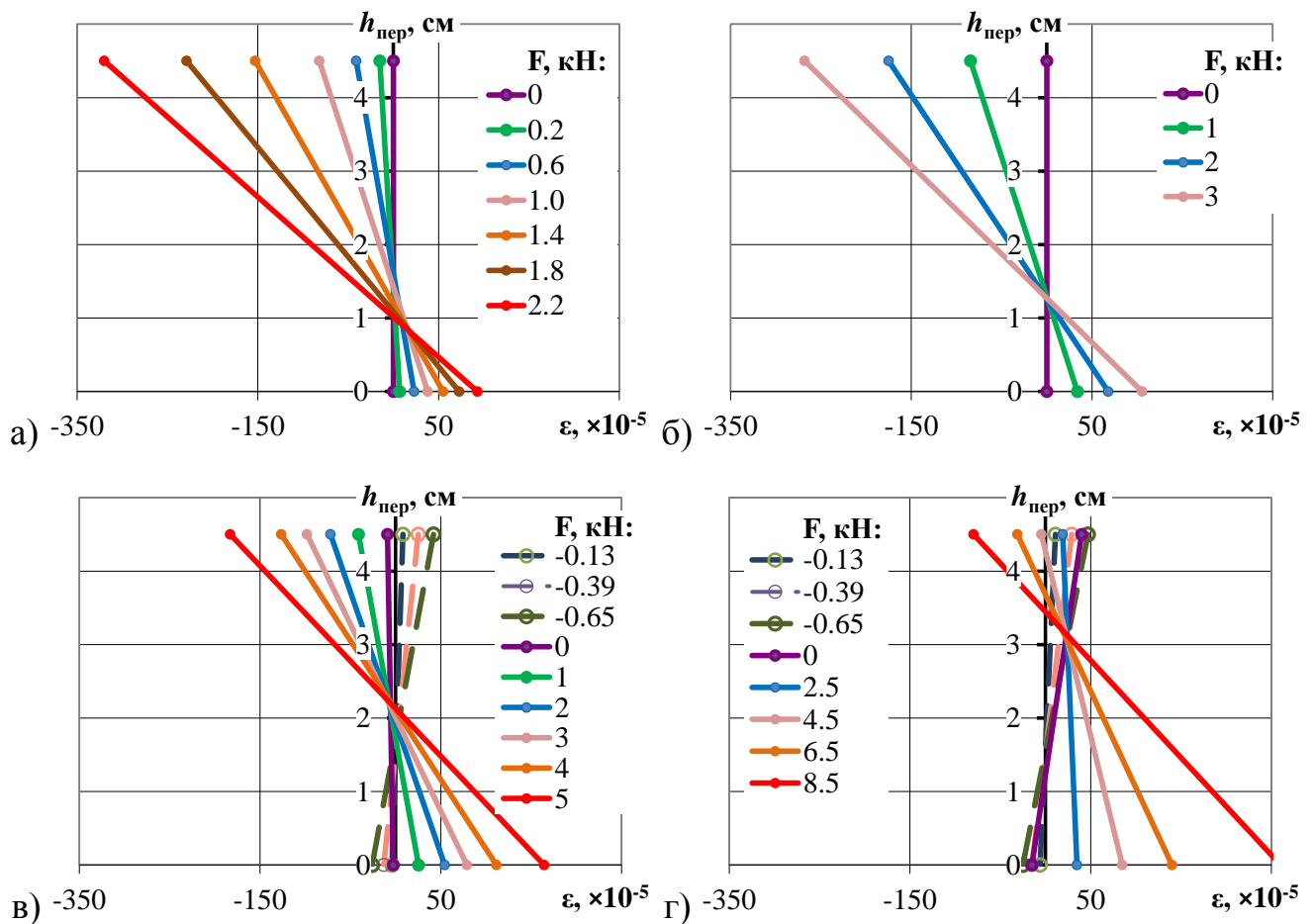


Рис. 4.25 – Зміна відносних деформацій нормального перерізу розташованого посередині прольоту зразків серії: а) С1; б) СБ1; в) ПСБ1; г) ПСБ2

На розподілах відносних деформацій нормальних перерізів досліджених зразків чітко просліджується переміщення нульової лінії по висоті перерізу. Для сталевого пустого зразка С1 (див. рис. 4.25, а) нульова лінія знаходиться на висоті центральної вісі використаного гнучого швелеру. Для сталобетонного зразка без попереднього напруження СБ1 (див. рис. 4.25, б) нульова лінія розташована дещо вище. Це пояснюється наявністю бетону в порожнині, що підвищує центральну вісь приведенного перерізу. Для попередньо напружених сталобетонних зразків ПСБ1 і ПСБ2 (див. рис. 4.25, в-г) нульова лінія тим вище, чим вище висота перерізу бетонного осердя. Таке підвищення положення нульової лінії пояснюється, по-перше, включенням в роботу бетону та, по-друге, наявністю попередніх деформацій нормального перерізу сталі, що «віднімаються» від деформацій під час експлуатаційних навантажень.

Для визначення ефективності запропонованого попереднього напруження сталеві частини перерізу до її бетонування виконано порівняння розвитку відносних деформацій нормального перерізу та прогинів всіх зразків. Ці порівняння показані на рисунку 4.26. У результаті проведених експериментальних досліджень зразків цієї серії встановлено, що шляхом заповнення бетоном внутрішньої порожнини сталеві U-подібної частини перерізу можливо фіксувати її попередньо вигнутий стан. Після набору бетоном міцності та відпуску домкрату попередній вигин зменшується на 81% для зразків із заповненням бетоном в рівень з перами швелеру і на 31% для зразків із заповненням бетоном на 30 мм вище від рівня пера полицок швелера. Заповнення бетоном внутрішньої порожнини швелера підвищує на 19% несучу здатність і на 27% жорсткість сталевобетонної балки. Попередній вигин сталеві частини перерізу підвищує на 24% несучу здатність і на 29% жорсткість сталевобетонної балки. Збільшення на 60% висоти перерізу бетонного осердя попередньо напруженого зразка підвищує на 31% несучу здатність і на 57% жорсткість сталевобетонної балки.

Таким чином, експериментально досліджені попередньо напружені сталевобетонні балки ПСБ1 і ПСБ2, що складаються із гнучого швелеру №10 з товщиною стінки 3 мм заповненого бетоном, мають таку ж несучу здатність при вищій до 27% жорсткості, як, наприклад, сталева балка, виконана із труби 80×3 мм, що дозволяє зменшити витрати сталі на 38,5%.

На рисунку 4.27 показано порівняння деформацій нормального перерізу балок серії ПСБ1, отриманих за запропонованою і нормативною методиками та експериментально, при навантаженні на балку $F = 2,5$ кН, що відповідає межі пружної роботи сталеві балки. Математичне сподівання відношення теоретично отриманих значень відносних деформацій на експериментальні рівне 0,936; коефіцієнт варіації відхилень – 14,9%. Відхилення теоретично порахованих значень деформацій за нормативною та запропонованою методиками для балок серії ПСБ1 складає 24,6%, а для балок серії ПСБ2 – 41,7%, що доводить необхідність врахування різних напружено-деформованих станів компонентів попередньо напруженого СЗБ стержня до забезпечення сумісної їх роботи.

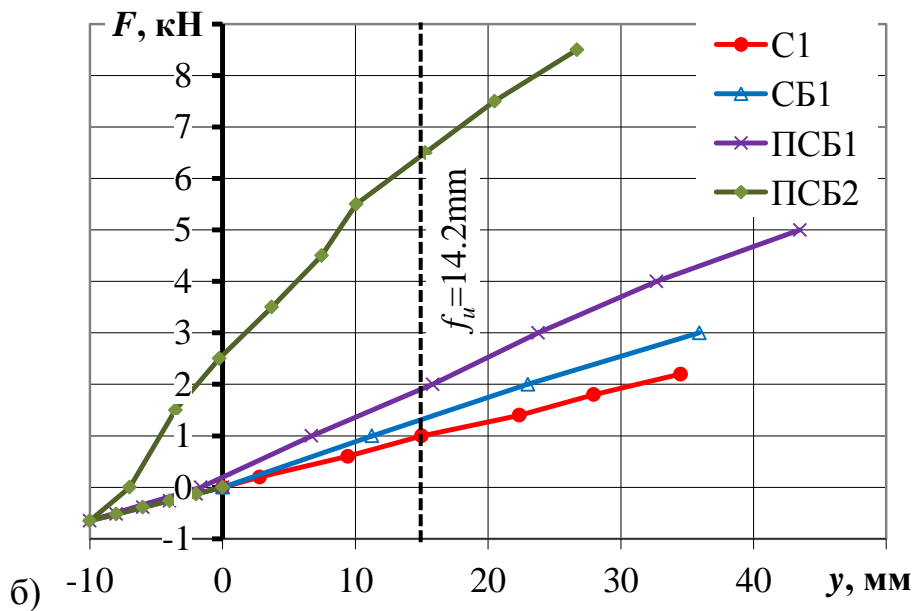
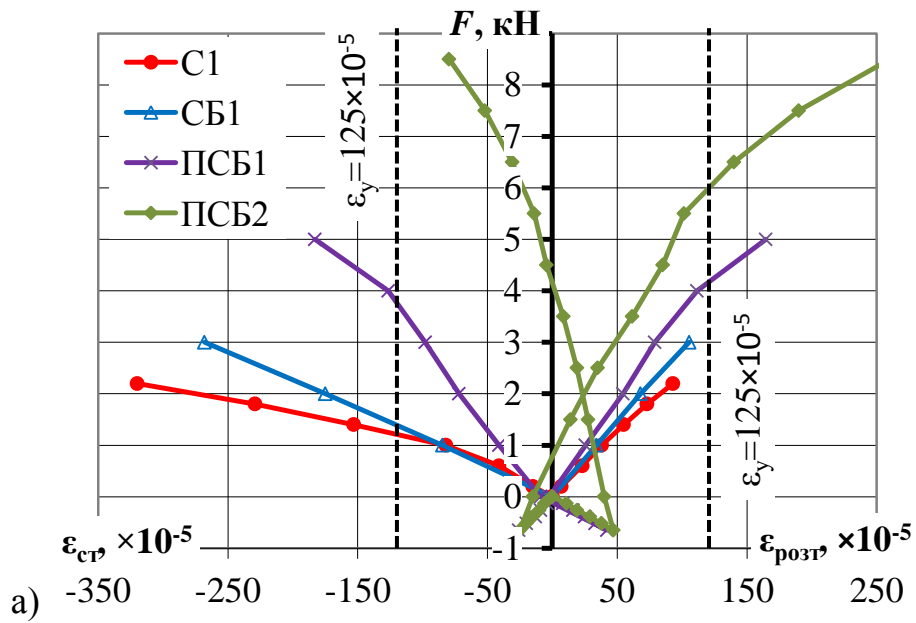


Рис. 4.26 – Порівняння розвитку відносних деформацій нормального перерізу сталеві частини (а) та прогинів (б) зразків серій СБ1, ПСБ1 і ПСБ2

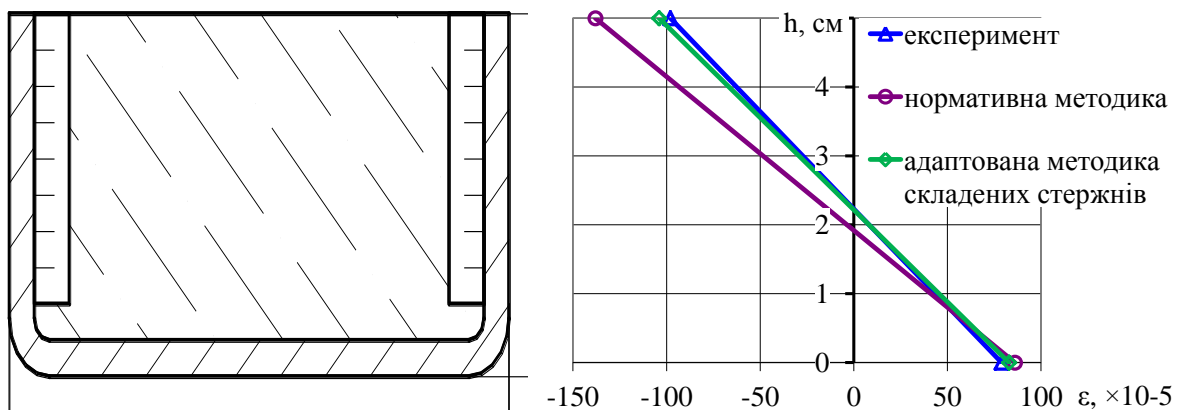


Рис. 4.27 – Порівняння відносних деформацій по висоті перерізу балок серії ПСБ1

4.4.4 Попередньо напружені балки, завантажені рівномірно розподіленим навантаженням (серія ПСБЗ). Створення попередніх напружень сталевих балок сталезалізобетонних конструкцій серії ПСБЗ виконувалося в два етапи. Спершу, ще до монтажу балок, до їхньої нижньої полицки приварювався додатковий лист 12×100 мм. Окрім покращення геометричних характеристик поперечного перерізу, за рахунок температурних залишкових напружень у нижній полицці, створено попередній вигин балок [265]. Після монтажу балок на опорні столики колон, перевірялась величина попереднього вигину і за необхідності вирівнювалась до передбачуваної величини за допомогою телескопічних тимчасових стійок інвентарної опалубки. Очікуваний вплив від попереднього напруження сталевих балок – підвищення жорсткості (зменшення прогинів) перекриття і можливість зменшення поперечного перерізу самих сталевих балок.

В рамках проведення випробувань балок серії ПСБЗ, випробувана ділянка вбудованого перекриття розміром в плані 7,5×9 м громадської будівлі у м. Харків (рис. 4.28 і 4.29). Площа ділянки перекриття – 67,5 м². На цій ділянці розташовані три 9-ти метрові (в осях Б-В) балки ПСБЗ, що були встановлені з кроком 3 м і мали шарнірну схему обпирання. Монолітна залізобетонна плита влаштовувалась по щитах інвентарної опалубки встановленої на стійках (див. рис. 4.29, б) [42].

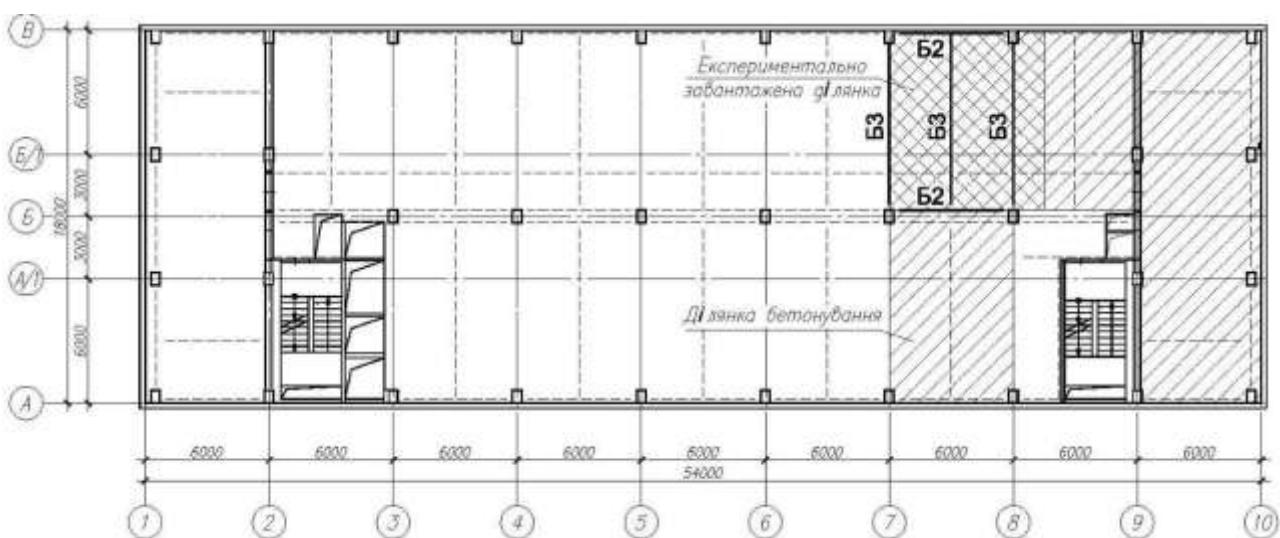


Рис. 4.28 – Схема розташування ділянки сталезалізобетонного перекриття третього поверху будівлі в осях 7-8/Б-В



Рис. 4.29 – Загальний вигляд на сталезалізобетонне перекриття:

а) зверху; б) знизу із встановленою інвентарною опалубкою

Навантаження ділянки сталезалізобетонного перекриття виконувалося штучним вантажем у вигляді газоблоків (габарит палети газоблоку становив $1,0 \times 1,2 \times 1,5(h)$ м; вага палети – 1050...1100 кг) у шість етапів (див. рис. 4.30) [37]:

- 1) власна вага плити після демонтажу опалубки (навантаження 300 кг/м^2);
- 2) 8 палет газоблоку (загальне навантаження 421 кг/м^2);
- 3) 16 палет газоблоку (загальне навантаження 541 кг/м^2);
- 4) 24 палет газоблоку (загальне навантаження 662 кг/м^2);
- 5) 36 палет газоблоку (загальне навантаження 823 кг/м^2);
- 6) 40 палет газоблоку (загальне навантаження 903 кг/м^2).

Для вимірювання вертикальних переміщень (прогинів) сталевих балок використовувався високоточний нівелір Н-05 та інварна рейка (див. рис. 4.31); ціна поділки знімання переміщень вказаними приладами становить 0,05 мм. Для контролю визначення прогинів були встановлені індикатори годинникового типу ІЧ-50 з ціною поділки 0,01 мм. Схема розміщення контрольних точок нівелювання, а також індикаторів ІЧ-50 показано на рисунку 4.32.

Для вимірювання відносних деформацій в характерних перерізах сталезалізобетонного перекриття (в зоні дії максимальних згинальних моментів – переріз 4-4 на рисунку 4.32) використовувалися дротяні електротензорезистори 2ПКБ-20-200ХБ з базою 20 мм. Для контролю визначення деформацій використовувалися тензometri Гугенбергера з базою 20 мм (ціна поділки 5×10^{-5}).

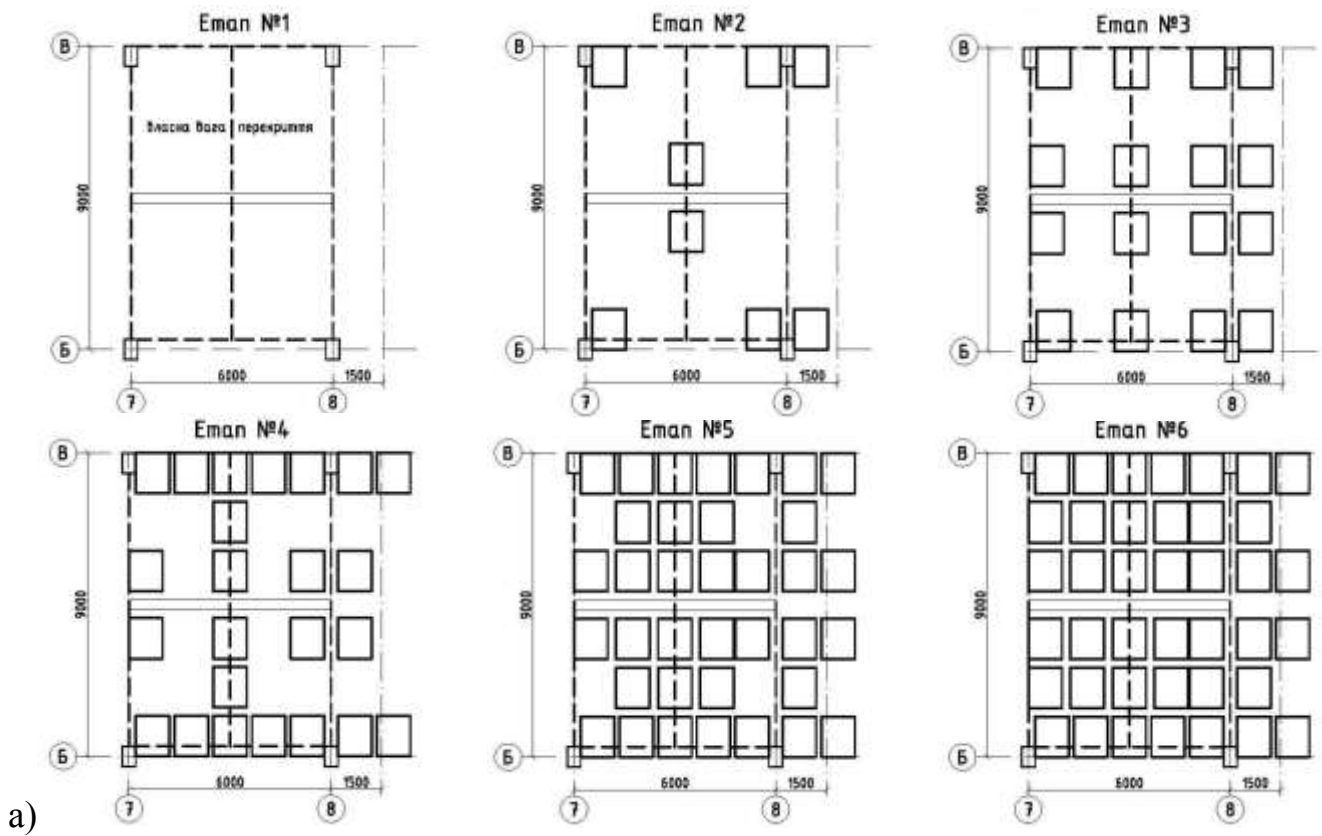


Рис. 4.30 – Завантажень ділянки СЗБ перекриття: а) схеми; б) фото



Рис. 4.31 – Проведення нівелювання вертикальних переміщень контрольних точок сталевих балок

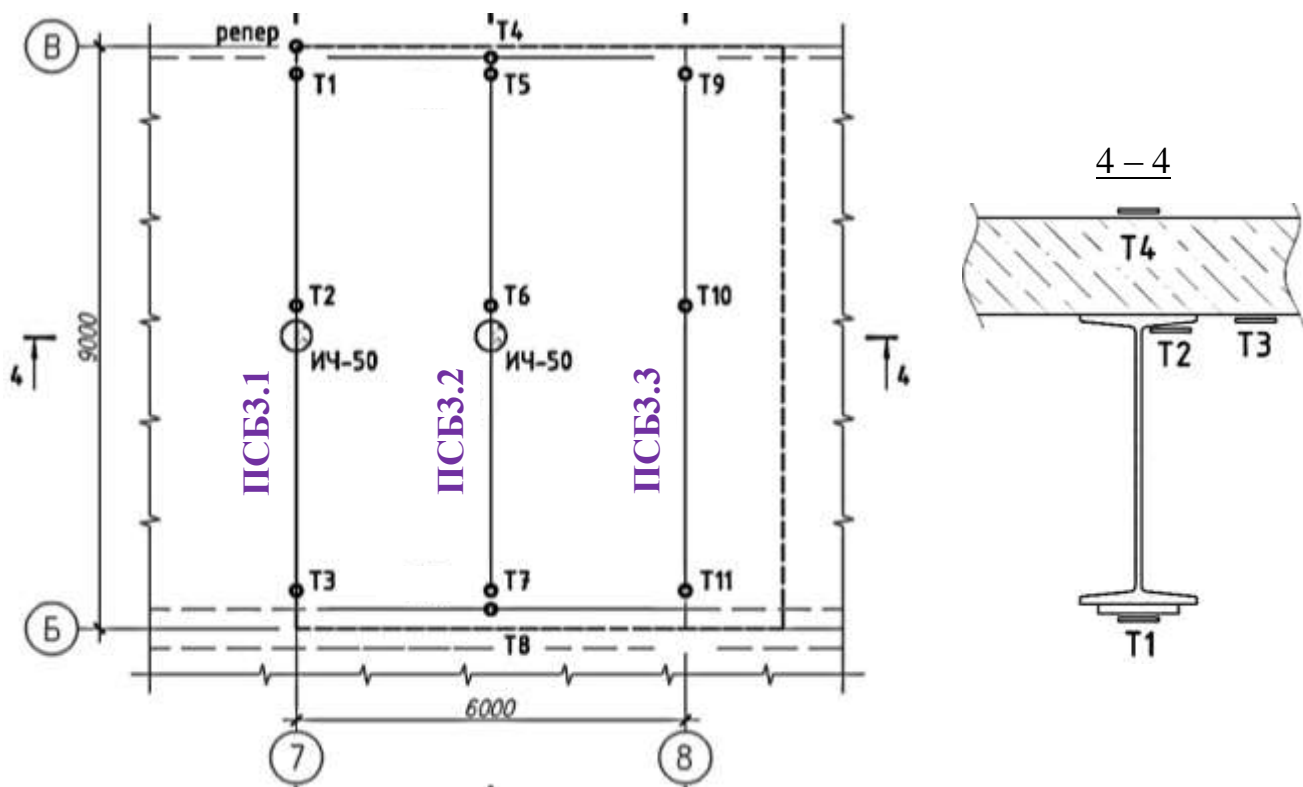


Рис. 4.32 – Схема розміщення контрольних точок нівелювання, індикаторів годинникового типу ИЧ-50 та електротензорезисторів

На рисунку 4.33 показано розвиток відносних деформацій, отриманих за результатами вимірів опору електротензорезисторів наклеєних у крайніх по висоті точках перерізу сталезалізобетонного перекриття ПСБЗ, із збільшенням зовнішнього навантаження. Зміни відносних деформацій нижньої полицки двотавра балки ПСБЗ, отримані за показами електронезорезистора Т1 і тензометра Гугенбергера, мають ідентичний характер (максимальна розбіжність склала 16,7%, що пояснюється різною ціною поділки вказаних вимірювальних приладів) та свідчить про достатню точність і якість проведених вимірів під час натурального експерименту. Математичне сподівання відношення теоретично отриманих значень відносних деформацій на експериментальні рівне 1,030; коефіцієнт варіації відхилень – 13,2%.

На графіку зміни відносних деформацій по висоті перерізу балки ПСБЗ на кожному етапі навантаження (див. рис. 4.34) спостерігається скачок деформацій на межі верхньої полицки сталевго двотавра та низу бетонної плити. Це ще раз доводить різний початковий напружено-деформований стан шарів конструкції.

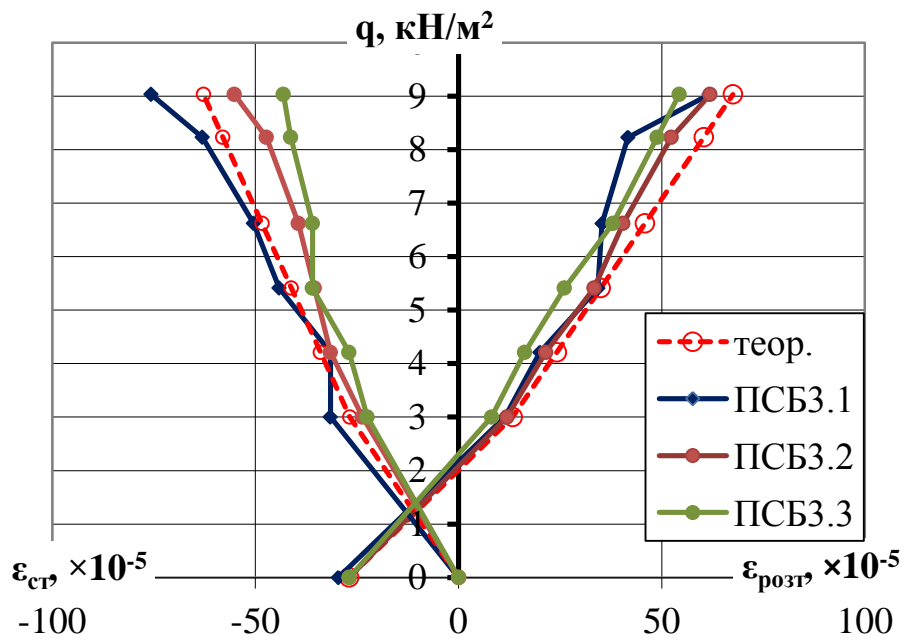


Рис. 4.33 – Приріст відносних деформацій найбільш стиснутого та розтягнутого волокон перерізу сталезалізобетонних балок серії ПСБ3

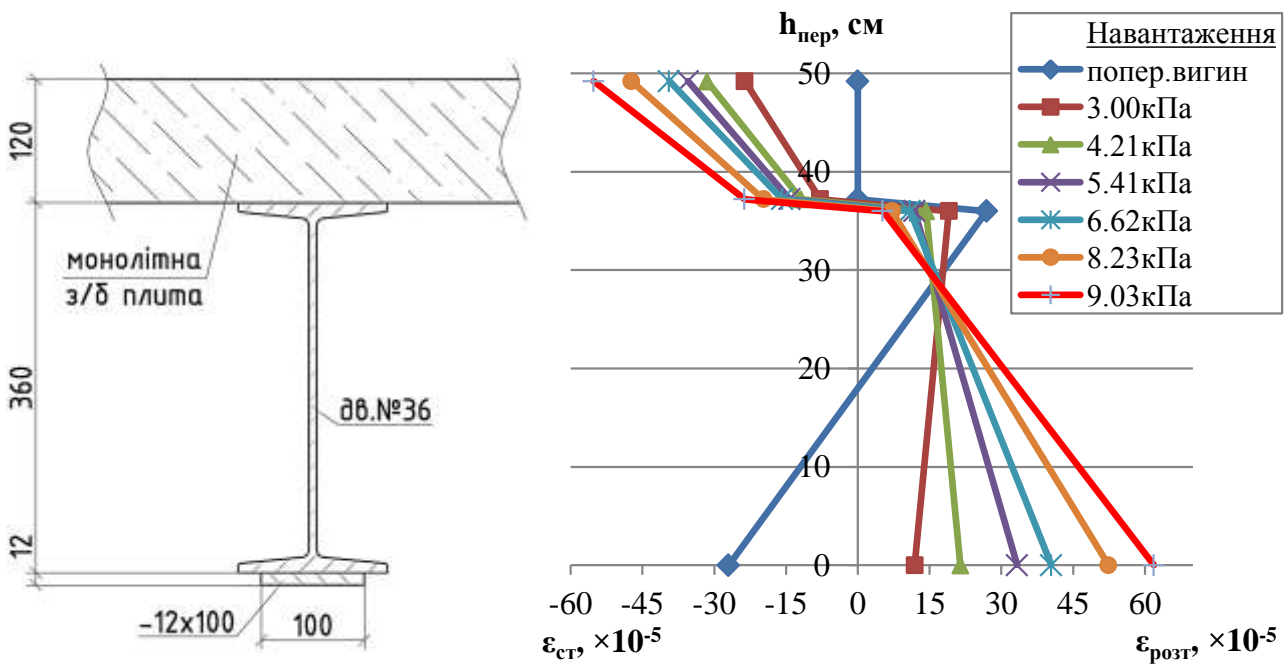


Рис. 4.34 – Зміна відносних деформацій по висоті перерізу балки серії ПСБ3 на кожному етапі навантаження

На рисунку 4.35 показано порівняння деформацій нормального перерізу балок серії ПСБ3, отриманих за запропонованою і нормативною методиками та експериментально, при рівномірно розподіленому навантаженні на перекриття

$q = 9,03 \text{ кН/м}^2$. Відхилення теоретично порахованих значень деформацій за нормативною та запропонованою методиками для балок серії ПСБЗ складає 18,8%, що ще раз доводить необхідність врахування різних напружено-деформованих станів компонентів попередньо напруженого сталезалізобетонного стержня до забезпечення сумісної їх роботи.

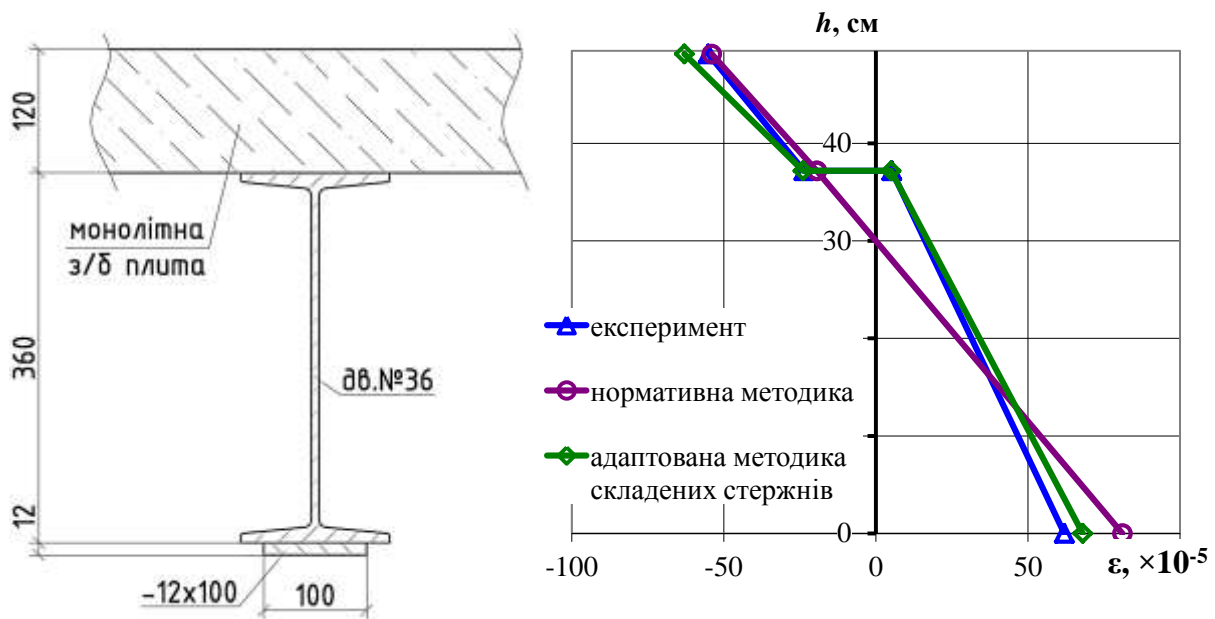


Рис. 4.35 – Порівняння відносних деформацій по висоті перерізу балок серії ПСБЗ

На рисунку 4.36 показані результати визначення вертикальних переміщень (прогинів) балок ПСБЗ.2. Контролювалися переміщення трьох точок по довжині балки: припорна точка до ряду В, середина прольоту Б-В і припорна точка до ряду Б. Графік підтверджує, що сталева балка ПСБЗ.2 до прикладення зовнішнього навантаження (в т.ч. від власної ваги монолітної плити) мала попередній вигин середньої частини вверх (проти напрямку експлуатаційних прогинів) на величину близько $1/700$ прольоту балки. Цей попередній вигин виник, по-перше, в результаті температурних напружень під час приварювання до нижньої полицки двотавра полоси та, по-друге, внаслідок встановлення «в натяг» стійок опалубки безпосередньо під нижню полицку двотаврової балки посередині її прольоту для вирівнювання значення прогинів суміжних балок. Розвиток прогинів аналізованих балок в процесі навантаження експериментальної ділянки

перекриття, отриманих за результатами нівелювання високоточним нівеліром Н-05 та за показами встановлених посередині прольотів індикаторів годинникового типу ІЧ-50, мали ідентичний характер (максимальна розбіжність склала 9,5%), що свідчить про достатню точність і якість проведених вимірів під час натурального експерименту. Кроки приросту вертикальних переміщень аналізованих балок в процесі навантаження експериментальної ділянки перекриття пропорційні приростам навантажень на кожному кроці завантаження, що засвідчує пружну роботу сталевих балок на всіх етапах завантаження. Прирости прогинів балок ПСБЗ.1, ПСБЗ.2 і ПСБЗ.3 мають схожу величину (коефіцієнт варіації значень виміряних прогинів трьох балок становить 19,4%), що свідчить про правильно обрану схему розстановки вантажів на перекритті в процесі випробувань (рис. 3.40).

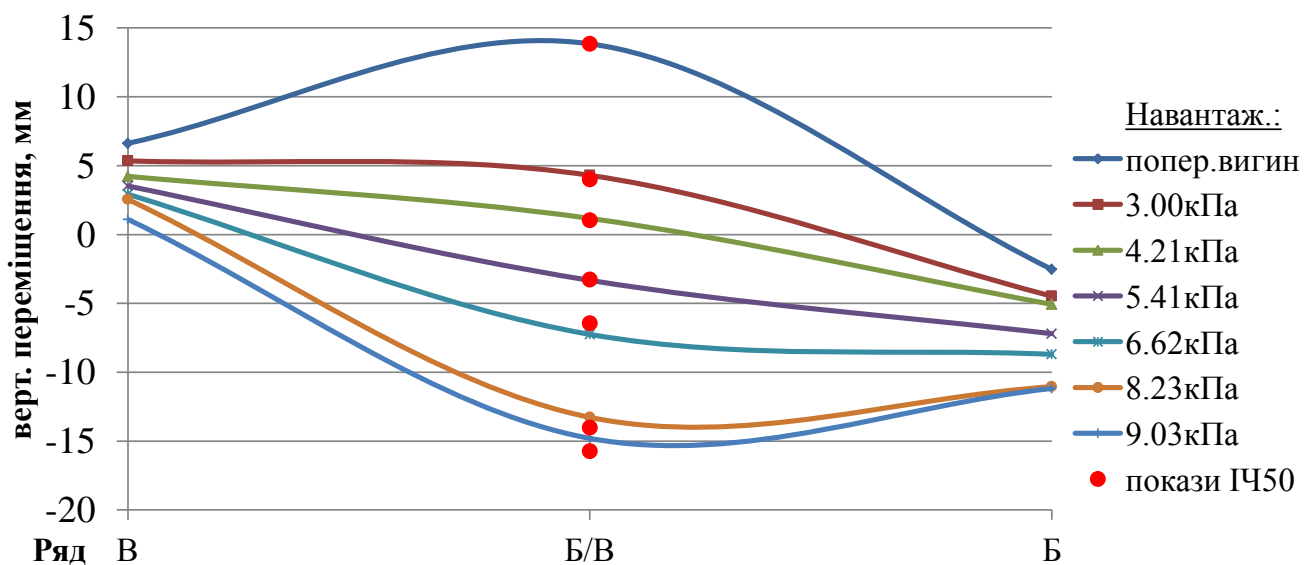


Рис. 4.36 – Вертикальні переміщення балки ПСБЗ.2 (розташування див. рис. 4.32)

На рисунку 4.37 подано графік зміни прогинів балок ПСБЗ в процесі завантаження перекриття. Стріла прогину для цих балок рівна 29,6 мм, що складає 1/294 прольоту (проліт балки 8,7 м). Максимальний прогин без врахування попереднього вигину – 17,8 мм, що складає 1/489 прольоту. Згідно ДСТУ Б В.1.2-3:2006 граничні прогини конструкцій треба відлічувати від зігнутої осі, що відповідає станіві елемента під час прикладення навантаження, від якого

обчислюється прогин. Тому значення прогину, обчислене без врахування попереднього вигину (тобто прогин визначений від прямої, що з'єднує опори балки), стосується тільки прогину, що обмежується виходячи із естетико-психологічних вимог.

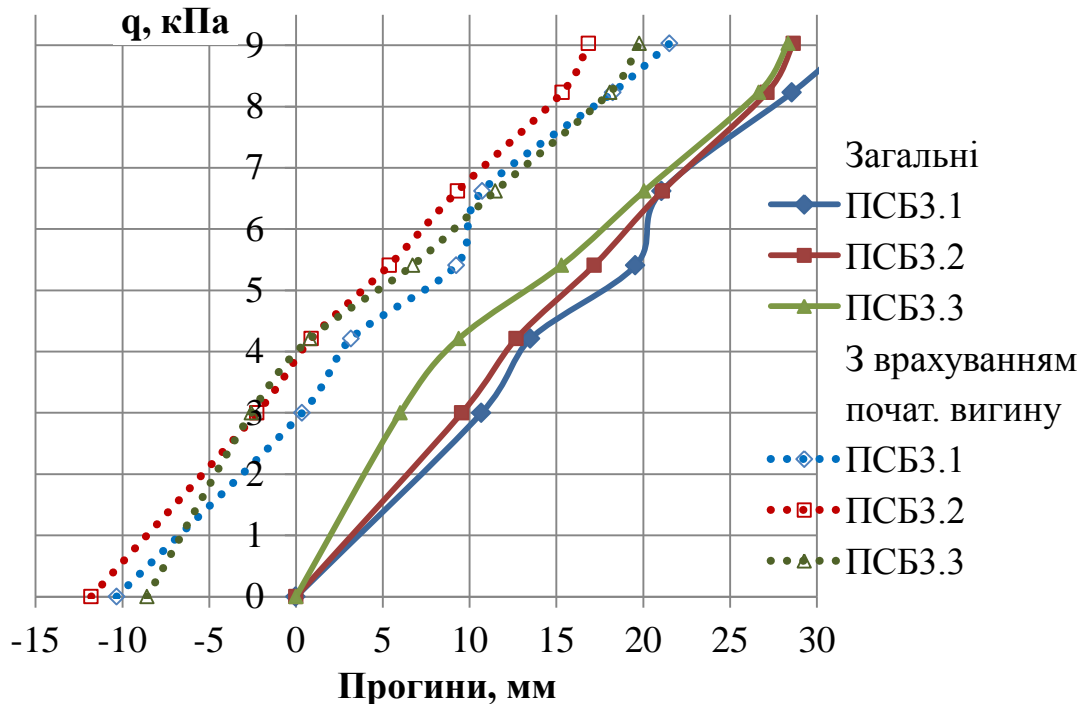


Рис. 4.37 – Зміна максимальних прогинів балок ПКБЗ

Таким чином, під час натурних випробувань ділянки сталезалізобетонного перекриття габаритним розміром $7,5 \times 9$ м із самонапруженими сталевими балками до влаштування монолітної з/б плити встановлено, що при максимально прикладеному навантаженні (900 кг/м^2 із врахуванням власної ваги), що більше на 15% за розрахункове, прогини балок від попередньо вигнутого стану склали $1/300$ прольоту, несуча здатність збільшилася на 15,9% та забезпечена робота всього сталевого перерізу на розтяг, а обмежені естетико-психологічними вимогами прогини балок зменшилися на 1,7 рази. Застосування попереднього напруження сталевих балок дозволило зменшити їх переріз із прокатного двотавра №45 на двотавр №36 із половою по нижньому поясу, що зменшує витрати сталі на 11,1%. Забезпечення сумісної роботи двотавра із монолітною з/б плитою дозволило зменшити переріз балок із двотавра №50, що зменшує витрати сталі на 24,4%.

4.5 Висновки за четвертим розділом

1. Вдосконалено на основі теорії складених стержнів розрахункову модель згинаного двохшарового сталезалізобетонного елемента, яка дає можливість враховувати у розрахунку генетичну нелінійність – різний напружено-деформований стан компонентів конструкції до забезпечення сумісної їх роботи.

2. Для порівняння результатів теоретичного визначення деформацій нормального перерізу СЗБК виготовлено та випробувано 4 серії зразків, що склалися із 6-ти балок прольотом 1,5 м і 2 м (серії СБ4 і СБ2 відповідно); 6-ти балок стінових прогонів прольотом 3 м (серії СБ1, ПСБ1 і ПСБ2) та 3-х балок прольотом 8,7 м перекриття громадської будівлі загальною площею 67,5 м² (серія ПСБ3).

3. Отримані експериментальні розподіли відносних деформацій по висоті поперечного перерізу сталезалізобетонних балок із врахуванням їх попереднього вигину, аналогічні тим, які були визначені під час теоретичного аналізу напружено-деформованого стану таких балок. Серед всіх серій випробуваних зразків середній коефіцієнт варіації відношення теоретично отриманих значень відносних деформацій на експериментальні рівний 12,5%.

4. Під час проведення випробувань сталезалізобетонних балок серій СБ4 і СБ2, що склалися із двотаврової чи таврової сталевих частин відповідно без попереднього напруження та залізобетонної верхньої полицки, доведено можливість їх розрахунку за методикою діючих нормативних документів, що не враховує геометричну нелінійність роботи цих конструкцій. Значення відхилень теоретично порохованих деформацій за нормативною та запропонованою із врахуванням геометричної нелінійності методиками не перевищує 5% для балок серії СБ4 і 7% для балок серії СБ2. Проте за удосконаленою методикою можливо більш точно визначати внутрішні зусилля у компонентах сталезалізобетонного стержня. Зокрема для балок із ділянкою чистого згину посередині прольоту між двома силами (серія СБ2) виявлені концентратори згинальних моментів у сталевій

частині перерізу під зосередженими силами, що на 0,8% більше значення моменту на ділянці чистого згину.

5. У результаті експериментальних досліджень ефективності попереднього напруження сталеві частини перерізу (серії СБ1, ПСБ1 і ПСБ2) встановлено, що шляхом заповнення бетоном порожнини сталеві U-подібної частини перерізу (гнутий швелер №10) можливо фіксувати її попередньо вигнутий стан. Після набору бетоном міцності та відпуску домкрату, попередній вигин зменшується на 81% для зразків із заповненням бетоном в рівень з перами швелеру (серія ПСБ1) і на 31% для зразків із заповненням бетоном на 30 мм вище від рівня пера поличок швелера (серія ПСБ2). Заповнення бетоном порожнини швелера підвищує на 19% несучу здатність і на 27% жорсткість. Попередній вигин швелера підвищує на 24% несучу здатність і на 29% жорсткість. Збільшення на 60% висоти перерізу бетонного осердя попередньо напруженого зразка підвищує на 31% несучу здатність і на 57% жорсткість. Таким чином, застосування попереднього напруження балок серій ПСБ1 і ПСБ2 дозволяє зменшити витрати сталі на 38,5%.

6. Під час натурних випробувань ділянки сталезалізобетонного перекриття габаритним розміром 7,5×9 м із самонапруженими сталевими балками до влаштування монолітної з/б плити встановлено, що при максимально прикладеному навантаженні (900 кг/м² із врахуванням власної ваги), що більше на 15% за розрахункове, прогини балок від попередньо вигнутого стану склали 1/300 прольоту, несуча здатність збільшилася на 15,9% та забезпечена робота всього сталевих перерізу на розтяг, а обмежені естетико-психологічними вимогами прогини балок зменшилися на 1,7 рази. Застосування попереднього напруження сталевих балок дозволило зменшити їх переріз із прокатного двотавра №45 на двотавр №36 із половою по нижньому поясу, що зменшує витрати сталі на 11,1%. Забезпечення сумісної роботи двотавра із монолітною з/б плитою дозволило зменшити переріз балок із двотавра №50, що зменшує витрати сталі на 24,4%.

РОЗДІЛ 5

РОЗРАХУНОК НЕРОЗРІЗНИХ САМОНАПРУЖЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ ІЗ ВРАХУВАННЯМ ГЕНЕТИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ

5.1 Основні положення регулювання зусиль у згинаних сталезалізобетонних конструкціях самонапруженням

Як було доведено, сталезалізобетонні багатопролітні згинані конструкції являються досить ефективними ресурсощадними конструкціями. Високою технологічністю та підвищеною несучою здатністю вирізняються площинні конструкції із застосуванням профільованих настилів у якості незнімної опалубки і додаткового армування монолітної плити [90; 183]. Але монолітна залізобетонна плита, влаштована по сталевих балках, розміщених з однаковим кроком та з шарнірним закріпленням на кінцях, буде нерівномічною за рахунок різних значень опорних моментів у крайніх і середніх прольотах [106]. При однаковому армуванні крайніх і середніх прольотів матимемо різний рівень напружень та деформативності елементів конструкції. Для оптимізації та вирівнювання ступеня використання несучої здатності такої монолітної залізобетонної плити сталезалізобетонних згинаних конструкцій можливо застосувати наступні заходи:

- змінний крок встановлення опор залізобетонної плити (сталевих балок сталезалізобетонного перекриття), чим забезпечити зменшення крайніх у порівнянні із середніми прольоти плити;
- передбачення консольних частин плити, чим забезпечити створення моментів на крайніх опорах, що будуть рівні моментам на середніх опорах;
- різним рівнем корисного зовнішнього навантаження на плиту у крайніх та середніх прольотах;
- двостадійною технологією бетонування монолітної залізобетонної плити по незнімній опалубці із профільованого настилу, за допомогою якої забезпечити попередні напруження у середніх прольотах.

Спершу визначимо значення довжин крайніх прольотів та консолей, які б забезпечували рівномірність крайніх та середніх прольотів нерозрізної плити.

Для типових схем завантажених рівномірно розподіленим навантаженням багатопролітних нерозрізних балок із жорсткими крайніми опорами (див. рис. 5.1) значення опорних M_{on} та пролітних M_{np} згинальних моментів є відомими:

$$M_{on} = \frac{q \cdot L^2}{12}; \quad M_{np} = \frac{q \cdot L^2}{24}. \quad (5.2)$$

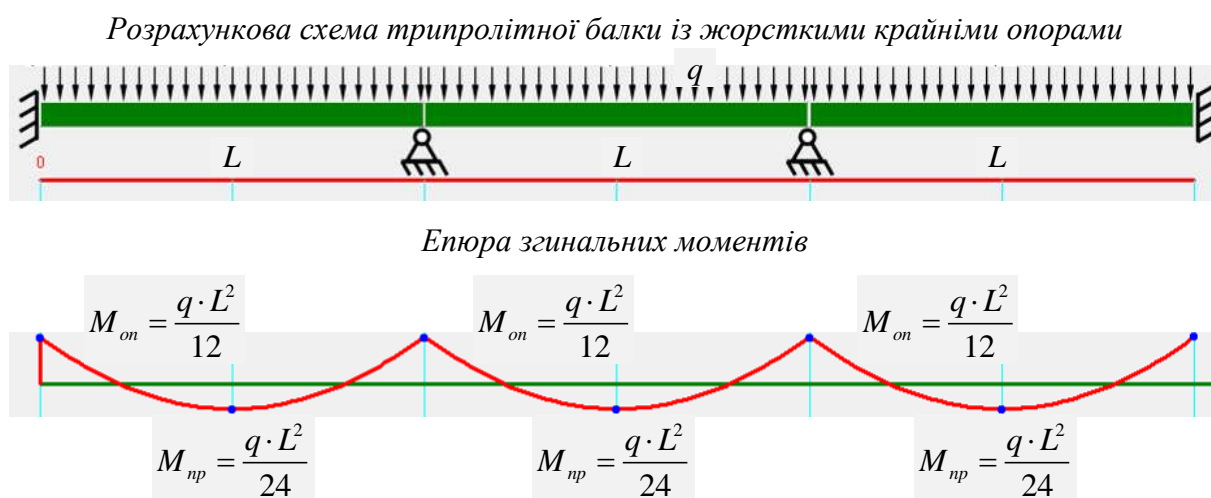


Рис. 5.1 – Значення згинальних моментів для трипролітної нерозрізної балки із жорсткими крайніми опорами

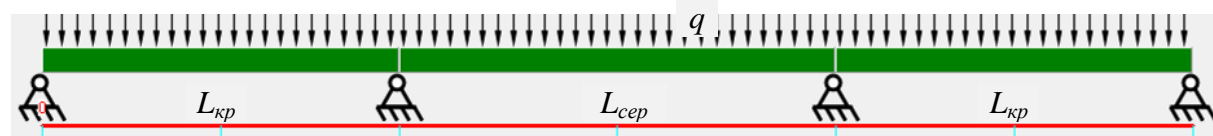
Для визначення необхідної довжини $L_{кр}$ крайніх прольотів нерозрізної трипролітної балки із шарнірними крайніми опорами (див. рис. 5.2) при якій моменти на середніх опорах залишаються такими ж, як у випадку трипролітної нерозрізної балки із жорсткими крайніми опорами, скористаємося рівнянням трьох моментів, записавши його для двох прольотів:

$$M_{кр} \cdot L_{кр} + 2 \cdot M_{сер} \cdot (L_{кр} + L_{сер}) + M_{сер} \cdot L_{сер} = -6 \cdot R_f. \quad (5.2)$$

Так як $M_{кр} = 0$ і згідно вихідної умови $M_{сер} = M_{on} = \frac{q \cdot L_{сер}^2}{12}$, а також врахувавши значення умовної опорної реакції на середній опорі

$$R_f = \frac{q \cdot (L_{кр} + L_{сер})^3}{24}, \text{ матимемо:} \quad L_{кр} = 0.8165 \cdot L_{сер}. \quad (5.3)$$

Розрахункова схема трипролітної балки із шарнірними крайніми опорами



Епюра згинальних моментів

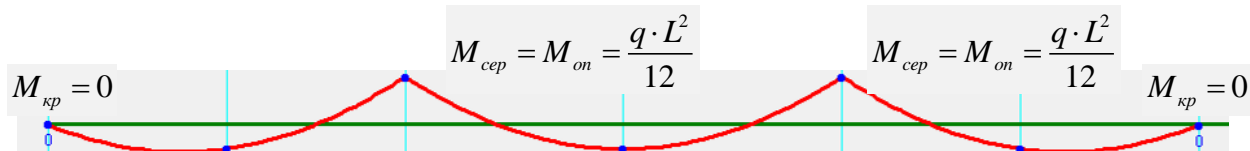
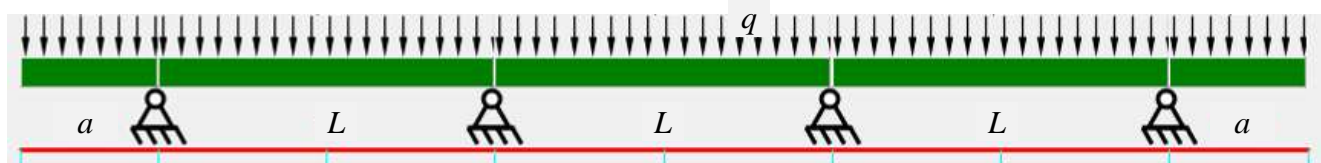


Рис. 5.2 – До визначення довжин крайніх прольотів трипролітної шарнірної балки

Для визначення необхідної довжини a консолей, завантаження яких розподіленим навантаженням такої ж інтенсивності, як і в пролітних ділянках, створювало б розвантажувальні моменти на крайніх опорах, розглянемо схему трипролітної балки з консолями, як показано на рисунку 5.3. Прирівнявши значення згинального моменту на крайній опорі від консольного навантаження до значення моменту на середній опорі, матимемо:

$$M_{он} = M_{сер}; \quad \frac{q \cdot a^2}{2} = \frac{q \cdot L^2}{12} \Rightarrow a = \sqrt{\frac{L^2}{6}} = 0.408 \cdot L. \quad (5.4)$$

Розрахункова схема трипролітної балки з консолями



Епюра згинальних моментів

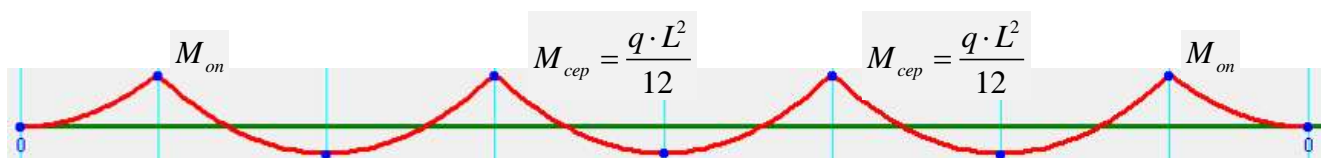


Рис. 5.3 – До визначення довжин консолей трипролітної балки

Оптимізовані розрахункові схеми нерозрізних сталезалізобетонних плит уточненою довжиною крайніх прольотів або наявністю консольних ділянок показані на рисунку 5.4. Під «оптимізованими схемами» мається на увазі

вирівнювання значень згинальних моментів на опорах. Пролітні моменти при цьому будуть вдвічі меншими за вирівняні опорні.

Проте метод вирівнювання несучої здатності крайніх та середніх прольотів шляхом регулювання відстані між опорами чи влаштування консолей має деякі недоліки. Нерівномірний крок опор чи влаштування консолей є незручним із проектно-технологічної точки зору, так як він вимагає додаткових індивідуальних конструктивних рішень влаштування нерегулярних опор. Крім цього, досліджені заходи врівноважують тільки несучу здатність багатопролітних конструкцій, а їх деформації в суміжних прольотах будуть різними. У випадку зменшення довжини крайніх прольотів, прогини середнього прольоту на 8,3% більші за прогини крайнього прольоту. У випадку влаштування консолей прогини на вільних кінцях нерозрізної схеми більші за прогини в пролітних частинах на 32,2%.

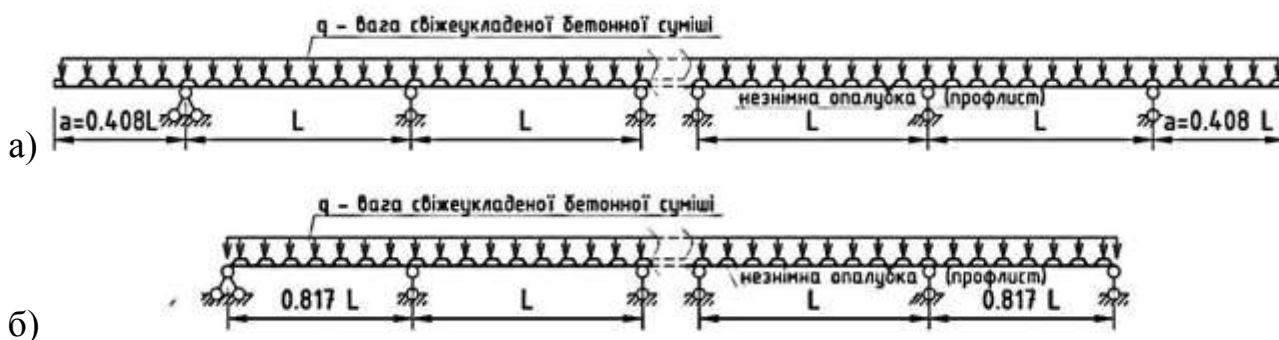


Рис. 5.4 – Оптимізовані нерозрізні багатопролітні схеми розташування опор незнімної опалубки із профлиста СЗБ плит: а) консольних; б) безконсольних

Наступним кроком визначимо на скільки має відрізняться рівномірно розподілене навантаження у середньому та крайніх прольотах (див. рис. 5.5), щоб було забезпечено рівномірність трьох однакових прольотів нерозрізної балки. Для цього з рівняння трьох моментів (5.2), підставивши значення згинальних моментів $M_{кр} = 0$ і $M_{сер} = M_{он} = \frac{q \cdot L^2}{12}$, а також значення умовної опорної реакції на середній опорі $R_f = \frac{(q_{сер} + q_{кр}) \cdot L^3}{24}$, матимемо:

$$q_{кр} = \frac{2}{3} q_{сер} \quad (5.5)$$

Розрахункова схема трипролітної балки із різним навантаженням в прольотах

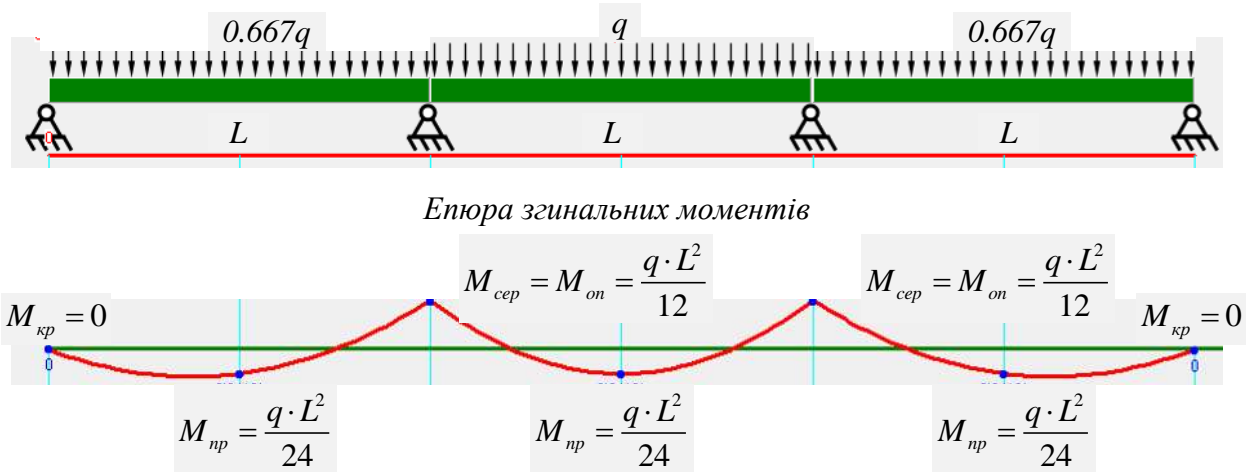


Рис. 5.5 – До визначення відношення рівномірно розподіленого навантаження шарнірної балки з трьома однаковими прольотами

Проте метод врівноваження несучої здатності нерозрізних балок шляхом застосування змінного навантаження у різних прольотах теж носить обмежений характер, так як накладає певні незручності на режим експлуатації будівлі чи споруди. Крім цього, аналогічно попереднім двом випадкам, буде врівноважена тільки міцність нерозрізної балки у трьох прольотах. При цьому прогини крайніх прольотів будуть на 33,3% більші за прогини середнього прольоту.

Уникнути вказаних недоліків можливо застосувавши двостадійну технологію бетонування нерозрізної монолітної залізобетонної плити, виконаної по незнімній опалубці із профільованого настилу. Під час застосування двостадійної технології створюються вигідні попередні напруження компонентів згинаних сталезалізобетонних конструкцій виключно від їх власної ваги без застосування додаткових зовнішніх енерговитратних методів, чим забезпечується вичерпування їх несучої здатності при однаковому рівні зовнішнього навантаження у суміжних прольотах. Саме цим пояснюється актуальність досліджень двостадійної технології виготовлення нерозрізних згинаних сталезалізобетонних конструкцій.

Суть запропонованого методу раціонального перерозподілу зусиль за рахунок технології бетонування наступна. Під час першої черги бетонування влаштовується монолітна залізобетонна плита середнього прольоту у випадку

трипролітної схеми або через проліт, починаючи із середнього прольоту, у випадку багатопролітної схеми. Початок бетонування плити із середнього прольоту пояснюється тим, що під час експлуатаційного завантаження він має більший запас несучої здатності (див. пояснення до визначення необхідної довжини крайніх прольотів на рис. 5.2). При цьому ширину захваток у влаштуванні монолітної плити скориговують згідно розташування точок нульових згинальних моментів на епюрі внутрішніх зусиль по довжині балках. Слід зазначити, що заведення чи навпаки недоведення захваток бетонування за межі опор ділянок бетонування дозволяють зробити вказані опори на момент другого етапу бетонування більш жорсткими чи шарнірними (створюються так звані «умовні шарніри»). На цьому етапі сталева частина перерізу (сталеві балки чи профільований лист) на ділянках бетонування від власної ваги щойно вкладеного бетону прогинаються вниз і цим самим змушують суміжні вільні від навантаження ділянки сталеві частини перерізу вигинатися вгору (рис. 5.6, а).

Після набору бетоном першої черги бетонування проектної міцності, виконують бетонування інших ділянок перекриття. На цьому етапі ділянки бетонування від ваги щойно вкладеного бетону прогинаються вниз, цим самим змушуючи ділянки першої черги бетонування, що має вже сталезалізобетонний переріз, вигинатися вгору (див. рис. 5.6, б). На цьому етапі величини прогинів у суміжних прольотах можливо передбачати підібраними жорсткостями сталевих та сталезалізобетонних перерізів, а також жорсткістю самих опор.

На корисне навантаження утворена сталезалізобетонна конструкція працюватиме вже з існуючими попередніми напруженнями (див. рис. 5.6, в), що дасть очікуваний ресурсозберезувальний результат розробленої двостадійної методики влаштування монолітної плити. Результат полягатиме у створенні протилежних експлуатаційним попередніх напружень у сталевій частині перерізу перекриття, що розташовані у прольотах другої черги бетонування, та монолітній залізобетонній плиті першої черги бетонування. Так як ці попередні напруження створюватимуться за рахунок власної ваги бетонної суміші, ці конструкції відноситимуться до *самонапружених сталезалізобетонних конструкцій*.

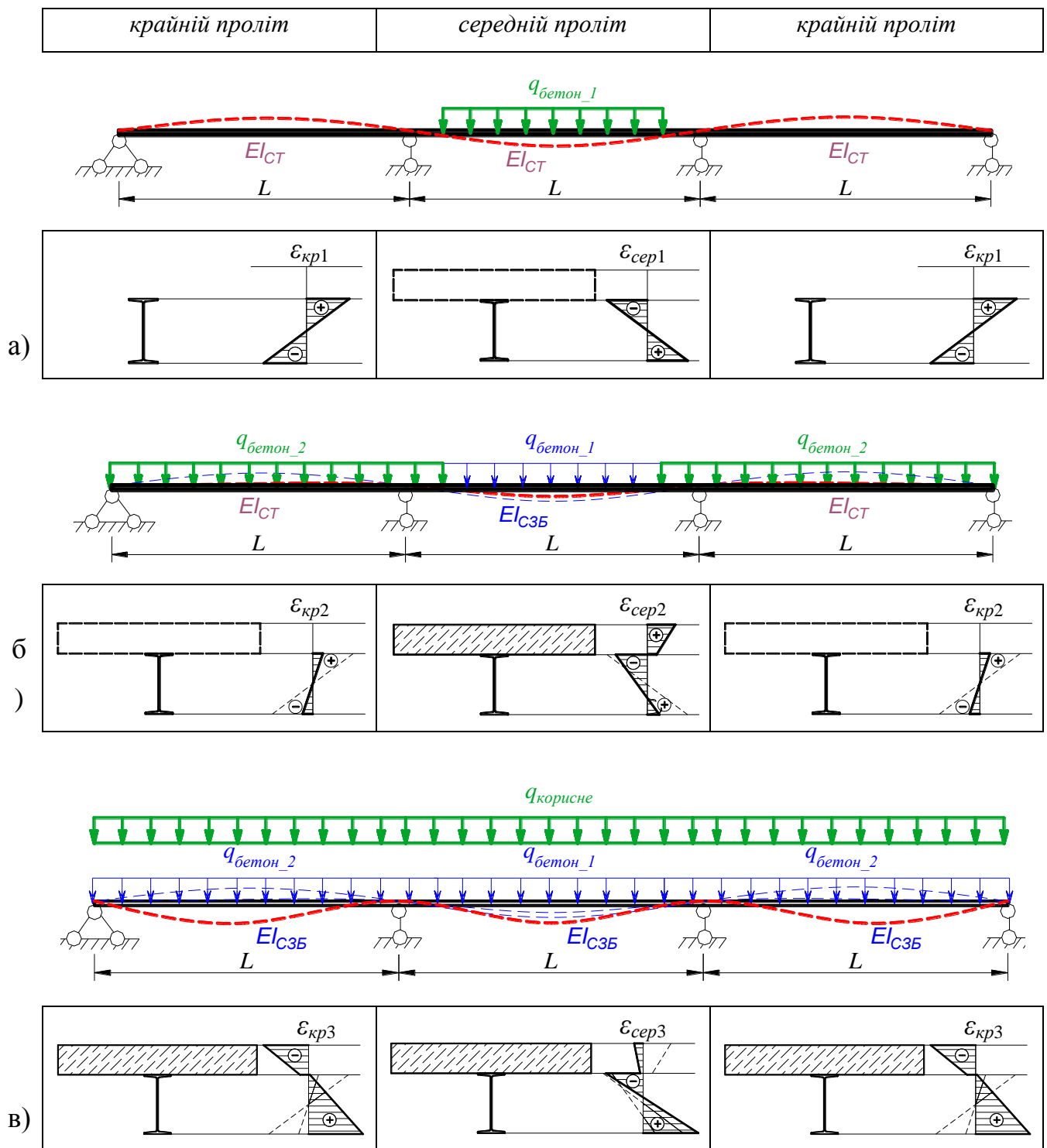


Рис. 5.6 – Схема створення попередніх самонапружень у нерозрізних згинаних СЗБК під час їх виготовлення: а) бетонування середнього прольоту; б) бетонування крайніх прольотів; в) експлуатаційна стадія

Теоретичні значення відносних деформацій нормального перерізу під час двоетапної технології виготовлення самонапружених сталезалізобетонних конструкцій визначають за формулами (4.22)...(4.25), що розроблені на основі

теорії складених стержнів (див. підрозділі 4.3). Нехтуючи впливом зсувного зусилля на внутрішні зусилля у перерізах компонентів сталезалізобетонних конструкцій (так як цей вплив близько 1%, про що йшлося у розділі 3), на основі залежностей (4.22)...(4.25) запишемо формули для визначення відносних деформацій у сталевій та бетонній частинах конструкції на кожній стадії.

На першій стадії бетонування навантаження від власної ваги бетонної суміші сталава частина сприймає самостійно. Тому деформації в ній знаходимо за законом Гука в розгорнутому вигляді при згині:

$$\varepsilon_{s1} = \pm \frac{M_1}{E_s \cdot W_s}, \quad (5.6)$$

де M_1 – згинальний момент в перерізі від ваги свіжевкладеної бетонної суміші, що визначений із статичних розрахунків нерозрізної балки.

При несиметричному перерізі сталеві частини під час визначення відносних деформацій необхідно враховувати відстань від центральної вісі перерізу до розглядуваної точки (див. рис. 5.7).

На другій стадії бетонування відносні деформації у перерізах крайніх прольотів, де працює тільки сталава частина перерізу, знаходять за залежністю:

$$\varepsilon_{s2}^{kp} = \frac{\pm M_1 \mp M_2}{E_s \cdot W_s}, \quad (5.7)$$

де M_2 визначають із статичних розрахунків нерозрізної балки з урахуванням збільшеної жорсткості ділянки середнього прольоту, де вже працює сталезалізобетонний переріз.

Відносні деформації у перерізах бетонної полицки середньої ділянки балки:

$$\varepsilon_{c2}^{cep} = \frac{M_2 \cdot y_T}{E \cdot I}, \quad (5.7)$$

де y_T – відстань від центральної осі приведенного сталезалізобетонного перерізу до розглядуваної точки (див. рис. 5.7);

$E \cdot I$ – жорсткість на згин приведенного перерізу, яку рекомендується визначати додаванням до характеристик сталі характеристик бетону, помножених на коефіцієнт, який є відношенням розрахункового значення міцності бетону на стиск до розрахункового опору сталі розтягу за границею текучості.

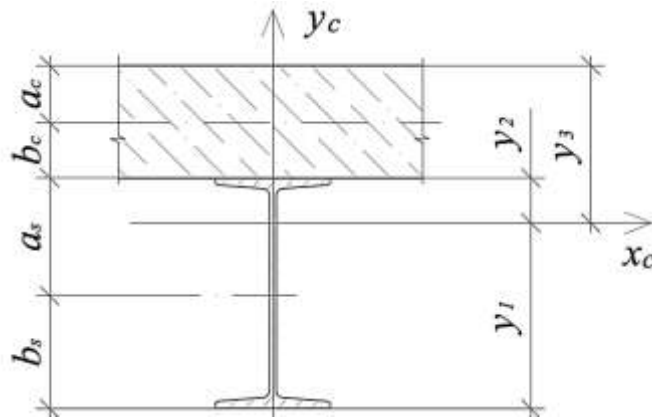


Рис. 5.7 – До визначення відносних деформацій у перерізах самонапруженого сталезалізобетонного стержня

Відносні деформації у перерізах сталевій частині середньої ділянки балки:

$$\varepsilon_{s2}^{cep} = \pm \frac{M_1}{E_s \cdot W_s} \pm \frac{M_2 \cdot y_T}{E \cdot I}. \quad (5.8)$$

На стадії експлуатації відносні деформації у перерізах крайніх прольотів у бетонній та сталевій частинах відповідно:

$$\varepsilon_{c3}^{kp} = \frac{M_3 \cdot y_T}{E \cdot I}, \quad (5.9)$$

$$\varepsilon_{s3}^{kp} = \frac{\pm M_1 \mp M_2}{E_s \cdot W_s} \pm \frac{M_3 \cdot y_T}{E \cdot I}. \quad (5.10)$$

Відносні деформації у перерізах середнього прольоту у бетонній та сталевій частинах відповідно:

$$\varepsilon_{c3}^{cep} = \frac{(M_2 - M_3) \cdot y_T}{E \cdot I}, \quad (5.11)$$

$$\varepsilon_{s3}^{cep} = \pm \frac{M_1}{E_s \cdot W_s} \pm \frac{(M_2 - M_3) \cdot y_T}{E \cdot I}. \quad (5.12)$$

Розглянута технологія двостадійного включення монолітної залізобетонної плити в сумісну роботу із сталевими балками сталезалізобетонного перекриття на різних етапах їх деформування впроваджена під час розробки проекту реконструкції промислової будівлі та під час виконання перевірочних розрахунків підвальних перекриттів громадської будівлі.

5.2 Розрахунок самонапружених сталезалізобетонних конструкцій методом скінченних елементів

Завдяки розвитку у останні десятиліття комп'ютерної техніки, розробці програмних комплексів та поширенню доступності їх використання, додатковий детальний аналіз напружено-деформованого стану всіх досліджуваних самонапружених сталезалізобетонних конструкцій виконано за допомогою скінченно-елементного моделювання їх роботи у програмному комплексі Femap 2020.2 with NX Nastran (використовувалася Trial Version Siemens Digital Industries Software з персональним активаційним кодом 2827301401535961). Перед проведенням вказаного аналізу розглянуто існуючі програмні комплекси скінченно-елементного моделювання композитних будівельних конструкцій щодо врахування фізичної, геометричної, конструктивної, генетичної нелінійностей при самонапруженні будівельних конструкцій [230; 276-278]. Врахування фізично, геометрично та конструктивно нелінійної роботи тривимірних скінченно-елементних моделей будівельних конструкцій досить широко реалізовано у сучасних програмних комплексах, зокрема у крокових процесорах СТЕП і МОНТАЖ ПК ЛІРА. Вказані крокові процесори дозволяють отримати напружено-деформований стан конструкцій з урахуванням нелінійних ефектів як для моно-, так і для біматеріальних систем (до яких і відносять сталезалізобетон). Врахування генетичної нелінійності саме для тривимірних скінченно-елементних моделей будівельних конструкцій реалізовано для вирішення досить обмеженого кола таких задач. Цим пояснюється необхідність виконаного розгляду алгоритмів скінченно-елементного комп'ютерного моделювання забезпечення стабільності включення двох різних матеріалів у роботу під час аналізу напружено-деформованого стану самонапруженого сталезалізобетонного перекриття.

Наявність доексплуатаційних напружень у одному із компонентів композитного сталезалізобетонного перекриття (сталевій частині) із одночасною відсутністю напружень в іншому (монолітному бетоні) під час скінченно-елементного аналізу в software package Femap 2020.2 можливо враховувати

декількома шляхами [263]. До них можна віднести початковий натяг (напруження) сталеві балки перекриття (аналогічно попередньому натягу болтових з'єднань – Bolt Preload); завантаження композитної сталезалізобетонної конструкції результатами (Output Load) проведених попередньо розрахунків окремо сталевих балок перекриття; встановлення попереднього зазору між сталевією та бетонною частинами (Initial Gap); температурними впливами на сталеву частину перерізу з метою врахування в ній початкових напружень на момент набору бетоном проектної міцності (Temperature Load); врахування стадійності включення двох матеріалів (сталі та бетону) в роботу за допомогою модуля багатокрокових нелінійних рішень Multistep Nonlinear.

Нижче приведений короткий огляд, переваг та недоліків наведених шляхів вирішення поставленої задачі, окремі з яких є досить громіздкими під час створення скінченно-елементної моделі та можливо даватимуть похибки розрахунків.

Під час згинання сталевих балок перекриття від ваги монолітної залізобетонної плити, розподіл напружень по висоті їх перерізу є нерівномірним. Тому для задавання коректного попереднього натягу *туту Bolt Preload* (див. рис. 5.8) необхідно розбити по висоті поперечний сталевий переріз на скінченні смуги, в межах яких напруження вважатимуться постійними (рис. 5.8). Ця процедура приводить до невиправданого збільшення часу на створення вказаних смуг, визначення та задавання попередніх напружень в них, а також до значного збільшення кількості скінченних елементів моделі сталевієї балки.

Під час завантаження композитної сталезалізобетонної конструкції *результатами проведених попередньо розрахунків (Output Load)* окремо сталевих балок перекриття, бетонна частина конструкції відразу включається в роботу (див. рис. 5.9). Цей процес не відповідає дійсності, так як в бетонній частині перерізу на момент набору бетоном проектної міцності до моменту подальшого етапу бетонування чи іншого зовнішнього навантаження, напруження відсутні. Цей недолік також присутній і для першого наведеного вище шляху розв'язання поставленої задачі (попереднього напруження сталевієї балки).

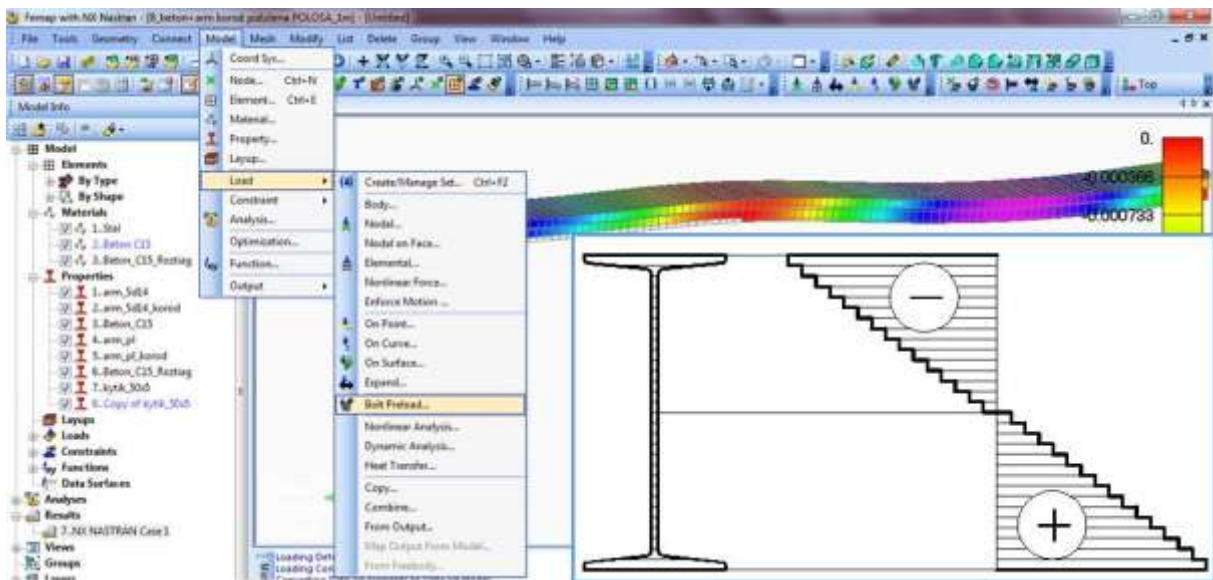


Рис. 5.8 – Діалогове вікно під час створення попереднього натягу *miny Bolt Preload* смуг з однаковими напруженнями сталеві частини СЗБ перекриття

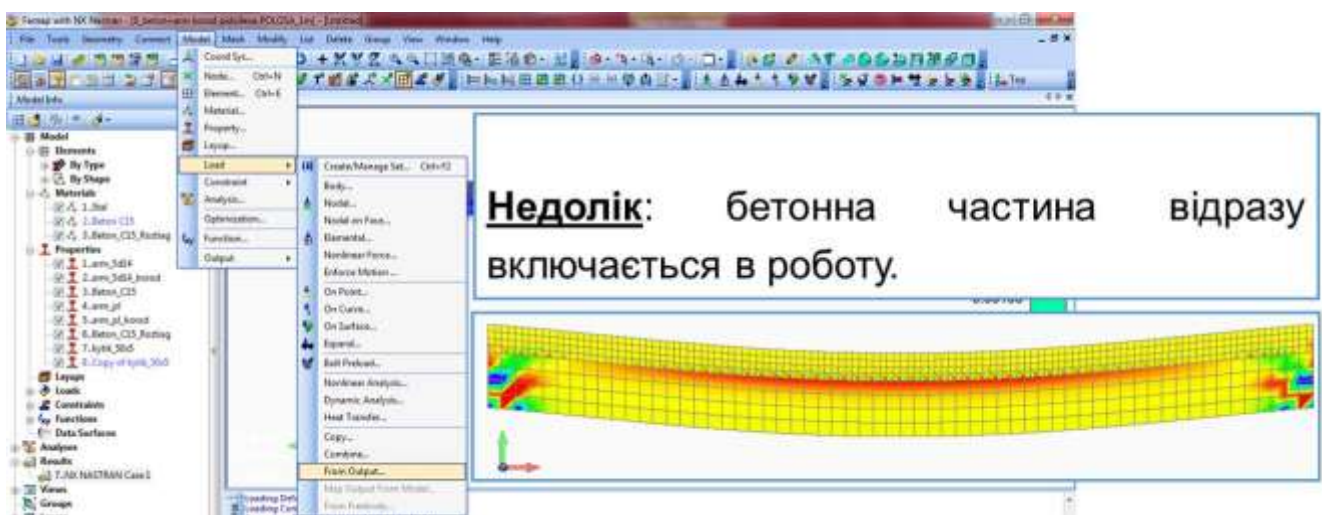


Рис. 5.9 – Діалогове вікно під час завантаження СЗБ перекриття *результатами* проведених попередньо розрахунків (*Output Load*) окремо сталевих балок

Так як під час згинання сталевих балок під дією навантаження від свіжеукладеної бетонної суміші максимальний їх прогин виникає посередині прольоту, а на опорах вертикальні переміщення дорівнюють нулю (див. рис. 5.10), *встановлення попереднього зазору (Initial Gap)* між недеформованою бетонною та попередньо напруженою сталеві частинами композитної конструкції теж є трудомістким. В цьому випадку необхідно розбивати балку по довжині прольоту на скінченні ділянки в межах яких прогини вважатимуться однаковими.

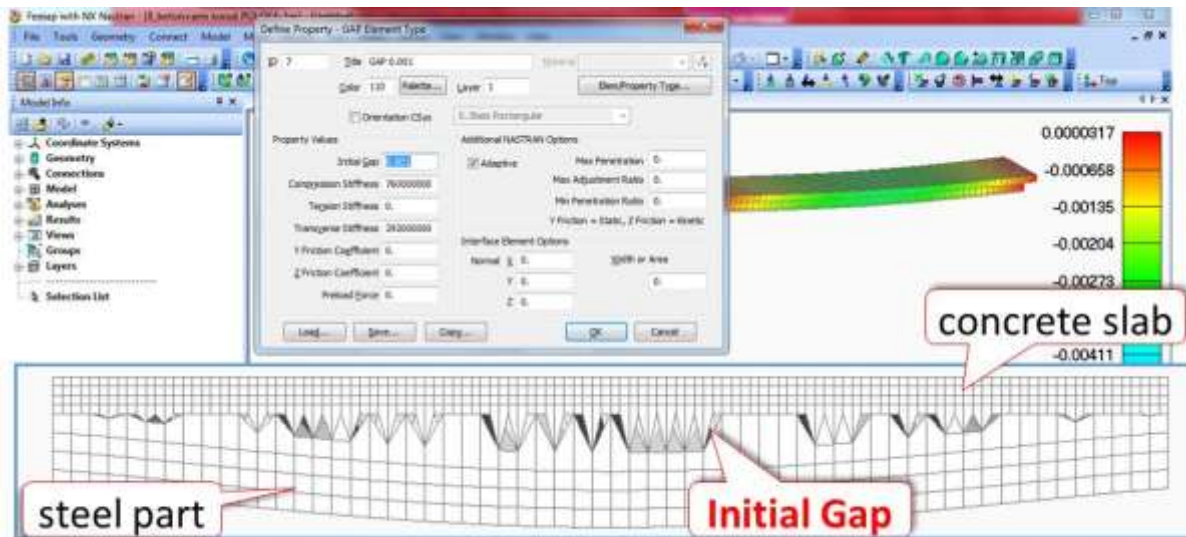


Рис. 5.10 – Діалогове вікно та скінченно-елементна модель під час встановлення попереднього зазору (*Initial Gap*) між недеформованою бетонною та попередньо напруженою сталевими частинами СЗБ перекриття

Задавання різних температур по висоті сталевій частині перерізу з метою отримання *температурних напружень* в ній (див. рис. 5.11), які б дорівнювали напруженням попереднього вигину, теж є трудомістким. Це пов'язано із необхідністю розбиття по висоті поперечного сталевого перерізу на скінченні смуги, в межах яких температурні напруження вважатимуться постійними. Ця процедура приводить також до значного збільшення кількості скінченних елементів моделі сталевій балки.

За допомогою останніх наведених двох шляхів вирішення поставленої задачі можливо досягнути нульових напружень в бетонній полиці при напружено-деформованій сталевій частині композитної сталезалізобетонної конструкції.

Для ефективного вирішення поставленої задачі використано *модуль багатокрокових нелінійних рішень Multistep Nonlinear* (див. рис. 5.12), що дає можливість створювати subcases розрахунку, за допомогою яких матеріали композитної конструкції включатимуться в роботу на різних необхідних користувачу етапах роботи досліджуваної конструкції.



Рис. 5.11 – Діалогове вікно під час створення температурних напружень в сталевій частині перерізу СЗБ перекриття

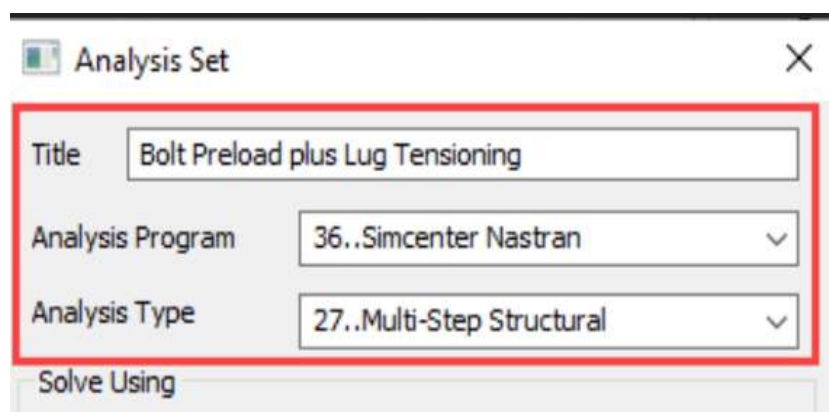


Рис. 5.12 – Діалогове вікно під час завдання налаштувань багатокрокового розрахунку попередньо напружених СЗБК

Використовуючи модуль багатокрокових нелінійних рішень Multistep Nonlinear software package Femap 2020.2 з NX Nastran (див. рис. 5.12), визначено розподіли відносних деформацій в розрахункових перерізах крайніх та середнього прольотів самонапруженої згинаної сталезалізобетонної конструкції на кожній стадії її створення. Розподіли деформацій у характерних ділянках показано на рисунку 5.13. Беручи до уваги відповідність кольору деформацій їх інтенсивності (див. нижню частину рис. 5.13) підсумуємо, що розподіли отримані скінченно-елементним моделюванням та теоретично (див. рис. 5.6) мають ідентичний характер.

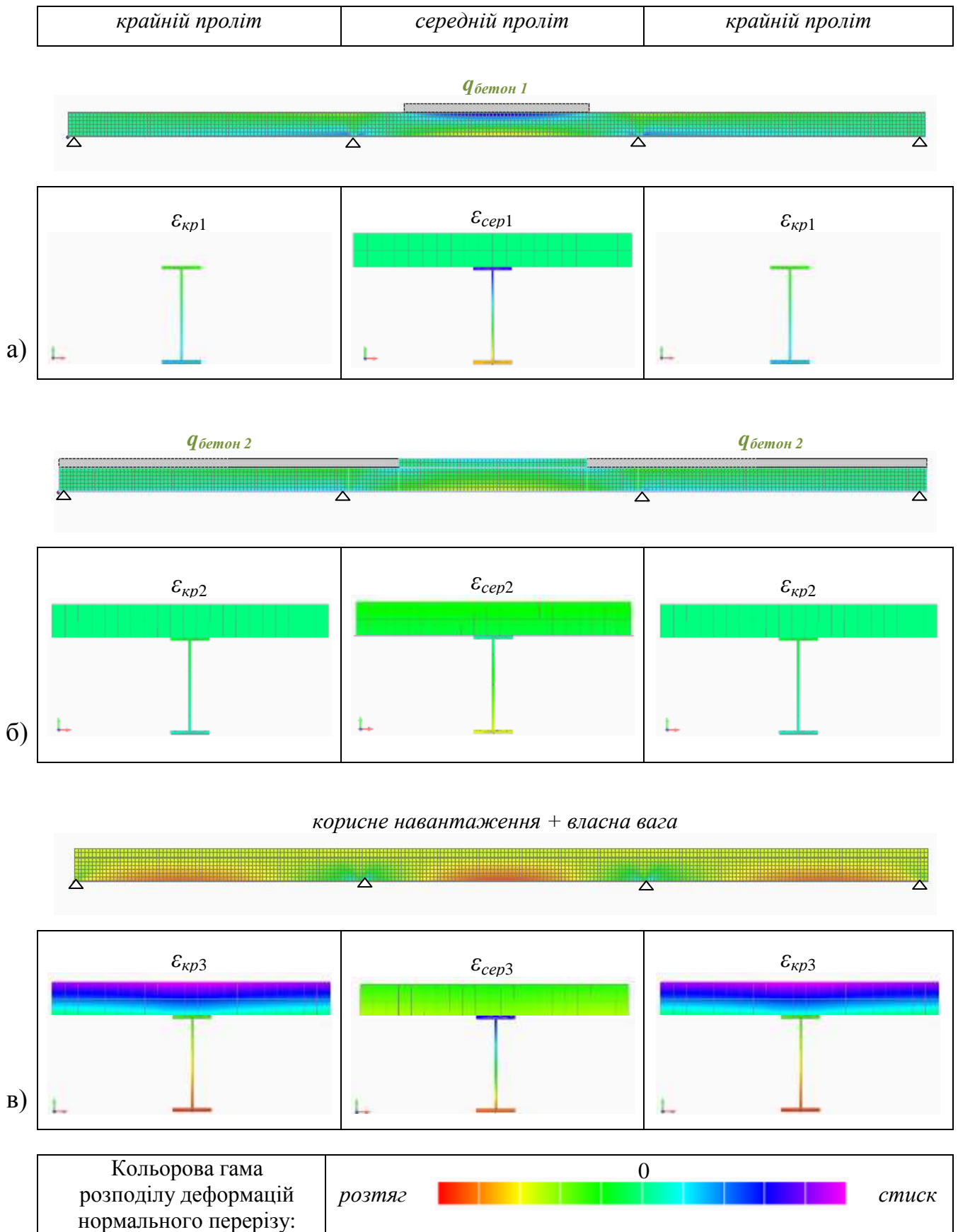


Рис. 5.13– Розподіли відносних деформацій під час двостадійного створення самоупругених згинаних СЗБК, визначені скінченно-елементним моделюванням:
а-б) перший і другий етапи бетонування; в) експлуатаційна стадія

5.3 Дослідження використання несучої здатності сталевих профільованих листів незнімної опалубки сталезалізобетонних перекриттів

Експериментальні дослідження оптимізації та врівноваження рівня використання несучої здатності монолітної залізобетонної плити самонапружених сталезалізобетонних згинаних конструкцій були виконані під час влаштування консольних балконних плит реконструйованої будівлі у м. Харків (див. рис. 5.14). Отримані результати досліджень слугували основною оптимізації комплексу робочих креслень КБ по влаштуванню балконних плит вказаної будівлі.

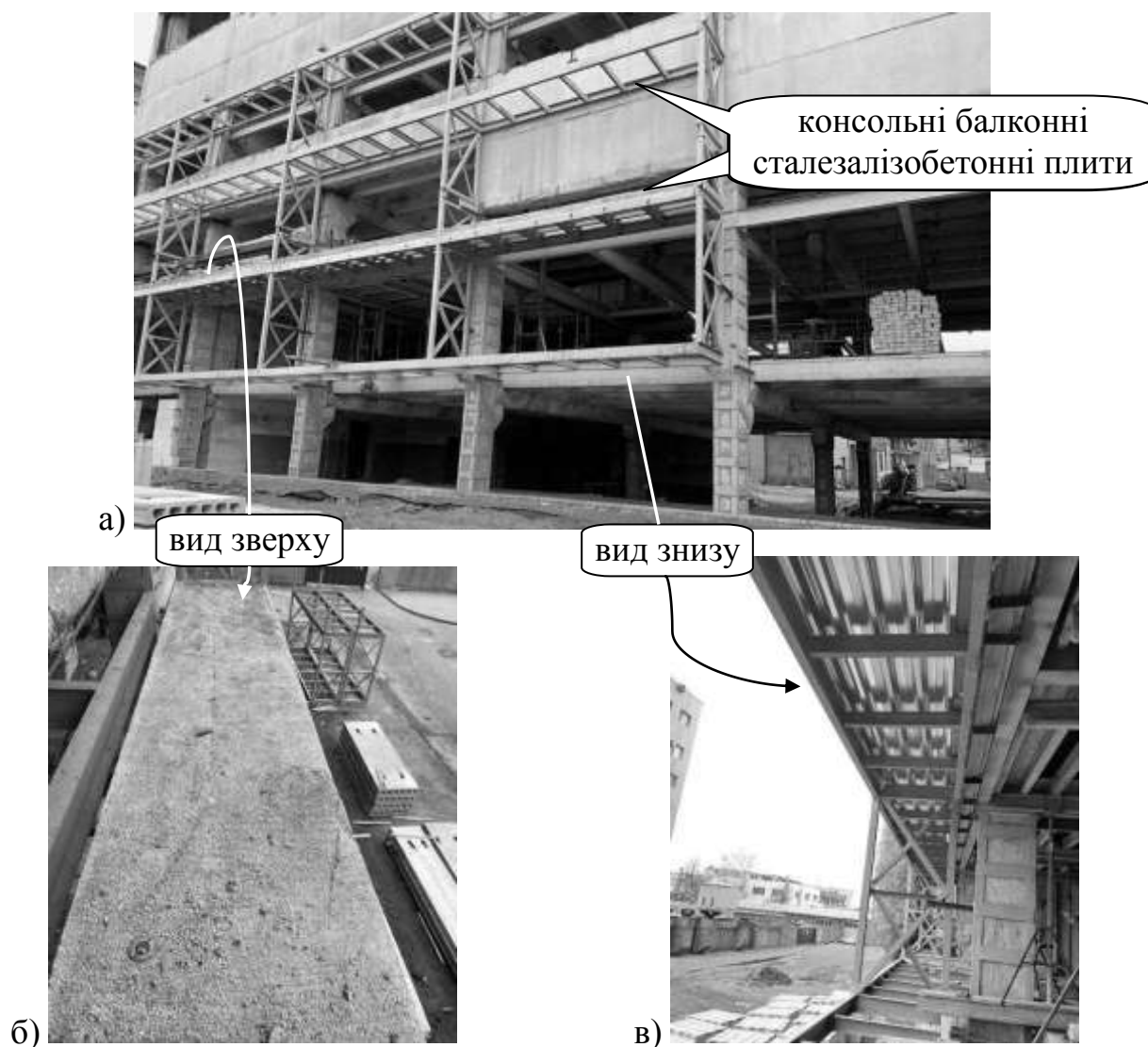


Рис. 5.14 – Загальний вигляд консольних балконних плит, сталезалізобетонна монолітна плита яких влаштована по нерозрізній багатопролітній схемі

5.3.1 Конструкція сталевих профільованих листів сталезалізобетонних перекриттів. Основними несучими конструкціями консольних балконних плит була сталева балкова клітка, закріплена до сталевих обойм підсилення існуючих залізобетонних колон. Головні балки балкової клітки виконані із прокатних швелерів №18; другорядні балки – із прокатних швелерів №14 (див. рис. 5.14, в).

У відомих експериментальних дослідженнях роботи сталевих профільованих настилів за одно-, дво- та трипролітними схемами завантаження, розташованих у положеннях широкими чи вузькими поличками догори та із різними шляхами забезпечення нерозрізності багатопролітних зразків, довжини прольотів були однакові, що приводило до вичерпування несучої здатності профільованого настилу у сусідніх прольотах при різних рівнях навантаження на них. Тому перед експериментальними дослідженнями сталезалізобетонних плит виконано дослідження несучої здатності та деформативності профільованих листів, що слугують незмінною опалубкою та зовнішнім армуванням сталезалізобетонних перекриттів [159]. Профільований настил мав нерозрізну багатопролітну схему із різною довжиною прольотів за рахунок різного кроку несучих балок перекриття. Проведені дослідження дозволили перевірити один із зазначених у підрозділі 5.1 методів врівноваження рівня використання несучої здатності монолітної плити сталезалізобетонних згинаних конструкцій, а саме: вплив змінного кроку встановлення опор (різними значеннями прольотів плити).

Під час експериментальних досліджень випробувано листи профільованого настилу марки К35-0,5 товщиною 0,5 мм із висотою хвилі 35 мм довжиною 6000 мм шириною 1060 мм (шість хвиль) і 530 мм (три хвилі) (див. табл. 5.1). Схема випробувань – по трипролітній нерозрізній схемі. Випробувано в пружній стадії по три зразки кожного типорозміру, що відрізнялися довжинами крайніх та середнього прольотів. Таким чином загальна кількість випробуваних зразків профнастилу склала 6 штук.

Маркування випробуваних зразків профільованого настилу

Довжини прольотів, м	Ширина листа профільованого настилу	
	1060 мм	530 мм
1,9 – 1,9 – 1,9	1,9-1,9-1,9 (1,06) K35-0,5	1,9-1,9-1,9 (0,53) K35-0,5
1,8 – 2,1 – 1,8	1,8-2,1-1,8 (1,06) K35-0,5	1,8-2,1-1,8 (0,53) K35-0,5
1,75 – 2,2 – 1,75	1,75-2,2-1,75 (1,06) K35-0,5	1,75-2,2-1,75 (0,53) K35-0,5

Метою експериментальних досліджень даної групи зразків було:

- визначення величини прогинів листів профільованого настилу у середньому та крайніх прольотах. Порівняння величини прогинів середньої та крайньої хвилі профільованого настилу;
- визначення величини відносних деформацій профільованого настилу в найбільш напружених перерізах (посередині прольотів та на середніх опорах);
- отримання інформації про вплив різних значень довжин прольотів листа профільованого настилу (збільшення середнього прольоту і відповідно зменшення крайніх прольотів при постійній загальній довжині зразка) на його несучу здатність та деформативність;
- визначення впливу кількості хвиль листів профільованого настилу (вплив можливої втрати стійкості крайніх нерозкріплених хвиль) на загальну його несучу здатність та деформативність.

На рисунку 5.15 показано загальний вигляд експериментально досліджених двох типів зразків, що відрізнялися шириною (1060 мм і 530 мм). Пунктирними лініями та стрілками на цих малюнках показано місця розташування опор.

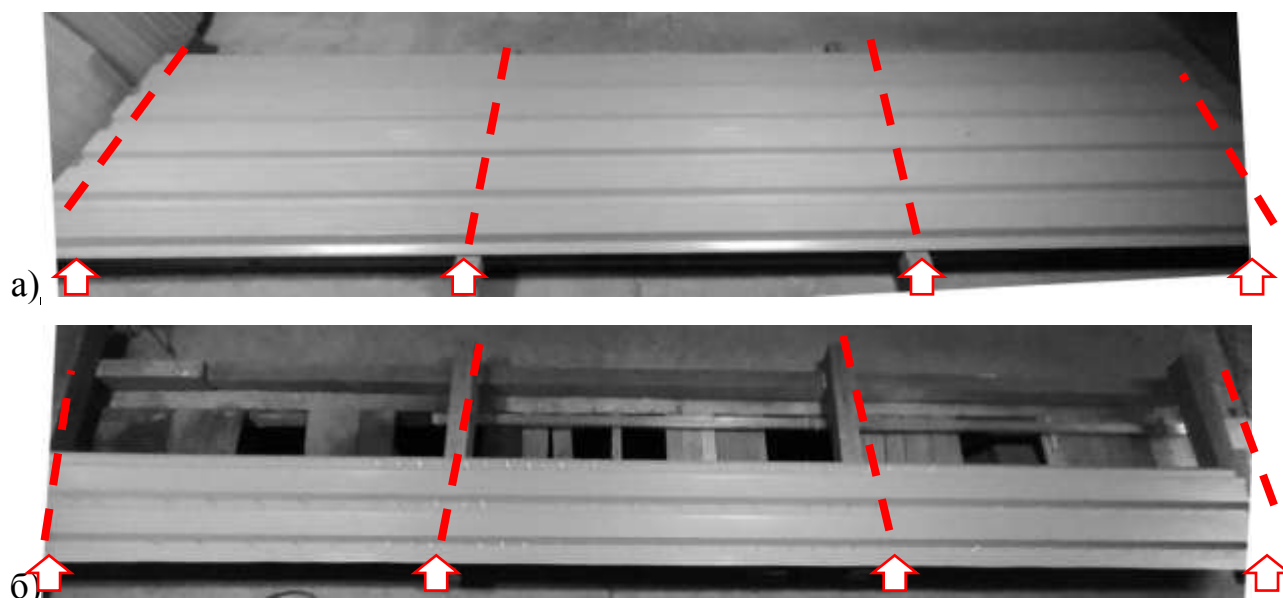


Рис. 5.15 – Загальний вигляд експериментально досліджених листів профільованого настилу марки К35-0,5 довжиною 6000 мм:
а) шириною 1060 мм; б) шириною 530 мм

Зразки завантажувалися штучним вантажем у вигляді пустотілої керамічної цегли розміром $120 \times 250 \times 65(h)$ мм. З метою рівномірного розподілу зовнішнього навантаження на всі гофри поперечного перерізу було використано дерев'яні прокладки товщиною 20 мм та шириною, що дорівнює 1,4 висоти настилу, що вкладалися на верхні полиці настилу. Крок дерев'яних прокладок приймався рівним розміру вантажу (цеглини) плюс зазору близько 20 мм між цегляними стовпчиками. На рисунку 5.16, а показано розрахункову схему завантаження зразків листів профільованого настилу за трипролітною нерозрізною схемою. На рисунку 5.17 показано загальний вигляд розташування дерев'яних прокладок під час випробування зразків профільованого настилу.

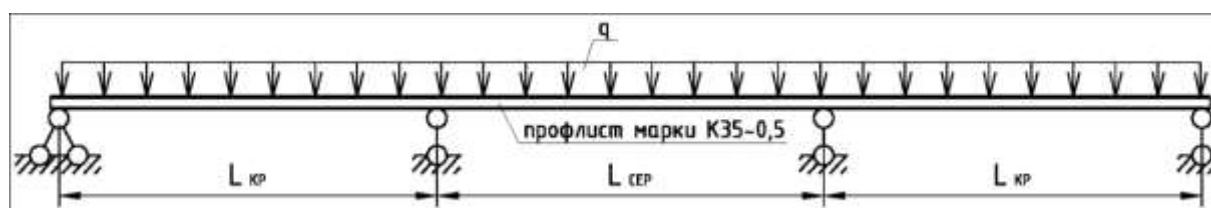


Рис. 5.16 – Розрахункова схема завантаження зразків листів профільованого настилу за трипролітною нерозрізною схемою

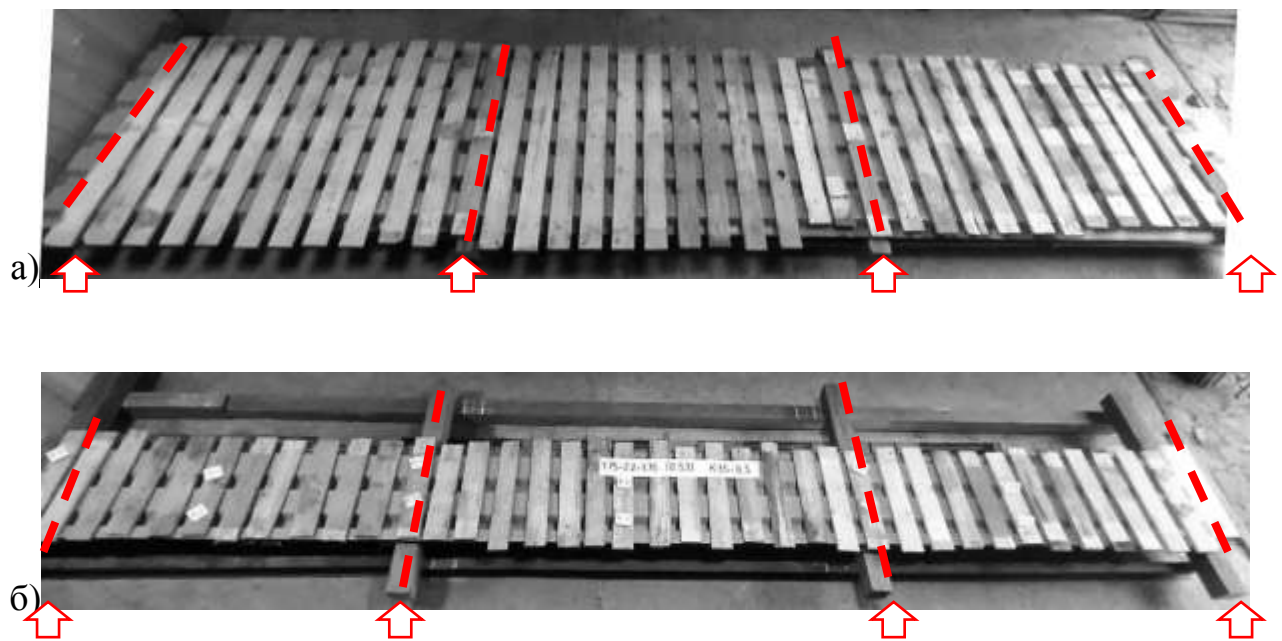


Рис. 5.17 – Загальний вигляд розташування дерев'яних прокладок під час випробування зразків профільованого настилу марки К35-0,5 довжиною 6000 мм:
а) шириною 1060 мм; б) шириною 530 мм

5.3.2 Результати досліджень зразків із профільованого настилу. На рисунку 5.18 показані фото зразків профільованого настилу шириною 1060 мм і 530 мм при рівномірному кроці встановлення опор (1900–1900–1900 мм) під час проведення випробувань. Пунктирними лініями та стрілками на цих фотографіях показано місця розташування опор. Для зразків з іншими кроками опор загальний вигляд завантаження був схожим із показаним на рисунку 5.18; відмінністю була кількість накладених цеглин до моменту розвитку граничних прогинів та місцевої втрати стійкості профільованого листа. Перед навантаженням визначалася вага штучного вантажу шляхом зважування кожної п'ятої цеглини.

На рисунках 5.19–5.21 показані графіки зміни прогинів під час навантаження профільованого настилу К35-0,5 з довжинами прольотів 1900-1900-1900 мм, 1800-2100-1800 мм 1750-2200-1750 мм відповідно [227].

На рисунку 5.22 показано фото максимальних прогинів (найбільш характерних деформацій) окремих прольотів зразків профільованого настилу К35-0,5 при максимальному значенні прикладених навантажень. Як і передбачалося,

максимальні прогини спостерігалися у крайніх прольотах; особливо це було помітно для зразків із рівномірним кроком опор 1900–1900–1900 мм.

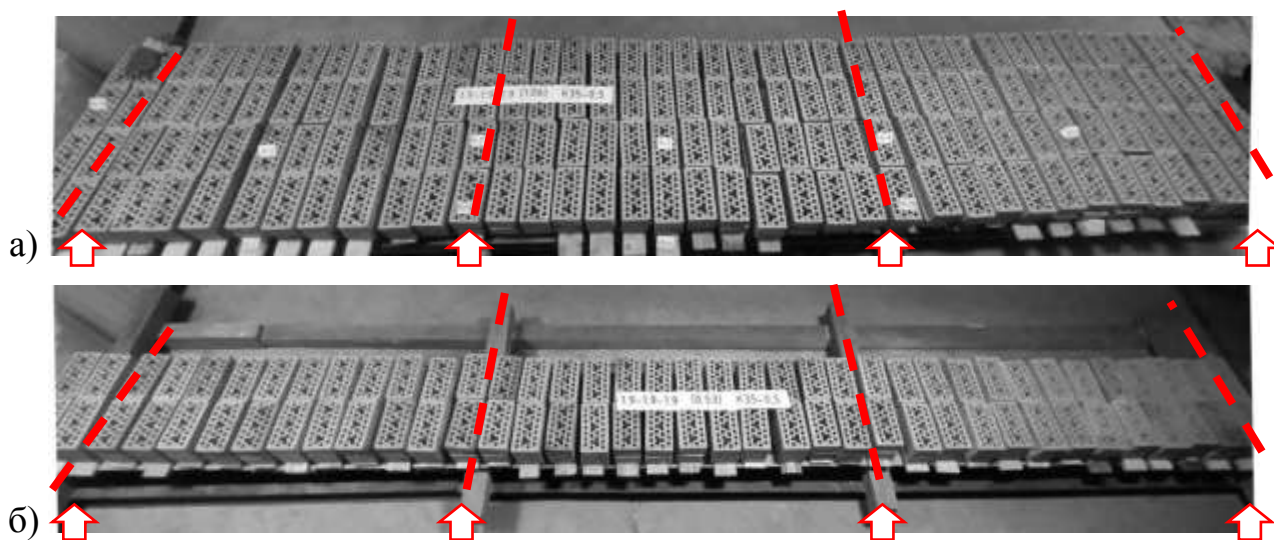


Рис. 5.18 – Загальний вигляд завантажених зразків профільованого настилу:
 а) марки 1,9-1,9-1,9 (1,06) K35-0,5; б) марки 1,9-1,9-1,9 (0,53) K35-0,5

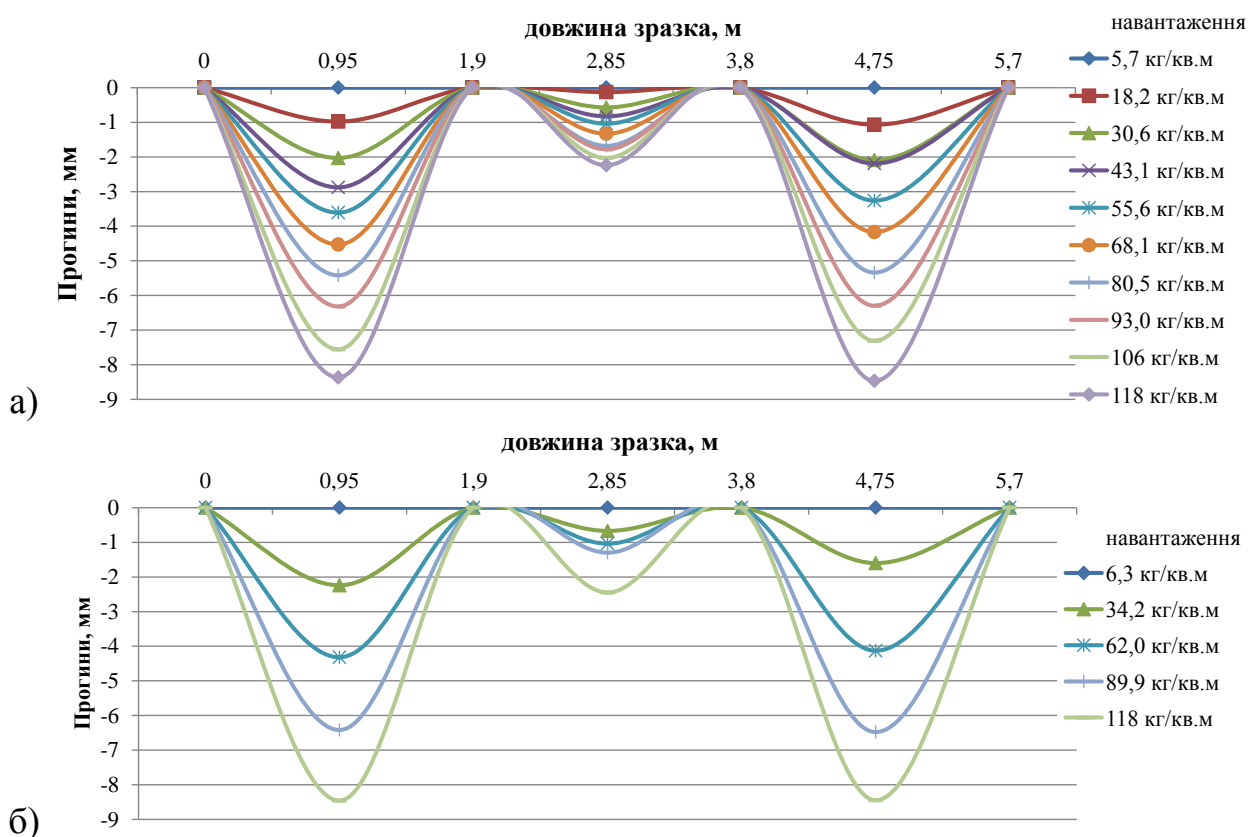


Рис. 5.19 – Зміна прогинів по довжині профільованого настилу K35-0,5:
 а) зразок 1,9-1,9-1,9 (1,06) K35-0,5; б) зразок 1,9-1,9-1,9 (0,53) K35-0,5

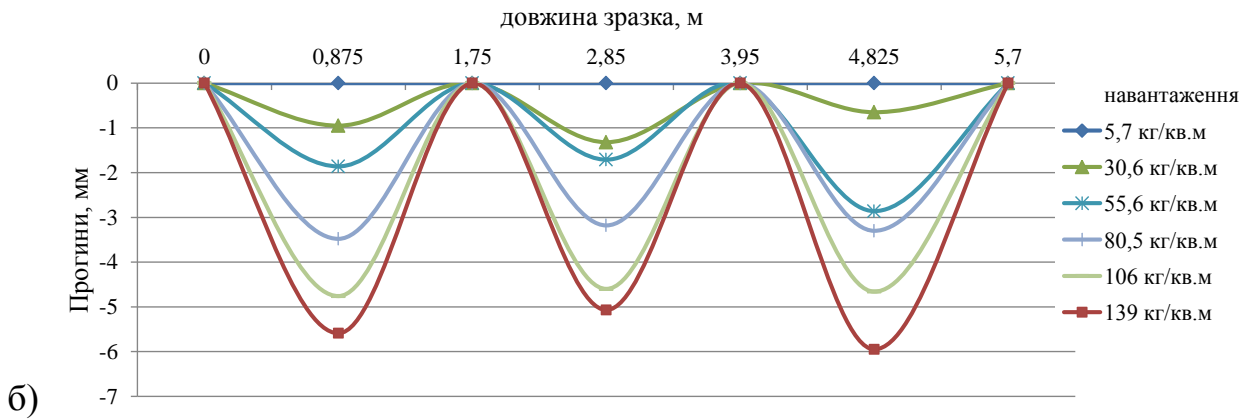
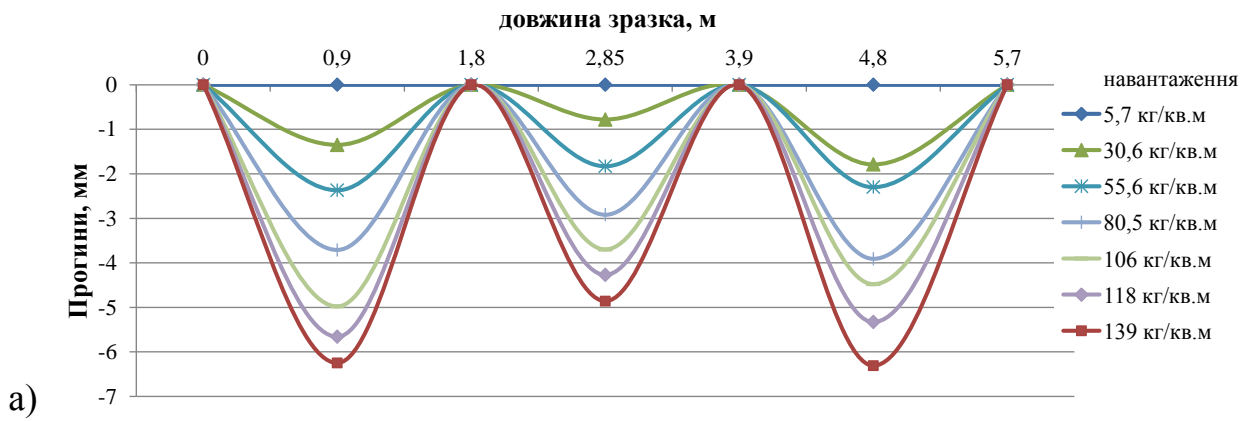


Рис. 5.20 – Зміна прогинів по довжині профільованого настилу К35-0,5:

а) зразок 1,8-2,1-1,8 (1,06) К35-0,5; б) зразок 1,8-2,1-1,8 (0,53) К35-0,5

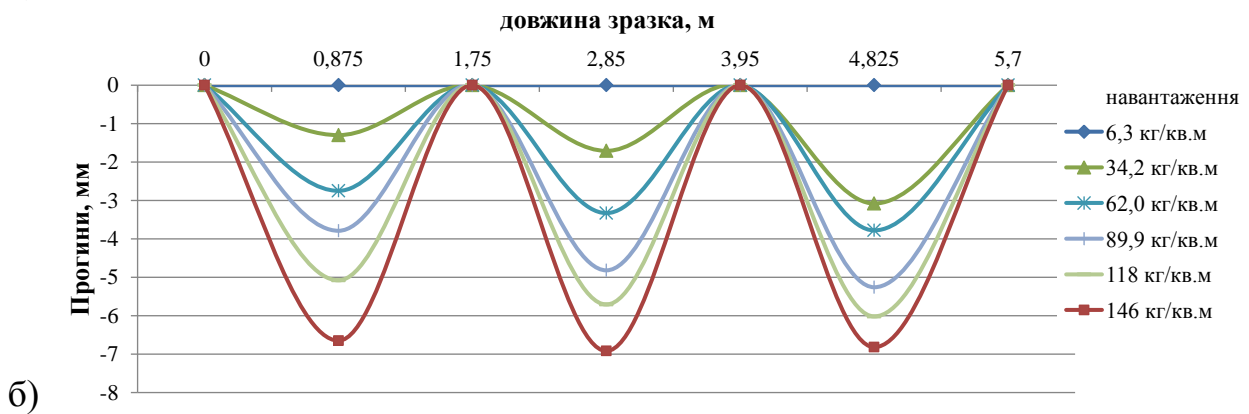
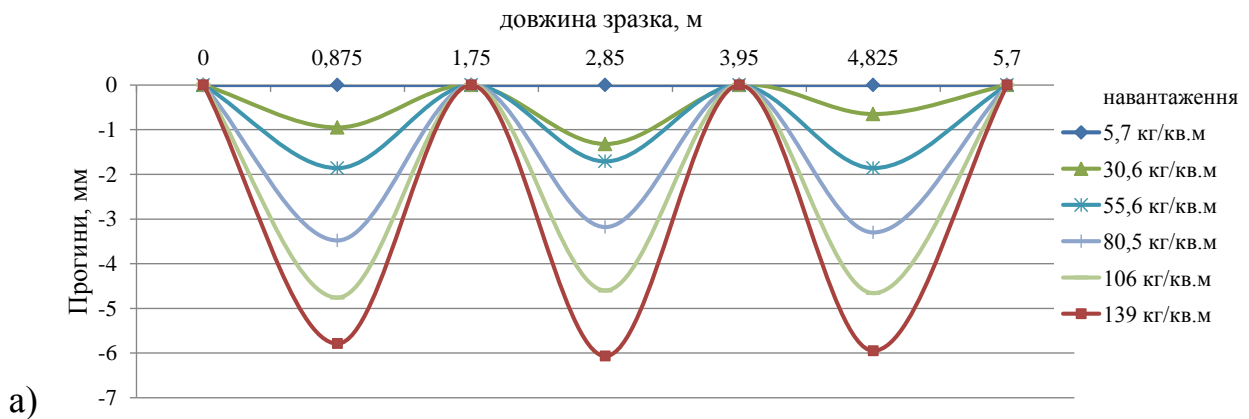


Рис. 5.21 – Зміна прогинів по довжині профільованого настилу К35-0,5:

а) зразок 1,75-2,2-1,75 (1,06) К35-0,5; б) зразок 1,75-2,2-1,75 (0,53) К35-0,5

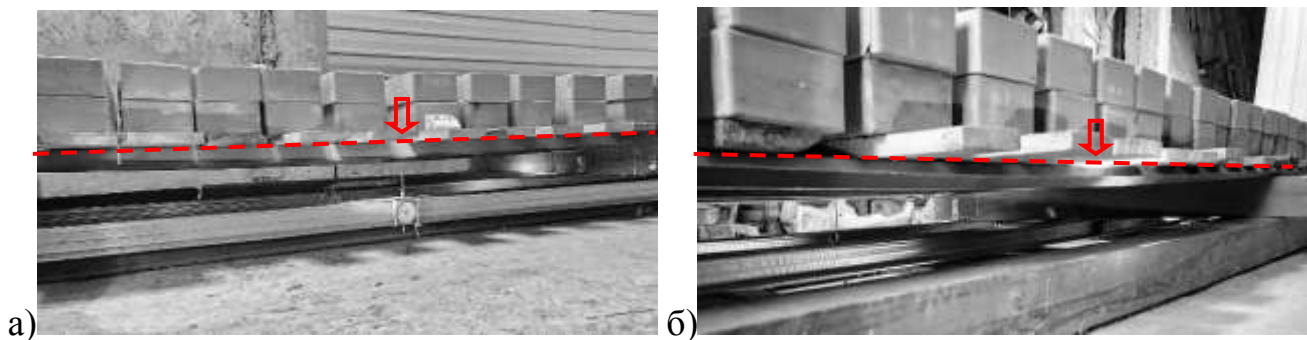


Рис. 5.22 – Прогини: а) $1/225$ в крайньому прольоті зразка 1,9-1,9-1,9 К35-0,5 (118 кг/м^2); б) $1/250$ в середньому прольоті зразка 1,75-2,2-1,75 К35-0,5 (146 кг/м^2)

На поданих графіках розвитку прогинів на кожному ступені зовнішнього навантаження (див. рис. 5.19, 5.20 і 5.21) чітко просліджується залежність зміни прогинів від довжин прольотів, а саме:

- при рівномірному кроці опор 1900–1900–1900 мм прогини профлиста в крайніх прольотах більші у 3,5 рази за прогини профлиста в середньому прольоті;
- при збільшенні середнього прольоту інтенсивність збільшення прогинів під час навантаження вирівнюється у крайніх та середніх прольотах;
- експериментальним шляхом визначено, що прогини у крайніх та середньому прольоті можливо вирівняти за умови, якщо величина крайніх прольотів складатиме 0,8 частку середнього прольоту, а саме для досліджуваних габаритів профлиста випробуваного по трипролітній нерозрізній схемі величини прольотів в склали 1750–2200–1750 мм. Відхилення від теоретично визначеного даного співвідношення складає (див. рис. 5.4) 6,25%.

За показами електротензорезисторів, наклеєних на нижню та верхню полицки профільованого настилу у характерних перерізах – над опорами та посередині трьох прольотів, побудовані графіки розподілів деформацій нормального розподілу на кожному ступені прикладеного зовнішнього навантаження. На рисунку 5.23 показано розподіли деформацій нормальних перерізів, розташованих на середніх опорах та посередині трьох прольотів зразків із профільованого настилу, вкладеного вужчими полицками донизу, в залежності від рівня прикладеного зовнішнього навантаження.

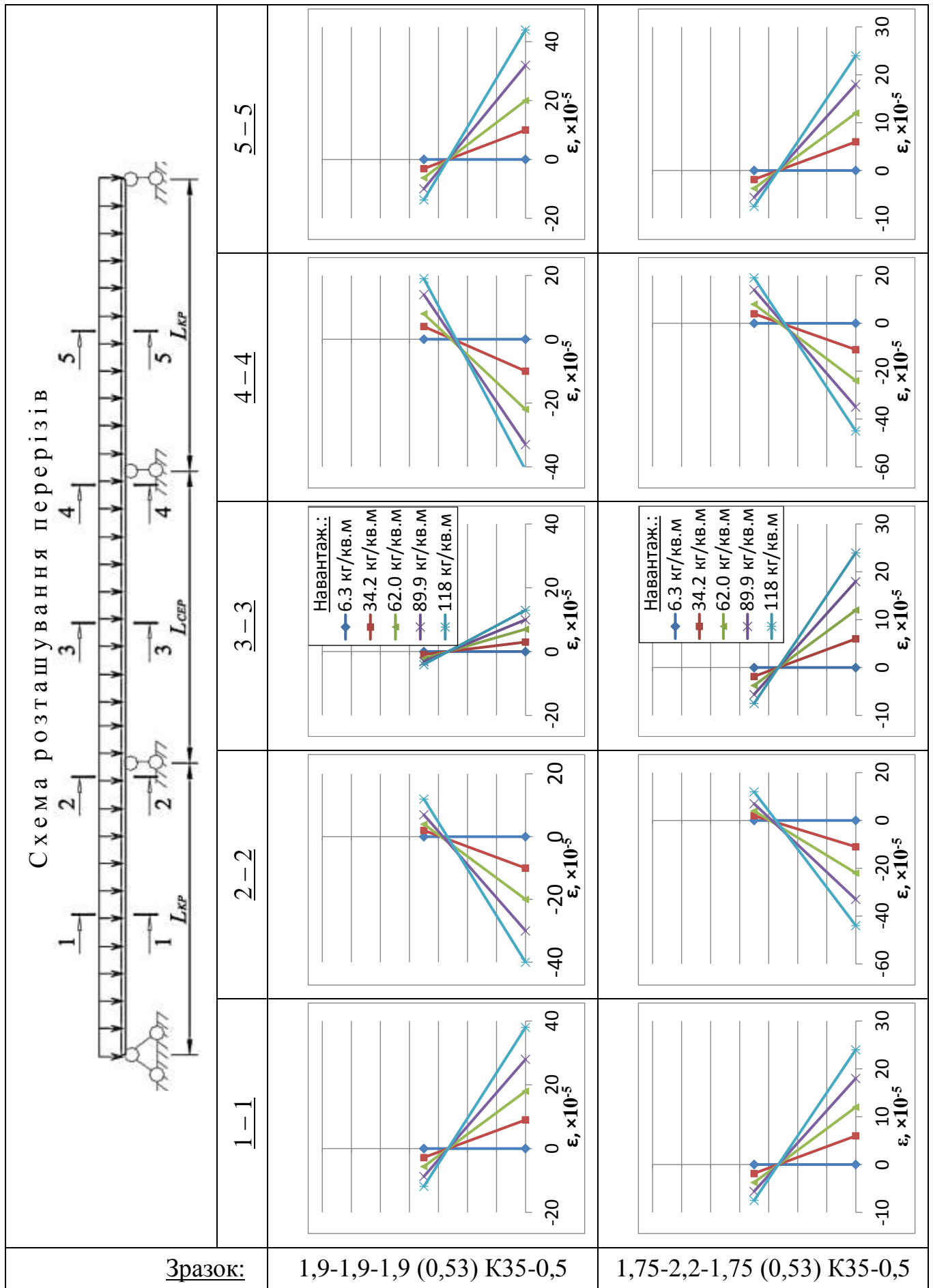


Рис. 5.23 – Розподіли деформацій нормальних перерізів зразків з профнастилу

На рисунку 5.24 показано розвиток відносних деформацій у нижній та верхній полицках профлиста із збільшенням навантаження в перерізах, що розташовані посередині лівого, середнього та правого прольотів зразків із рівним та оптимізованим кроками опор. Для зразка із рівними прольотами деформації крайніх прольотів в три рази більші, за деформації середнього. Для зразка із кроком опор 1750–2200–1750 мм деформації крайніх та середнього прольотів практично однакові. Математичне сподівання відношення теоретично отриманих значень відносних деформацій на експериментальні для цього зразка рівне 1,006; коефіцієнт варіації відхилень – 7,7%. При цьому у порівнянні із зразком з рівним кроком опор, деформації при тому ж рівні навантажень зменшуються до 78,6%.

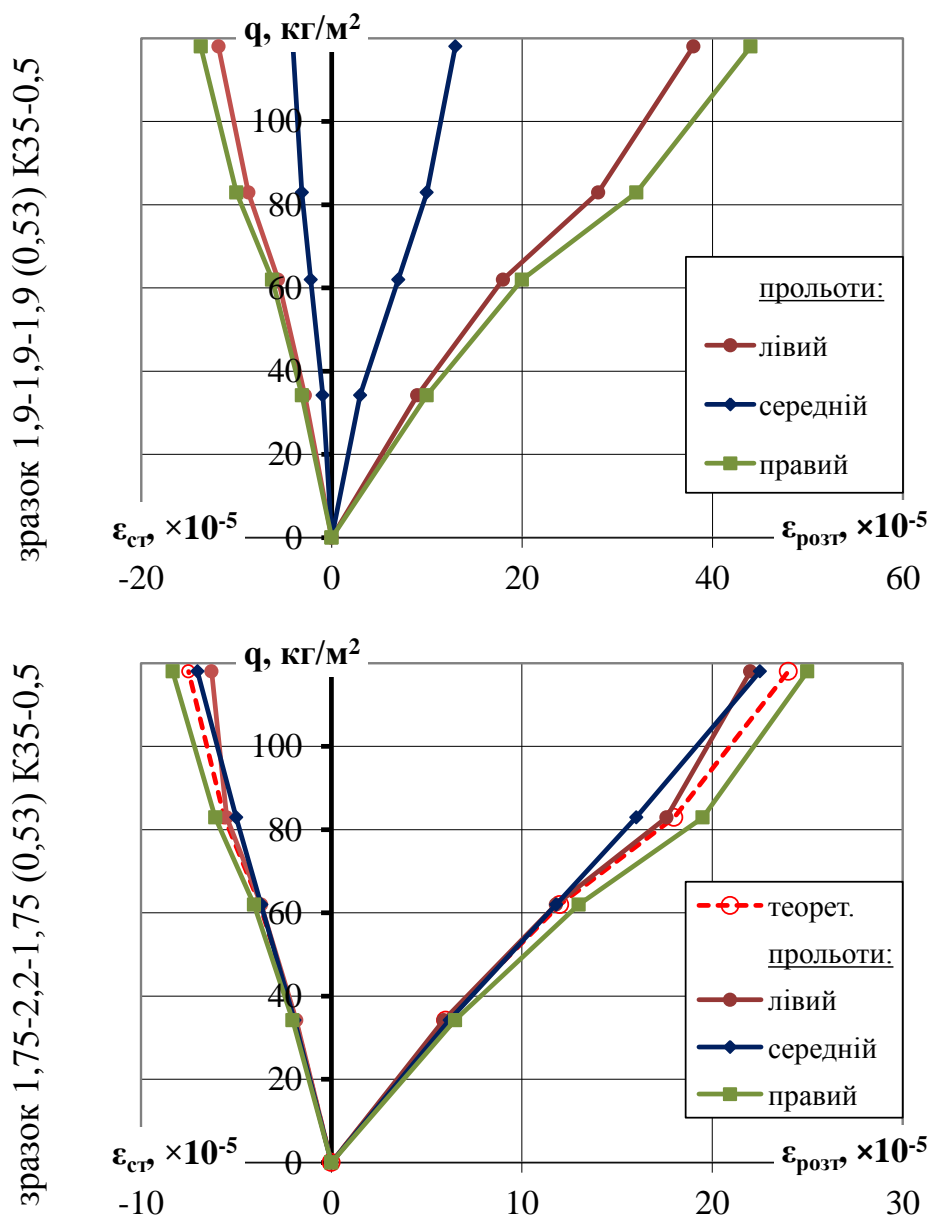


Рис. 5.24 – Прирости відносних деформацій нижньої і верхньої полицок профлиста

5.4 Експериментальні дослідження двостадійної технології створення самонапруження в нерозрізних згинаних сталезалізобетонних конструкціях

5.4.1 Конструкція і виготовлення сталезалізобетонних трипролітних нерозрізних плит по незнімній опалубці із профільованого настилу. Дослідження, викладені в цьому підрозділі, дозволили перевірити саморегулюючий метод врівноваження рівня використання несучої здатності монолітної плити згинаних нерозрізних багатопролітних сталезалізобетонних конструкцій з однаковими прольотами, вказаного у підрозділі 5.1. За двостадійною технологією бетонування монолітної плити виготовлено два зразки сталезалізобетонних нерозрізних плит по незнімній опалубці із профільованого настилу, влаштованих по трипролітній схемі із однаковою довжиною трьох прольотів рівні (1900-1900-1900 мм). Спочатку бетонувався середній проліт, а після набору бетоном першої черги бетонування проектної міцності, виконувалося бетонування крайніх прольотів. Два зразки відрізнялися шириною захваток двох етапів бетонування, як показано на схемі рисунку 5.25:

– для першого зразка довжина ділянки першого етапу бетонування рівна 2300 мм (заходила на 1/10 прольоту за межі середніх опор) і відповідно довжини другого етапу бетонування 1700 мм. Для цього зразка на момент другого етапу бетонування середні опори мали більшу жорсткість у порівнянні із жорсткістю крайніх прольотів плити, тобто середні опори були умовно жорсткими;

– для другого зразка довжина ділянки першого етапу бетонування рівна 1500 мм (не доходила на 1/10 прольоту до середніх опор) і відповідно довжини другого етапу бетонування 2100 мм. Для цього зразка на момент другого етапу бетонування середні опори мали таку ж жорсткість, як і жорсткість крайніх прольотів плити, тобто на середніх опорах штучно створений «умовний шарнір».

Габаритний розмір зразків у плані – 6,0×0,53 м. Зовнішньою незнімною опалубкою слугував сталевий профнастил марки К35-0,5. Висота бетонної полицки над верхньою гофрою профнастилу – 35 мм. Таким чином загальна висота виготовлених плит рівна 70 мм. Коефіцієнт зовнішнього армування 1,7%.

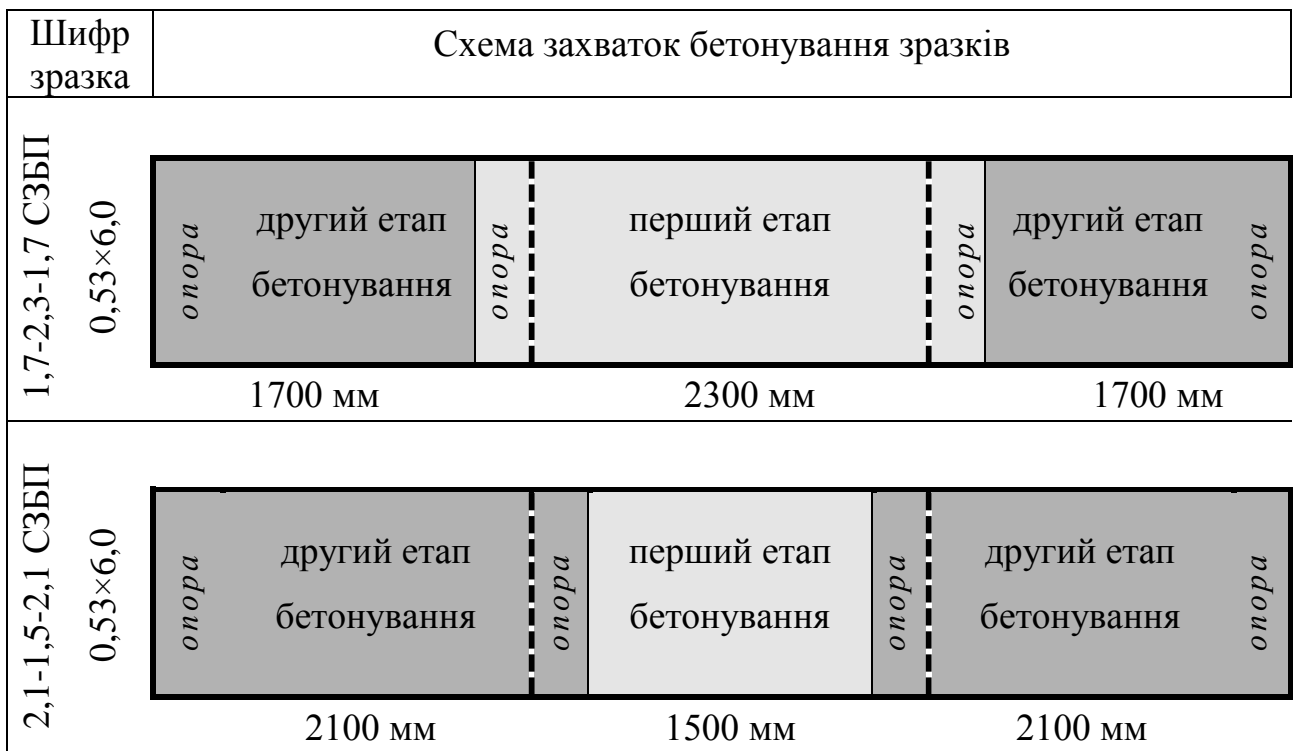


Рис. 5.25 – Схема етапів бетонування двох зразків сталезалізобетонних трипролітних нерозрізних плит по незнімній опалубці із профнастилу

Армування монолітної залізобетонної плити виконано стержнями діаметром 4 мм класу Вр1300 у розтягненій зоні бетону в кожній хвилі профільованого настилу (див. рис. 5.26). Для сумісної роботи профільованого настилу та бетонної плити використано вертикальні анкери діаметром 4 мм довжиною 60 мм (див. рис. 5.27), встановлені в кожен хвилю профнастилу з кроком 100...200 мм (див. рис. 5.28) [166]; верх анкерів суміжних хвиль з'єднувався у поперечному напрямку стержнями діаметром 4 мм класу Вр1300.

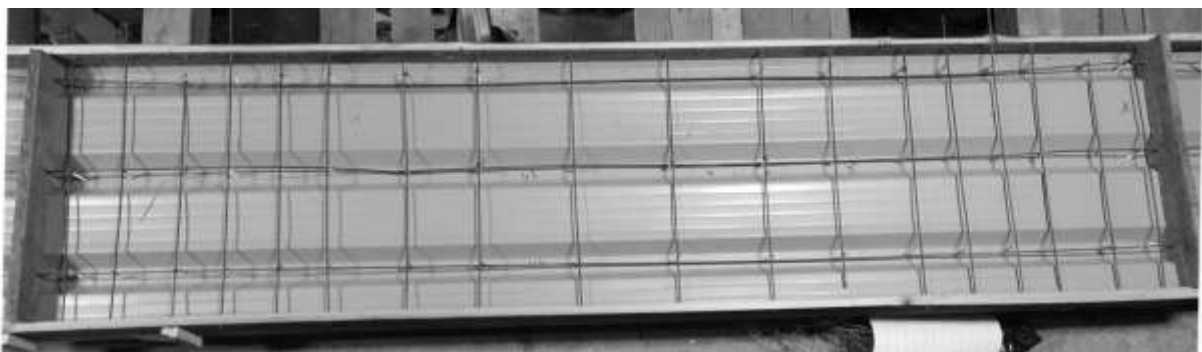


Рис. 5.26 – Загальний вигляд типового армування середнього прольоту довжиною 2300 мм (1-го етапу бетонування) дослідної плити 1,7-2,3-1,7 СЗБП 0,53×6,0

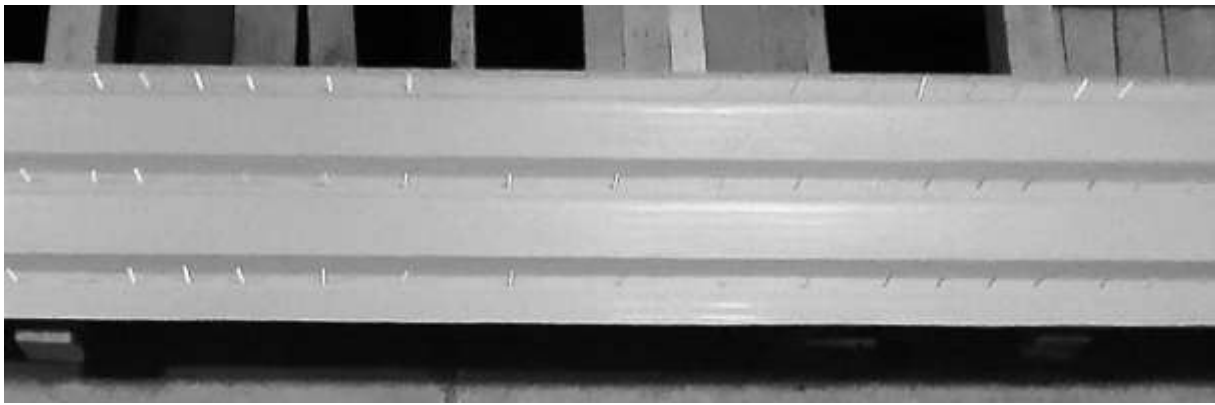


Рис. 5.27 – Вигляд встановлених анкерів у профнастил перед бетонуванням



Рис. 5.28 – Крок встановлення анкерів у нижню хвилю профільованого листа

Для ущільнення бетонної суміші використовувалася віброрейка.

На рисунку 5.29 показано загальний вигляд зразків на проміжних етапах бетонування. Пунктирними лініями на цих фотографіях показано місця розташування опор.

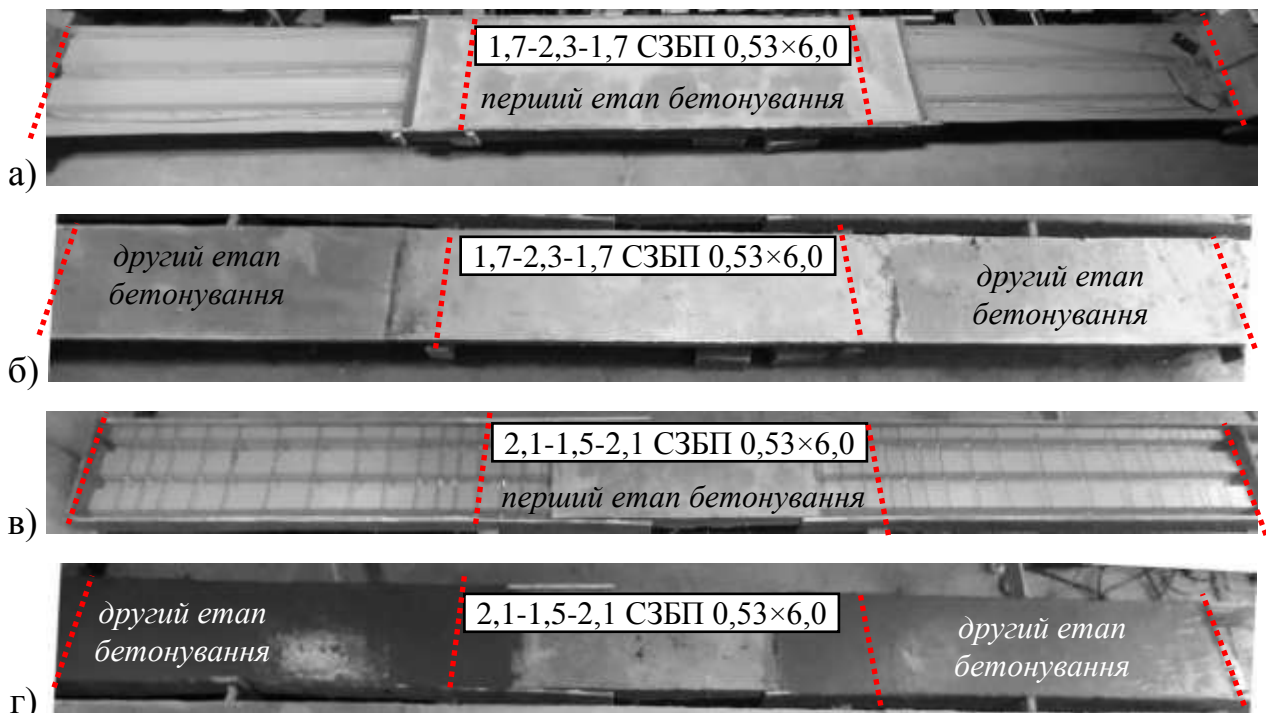


Рис. 5.29 – Загальний вигляд зразків сталобетонних плит на етапах бетонування

Для вимірювання вертикальних прогинів під час бетонування та корисного навантаження використовувалися індикатори годинникового типу ІЧ-10 із ціною поділки 0,01 мм. На рисунку 5.30 показано схему розташування індикаторів по довжині та ширині зразків. Для вимірювання відносних деформацій шарів композитної конструкції використані електротензорезистори 2ПКБ-20-200ХБ з базою 20 мм. Схема їх розташування показана на рисунку 5.31.

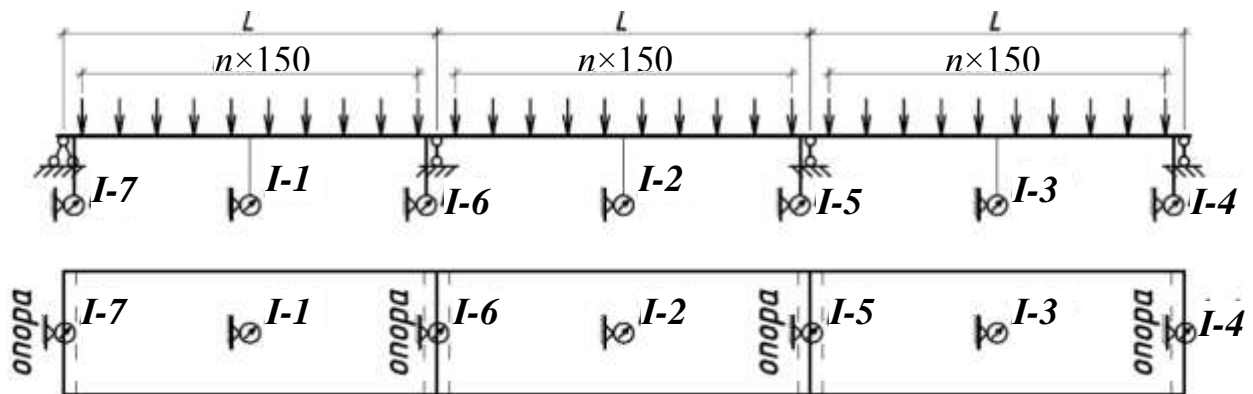


Рис. 5.30 – Схема встановлення індикаторів годинникового типу ІЧ-10

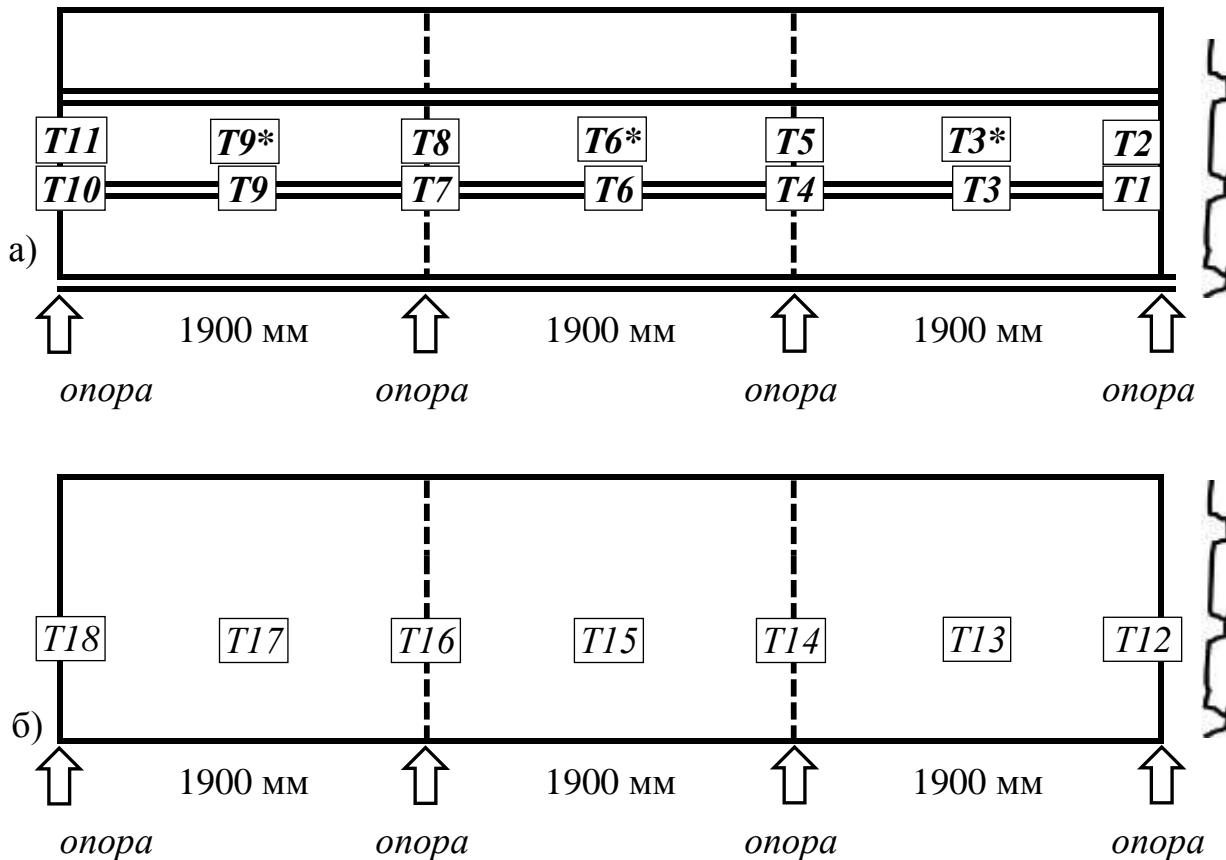


Рис. 5.31 – Схема розташування електротензорезисторів

а) на нижній стороні профільованого настилу; б) на верхній площині бетону

5.4.2 Аналіз несучої здатності дослідних самонапружених сталезалізобетонних плит. Випробування зразків сталезалізобетонних плит проводилися у віці бетону більше за 28 діб. Навантаження виконувалося штучними дрібно розмірними вантажами – керамічною пустотілою цеглою. Для визначення ваги цегли було виконане вибіркове її зважування: по 5 цеглин із кожних застосованих 50 цеглин (тобто було зважено приблизно 1/10 від всієї кількості використаних для завантаження цеглин).

У результаті проведення експериментальних досліджень двох зразків нерозрізних сталезалізобетонних плит за показами вимірювальних приладів, що встановлені згідно розроблених схем (див. рис. 5.30 і 5.31), в ході експерименту отримано інформацію як про прогини плити (деформативність), так і про поперечні деформації в крайніх її волокнах, за значеннями яких можливо перейти до напружень (несучої здатності).

На відміну від зразків із профільованого настилу, експериментальні дослідження зразків сталезалізобетонних плит були розтягнені в часі, що пов'язане із терміном набору бетоном монолітної залізобетонної плити проектної міцності. Як вже зазначалося, виготовлення, а саме бетонування зразків сталезалізобетонних плит, виконувалося в два етапи. Тому загальний термін виготовлення зразків сталезалізобетонних плит склав близько двох місяців. У процесі виготовлення на кожному етапі бетонування вимірювалися прогини в характерних перерізах зразка від ваги свіжевкладеної бетонної суміші. Виконано аналіз зміни прогинів по довжині зразка та деформацій нормального перерізу впродовж двох етапів виготовлення та власне самого завантаження корисним навантаженням. На рисунку 5.32 показано загальний вигляд одного із зразків під час навантаження дрібно розмірним вантажем (керамічною цеглою).

На рисунку 5.33 подано графіки максимальних прогинів по довжині зразків сталезалізобетонних плит в кінці двох етапів бетонування та при максимальному корисному завантаженні дрібно розмірним вантажем. Для кращого аналізу впливу ширини захваток бетонування на деформативність трипротітних плит, над кожним графіком прогинів показано загальний вигляд досліджуваного зразка.

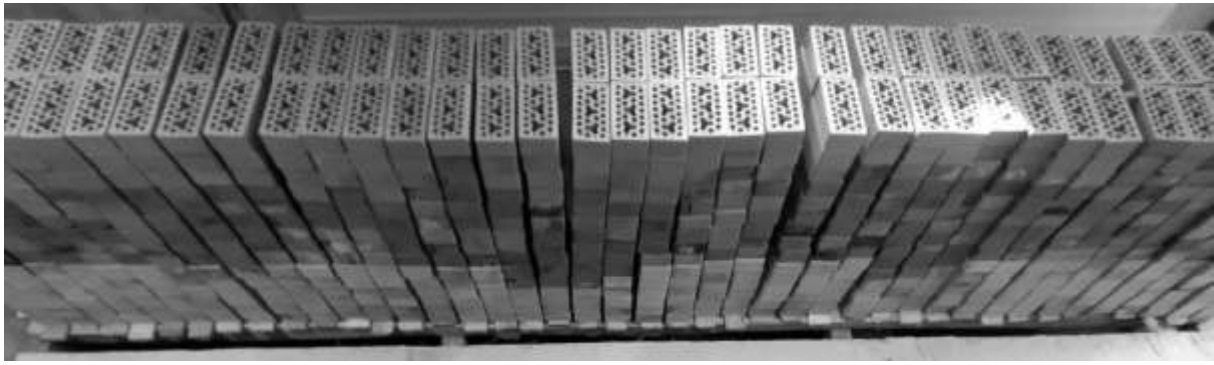
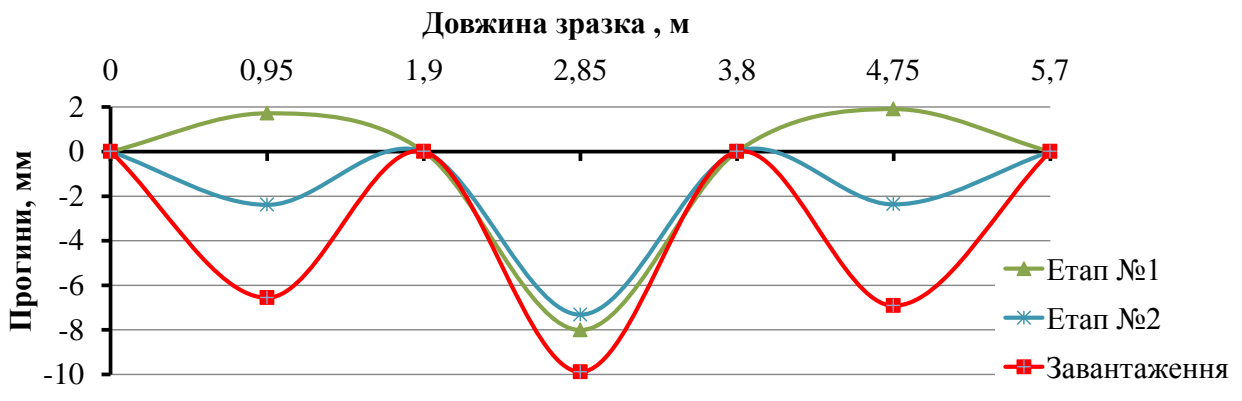
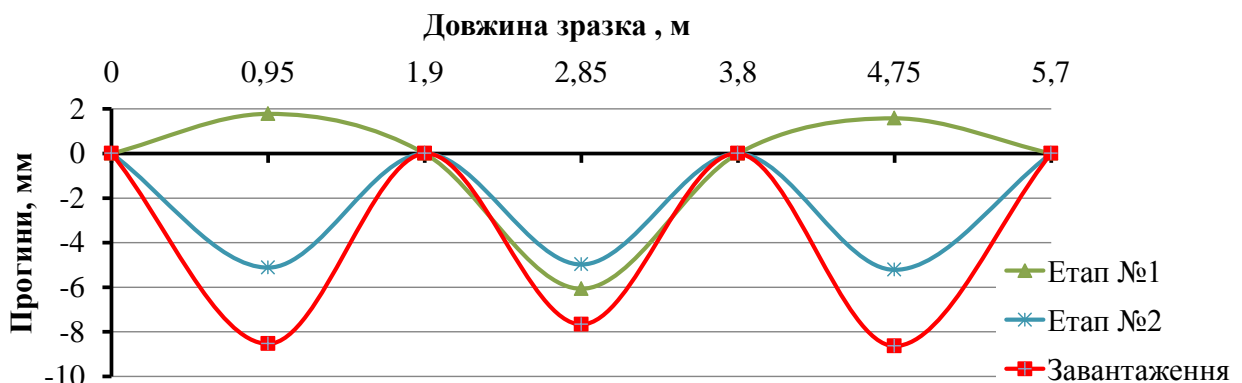
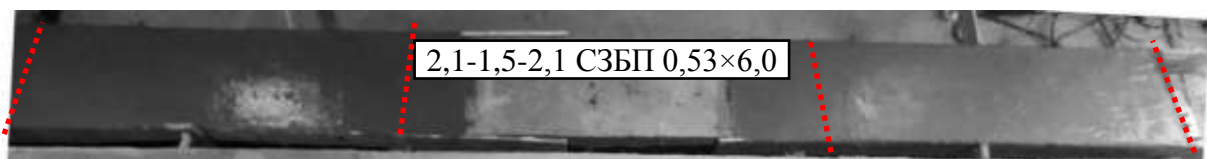


Рис. 5.32 – Загальний вигляд зразка 1,7-2,3-1,7 СЗБП 0,53×6,0 під час максимального завантаження



а)



б)

Рис. 5.33 – Зміна прогинів в кінці двох етапів бетонування та при максимальному завантаженні зразків: а) 1,7-2,3-1,7 СЗБП 0,53×6,0; б) 2,1-1,5-2,1 СЗБП 0,53×6,0

На рисунку 5.34 показано розвиток прогинів у крайніх і середньому прольотах на кожному етапі створення сталезалізобетонних плит та в процесі їх завантаження цеглою. Як видно із поданих на рисунках 5.33 і 5.34 графіків зміни прогинів, влаштування бетонування першого етапу за межі середніх опор, робить регулювання зусиль під час другого етапу бетонування більш обмеженим, ніж у випадку бетонування першого етапу до середніх опор. Внаслідок цього вичерпування несучої здатності нерозрізної плити відбувається у середньому прольоті, де на момент руйнування прогини на 32% більше, ніж у крайніх.

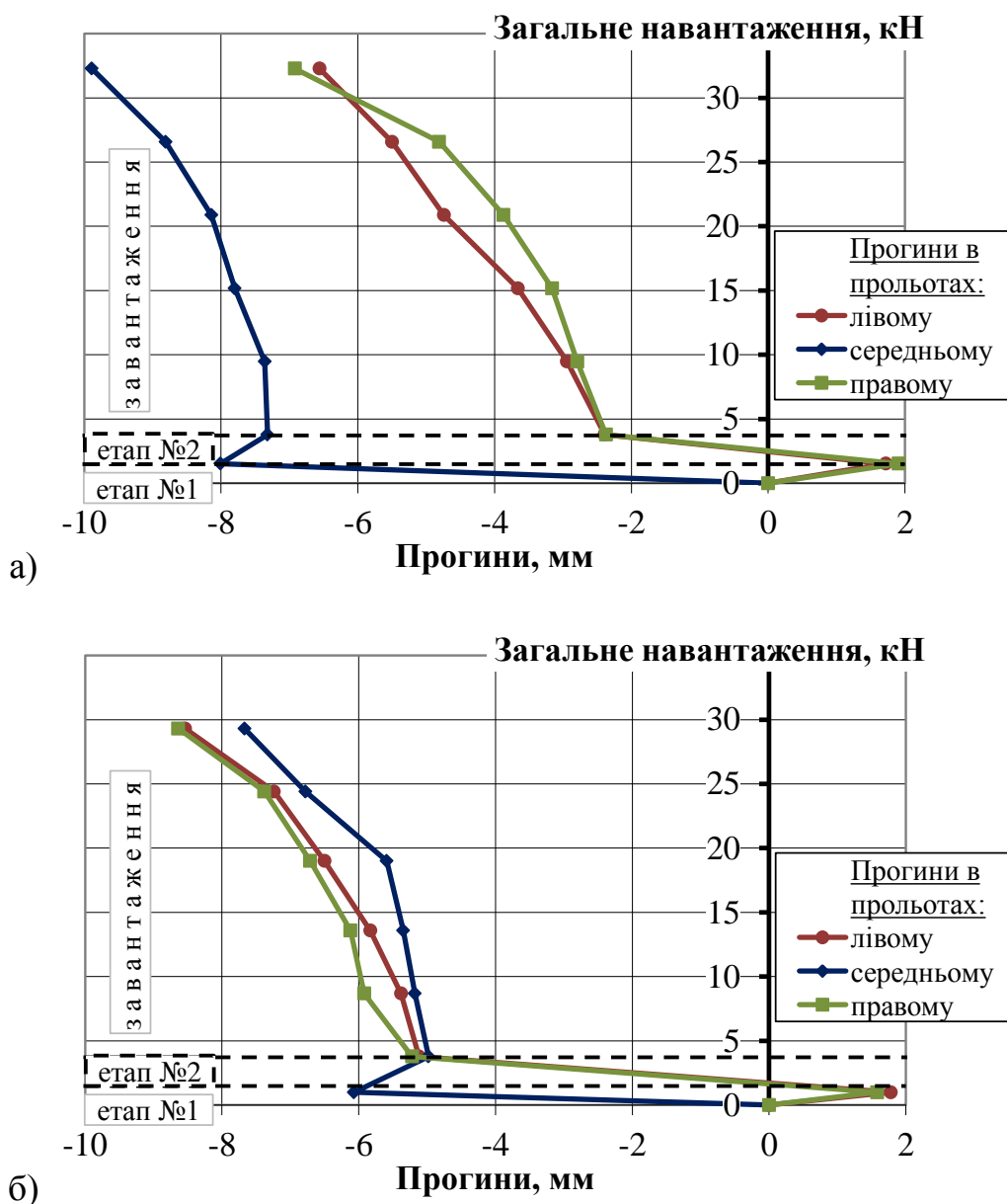


Рис. 5.34 – Розвиток прогинів у прольотах СЗБ плит на кожному етапі їх створення та в процесі завантаження: а) 1,7-2,3-1,7 СЗБП; б) 2,1-1,5-2,1 СЗБП

Для плити із бетонуванням першої захватки до середніх опор (зразок 2,1-1,5-2,1 СЗБП 0,53×6,0) досягнуто однакову деформативність всіх трьох прольотів (рис. 5.34, б): різниця прогинів при максимальному навантаженні склала 11,2%.

На рисунку 5.35 показано розвиток відносних деформацій у нижній та верхній фібрах перерізів посередині лівого, середнього та правого прольотів зразків сталезалізобетонних плит із збільшенням навантаження в перерізах. Тут по вертикальній вісі відкладено загальне навантаження на зразок із врахуванням його власної ваги. На рисунку 5.36 показано розподіли цих же деформацій у перерізах в залежності від рівня прикладеного зовнішнього навантаження.

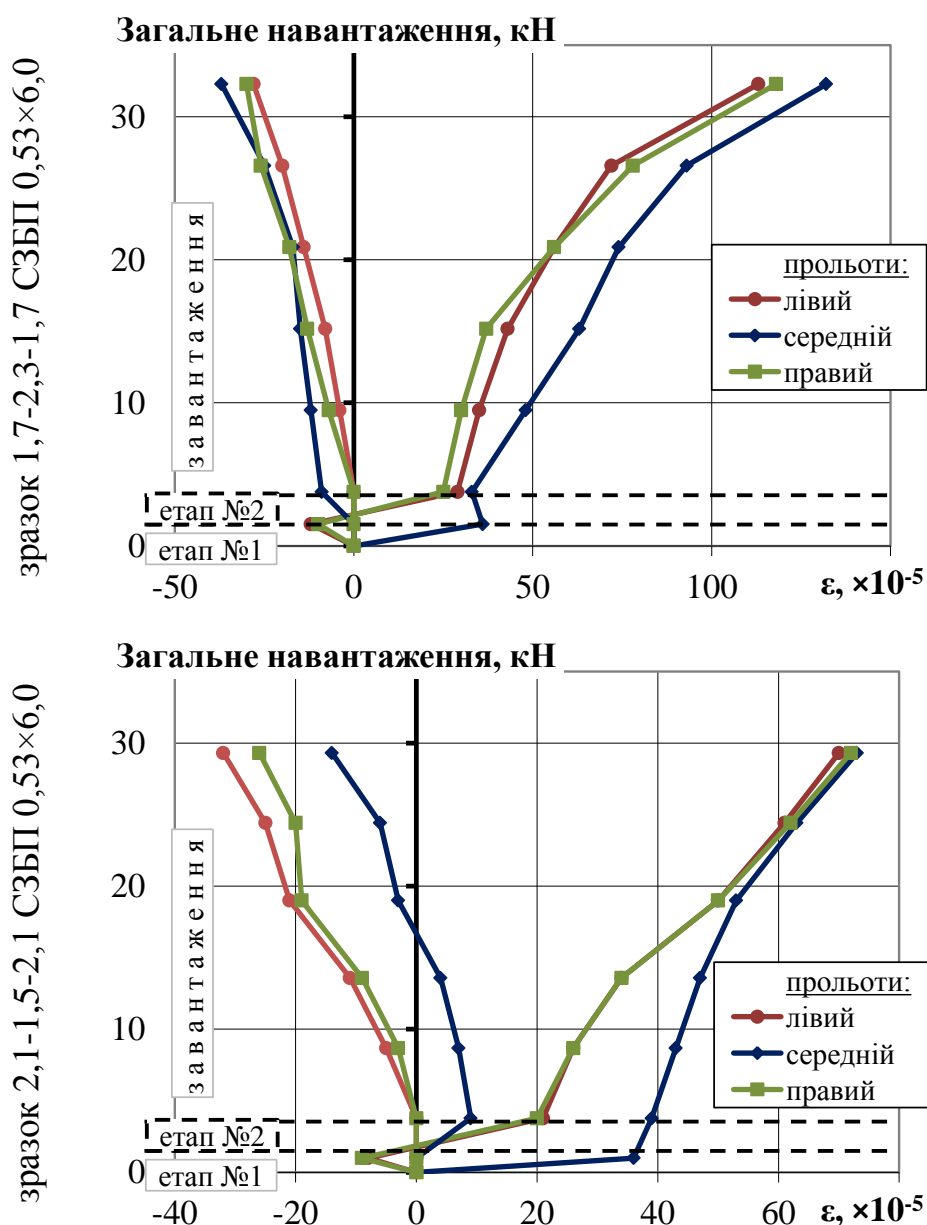


Рис. 5.35 – Прирости відносних деформацій нижньої і верхньої фібри перерізу

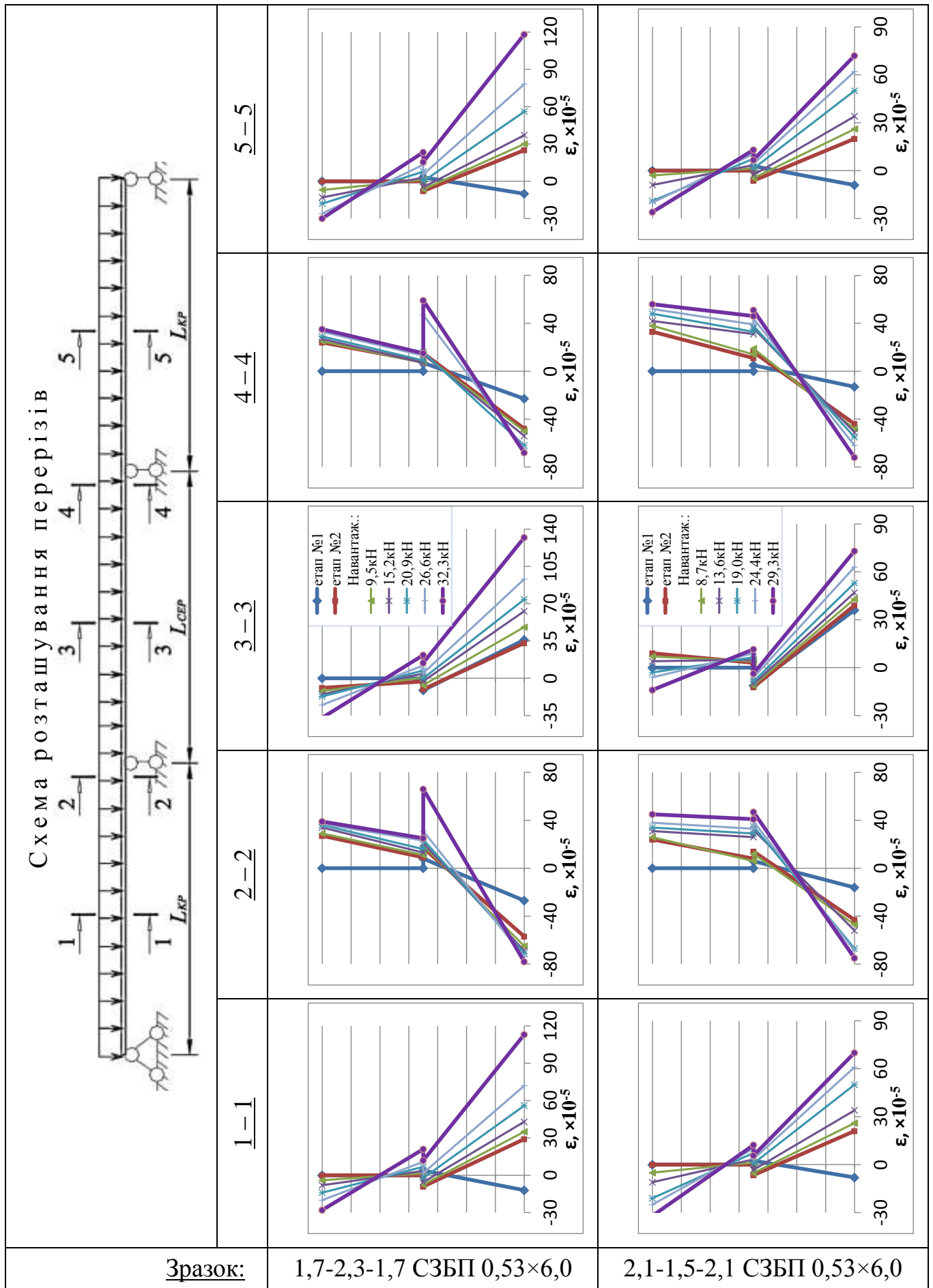


Рис. 5.36 – Розподіли деформацій нормальних перерізів зразків СЗБ плит

На розподілах зміни деформацій видно, що для зразка із сталобетонним перерізом на середніх опорах на момент другого етапу бетонування, при найбільшому значенні прикладеного навантаження деформації в найбільш розтягнутому волокні середнього прольоту на 12,5% більше за деформації в крайніх прольотах. Для другого зразка різниця деформацій у вказаних перерізах рівна 4,1%. При цьому максимальні деформації розтягу для другого зразка при такому ж рівні навантаження зменшилися на 44,7%. Отже, за результатами вимірювання відносних деформацій можна зробити такий же висновок щодо довжин захваток двостадійного бетонування, який був зроблений за результатами аналізу розвитку прогинів, а саме: для досліджуваних нерозрізних трипролітних плит із коефіцієнтом зовнішнього армування профлистом 1,7%, перший етап бетонування слід не доводити до середніх опор на 1/10 прольоту. За такої умови вичерпування несучої здатності та деформативності в трьох прольотах буде за однакового значення зовнішнього навантаження. Сталевий профлист при цьому у пролітних частинах працює тільки на розтяг. Несуча здатність визначається досягненням напружень текучості у нижніх полицках профлиста.

Руйнування сталезалізобетонних плит відбулося раптово в результаті утворення тріщин у верхній зоні бетону на середніх опорах (на грані опори, що ближче до середнього прольоту) (див. рис. 5.40), в зоні дії максимального згинального моменту в розтягнутій зоні у верхніх фібрах перерізу. При цьому взаємного зсуву бетонної плити відносно сталевого профлиста не зафіксовано.

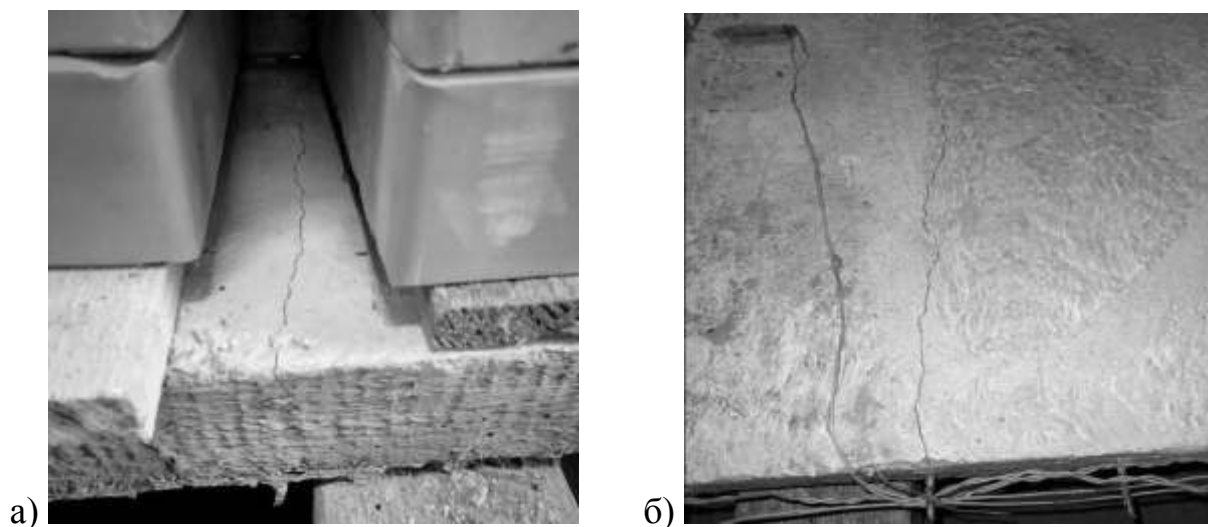


Рис. 5.40 – Утворення тріщини на середній опорі під час руйнування СЗБ плит

5.5 Висновки за п'ятим розділом

1. Самонапруження згинаних сталезалізобетонних конструкцій із врахуванням генетичної нелінійності досліджено на прикладі нерозрізних трипролітних плит перекриття. Ресурсоощадне самонапруження у цих конструкціях створено за рахунок двостадійної технології їх виготовлення.

2. Розроблено конструкцію, експериментально досліджено та доведено ефективність двостадійної технології виготовлення попередньо напружених від власної ваги й технології створення, за допомогою яких створюють попередні вигини, два зразки нерозрізних трипролітних сталезалізобетонних плит довжиною 6 м, виконаних по незнімній опалубці із профільованого настилу. Зразки відрізнялися довжинами захваток бетонування на кожному етапі, що дало можливість дослідити регулювання розвитку прогинів у крайніх і середньому прольотах за рахунок зміни жорсткості перерізу на опорах. На першому етапі виконувалось бетонування середнього прольоту, на другому – крайніх прольотів. Експериментально доведено, що для досліджених плит із коефіцієнтом зовнішнього армування 1,7%, бетонування середнього прольоту в першому етапі слід не доводити до середніх опор на 1/10 прольоту. За такої умови вичерпування несучої здатності та деформативності в трьох прольотах буде за однакового рівня зовнішнього навантаження.

3. Розрахунок самонапружених нерозрізних сталезалізобетонних плит виконано, використовуючи основні залежності теорії складених стержнів, які дають можливість враховувати різний напружено-деформований стан компонентів конструкції до забезпечення сумісної їх роботи та зміну жорсткостей перерізу на кожному етапі створення конструкції та її завантаження.

4. Скінченно-елементне моделювання роботи самонапружених сталезалізобетонних конструкцій із врахуванням генетичної нелінійності рекомендується виконувати за допомогою модуля багатокрокових нелінійних рішень Multistep Nonlinear у software package Femap 2020.2 з NX Nastran.

5. Під час дослідження впливу змінного кроку встановлення опор на врівноваження рівня використання несучої здатності багатопролітної монолітної плити сталезалізобетонних згинаних конструкцій за результатами випробувань зразків із профільованого настилу встановлено, що при рівномірному кроці опор прогини профлиста в крайніх прольотах більші у три рази за прогини профлиста в середньому прольоті; прогини у крайніх та середньому прольотах можливо вирівняти за умови, якщо величина крайніх прольотів складатиме 0,8 частку середнього прольоту. Для досліджуваних габаритів профлиста випробуваного по трипролітній нерозрізній схемі загальною довжиною 5,7 м величини прольотів мають бути 1,75–2,20–1,75 м. Відхилення від теоретично визначеного даного співвідношення складає 6,25%.

РОЗДІЛ 6

ДОСЛІДЖЕННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПІД ЧАС УКРУПНЮВАЛЬНОЇ ЗБІРКИ САМОНАПРУЖЕНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

Як свідчать матеріали багатьох досліджень, раціонального попереднього напруження окремих елементів чи частин комбінованих будівельних конструкцій можливо досягти в результаті цілеспрямованої конструктивної нелінійності їх роботи. Під конструктивною нелінійністю роботи будівельних конструкцій в даному випадку розуміють зміну їх розрахункової схеми в процесі деформування. В основному це забезпечується виникненням нових або зникненням існуючих граничних умов (зв'язків) закріплення конструкції на різних етапах її роботи.

Дослідження ресурсоекономної конструктивної нелінійності роботи сталезалізобетонних конструкцій, в процесі якої відбувається їх самонапруження, виконано на прикладі просторової трикутної залізобетонної кроквяної системи покриття із сталеву затяжкою. У ході розроблених конструктивних особливостей та технології укрупнювальної збірки такої системи на будівельному майданчику, відбувається передбачуване самонапруження її складових частин.

6.1 Архітектурно-конструктивні рішення самонапруженої трикутної залізобетонної кроквяної системи із сталеву затяжкою

Досліджувана кроквяна система покриття складається з двох типових залізобетонних ребристих плит покриття, об'єднаних у трикутну арку за допомогою сталевих затяжок (див. рис. 6.1) [271]. Плити покриття мають закладні деталі для обпирання на стінові панелі, кріплення затяжок та влаштування гребеневого вузла з метою утворення єдиного жорсткого диску покриття. Транспортується така комплексна кроквяна система у вигляді комплекту із двох залізобетонних плит покриття та чотирьох елементів затяжок. Використовується ця система для швидкокомтованих будівель із стіновою конструктивною схемою.

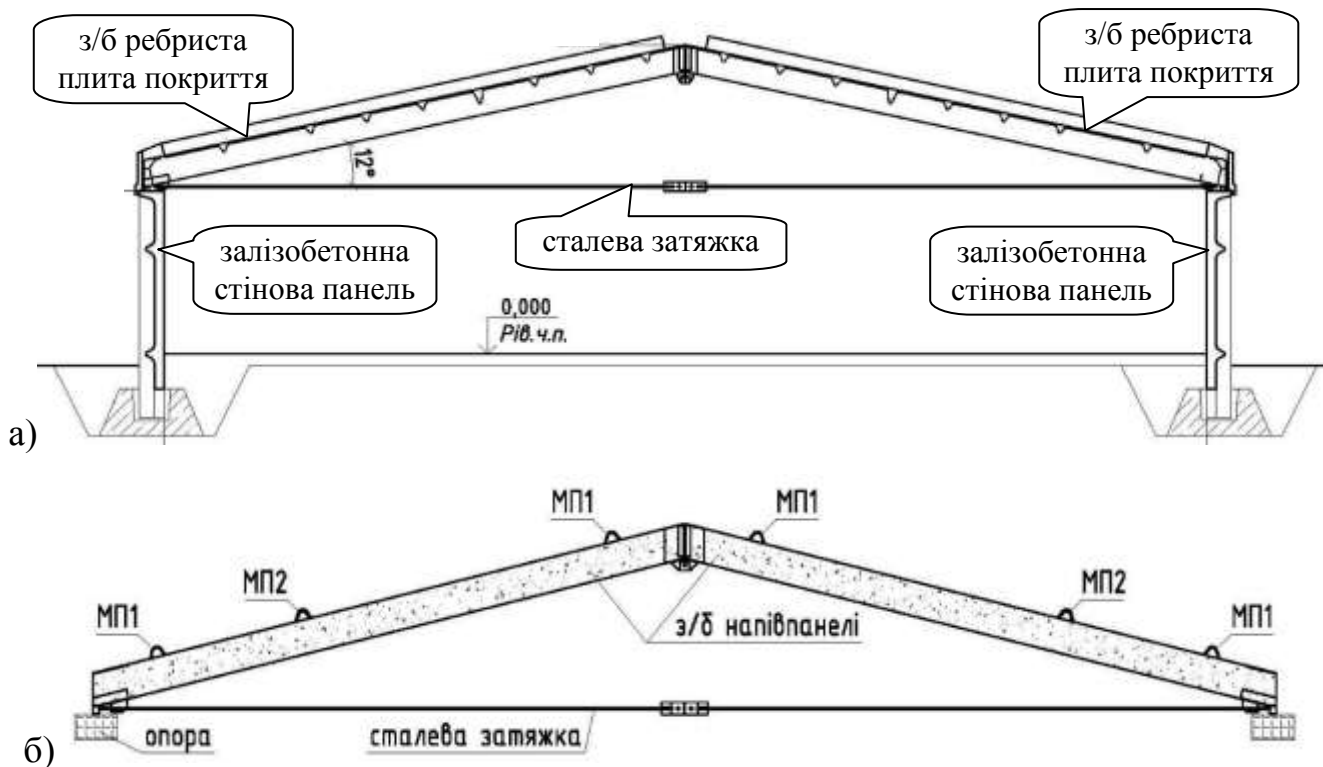


Рис. 6.1 – Загальний вигляд залізобетонної трикутної кроквяної системи із сталеву затяжкою: а) у складі каркасу всієї будівлі;
б) під час укрупнювальної збірки

Під час дослідження конструктивної нелінійності роботи самонапруженої комбінованої трикутної залізобетонної кроквяної системи із сталеву затяжкою у процесі її укрупнювальної збірки та на межі етапів монтаж-експлуатація, а також можливості застосування для таких конструкцій типових ребристих залізобетонних плит перекриття, вирішено такі завдання:

- виявлено вплив та розроблено раціональну конструкцію вузлів з'єднання окремих збірних одиниць в просторову конструкцію, за допомогою яких можливо створювати розвантажувальні опорні моменти, що зменшуватимуть внутрішні зусилля у розрахункових перерізах ребристих залізобетонних плит перекриття;
- проаналізовано конструктивну нелінійність роботи ребристих залізобетонних плит перекриття на етапах транспортування, укрупнювальної збірки, монтажу та експлуатації комбінованої просторової кроквяної системи;
- розглянуто вплив ефективної ширини полиць залізобетонних плит на зміну внутрішніх зусиль в несучих ребрах стінових та покрівельних панелей.

Розглянута просторова трикутна кроквяна конструкція за рахунок високої економічності та індустріальності може використовуватися у якості покрівельних конструкцій швидкокомтованих будівель, які зводяться в досить обмежені терміни. Область експлуатації швидкокомтованих будівель найчастіше обмежується промисловими будівлями аграрного чи складського призначення. Проте під час реконструкції та перепланування вказаних будівель, вони можуть виконувати й інше призначення. Наприклад, громадські будівлі торгово-розважального призначення, житлові будівлі гуртожиткового типу тощо.

Швидкокомтовані будівлі можуть мати стінову або рамну конструктивну схему. На рисунках 6.2 і 6.3 показано швидкокомтовані будівлі із стіною конструктивною схемою. У цьому випадку стінові та покрівельні панелі виконують несучі та огорожувальні функції. До них висувуються вимоги міцності, жорсткості, стійкості, теплоізоляційні. До переваг такої конструктивної схеми відносять спрощений процес монтажу за рахунок меншої кількості будівельних елементів (відсутності колон та ригелів) та можливості виготовлення панелей в однаковій стандартній інвентарній опалубці. Проте в цьому випадку стінові та покрівельні панелі повинні мати підвищену міцність, яка забезпечується встановленням додаткових арматурних стержнів та збільшенням товщини бетону полицок.

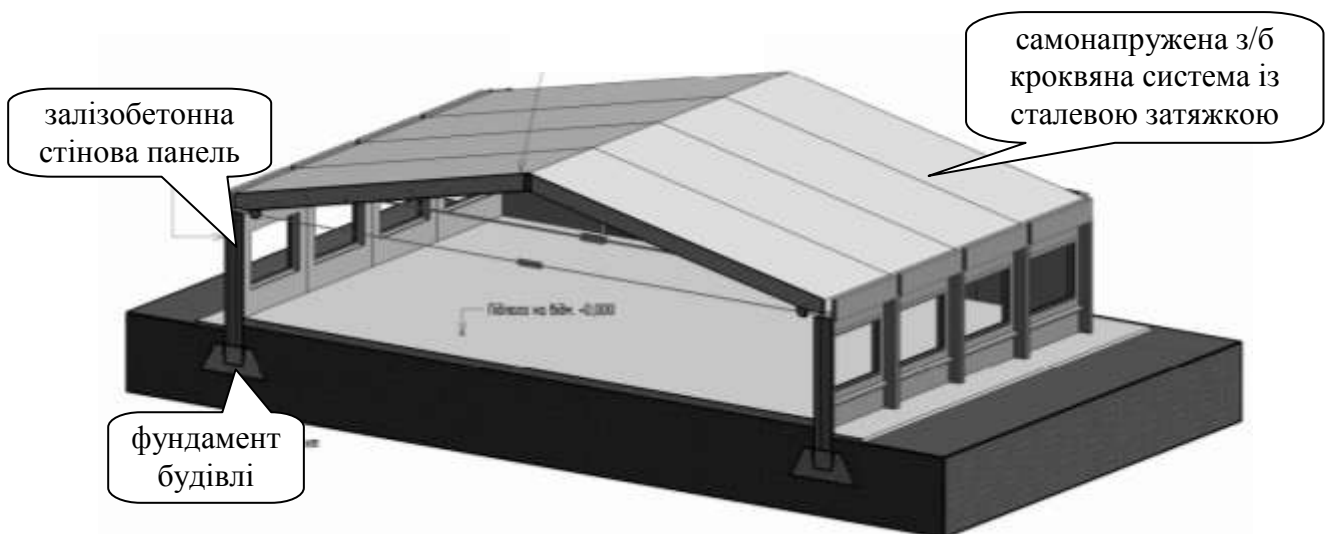


Рис. 6.2 – Стінова конструктивна схема швидкокомтованих будівель

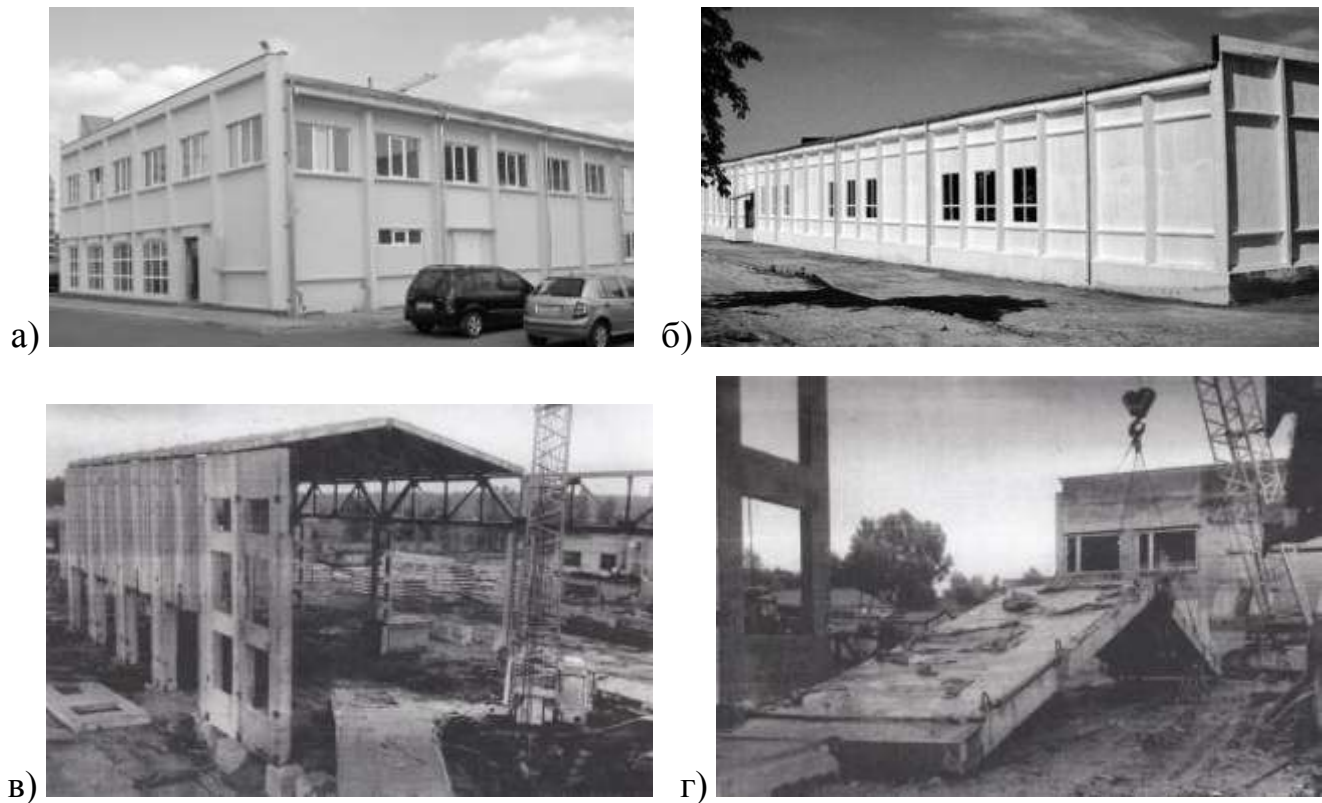


Рис. 6.3 – Приклади швидкокомтованих залізобетонних будівель із стіною конструктивною схемою: а-б) загальний вигляд збудованих адміністративної будівлі та логістичного комплексу; в) каркас будівлі під час монтажу; г) укрупнювальна збірка панелі покриття, натягування зтяжки на будмайданчику

На рисунках 6.4 і 6.5 показано швидкокомтовані будівлі із рамною конструктивною схемою [143]. У цьому випадку несучі функції виконують колони та ригелі, або Г-подібні рами, а стінові та покрівельні панелі виконують лише огорожувальні функції. До переваг такої конструктивної схеми відносять відносно простіший хід проектно-конструкторських робіт за рахунок приведення зовнішнього навантаження до лінійної або точкової розрахункових схеми. Також в цьому випадку стінові та покрівельні панелі мають меншу вагу. До недоліків відносять більшу кількість монтажних елементів. Для запобігання руйнування лінійних несучих елементів (колон, ригелів та Г-подібних рам) необхідно передбачати особливі індивідуальні умови їх транспортування та монтажу.

Із аналізу двох конструктивних схем – стінової та рамної – швидкокомтованих будівель очевидно, що будівлі із стіною конструктивною

схемою мають вищий рівень технологічності під час монтажу, що доводить актуальність досліджень саме такої конструктивної схеми швидкокомтованих будівель. Одним із обмежень, які встановлюють граничні умови застосування великорозмірних покрівельних та стінових ребристих залізобетонних панелей для швидкокомтованих будівель, є обмеження їх габаритних розмірів. Це пояснюється вимогами транспортування вказаних конструкцій із заводських складів до будівельного майданчику. Проте, не дивлячись на вимоги щодо неперевикнення заданих габаритних розмірів будівельних конструкцій, розвиток виробничої індустрії вимагає від будівель збільшення прольотів та розширення корисного внутрішнього простору будівель. Цю проблему частково розв'язують, виконуючи передмонтажну укрупнювальну збірку в просторову монтажну одиницю доставлених на будівельний майданчик окремих збірних одиниць.

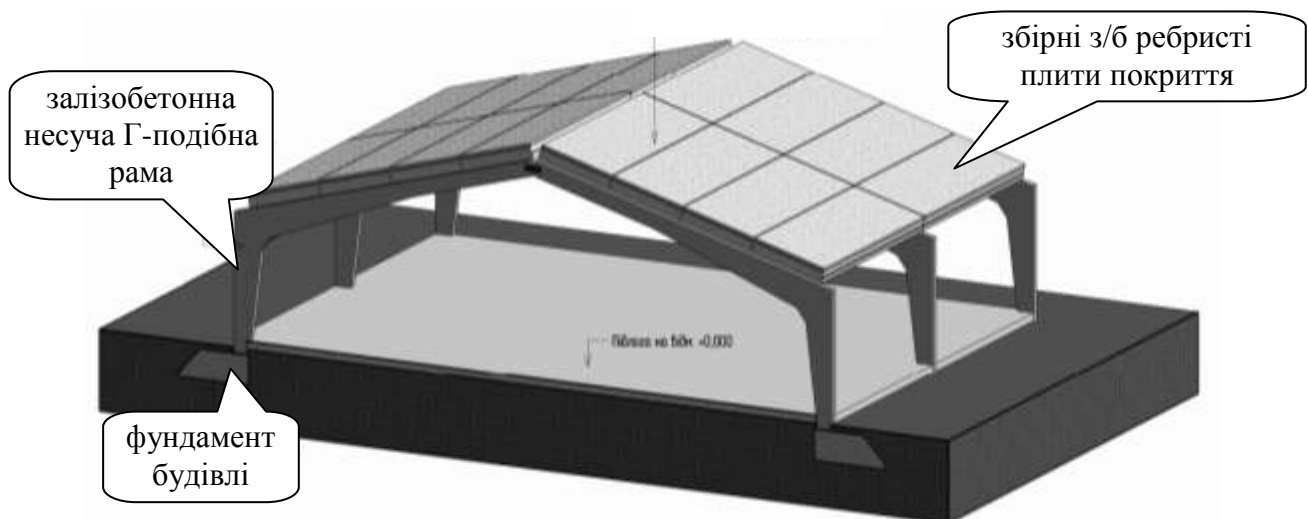


Рис. 6.4 – Рамна конструктивна схема швидкокомтованих будівель

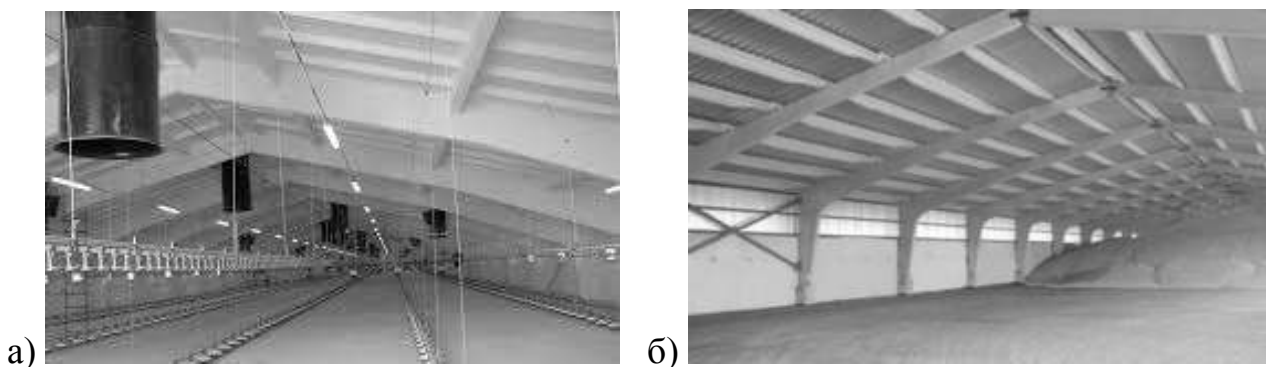


Рис. 6.5 – Приклади швидкокомтованих залізобетонних будівель із рамною конструктивною схемою: а) птахофабрика; б) зерносховище

На різних етапах укрупнювальної збірки складові елементи комбінованої кроквяної системи, зокрема залізобетонні ребристі плити перекриття, працюють за різними розрахунковими схемами. При цьому перехід від однієї розрахункової схеми роботи плит до іншої відбуватиметься без повного розвантаження і повернення в нульовий початковий напружено-деформований стан плит. Зазначений факт зумовлює накопичення напружень та деформацій в перерізах плит, не враховувати які у вихідних параметрах наступної розрахункової схеми буде досить грубим наближенням. З іншого боку, можливо ще на етапі проектування передбачити такий кінцевий напружено-деформований стан конструкції, який буде вигідним початковим станом цієї конструкції на наступному етапі її роботи. Цим самим можливо досягти ефекту самонапруження складових конструкцій розглядуваної кроквяної системи. На рисунку 6.6 показано схему укрупнювальної збірки просторової панелі із двох залізобетонних ребристих плит та чотирьох елементів сталеві з'язки. У карнизному вузлі А до ребристих плит покриття закріплюють сталеву з'язку. У гребеневому вузлі Б з'єднують між собою дві плити. Натягування з'язки до монтажу панелі забезпечується сприйняттям нею розпору від власної ваги. Етап укрупнювальної збірки і натягування з'язки на будмайданчику показано на рисунку 6.3, г.

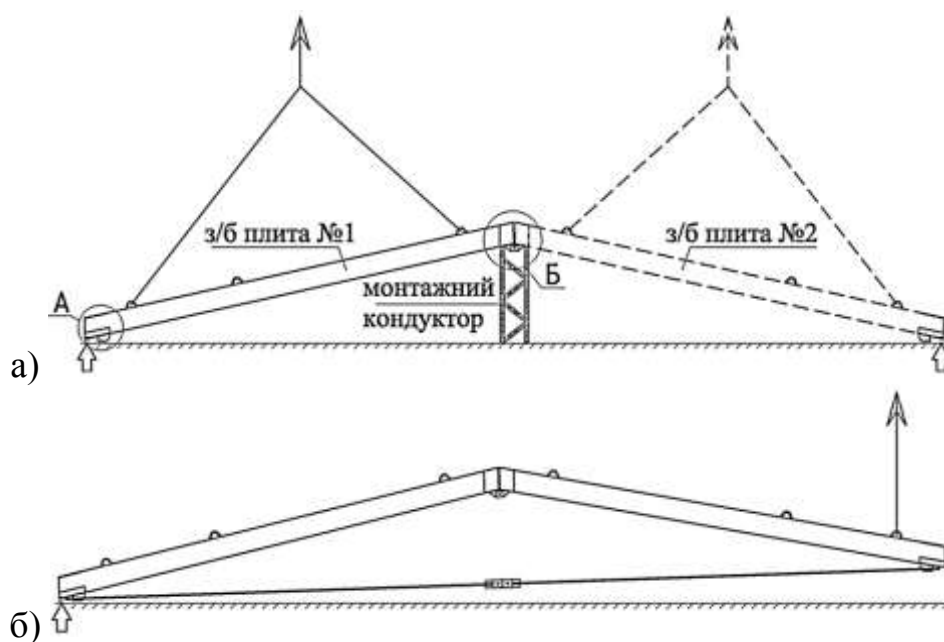


Рис. 6.6 – Схема укрупнювальної збірки кроквяної системи: а) встановлення двох ребристих плит на кондуктор; б) натягування сталеві з'язки

У таблиці 6.1 наведено перелік розрахункових схем, за якими будуть працювати залізобетонні ребристі плити покриття на етапах транспортування, укрупнювальної збірки, монтажу та експлуатації комбінованої кроквяної сталезалізобетонної системи. Аналіз перерозподілу зусиль див. розділ 6.4.

Таблиця 6.1

Розрахункові схеми, за якими буде працювати одна залізобетонна ребриста плита перекриття у складі комбінованої кроквяної системи

№	Назва етапу роботи плити	Розрахункова схема
1.1	Підйом плити за монтажні петлі	
1.2	Встановлення плити на монтажний кондуктор	
2.1	Підйом кроквяної системи за одну петлю для натягу затяжки	
2.2	Встановлення кроквяної системи на дві опори	
3	Підйом для монтажу зібраної кроквяної системи	
4	Експлуатаційне положення кроквяної системи	

6.2 Створення розвантажувальних опорних моментів у залізобетонних плитах комбінованої кроквяної системи

Створення розвантажувальних опорних моментів у залізобетонних плитах (див. етапи роботи плити №№2, 3 і 4 у таблиці 6.1) можливе за умови ексцентричного поєднання конструктивних елементів кроквяної системи відносно власних центральних геометричних осей. Зазначений ексцентриситет можливо створити за рахунок збільшення плеча e_1 від затяжки до нейтральної вісі стиснутої зони бетону однієї залізобетонної плити в карнизному вузлі кроквяної системи та плеча e_2 між нейтральними осями стиснутої зони бетону двох залізобетонних плит у гребеневому вузлі кроквяної системи (див. рис. 6.7).

Описаний алгоритм зменшення пролітного моменту шляхом створення опорних моментів розроблено на основі відомої методики зменшення значення пролітного моменту шляхом заміни шарнірних опор однопролітної балки на жорстке защемлення.

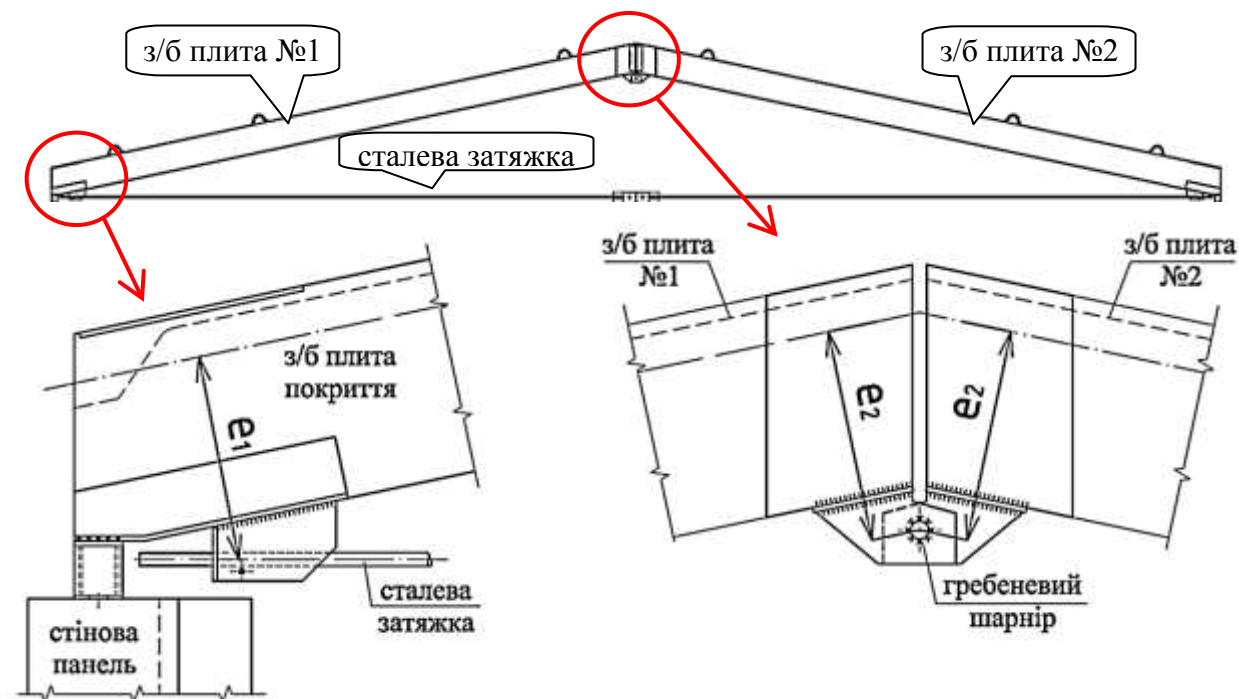


Рис. 6.7 – Схематичне зображення ексцентричних вузлів з'єднання конструктивних елементів кроквяної системи, за допомогою яких можливо створювати розвантажувальні опорні моменти у залізобетонних плитах

Раціональний перерозподіл внутрішніх зусиль у залізобетонних плитах, викликаний створенням розвантажувальних опорних моментів, призводить до підвищення несучої здатності кроквяної системи, тому може розглядатися як один із ресурсоекономних заходів будівництва. Врахування перерозподілу зусиль сприяє більш точному визначенню запасів несучої здатності розглянутої кроквяної системи.

Для з'ясування значення та доцільності перерозподілу внутрішніх зусиль на різних етапах роботи залізобетонної ребристої плити, розглянемо зміну її напружено-деформованого стану починаючи від створення розвантажувальних опорних моментів до збільшення корисного навантаження на неї. Вказаний «життєвий цикл» плити поділений автором умовно на п'ять стадій [231].

Стадія №1. Після влаштування карнизного (заведення сталеві зтяжки) та гребеневого (з'єднання двох плит) вузлів кроквяної системи, зовнішнім зусиллям на одну залізобетонну плиту є позацентрово прикладені зусилля обтиску від сталеві зтяжки у карнизному вузлі та від суміжної плити в гребеновому вузлі, що й викликають розвантажувальні опорні моменти. Таким чином, бетонна частина перерізу однієї плити працює як позацентрово стиснутий елемент із стиснутою нижньою зоною перерізу та розтягнутою верхньою (див. рис. 6.8, а). Відповідно напруження у крайніх точках бетонного перерізу визначатимуться як для позацентрово-стиснутого елемента:

$$\sigma_1 = -\frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W_x} = -\frac{N}{A} \cdot \left(1 \pm \frac{e \cdot y}{i_x^2} \right). \quad (6.1)$$

Стадія №2. Після монтажу кроквяної системи на неї починає діяти навантаження, що для спрощення приймемо у вигляді поперечного рівномірно розподіленого навантаження. Бетон поперечного перерізу починає сприймати деформації не тільки від позацентрового стиску від ексцентричного поєднання конструктивних елементів кроквяної системи, а й від плоского поперечного згину. Тоді напруження у крайніх точках бетонного перерізу визначаються як для позацентрово-стиснутого із згином елемента:

$$\sigma_2 = -\frac{N}{A} \pm \frac{N \cdot e}{W_x} \pm \frac{M_{q_2}}{W_x}, \quad (6.2)$$

де $M_{q_2} = \frac{q_2 \cdot l^2}{8}$ – згинальний момент від зовнішнього рівномірно розподіленого навантаження при шарнірній схемі обпирання плити на дві опори.

Відповідно, буде досягнуто такої миті, коли напруження у *верхній точці бетонного перерізу* будуть рівні нулю (див. рис. 6.8, б):

$$\sigma_2^{верх} = -\frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{W_x} - \frac{M_{q_2}}{W_x} = 0. \quad (6.3)$$

Значення зовнішнього навантаження на цьому рівні завантаження:

$$M_{q_2} = N \cdot \left(e - \frac{h}{\sqrt{3}} \right); \quad q_2 = \frac{8 \cdot N}{l^2} \cdot \left(e - \frac{h}{\sqrt{3}} \right). \quad (6.4)$$

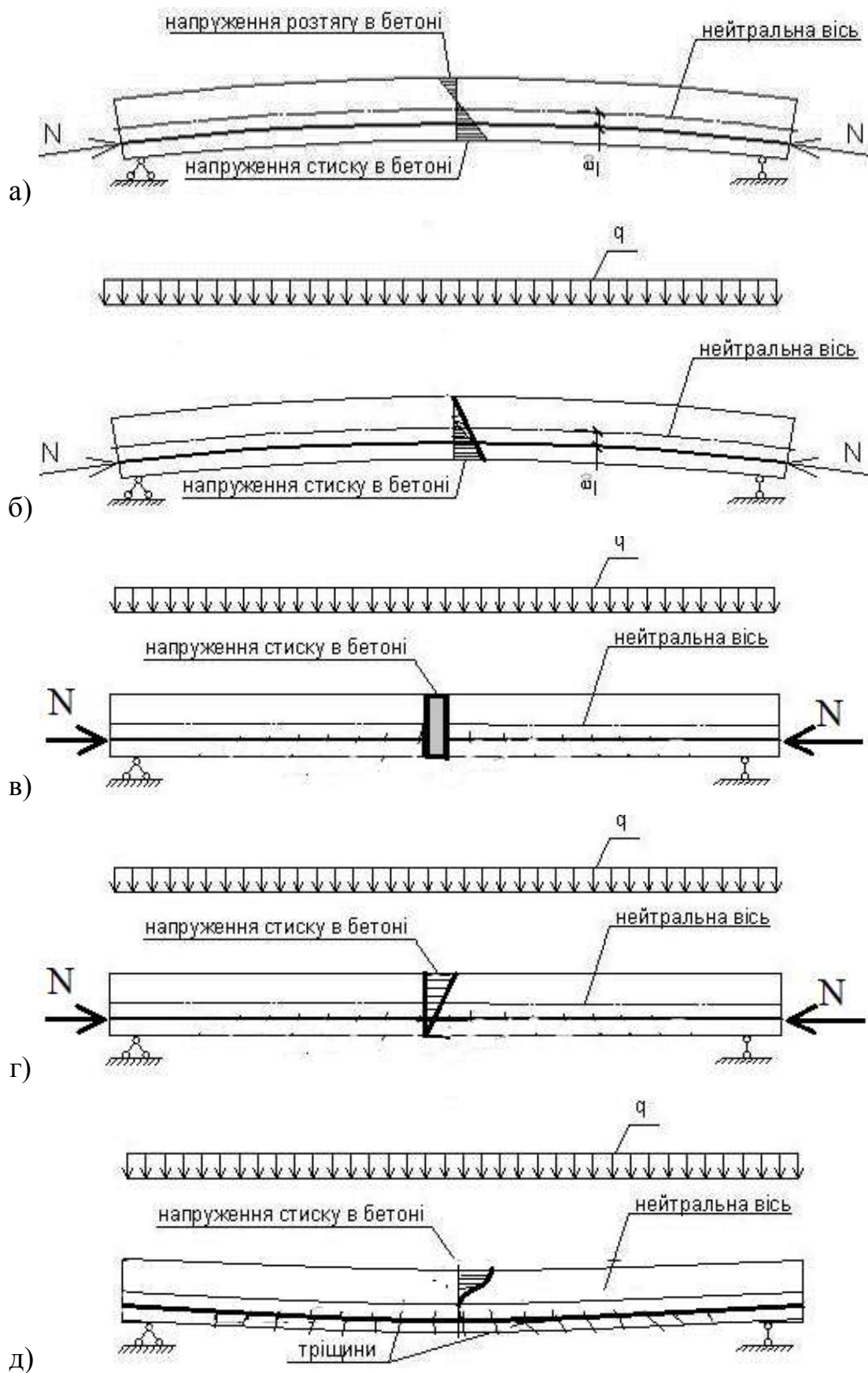


Рис. 6.8 – Стадії роботи попередньо напруженої залізобетонної плити перекриття:

- а) стадія №1: виготовлена не завантажена зовнішнім навантаженням кроквяна система; б-д) стадії 2-5: поступове збільшення зовнішнього навантаження

Стадія №3. Збільшуючи далі зовнішнє поперечне навантаження, можна досягнути моменту, коли весь бетонний поперечний переріз стає рівномірно стиснутий (рис. 6.8, в). Напруження в цьому випадку рівні:

$$\sigma_3 = -\frac{N}{A} + \frac{N \cdot e}{W_x} - \frac{M_{q_3}}{W_x} = -\frac{N}{A}, \quad (6.5)$$

звідки $\frac{N \cdot e}{W_x} = \frac{M_{q_3}}{W_x}$. Значення зовнішнього навантаження на цьому рівні

завантаження:

$$M_{q_3} = N \cdot e; \quad q_3 = \frac{8 \cdot N \cdot e}{l^2}. \quad (6.6)$$

Стадія №4. Наступним етапом збільшення навантаження є досягнення такого значення розподіленого зовнішнього навантаження, при якому напруження в нижній точці бетонного перерізу будуть рівні нулю (див. рис. 6.8, г):

$$\sigma_4^{\text{нижн}} = -\frac{N}{A} - \frac{N \cdot e}{W_x} + \frac{M_{q_4}}{W_x} = 0. \quad (6.7)$$

Значення зовнішнього навантаження на цьому рівні завантаження:

$$M_{q_4} = N \cdot \left(e + \frac{h}{\sqrt{3}} \right); \quad q_4 = \frac{8 \cdot N}{l^2} \cdot \left(e + \frac{h}{\sqrt{3}} \right). \quad (6.8)$$

Стадія №5. При наступному збільшенні навантаження, нижні волокна бетонного перерізу починають розтягуватися. При цьому розтягуючі зусилля далі сприймають арматурні стержні, а стиснуті зусилля – верхня зона бетонного перерізу (рис. 6.8, д).

Таким чином, проаналізована 5-ти стадійна схема роботи залізобетонної плити перекриття наочно демонструє послідовність зміни напружено-деформованого стану бетонного поперечного перерізу, що з метою підвищення жорсткості (тріщиностійкості) на етапі виготовлення попередньо напружується розвантажувальними опорними моментами. У ході збільшення робочого навантаження на таку залізобетонну конструкцію, відбувається зміна положення, форми та розмірів стиснутої й розтягнутої зон бетону, що вимагає прийняття відповідних конструктивних заходів щодо додаткового армування перерізу чи

рівня попереднього напруження стержнів робочої арматури. Як позитивний результат перерозподілу зусиль слід відмітити, що він дозволяє раціонально використати фізико-механічні властивості двох компонентів залізобетону – арматурної сталі та бетону – і підвищити несучу здатність та жорсткість таких конструкцій.

6.3 Обґрунтування оптимальних розмірів трикутної залізобетонної кроквяної системи із сталеву зтяжкою

З метою оптимізації геометричних параметрів трикутної залізобетонної кроквяної системи досліджено вплив кута нахилу покрівлі на внутрішні зусилля у її конструктивних елементах, що має безпосередній вплив на розміри поперечного перерізу та витрати матеріалів для виготовлення конструкцій.

Під час розв'язання поставленого завдання виконувався підбір поперечного перерізу елементів залізобетонної трикутної кроквяної системи із сталеву зтяжкою з різним кутом нахилу плит покриття. Поставлене завдання вирішене по чергово у сім етапів проектно-конструкторських робіт:

- 1) складання розрахункових схем роботи трикутної залізобетонної кроквяної системи покриття у складі каркасу. На цьому етапі визначено габаритні (планові та висотні) розміри конструкції покриття в осях, складено схеми завантажень та закріплень (точки чи площадки розподілу граничних умов), а також визначено характер з'єднання елементів (жорстке чи шарнірне з'єднання);

- 2) збір навантажень на конструкції із врахуванням коефіцієнтів надійності за граничним значенням навантажень та коефіцієнтів сполучень навантажень. Навантаження необхідно відразу розрізнити на постійні та тимчасові;

- 3) статичний розрахунок конструкції покриття (визначення внутрішніх зусиль у перерізах елементів конструкцій). Визначення небезпечних перерізів;

- 4) визначення згідно завдання на проектування розрахункових значень міцності бетону, арматурної та листової сталей, використаних у трикутній

залізобетонній кроквяній системі із попередньо напруженими конструктивними елементами, а також коефіцієнтів умов роботи елементів конструкції та коефіцієнтів надійності за відповідальністю будівлі чи споруди вцілому;

5) підбір раціональних розмірів та форми поперечних перерізів елементів трикутної залізобетонної кроквяної системи із умов міцності та жорсткості для стиснуто-зігнутої залізобетонної плити та розтягнутої зтяжки;

6) визначення головних геометричних характеристик приведених перерізів із підібраними раціональними формами та розмірами;

7) в разі необхідності, коригування розрахункових схем трикутної залізобетонної арки із врахуванням можливого зміщення центральних осей підібраних у п. 5 перерізів елементів, наступним уточненням внутрішніх зусиль у перерізах елементів (п. 3) та перевіркою несучої здатності елементів кроквяної системи із вже підібраними у п. 5 розмірами.

Із наведеного порядку проведення проектування очевидно, що кожний етап проектно-конструкторських робіт впливає на інші та не може бути замінений іншими.

Згідно наведеного вище порядку проведення робіт, спочатку було здійснено статичний розрахунок трикутної арки при збільшенні кута нахилу плит покриття. Трансформацію трикутної кроквяної системи при збільшенні кута нахилу покрівлі показано на рисунку 6.9.

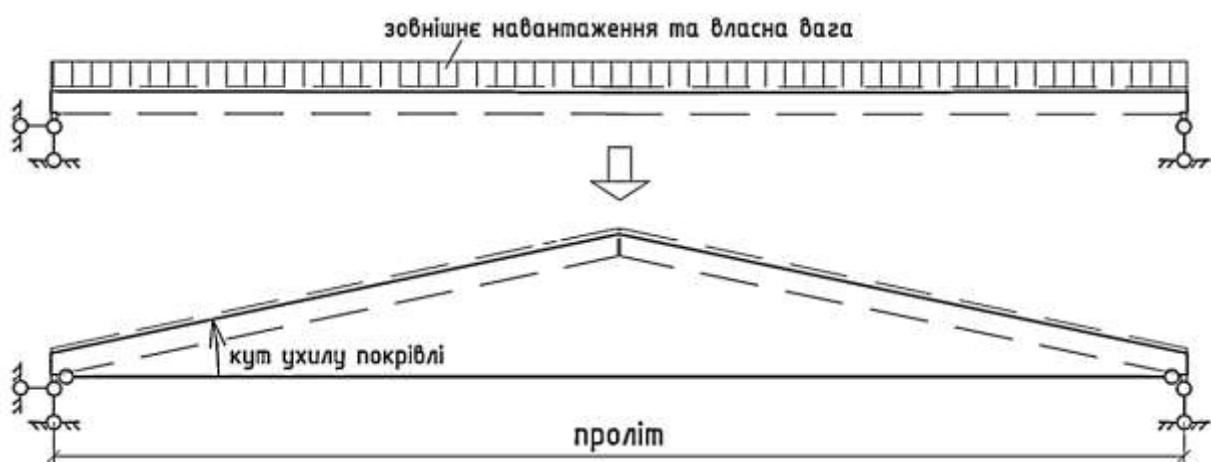


Рис. 6.9 – Трансформація залізобетонної трикутної кроквяної системи із зтяжкою при збільшенні кута нахилу покрівлі

В результаті проведеного статичного розрахунку, визначено внутрішні зусилля у перерізах елементів залізобетонної трикутної кроквяної системи із сталевою затяжкою при зміні кута нахилу від нуля практично до 90 градусів. За отриманими даними для наглядного порівняння результатів розрахунку, побудовано графіки зміни двох основних внутрішніх зусиль залежно від кута нахилу покрівлі при осьовій схемі примикання двох напівпанелей між собою в гребеневому вузлі та затяжки до панелей в карнизному вузлі. На рисунку 6.10 показано графік зміни поздовжньої сили, а саме сили розтягу сталевої затяжки (синім кольором) та сили стиску залізобетонної плити верхнього поясу кроквяної системи (жовтим кольором). Слід відмітити, що на графіку показані максимальні значення стискаючої поздовжньої сили залізобетонної плити у карнизному вузлі. До гребеня будівлі поздовжня сила зменшувалася тим інтенсивніше, чим більше був ухил покрівлі.

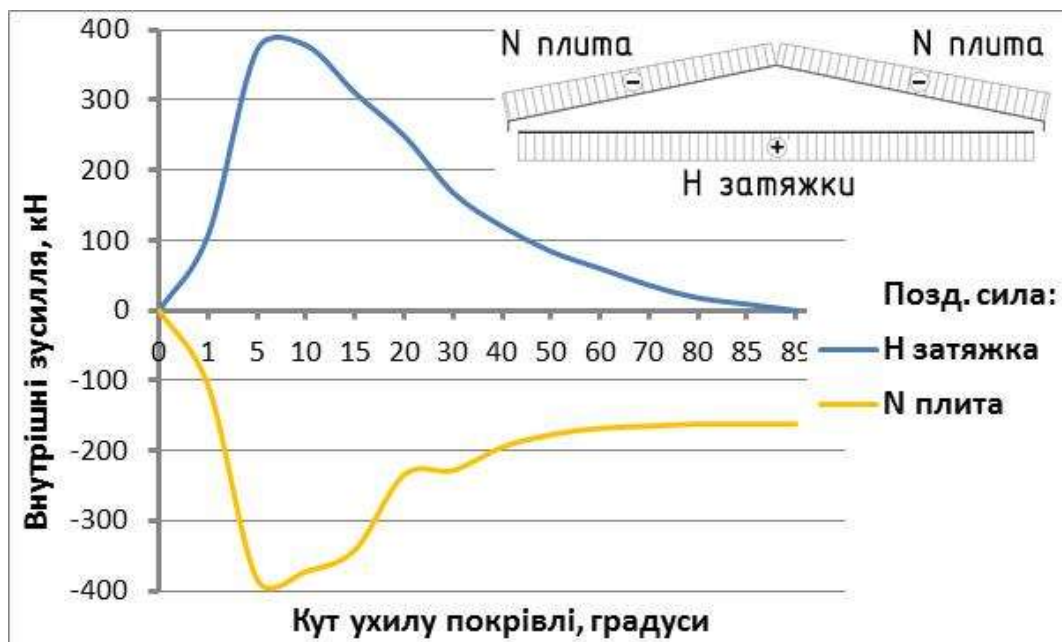


Рис. 6.10 – Графік зміни поздовжньої сили у перерізах сталевих затяжок та залізобетонної плити в залежності від ухилу покрівлі

На рисунку 6.11 показано графік зміни згинального моменту залежно від кута нахилу покрівлі при осьовій схемі примикання двох напівпанелей між собою в гребеневому вузлі та затяжки до панелей в карнизному вузлі. На графіку

показано дві залежності. Перша залежність показує зміну максимального згинального моменту, що викликає розтяг у нижніх фібрах панелі. При малих кутах нахилу покрівлі (до 5 градусів) цей момент приймає максимальне значення посередині прольоту. При більшому куті нахилу момент приймає максимальні значення у двох залізобетонних плитах симетрично (див. рис. 6.11). Друга залежність показує зміну згинального моменту завжди у гребені арки. При ухилі покрівлі більше 15 градусів розтягнуті волокна гребеня покрівлі знаходяться у верхніх фібрах панелі.

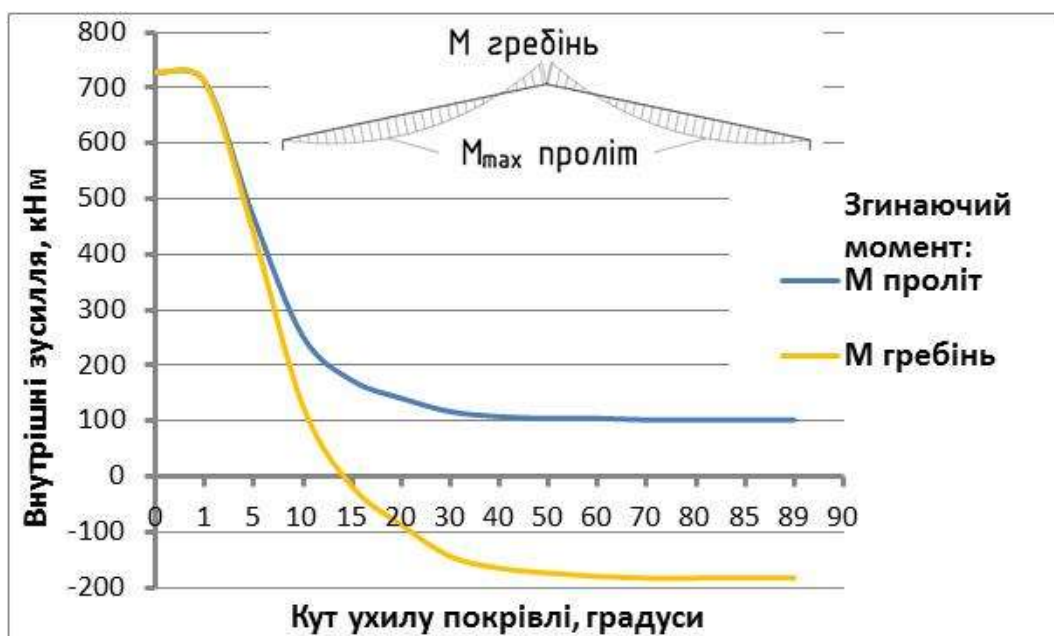


Рис. 6.11 – Графік зміни згинальних моментів у перерізах залізобетонної плити в залежності від ухилу покрівлі

Згідно пункту 5 наведеного вище ходу проведення проектно-конструкторських робіт, після визначення внутрішніх зусиль у перерізах елементів залізобетонної арки із затяжкою, були підібрані необхідні діаметри арматурних стержнів залізобетонних плит та сталеві затяжки. Результати підбору діаметрів робочих арматурних стержнів у кожному ребрі залізобетонних плит в залежності від кута ухилу покрівлі показано на рисунку 6.12. При куті ухилу покрівлі більше 15 градусів у зв'язку із виникненням зусиль розтягу у верхніх фібрах плит, необхідно проводити встановлення робочого армування і в

цих частинах плит. Переріз бетонної частини (товщина полицки, переріз та крок ребер, конструктивне армування) в даних розрахунках був прийнятий із конструктивних міркувань.

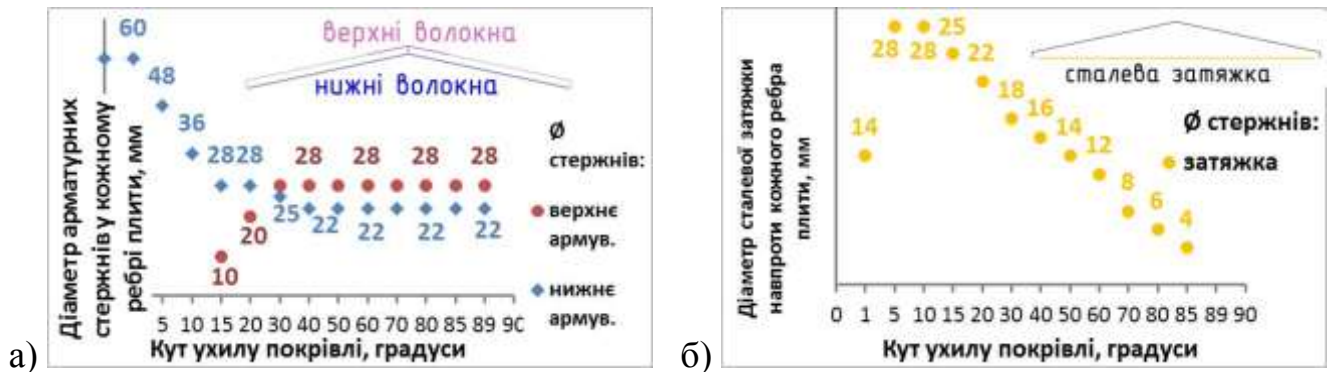


Рис. 6.12 – Необхідні діаметри сталевих стержнів у залізобетонних плитах (а) та затяжки (б) в залежності від ухилу покрівлі

Останнім етапом обґрунтування оптимальних розмірів трикутної залізобетонної кроквяної системи із сталевією затяжкою було визначення їх вартості в залежності від кута ухилу покрівлі. Для спрощення процесу вирішення поставленого завдання, поперечний переріз залізобетонних плит зводився до приведеного таврового перерізу (див. рис. 6.13). У вартості покрівельної кроквяної системи враховані витрати на робочі арматурні стержні, сталевий тяж по низу кроквяної системи та приведеного до тавра перерізу бетону станом на весну 2020 року. На рисунку 6.14 показано результати підрахунку вартості окремо сталевих стержнів та бетону покрівельної кроквяної системи в залежності від кута ухилу покрівлі.

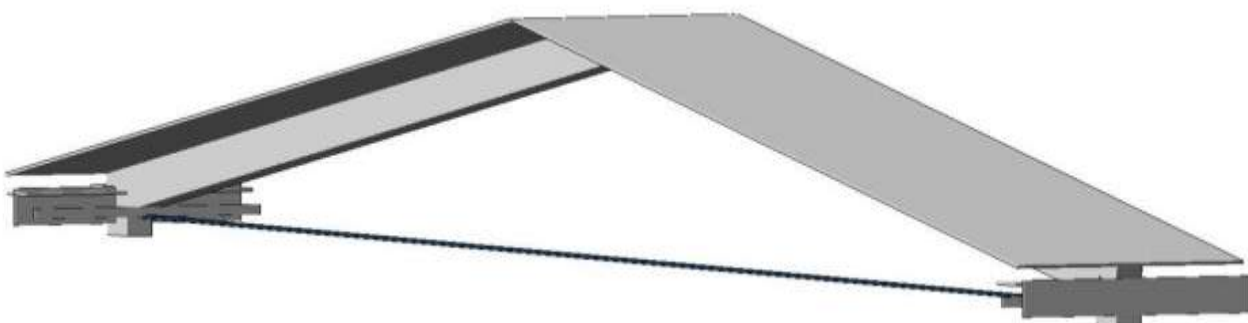


Рис. 6.13 – Приведений переріз залізобетонної покрівельної кроквяної системи

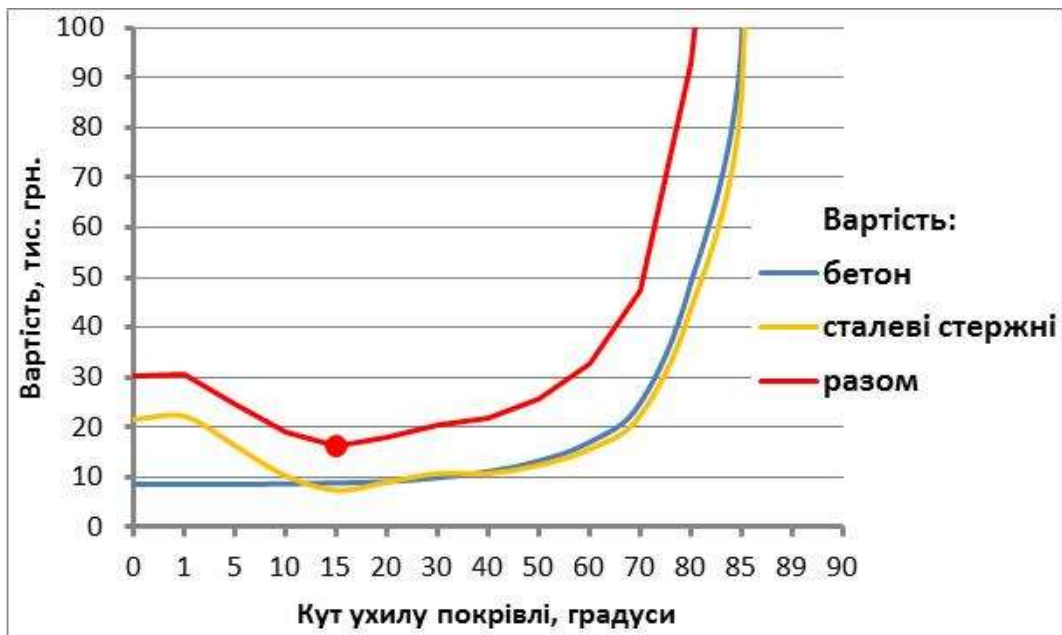


Рис. 6.14 – Графік зміни вартості покрівельної кроквяної системи в залежності від ухилу покрівлі

Як видно із результатів проведеного дослідження, показаних на рисунку 6.14, оптимальним є кут ухилу покрівлі 15 градусів. При такому куті ухилу покрівлі витрати на матеріали (арматурні стержні та бетон), використовуючи які міцність та жорсткість покрівельної панелі є забезпеченою, найменші. Слід відзначити, що такий ухил покрівлі також є рекомендованим при влаштуванні покрівель з малим ухилом із профільованого настилу чи металевій черепиці. При куті ухилу покрівлі 10-20 градусів на графіку витрат на сталеві стержні армування відмічається впадина, що пояснюється мінімальним згинальним моментом у гребені кроквяної системи та відсутності розтягу у верхніх волокнах плит. При куті ухилу покрівлі більше 40 градусів різко збільшуються витрати на бетон, так як збільшується довжина самих плит.

6.4 Аналіз перерозподілу внутрішніх зусиль у перерізах залізобетонних плит під час укрупнювальної збірки кроквяної системи

Покрівельна кроквяна система до монтажу проходить стадію укрупнювальної збірки із двох напівпанелей та чотирьох елементів зтяжок. Перерозподіл зусиль під час збірки, монтажу та експлуатації панелі можна зобразити у такій послідовності (див. табл. 6.1):

1. встановлення однієї напівпанелі на кондуктор;
2. проведення від власної ваги залізобетонних напівпанелей самонатягування зтяжки та створення саморозвантажуючих опорних моментів у напівпанелях при шарнірному гребеневому вузлі:
 - 2.1 підйом зібраної панелі із шарнірним гребеневим вузлом за дві крайні монтажні петлі МП1;
 - 2.2 обпирання зібраної панелі із шарнірним гребеневим вузлом на дві крайні опори без опори в гребені;
3. підйом зібраної панелі за монтажні петлі МП2 із жорстким гребеневим вузлом та встановленою зтяжкою після укрупнювальної збірки;
4. експлуатаційне положення плити (із жорстким гребеневим вузлом та встановленою зтяжкою).

Розглянемо процес перерозподілу зусиль у перерізах елементів залізобетонної кроквяної системи із зтяжкою в процесі укрупнювальної збірки.

Етап №1 – встановлення однієї напівпанелі на кондуктор. Під час цього етапу дві напівпанелі по чергово встановлюються в кондуктор із таким розрахунком, щоб можливо було зібрати гребеневий шарнір та вільно завести зтяжку в карнизному вузлі. На рисунку 6.15, а) показана схема встановлення напівпанелей на кондуктори. На цьому етапі залізобетонна напівпанель працює як *статично визначена двохопорна однопролітна балка* (рис. 6.15, б). Обпирання панелі на опори кондуктора є шарнірним. Максимальне значення згинального моменту – посередині прольоту – розтягнуті волокна знизу панелі; на опорах згинальний момент рівний нулю (рис. 6.15, в). Сам підйом панелі за чотири

монтажні петлі для встановлення на кондуктор не є розрахунковим випадком, так як в цьому випадку пролітний момент зменшується, а момент у місцях підвісу до стропів за рахунок малих консольних частин панелі незначний (див. рис. 6.16).

Підготовкою до другого етапу укрупнювальної збірки – натягу зтяжки – є:

- збір гребеневого шарніру двох напівпанелей;
- заведення арматурного стержня зтяжки у карнизні вузли напівпанелей;
- збір попарно двох монтажних елементів зтяжки в один.

Після збору гребеневого вузла та заведення зтяжки, покрівельна панель готова до натягування зтяжки від власної ваги двох напівпанелей та влаштування жорсткого гребеневого вузла.

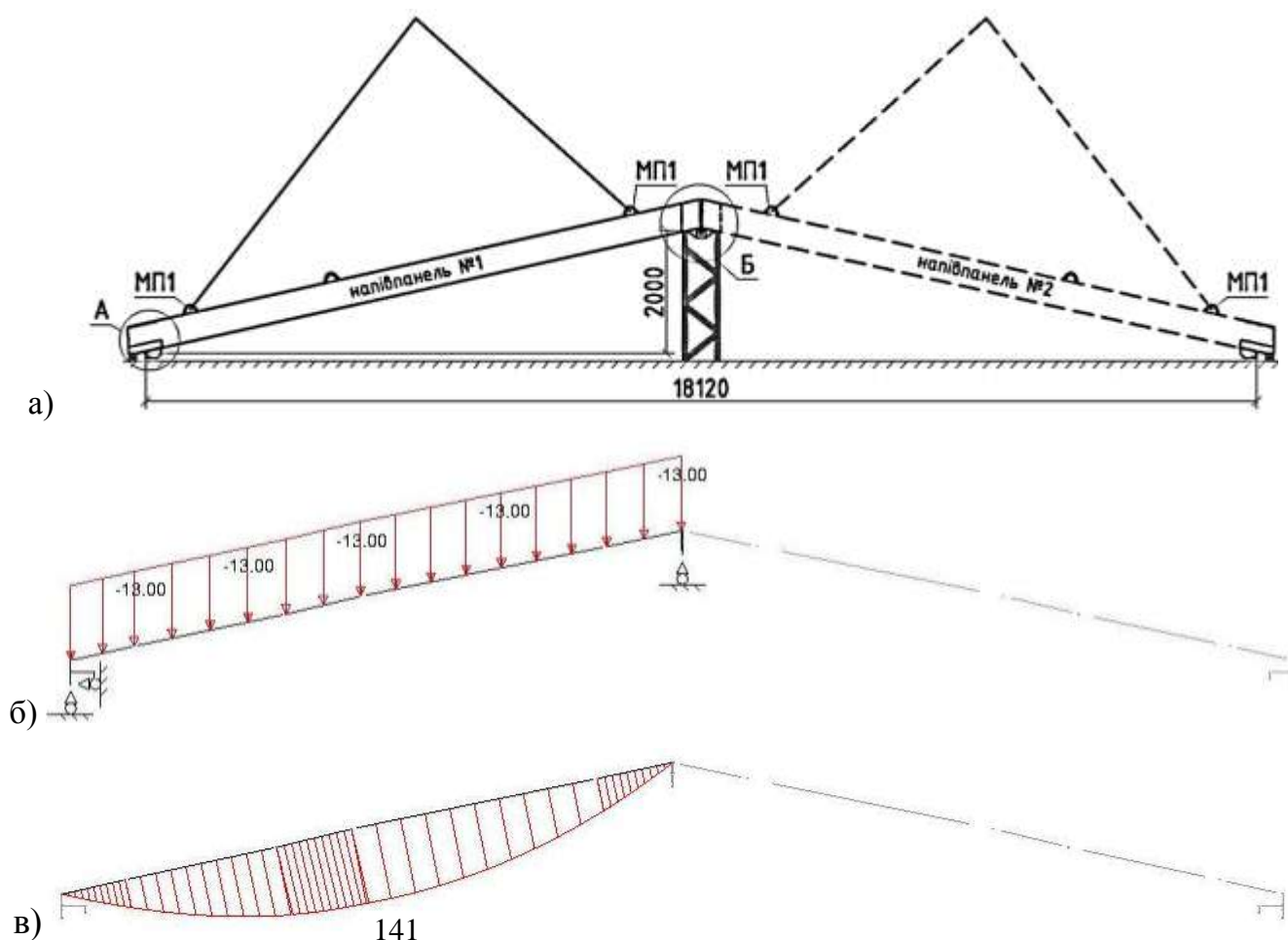


Рис. 6.15 – Встановлення двох напівпанелей на монтажні кондуктори для їх укрупнювальної збірки: а) схема встановлення; б) розрахункова схема; в) епюра згинальних моментів, кНм

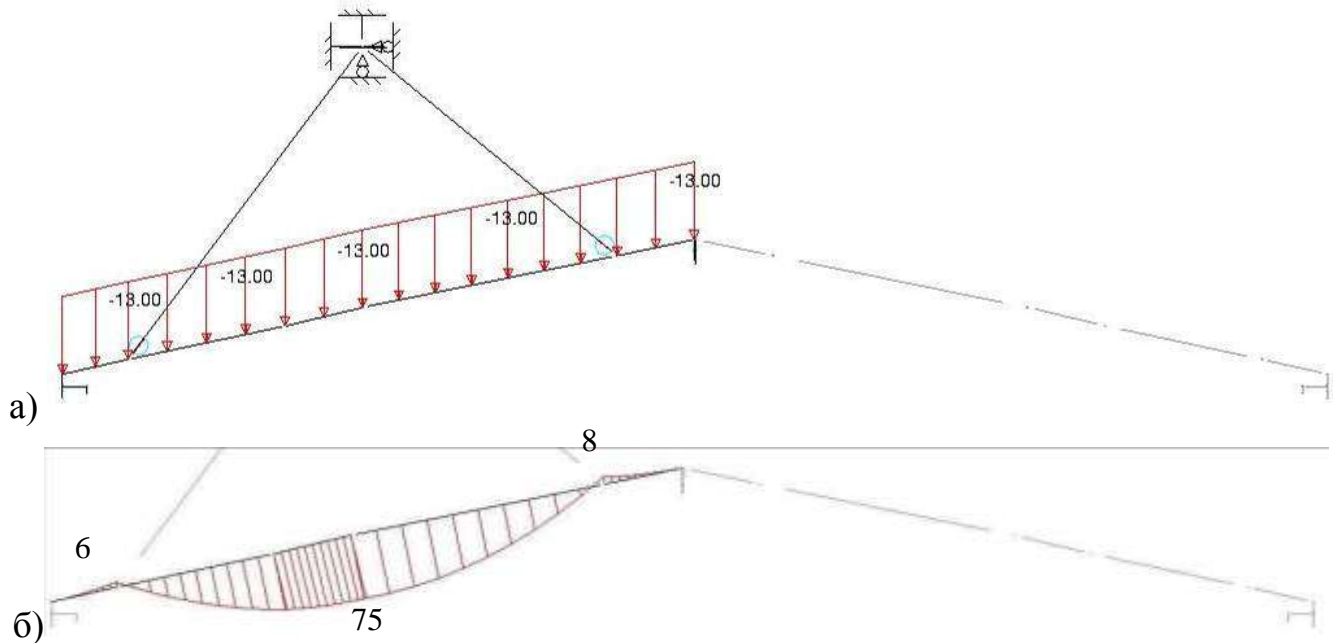


Рис. 6.16 – Підйом однієї напівпанелі за монтажні петлі:

а) розрахункова схема; б) епюра згинальних моментів, кНм

Етап №2 – проведення від власної ваги залізобетонних напівпанелей самонатягування зтяжки та створення саморозвантажуючих опорних моментів у напівпанелях при шарнірному гребневому вузлі. Покрівельна панель піднімається за один кінець за дві крайні (ближчі до опор) монтажні петлі МП1 (див. рис. 6.17, а) та під власною вагою двох напівпанелей натягується зтяжка при шарнірному гребневому вузлі. Цим самим відбувається сприйняття розпору від власної ваги покрівельних панелей зтяжкою. Потім панель опускається на крайні опори (див. рис. 6.18, а) без опори в гребені. На цьому етапі маємо статично визначену раму із одним замкнутим контуром та трьома врізаними шарнірами: в гребені та на двох кінцях зтяжки (у місцях кріплення зтяжки до залізобетонних напівпанелей).

Під час підйому зібраної панелі із шарнірним гребневим вузлом за дві крайні (ближчі до опор) монтажні петлі МП1 (див. рис. 6.17, а), максимальний момент виникає на монтажній петлі МП1 на відстані 1 м від опори – розтягнуті волокна зверху панелі (див. рис. 6.17, в); цей момент створюється власною вагою консольної частини плити + силою натягу зтяжки (див. рис. 6.17, б).

Під час обпирання зібраної панелі із шарнірним гребневим вузлом на дві крайні опори без опори в гребені (див. рис. 6.18, а), максимальні моменти виникають на опорах напівпанелей внизу та в гребені – розтягнуті волокна зверху панелі (див. рис. 6.18, в); момент на опорах створюється силою натягу затяжки; момент в гребені створюється стискаючою силою у верхньому залізобетонному поясі трикутної арки, прикладеної в центральному шарнірі (див. рис. 6.18, б). Ці дві сили (на опорах та в гребені) прикладені з ексцентриситетом відносно геометричної центральної вісі приведенного перерізу плити створюють саморозвантажуючі опорні моменти у напівпанелях.

Після натягу затяжки, наварюють бокові накладки на гребневий вузол – вузол стає жорстким. Покрівельна панель у вигляді трикутної арки із затяжкою готова до монтажу на стінові панелі.

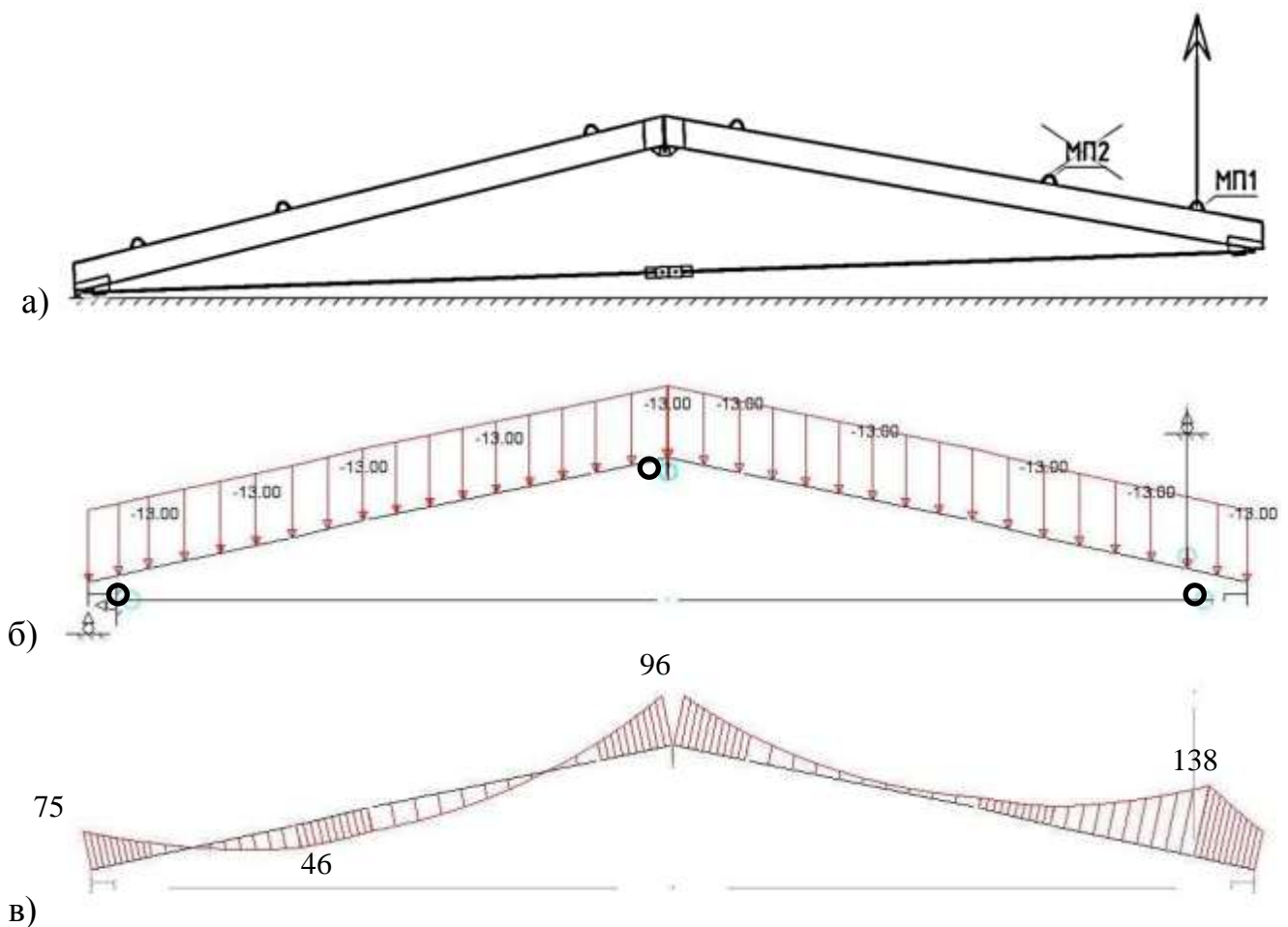


Рис. 6.17 – Підйом зібраної панелі із шарнірним гребневим вузлом за дві крайні (ближчі до опор) монтажні петлі МП1: а) схема стропування; б) розрахункова схема; в) епюра згинальних моментів, кНм

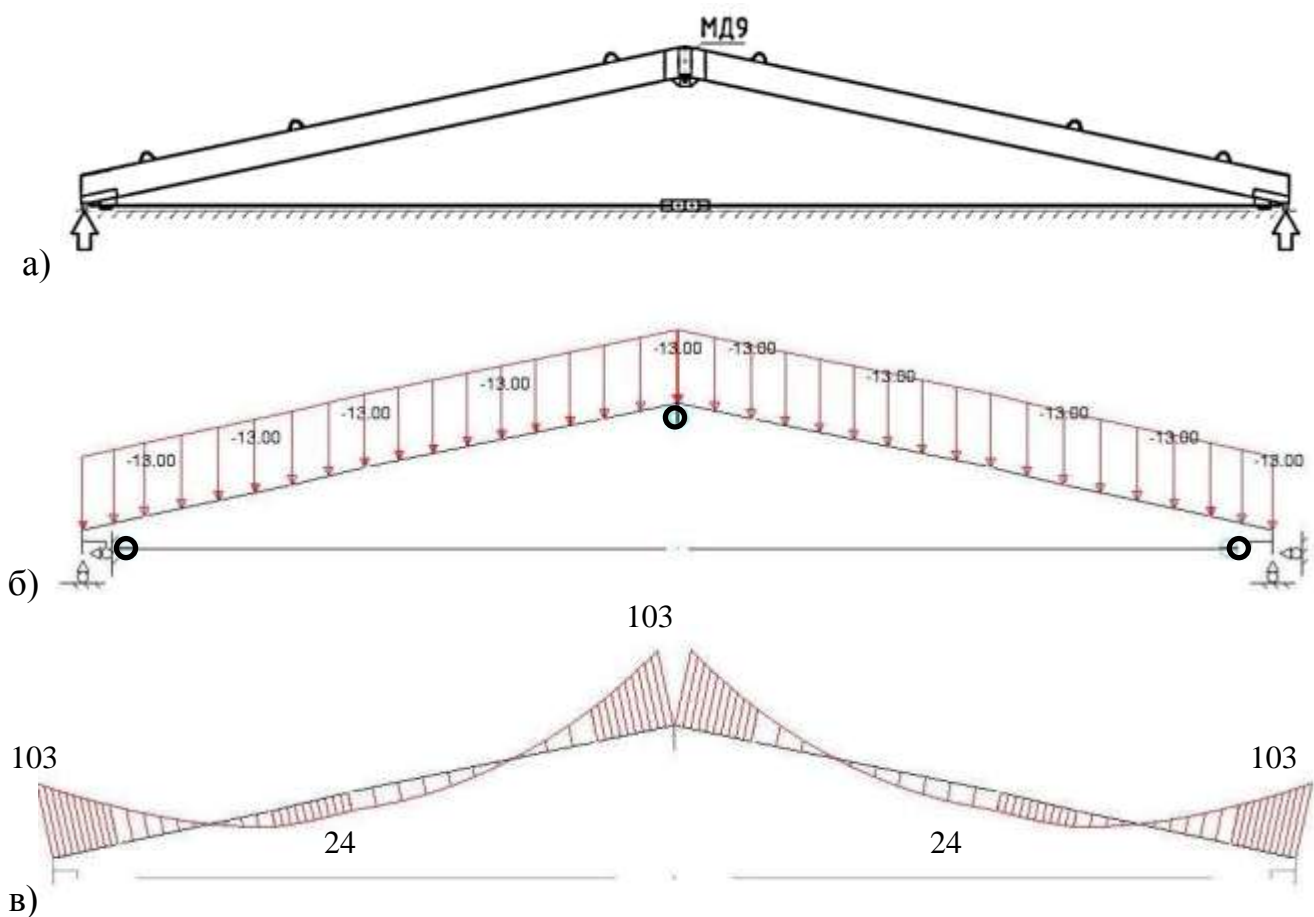


Рис. 6.18 – Демонтаж середньої опори з шарнірно нерухомими крайніми опорами та шарнірним гребеневим вузлом: а) схема розташування опор; б) розрахункова схема; в) епюра згинальних моментів, кНм

Етап №3 – підйом зібраної панелі за монтажні петлі МП2 із жорстким гребеневим вузлом та встановленою затяжкою. Під час монтажу покрівельну панель піднімають за монтажні петлі МП2 за допомогою чотиригілкового стропа або траверси із двома двогілковими стропами (див. рис. 6.19, а). Перед остаточним опусканням покрівельної панелі на стінову панель та приварювання закладних деталей, необхідно забезпечити натягування затяжки для сприйняття розпору від власної ваги покрівельних панелей затяжкою.

В цьому випадку маємо *один раз статично невизначену раму із одним замкнутим контуром та двома врізаними шарнірами на двох кінцях затяжки (у місцях кріплення затяжки до залізобетонних напівпанелей) (див. рис. 6.19, б). Максимальний момент у напівпанелях виникає на монтажній петлі МП2 –*

розтягнуті волокна зверху панелі (див. рис. 6.19, в); цей момент створюється власною вагою консольної частини плити (див. рис. 6.19, б). У затяжці при цьому напруження практично рівні нулю.

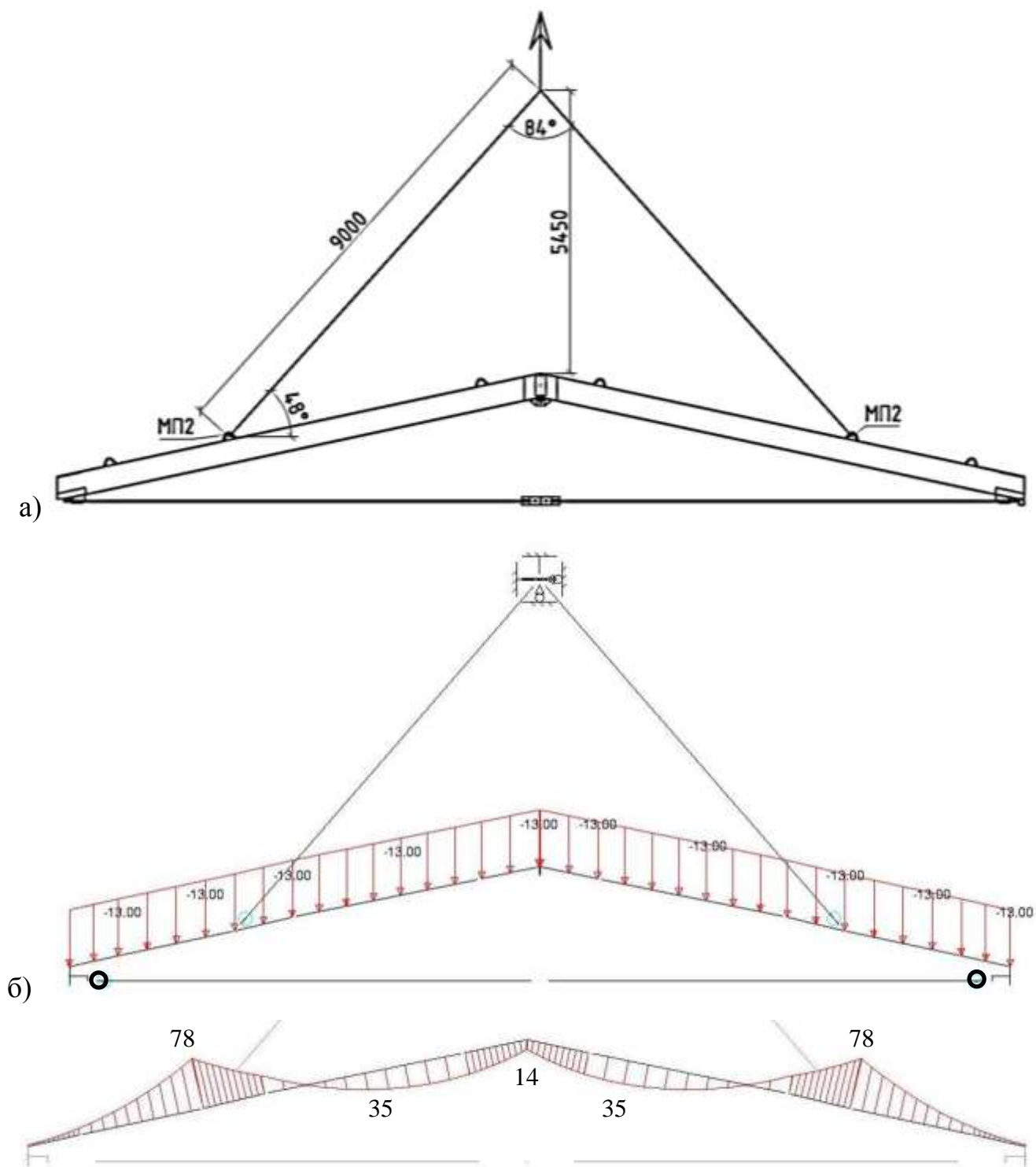


Рис. 6.19 – Підйом зібраної панелі за монтажні петлі МП2 із жорстким гребневим вузлом та встановленою затяжкою: а) схема стропування; б) розрахункова схема; в) епюра згинальних моментів, кНм

Етап №4 – експлуатаційне положення плити (із жорстким гребневим вузлом та встановленою затяжкою) із врахуванням роботи стінових панелей. На цьому етапі маємо двічі статично невизначену раму із двома замкнутими контурами та по два врізаних шарніри в кожному контурі (у місцях кріплення затяжки до залізобетонних напівпанелей для замкнутого контуру трикутної покрівельної арки та у місцях обпирання покрівельної панелі на стінові для нижнього контуру). Вузол приєднання стінових панелей до фундаментів прийнято жорстким (див. рис. 6.20, а).

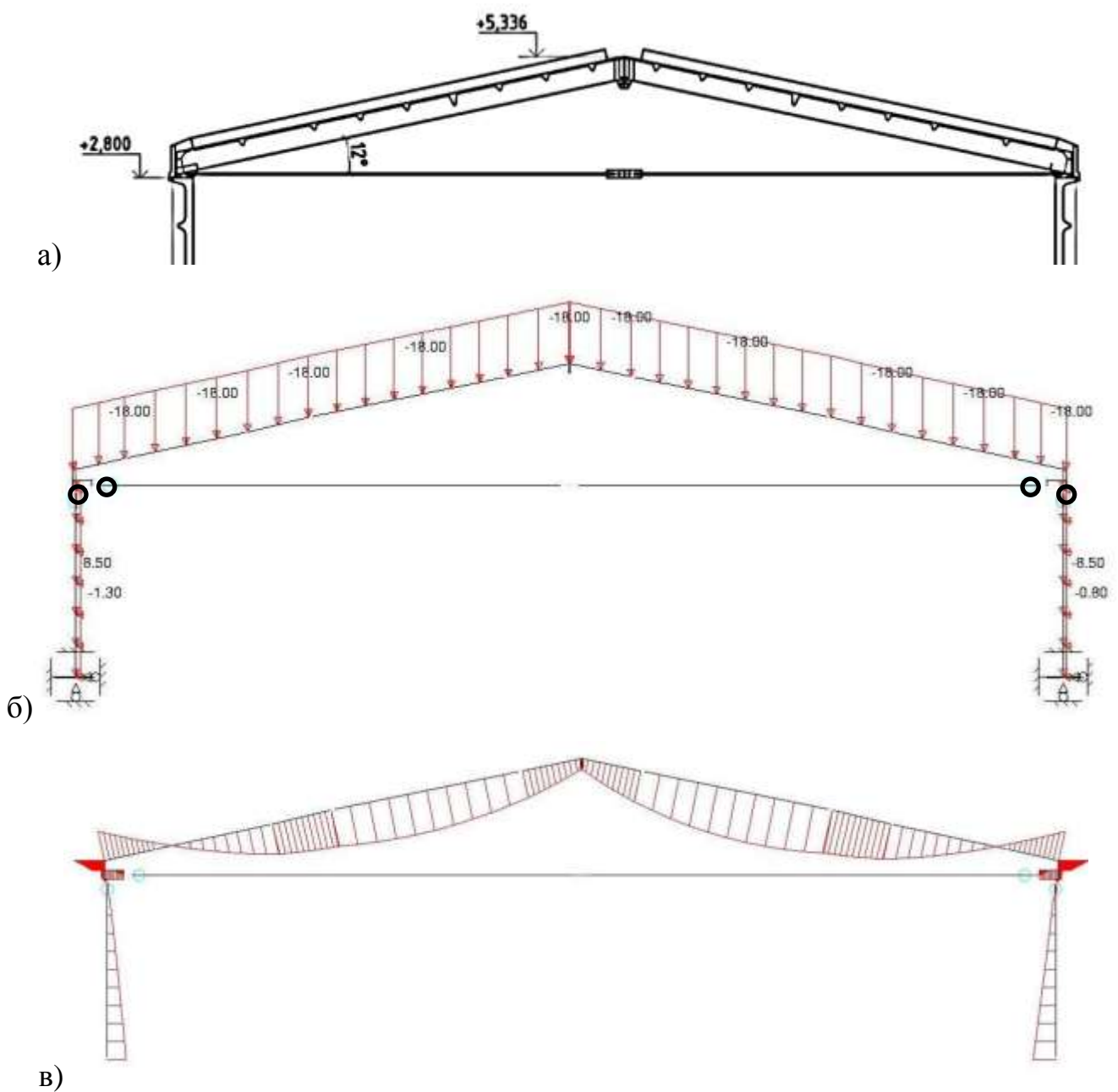


Рис. 6.20 – Експлуатаційне положення плити: а) схематичне креслення; б) розрахункова схема; в) епюра згинальних моментів, кНм

На цьому етапі *із врахуванням роботи полиць* максимальний згинальний момент виникає в прольоті – розтягнуті волокна знизу плити; на опорах – розтягнуті волокна зверху плити; *без врахування роботи полиць* момент в прольоті (розтягнуті волокна знизу панелі) та момент на опорах (розтягнуті волокна зверху панелі) практично однакові (див. рис. 6.20, б). Момент в прольоті створюється розподіленою власною вагою панелі + силами на опорі (натяг зтяжки і вертикальна опорна реакція); момент на опорах створюється силою натягу зтяжки + вертикальною опорною реакцією панелі, прикладеною із ексцентриситетом (див. рис. 6.20, в).

6.5 Вплив ефективної ширини полиць залізобетонних плит на зміну внутрішніх зусиль в несучих ребрах стінових та покрівельних панелей

Так як ребристі елементи (стінові та покрівельні панелі) з яких складається рама розглядуваних швидкокомтованих будівель можуть містити отвори в полицях, наприклад, під час влаштування віконних чи дверних прорізів, для розглянутих вище розрахункових схем проаналізовано використання двох типів жорсткостей залізобетонних елементів – прямокутні елементи, що дорівнюють розміру двох ребер, та таврові, що доключають в себе поличку. При цьому робоча (ефективна) ширина полички визначалася з урахуванням відстані l_0 між точками по довжині плити з нульовими моментами (точки з нульовими моментами див. епюри згинальних моментів на кожному етапі роботи залізобетонної плити на рисунках 6.15...6.20, в):

$$b_{eff} = b_w + 2 \cdot (0.2 \cdot b_i + 0.1 \cdot l_0), \quad (6.9)$$

де b_w – ширина двох ребер плити знизу;

b_i – ширина полички в кожному сторону приведенного Т-подібного перерізу;

l_0 – відстань між точками нульових моментів на епюрі (див. рис. 6.15...6.20, в).

Проаналізовані комбінації набору жорсткостей наведені у таблиці 6.2 під час їх використання у відповідних розрахунках.

Набори жорсткостей для експлуатаційної розрахункової схеми (етап №4)

Номер набору	Ліва стінова панель	Ліва панель покриття	Права панель покриття	Права стінова панель
Набір 1	Тавр	Тавр	Тавр	Тавр
Набір 2	Тавр	Тавр	Тавр	Прямокутник
Набір 3	Тавр	Тавр	Прямокутник	Тавр
Набір 4	Тавр	Прямокутник	Тавр	Тавр
Набір 5	Прямокутник	Тавр	Тавр	Тавр
Набір 6	Тавр	Тавр	Прямокутник	Прямокутник
Набір 7	Тавр	Прямокутник	Тавр	Прямокутник
Набір 8	Тавр	Прямокутник	Прямокутник	Тавр
Набір 9	Прямокутник	Тавр	Тавр	Прямокутник
Набір 10	Прямокутник	Тавр	Прямокутник	Тавр
Набір 11	Прямокутник	Прямокутник	Тавр	Тавр
Набір 12	Прямокутник	Прямокутник	Прямокутник	Тавр
Набір 13	Прямокутник	Прямокутник	Тавр	Прямокутник
Набір 14	Прямокутник	Тавр	Прямокутник	Прямокутник
Набір 15	Тавр	Прямокутник	Прямокутник	Прямокутник
Набір 16	Прямокутник	Прямокутник	Прямокутник	Прямокутник

Результати розрахунків показали (див. таблицю 6.3), що найбільш небезпечними варіантами для покрівельних залізобетонних плит є наступні варіанти:

а) всі елементи рами працюють із врахуванням включення в роботу полиць (набір жорсткостей №1 – рис. 6.21, а). У цьому випадку маємо найбільший опорний момент в гребеновому вузлі в плитах покриття – розтягнуті волокна зверху панелі (див. рядок 1 табл. 6.3). Слід відзначити, що навантаження, яке викликає максимальний опорний момент, є рівномірно-розподіленим по покрівлі

без врахування можливості утворення снігових мішків за аераційними пристроями по гребеню покрівлі;

б) елементи покрівельних плит працюють із врахуванням включення в роботу полиць, а стінові панелі без врахування полиць (тільки ребра) (набір жорсткостей №9 – рис. 6.21, б). У цьому випадку маємо найбільший пролітний момент в плитах покриття – розтягнуті волокна знизу панелі (див. рядок 9 табл. 6.3). Навантаження, яке викликає максимальний пролітний момент, є нерівномірно-розподіленим по покрівлі із врахуванням можливості утворення снігових мішків за аераційними пристроями по гребеню покрівлі;

в) у випадку, коли всі елементи рами працюють без полиць – прямокутний переріз ребер (набір жорсткостей №16), тобто мають найменшу власну жорсткість, – маємо найбільші розтягувальні зусилля у затяжці.



Рис. 6.21 – Схематичне зображення прийнятих для розрахунку перерізів (жорсткостей) стінових та покрівельних панелей: а) набір №1; б) набір №9

Внутрішні максимальні зусилля в покрівельних плитах та затяжці для
експлуатаційної розрахункової схеми (етап №4)

Номер набору	Нижній опорний вузол			Проліт		Гребеневий вузол			Затяжка
	N, кН	M, кНм	Q, кН	N, кН	M, кНм	N, кН	M, кНм	Q, кН	N, кН
Набір 1	-342	-116	89	-326	144	-308	30	-67	302
Набір 2	-354	-104	95	-336	156	-319	34	-60	310
Набір 3	-373	-105	90	-354	138	-335	-14	-70	319
Набір 4	-372	-105	90	-354	138	-334	-14	-70	319
Набір 5	-354	-104	90	-336	156	-320	34	-71	309
Набір 6	-364	-94	88	-345	142	-336	-14	-80	328
Набір 7	-373	-102	89	-355	140	-336	-12	-80	331
Набір 8	-385	-106	82	-357	121	-350	-23	-80	332
Набір 9	-356	-105	89	-338	160	-322	34	-68	315
Набір 10	-373	-102	89	-356	140	-336	-12	-80	328
Набір 11	-375	-94	88	-355	142	-336	-14	-80	328
Набір 12	-386	-101	86	-367	125	-352	-25	-68	343
Набір 13	-375	-95	88	-357	142	-337	-13	-81	334
Набір 14	-375	-94	88	-357	142	-337	-12	-81	335
Набір 15	-386	-106	86	-367	122	-352	-22	-68	343
Набір 16	-389	-101	85	-371	124	-354	-26	-69	350

6.6 Висновки за шостим розділом

1. Ресурсоощадність забезпечена конструктивною нелінійністю досліджена на прикладі трикутної залізобетонної кроквяної системи із сталеву затяжкою, самонапруження якої виникає під час укрупнювальної збірки від власної ваги й конструктивних рішень, що створюють розвантажувальні опорні моменти. Таку

покрівельну панель можливо застосовувати для швидкокомтованих будівель із стіною конструктивною схемою. Розроблено конструкцію і технологію виготовлення та виявлено особливості напружено-деформованого стану такої самонапруженої кроквяної системи.

2. Описана конструктивно-технологічна схема трикутної залізобетонної кроквяної системи із сталеву зтяжкою дозволяє створювати в ній попередні самонапруження (напруження від її власної ваги), а саме: опорні моменти у карнизних вузлах залізобетонних плит за рахунок збільшення плеча пари сил від зтяжки до нейтральної вісі стиснутої зони бетону; нульовий згинальний момент у гребеневому вузлі за рахунок влаштування гребеневого шарніру нижче нейтральної вісі стиснутої зони бетону та оптимального кута ухилу покрівлі; попередній натяг сталеву зтяжки та значна частина її видовження ще до експлуатаційного положення конструкції за рахунок виникнення розпору у трикутній кроквяній системі від власної ваги залізобетонних покрівельних плит, що дозволяє зменшити величину експлуатаційного розпору на стінові конструкції. Оптимальним кутом ухилу покрівельних панелей з точки зору вартості матеріалів кроквяної конструкції є кут 15 градусів.

3. До новизни розробки конструкцій трикутної залізобетонної кроквяної системи із сталеву зтяжкою відноситься дослідження, по-перше, створення розвантажувальних опорних моментів за рахунок примикання сталеву зтяжки в карнизних вузлах залізобетонних напівпанелей з ексцентриситетом і влаштування гребеневого вузла поєднання двох напівпанелей із ексцентриситетом, по-друге, впливу форми та розмірів розрахункових перерізів залізобетонних покрівельних та стінових панелей на зміну внутрішніх зусиль в них та, по-третє, можливості виготовлення залізобетонних плит кроквяної системи в типовій опалубці, призначеній для виготовлення серійних ребрих залізобетонних плит покриття із габаритними розмірами в плані 3×12 м.

РОЗДІЛ 7

ВРАХУВАННЯ КОНСТРУКТИВНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ПІД ЧАС САМОНАПРУЖЕННЯ ЕКСПЛУАТОВАНИХ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ

7.1 Конструктивна нелінійність під час самонапруження експлуатованих сталезалізобетонних перекриттів

Врахування нелінійної роботи сталезалізобетонних конструкцій під час підсилення з метою підвищення їх несучої здатності дозволяє здійснювати побудову дійсних розрахункових схем роботи таких конструкцій при будь-якому рівні навантаження на них, виявивши фактичні резерви несучої здатності та забезпечивши конструктивну безпеку будівлі, що реконструюється. Моделювання процесів дійсного життєвого циклу підсилюваних конструкцій дозволяє знижувати витрати матеріалів на проведення підсилення. Дійсний життєвий цикл (етапи роботи) саме підсилюваних конструкцій має нелінійний характер, що серед широкого кола нелінійних задач роботи конструкцій відповідає конструктивній нелінійності. Тобто конструктивна нелінійність відповідає за зміну розрахункової схеми у міру деформування конструкції. Зміна розрахункової схеми реалізовується в основному переміною умов закріплень: випадають або утворюються нові в'язі, виключаються з роботи або включаються до неї ті чи інші елементи конструкції, змінюється тип опор і т. д. [135].

Розглянемо деякі випадки конструктивної нелінійності під час підсилення сталезалізобетонних конструкцій, в процесі якого відбувається самонапруження їх конструктивних частин. На рисунку 7.1 схематично показано поперечний переріз аналізованої трипролітної триповерхової виробничої будівлі. Будівля має сталевий несучий каркас рамно-в'язевого типу. Міжповерхові перекриття виконані із сталезалізобетону: монолітна залізобетонна плита влаштована по незнімній опалубці із профільованого настилу, укладеного по сталевих балках каркасу будівлі.

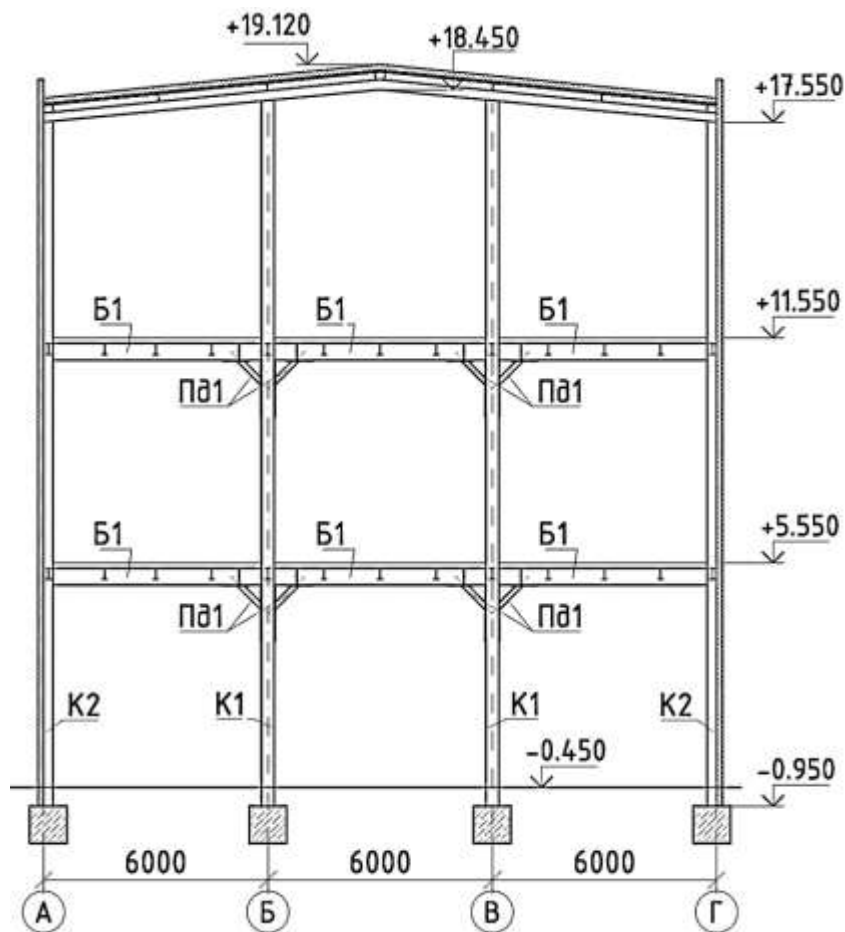


Рис. 7.1 – Схематичний поперечний розріз трипролітної триповерхової виробничої будівлі

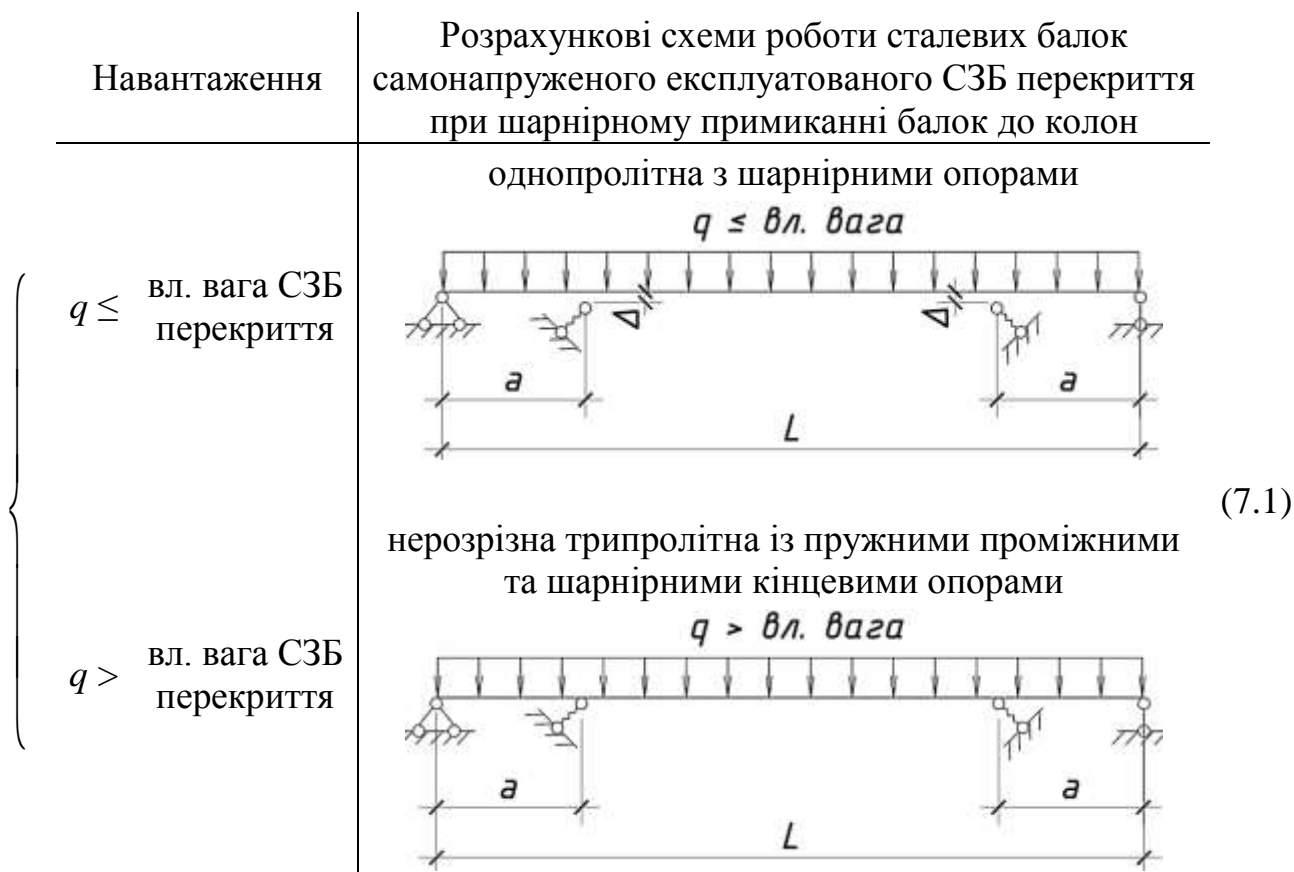
Випадок №1 конструктивно нелінійної роботи експлуатованих сталезалізобетонних конструкцій перекриття – зміна розрахункової схеми роботи несучих балок перекриття (балки Б1 на рисунку 7.1) з метою підвищення рівня корисного навантаження на перекриття. Так як підвищення несучої здатності балок сталезалізобетонного перекриття у заявленому способі відбуватиметься без застосування типових енерговитратних методів, цей спосіб можна віднести до способів самонапруження сталезалізобетонних конструкцій.

Для вирішення поставленої мети підвищення несучої здатності сталезалізобетонного перекриття, пропонується змінити розрахункову схему роботи несучих сталевих балок шляхом встановлення під них підкосів до колон. Приймається передумова, що несуча здатність колон при збільшенні корисного навантаження на перекриття забезпечена. Так як підкоси будуть встановлюватися

вже під деформоване від власної ваги перекриття, то несучі балки працюватимуть за двома різними розрахунковими схемами.

При шарнірному примиканні балок до колон, першу розрахункову схему їх роботи матимемо у вигляді однопролітних балок з шарнірними опорами прольотом рівним кроку колон (див. умову 7.1, а). Ця розрахункова схема буде правдива при навантаженні на балки, що менше або рівне власній вазі сталезалізобетонного перекриття. Друга розрахункова схема роботи таких балок після встановлення підкосів зображуватиметься у вигляді нерозрізної трипролітної балки із пружними проміжними опорами та шарнірними кінцевими примиканнями до колон (див. умову 7.1, б). Проміжні опори прийняті пружними, так як вони матимуть меншу жорсткість у порівнянні із кінцевими опорами (колонами) і крім цього будуть встановлюватися під кутом. Друга розрахункова схема роботи балок буде правдива при навантаженні, що більше власної ваги сталезалізобетонного перекриття.

Зобразимо описані два етапи роботи сталевих балок сталезалізобетонного перекриття при шарнірному їх примиканні до колон системою граничних умов:



(7.1)

При жорсткому вузлі примикання балок до колон матимемо теж аналогічні дві розрахункові схеми їх роботи. Перша схема при навантаженні на балки, що менше або рівне власній вазі сталезалізобетонного перекриття, у вигляді однопролітних балок з жорсткими опорами прольотом рівним кроку колон (див. умову 7.2, а). Друга розрахункова схема при навантаженні, що більше власної ваги сталезалізобетонного перекриття, у вигляді нерозрізної трипролітної балки із пружними проміжними опорами та жорсткими кінцевими примиканнями до колон (див. умову 7.2, б).

Зобразимо описані два етапи роботи сталевих балок сталезалізобетонного перекриття при жорсткому їх примиканні до колон системою граничних умов:

Навантаження	Розрахункові схеми роботи сталевих балок самонапруженого експлуатованого СЗБ перекриття при жорсткому вузлі примикання балок до колон
$q \leq$ вл. вага СЗБ перекриття	<p style="text-align: center;">однопролітна з жорсткими опорами</p> <p style="text-align: center;">$q \leq \text{вл. вага}$</p> 
$q >$ вл. вага СЗБ перекриття	<p style="text-align: center;">нерозрізна трипролітна із пружними проміжними та жорсткими кінцевими опорами</p> <p style="text-align: center;">$q > \text{вл. вага}$</p> 

В умовах (7.1) і (7.2) зазор Δ між пружними проміжними опорами та початковою пружною лінією балки у незавантаженому стані визначається прогином балок в цій точці від навантаження, що рівне власній вазі сталезалізобетонного перекриття. Цей прогин визначається по перших розрахункових схемах роботи балок в умовах (7.1) і (7.2).

Випадок №2 конструктивно нелінійної роботи експлуатованих сталезалізобетонних конструкцій перекриття – можливі нерівномірні деформації основ суміжних колон поперечної рами будівлі. Цей випадок виникає в результаті збільшеної опорної реакції балок на колону і через це збільшеної опорної реакції колони через фундамент на основу [228].

Запишемо умови конструктивно нелінійної роботи балок сталезалізобетонного перекриття при нерівномірному просіданні крайньої чи середньої колон поперечної рами будівлі. Зобразимо трипролітну схему балок згідно прийнятого поперечного розрізу будівлі на рисунку 7.1. Розглянемо шарнірне чи жорстке примикання балок до колон.

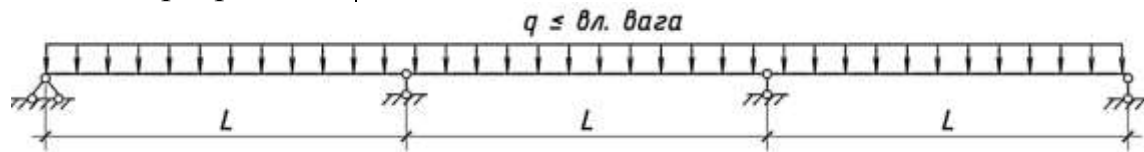
При шарнірній схемі примикання балок перекриття до колон до влаштування підкосів під балки, нерівномірне просідання колон не впливатиме на зміну внутрішніх зусиль у балках перекриття, так як останні працюють по однопролітній розрізній схемі (умови 7.3, б і 7.4, б). Після влаштування підкосів підсилення балок перекриття і збільшення корисного навантаження, балки будуть працювати по дво- чи трипролітних схемах відповідно для крайнього (див. умову 7.3, в) чи середнього (див. умову 7.4, в) прольотів із зміщеною однією опорою. Відповідно нерівномірні деформації основ суміжних колон впливатимуть і на зміну розрахункової схеми роботи балок, і на зміну внутрішніх зусиль в ній.

При жорсткому вузлі примикання балок перекриття до колон, балки працюють по нерозрізній багатопролітній схемі. Нерівномірне просідання колон впливатиме на напружено-деформований стан балок в будь-якому випадку (без і з підкосами підсилення). Проте у випадку встановлених підкосів підсилення, балка матиме більшу кількість прольотів зменшеної довжини, що, вірогідно, зменшить розрахункові значення внутрішніх зусиль в балках. Етапи роботи сталевих балок сталезалізобетонного перекриття при жорсткому їх примиканні до колон та нерівномірному просіданні крайньої чи середньої колони нерозрізної трьох пролітної схеми зображені системами граничних умов 7.5 і 7.6 відповідно. У цих умовах крайні опори записані податливо жорсткими, так як для точності розрахунків необхідно враховувати фактичну згинальну жорсткість колон.

Навантаження	Розрахункові схеми роботи шарнірно опертих балок до колон при просіданні <i>крайньої</i> колони
--------------	---

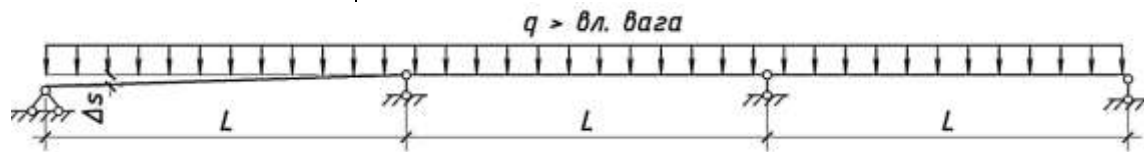
$q \leq$ вл. вага СЗБ
перекриття

однопролітна з шарнірними опорами



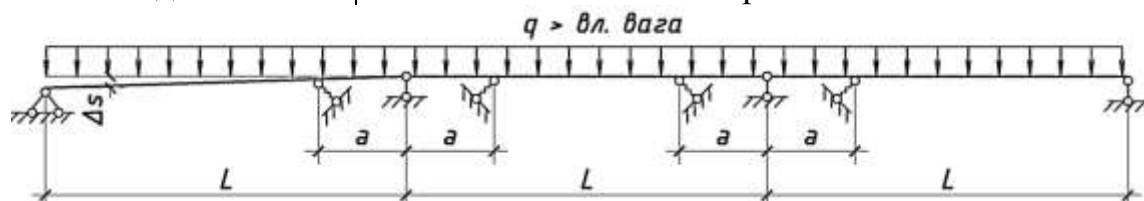
$q >$ вл. вага СЗБ
перекриття без
підсилення

однопролітна з шарнірними опорами



$q >$ вл. вага СЗБ
перекриття після
підсилення

нерозрізна багатопролітна із пружними
проміжними та шарнірними кінцевими
опорами

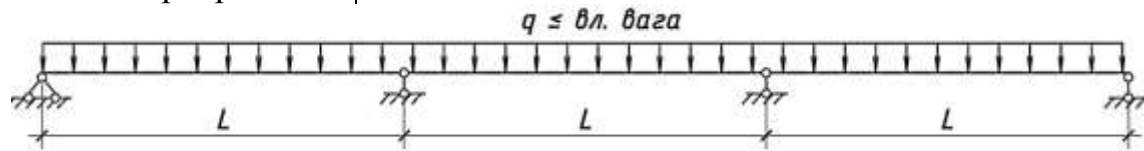


(7.3)

Навантаження	Розрахункові схеми роботи шарнірно опертих балок до колон при просіданні <i>середньої</i> колони
--------------	--

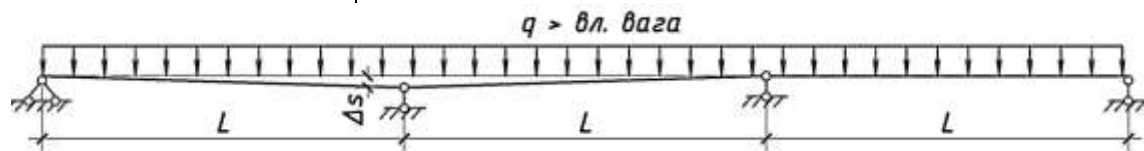
$q \leq$ вл. вага СЗБ
перекриття

однопролітна з шарнірними опорами



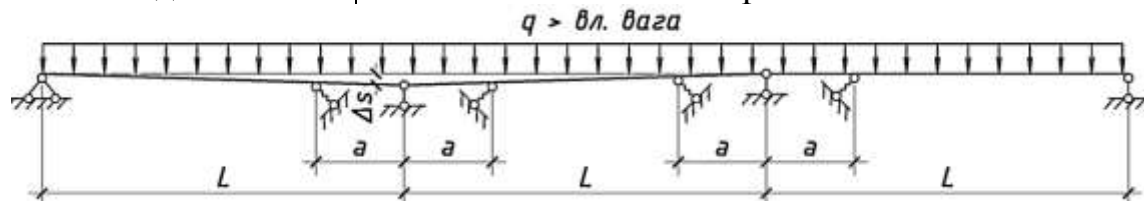
$q >$ вл. вага СЗБ
перекриття без
підсилення

однопролітна з шарнірними опорами



$q >$ вл. вага СЗБ
перекриття після
підсилення

нерозрізна багатопролітна із пружними
проміжними та шарнірними кінцевими
опорами



(7.4)

Навантаження	Розрахункові схеми роботи жорстко приєднаних балок до колон при просіданні <i>крайньої</i> колони
$q \leq$ вл. вага СЗБ перекриття	трипролітна нерозрізна з податливо жорсткими кінцевими опорами $q \leq$ вл. вага
$q >$ вл. вага СЗБ перекриття без підсилення	трипролітна нерозрізна з податливо жорсткими кінцевими опорами
$q >$ вл. вага СЗБ перекриття після підсилення	багатопролітна нерозрізна з шарнірними опорами на середніх колонах, пружними на підкосах та податливо жорсткими на кінцях $q >$ вл. вага

(7.5)

Навантаження	Розрахункові схеми роботи жорстко приєднаних балок до колон при просіданні <i>середньої</i> колони
$q \leq$ вл. вага СЗБ перекриття	трипролітна нерозрізна з податливо жорсткими кінцевими опорами $q \leq$ вл. вага
$q >$ вл. вага СЗБ перекриття без підсилення	трипролітна нерозрізна з податливо жорсткими кінцевими опорами
$q >$ вл. вага СЗБ перекриття після підсилення	багатопролітна нерозрізна з шарнірними опорами на середніх колонах, пружними на підкосах та податливо жорсткими на кінцях $q >$ вл. вага

(7.6)

Розрахунок дво- та більше нелінійних систем із заданими граничними умовами (7.1)...(7.6) є більш складним завданням у порівнянні з розв'язком рівнянь в лінійній постановці. У цьому випадку доводиться враховувати деформований стан розглянутих балок, щоб «вчасно» перейти на наступну розрахункову схему їх роботи. Також це призводить до відмови від принципу незалежності дії сил. Необхідно використовувати спеціальні методи пошуку і аналізу рішень, що характерні саме для рішення конструктивно нелінійних задач. При таких описаних вихідних умовах отримати аналітичний розв'язок задачі, як правило, не вдається. Тому розрахунки виконані за допомогою чисельних методів скінченно-елементного моделювання, реалізованих в програмному комплексі Software Package Femap 2020.2 with NX Nastran (використовувалася Trial Version Siemens Digital Industries Software з персональним активаційним кодом 2827301401535961). У цьому методі використовується процедура послідовних наближень, що заснована на лінеаризації нелінійних рівнянь. Пошук розв'язку дво- та більше нелінійних рівнянь здійснюється розв'язуванням рекурентної послідовності (певної кількості у заданій послідовності) лінійних рівнянь.

В основі нелінійного розрахункового апарату використаного програмного комплексу скінченно-елементного моделювання лежить кроково-ітераційний метод Ньютона-Рафсона. При вирішенні задач цим методом на кожному кроці розрахунку визначається ітераційна поправка на основі відхилення вузлових внутрішніх сил з коригуванням лінеаризованої матриці жорсткості на кожній ітерації. При цьому у налаштуваннях характеристик розрахунку можливо задати як бажану кількість кроків (ітерацій), так і бажану точність рішення. Основне рівняння розрахункового апарату цього методу має вигляд:

$$[K(u)]\{u\} = \{F\}, \quad (7.7)$$

де $[K(u)]$ – матриця жорсткості, яка перераховується на кожному кроці з врахуванням фізичної, геометричної та конструктивної нелінійностей;

$\{u\}$ – матриця вузлових переміщень;

$\{F\}$ – матриця вузлових внутрішніх сил.

Алгоритм створення і аналізу скінченно-елементних розрахункових моделей з урахуванням конструктивної нелінійності показано на рисунку 7.2.

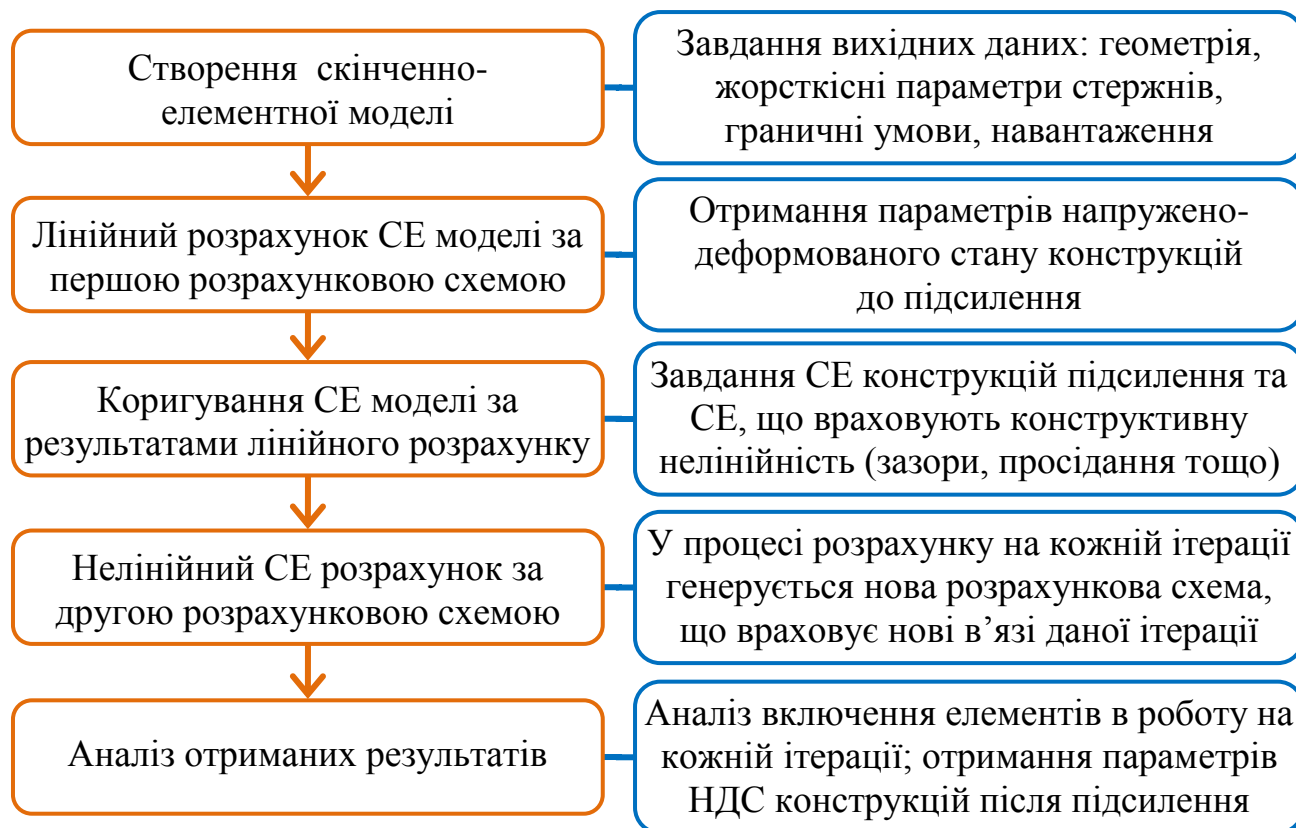


Рис. 7.2 – Укрупнений алгоритм створення та аналізу скінченно-елементних розрахункових моделей з урахуванням конструктивної нелінійності

7.2 Конструктивна нелінійність деформованого сталезалізобетонного перекриття після встановлення підкосів

Згідно записаного у підрозділі 7.1 першого випадку дослідження конструктивно нелінійної роботи самонапружених конструкцій СЗБ перекриттів, виконано аналіз впливу зміни розрахункової схеми несучих сталевих балок таких перекриттів під час їх підсилення шляхом встановлення підкосів на загальну несучу здатність перекриттів. Отримані результати досліджень використані під час розробки комплекту робочих креслень підсилення ділянки перекриття цеху рафінації олієектрактного заводу в м. Полтава.

Розрахункова схема роботи несучих балок змінювалася в процесі деформації (див. системи граничних умов 7.1 і 7.2) в результаті включення підкосів у роботу при певних деформаціях сталевих балок.

Досліджені головні сталеві балки сталезалізобетонного перекриття виробничої будівлі, влаштовані по трипролітній схемі. Основна несуча конструкція каркасу виробничої будівлі – трипролітна триповерхова поперечна рама (див. рис. 7.1) із прольотами 6+6+6 м; крок несучих рам – 6 м. Відмітка обрізу фундаментів рівна $-0,950$ м. Відмітка чистої підлоги 1-го поверху становить $-0,450$ м; 2-го поверху $+5,550$ м; 3-го поверху $+11,550$ м; низ балок покриття в карнизному вузлі знаходиться на відмітці $+17,550$ м, в гребені по центру будівлі – $+18,450$ м. Перекриття влаштовано по балочній схемі.

Елементи несучого каркасу будівлі мають наступні перерізи:

- колони К1 середніх рядів Б і В – прокатний широкополічковий двотавр №40Ш1;
- колони К2 крайніх рядів А і Г – прокатний двотавр колонного типу №26К1;
- головні балки Б1 перекриттів на відм. $+5,550$ м та $+11,550$ м – прокатні двотаври №45;
- другорядні балки Б2 перекриттів на відм. $+5,550$ м та $+11,550$ м – прокатні двотаври №30 (крок другорядних балок 1,5 м);
- головні балки покриття Б4' – прокатні двотаври №27;
- прогони покриття Б3 – прокатні швелери №20 (крок прогонів 3,0 м).

Примикання сталевих колон К1 та К2 до залізобетонного оголовка ростверків фундаментів прийнято шарнірним; головних балок перекриття Б1 та покриття Б4 до колон – жорстким або шарнірним в залежності від сформульованої в підрозділі 7.1 граничної умови їх роботи; другорядних балок перекриття Б2 до головних Б1 – шарнірним; другорядних балок покриття Б3 (прогонів) до головних Б4' – шарнірним (див. рис. 7.3).

Міжповерхові перекриття будівлі виконані сталезалізобетонними із залізобетонною монолітною поличкою, що виконана по незнімній опалубці з оцинкованого профнастилу ТП45, закріпленого самонарізними гвинтами до верхніх поличок балок перекриття через одну хвилю (див. рис. 7.4). Товщина

монолітної залізобетонної плити перекриття від 80 до 145 мм. Поверх плити виконано наливну підлогу товщиною 10 мм. Армування монолітної плити виконано із сіток, які розміщені на глибині 80 мм від верху плити, та окремих стержнів із арматури Ø10A400С, які розміщені в нижній зоні плити через одну хвилю профнастилу (приблизний крок 450-500 мм) із захисним шаром 15-20 мм (рис. 7.5). Сітки виконані з арматури Ø10A400С з кроком 200 мм в напрямку вздовж поперечника рами (проектне рішення – арматура Ø12A400С з кроком 200 мм).

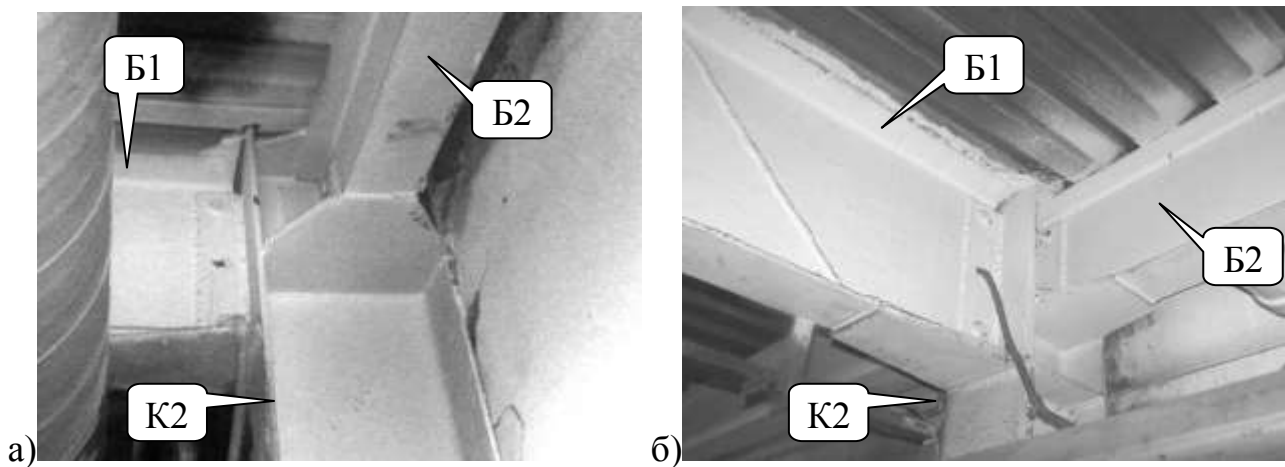


Рис. 7.3 – Загальний вигляд жорстких вузлів примикання балок перекриття Б1 та Б2 до колони К2 крайнього ряду на відм. +5,550 м (а) та +11,550 м (б)

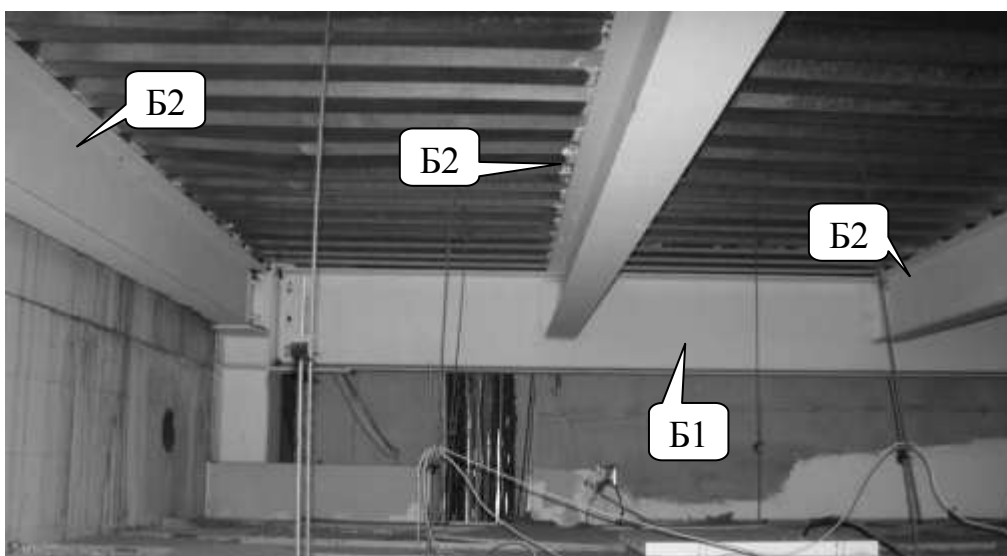


Рис. 7.4 – Загальний вигляд несучих конструкцій перекриття на відм. +11,550 в осях 10-11/В-Г

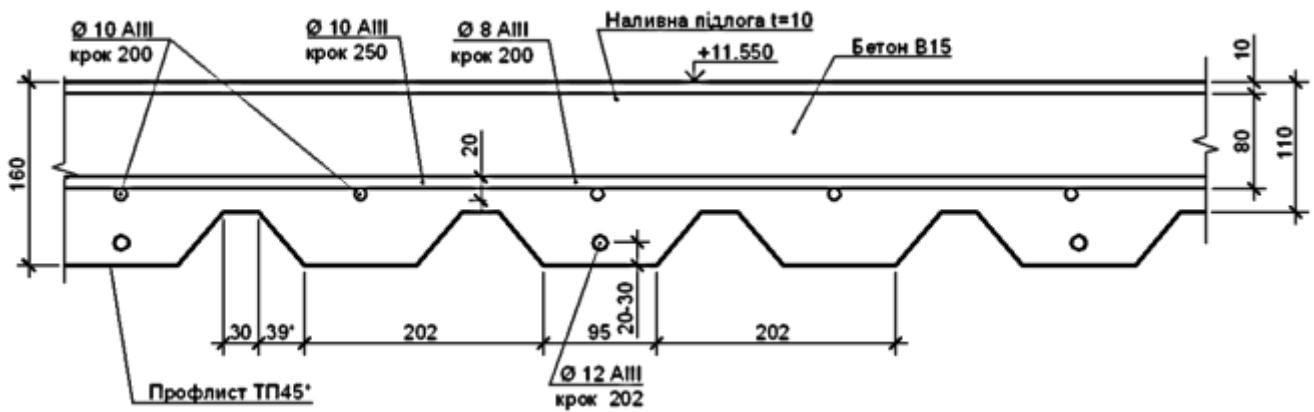


Рис. 7.5 – Армування монолітної залізобетонної плити СЗБ перекриття

Просторова робота каркасу будівлі забезпечена сумісною роботою поперечних рам, вертикальних в'язей по колонах та жорсткими дисками перекриттів. Вздовж прольотів будівлі (з площини рам) просторову жорсткість каркасу забезпечують хрестові та порталні в'язі та розпірки по верху колон 3-го поверху із спарених кутиків аналогічного перерізу.

Під час реконструкції будівлі виникла технологічна необхідність у збільшенні корисного навантаження на перекриття на відмітці +11,550 третього поверху (встановлення нового та частковою заміною існуючого виробничого обладнання). Несуча здатність колон на збільшене корисне навантаження забезпечена. Конструктивним рішенням підсилення балок перекриття було встановлення підкосів (див. рис. 7.1 і 7.6) [164].

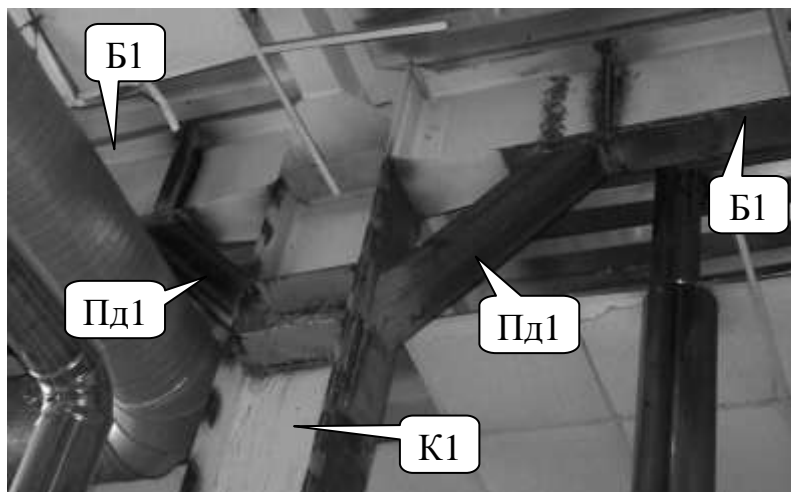


Рис. 7.6 – Загальний вигляд влаштованих підкосів підсилення

Проведено розрахунки по визначенню внутрішніх зусиль та прогинів перерізів балок перекриття при шарнірному (розрахунок тип А) і жорсткому (розрахунок тип Б) їх примиканні до колон. Розрахунки проведено для наступних навантажень (повний перелік прийнятої нумерації проведених розрахунків див. табл. 7.1):

- 1) навантаження тільки від власної ваги перекриття;
- 2) навантаження від власної ваги перекриття + корисне навантаження:
 - 2.1) без підсилення головних балок перекриття;
 - 2.2) із підсиленням головних балок перекриття підкосами:
 - 2.2.1) без врахування деформованого стану балок;
 - 2.2.2) із врахуванням деформованого стану головних балок – задавання початкового зазору між підкосами і балками, який рівний прогинам сталевих балок від власної ваги перекриття.

Таблиця 7.1

Нумерація проведених розрахунків із врахуванням конструктивної нелінійності

Тип вузлів примикання балок до колон	Навантаження на перекриття:			
	тільки від власної ваги перекриття	від власної ваги перекриття + корисне навантаження		
		без підсилення головних балок перекриття	із підсиленням головних балок перекриття шляхом встановлення підкосів	
			без врахування деформованого стану балок	із врахуванням деформованого стану головних балок – задавання початкового зазору між підкосами і балками, який рівний прогинам сталевих балок від власної ваги перекриття
шарнірні	А.1	А.2.1	А.2.2.1	А.2.2.2
жорсткі	Б.1	Б.2.1	Б.2.2.1	Б.2.2.2

На рисунках 7.7...7.14 наведені розподіли внутрішніх зусиль (згинальних моментів і поздовжніх сил) та деформацій (прогинів) по довжині сталевих підсилюваних балок сталезалізобетонного перекриття при різних схемах конструктивно нелінійної їх роботи.

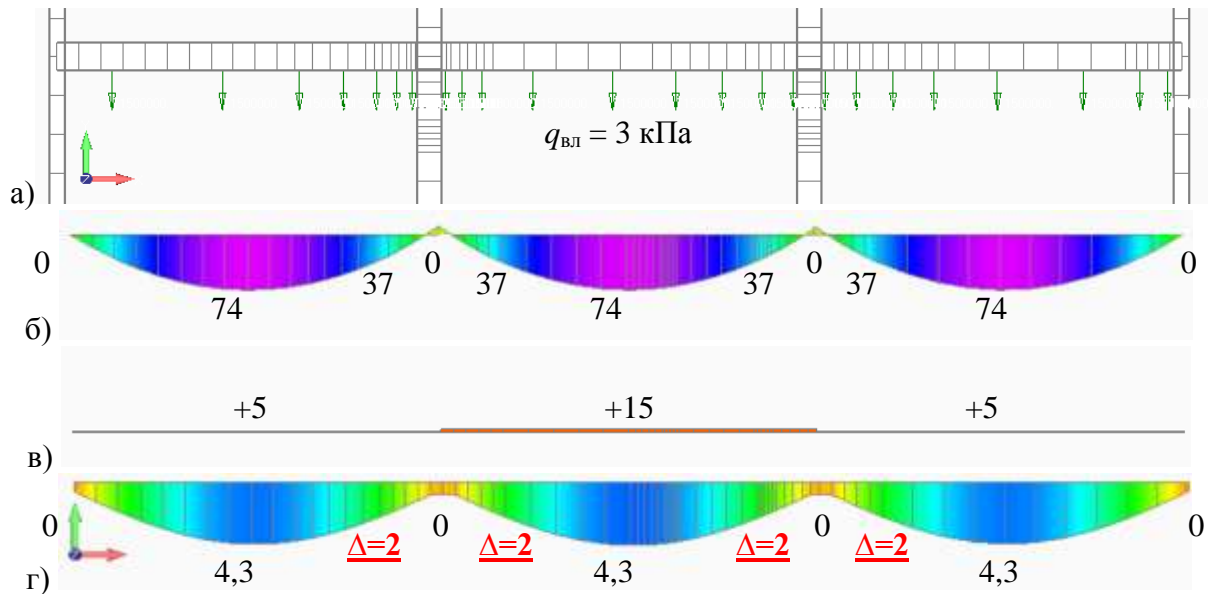


Рис. 7.7 – Розрахунковий випадок А.1:

а) схема навантаження; б) M , кНм; в) N , кН; г) w , мм

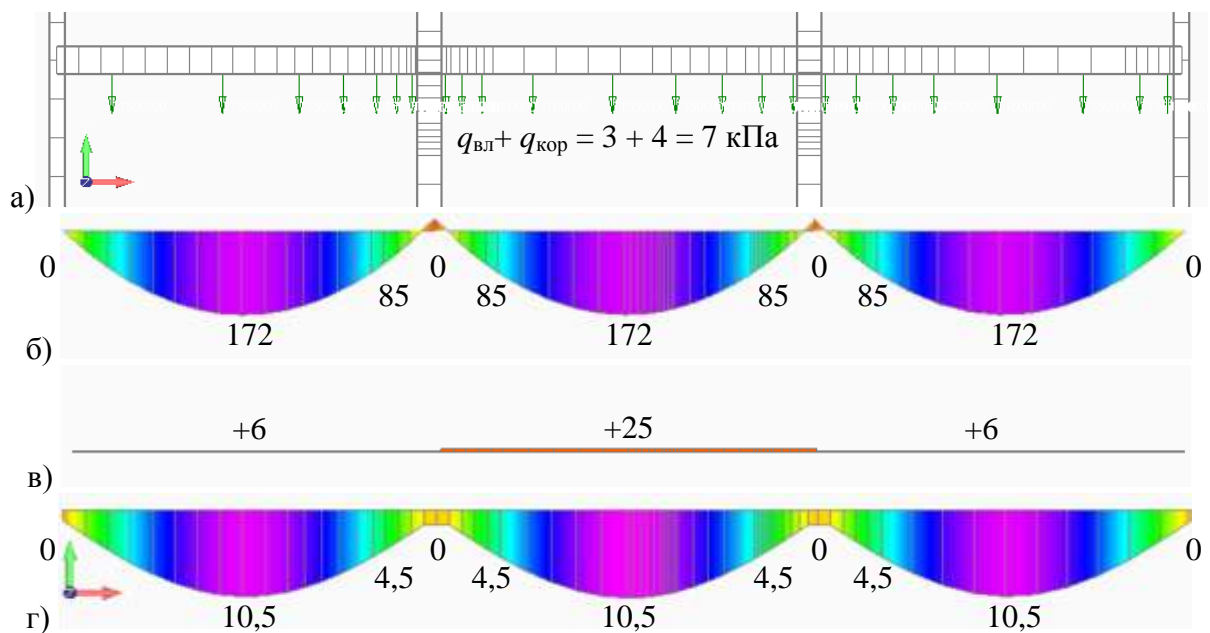


Рис. 7.8 – Розрахунковий випадок А.2.1:

а) схема навантаження; б) M , кНм; в) N , кН; г) w , мм

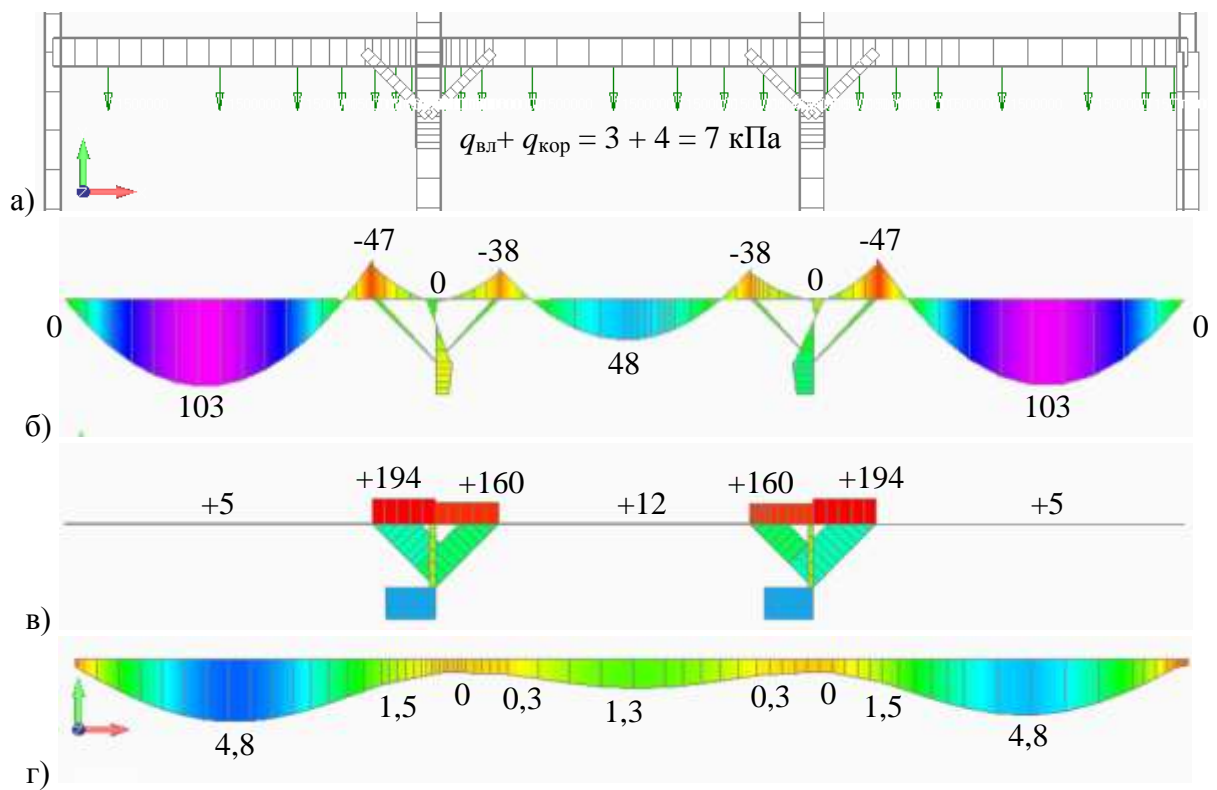


Рис. 7.9 – Розрахунковий випадок А.2.2.1:

а) схема навантаження; б) M , кНм; в) N , кН; г) w , мм

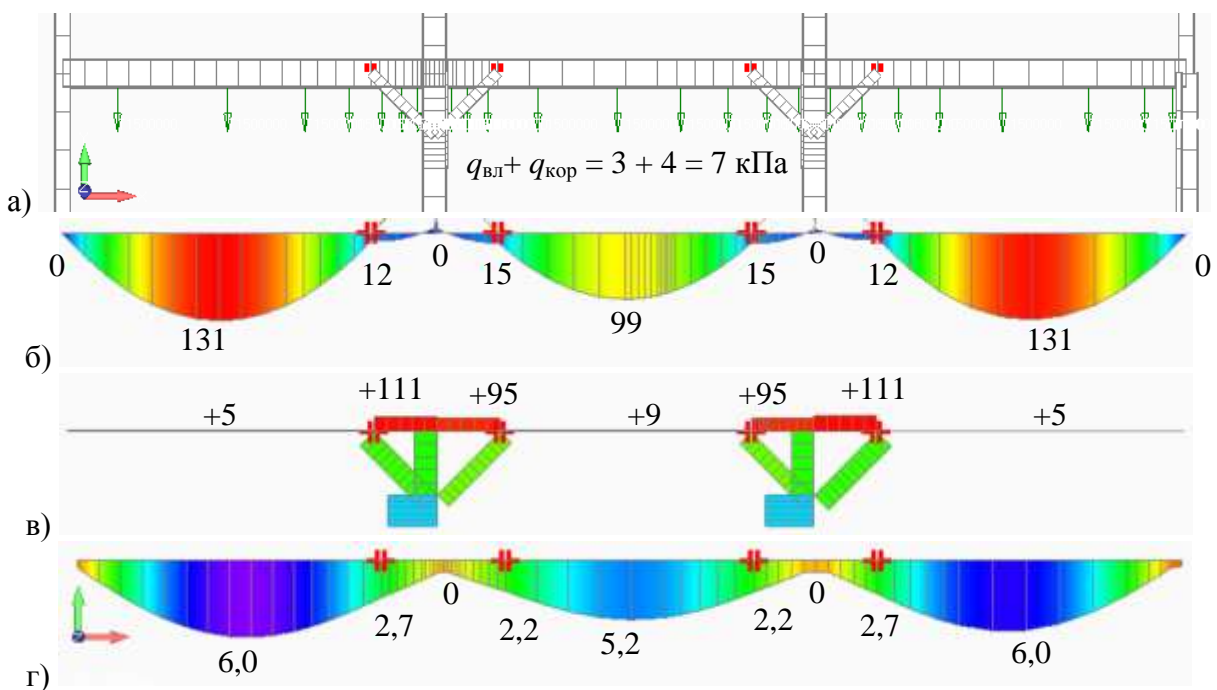


Рис. 7.10 – Розрахунковий випадок А.2.2.2:

а) схема навантаження; б) M , кНм; в) N , кН; г) w , мм

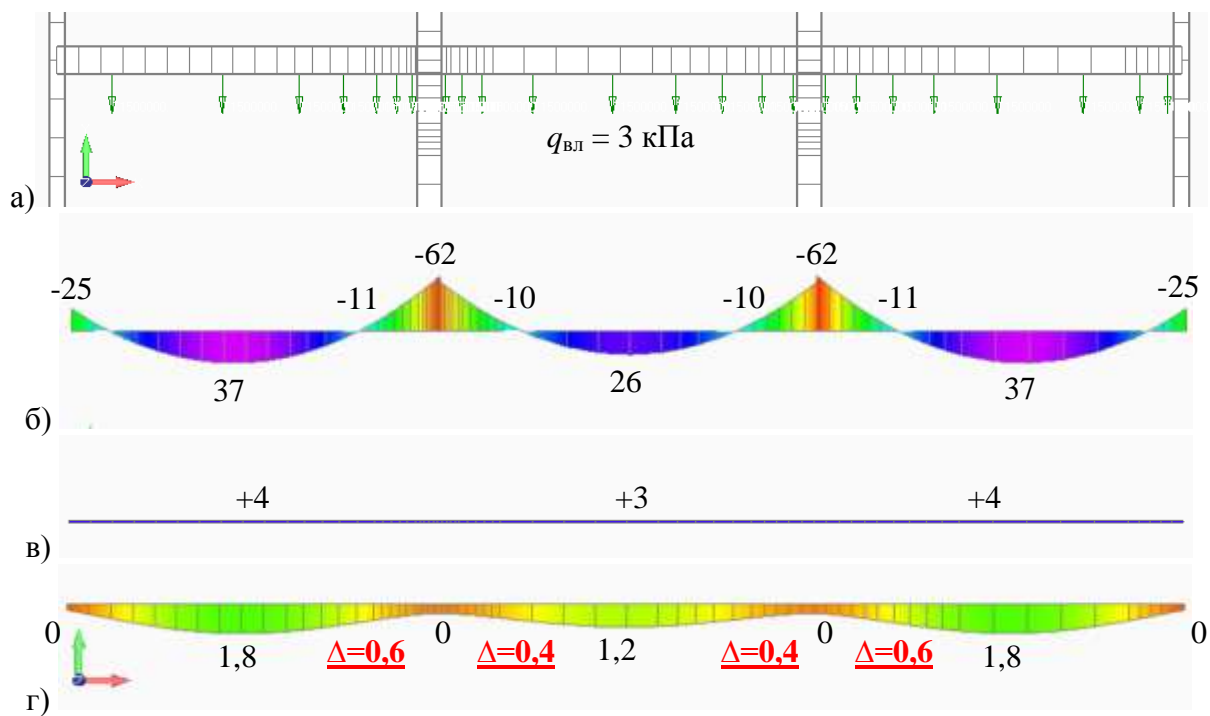


Рис. 7.11 – Розрахунковий випадок Б.1:

а) схема навантаження; б) M , кНм; в) N , кН; г) w , мм

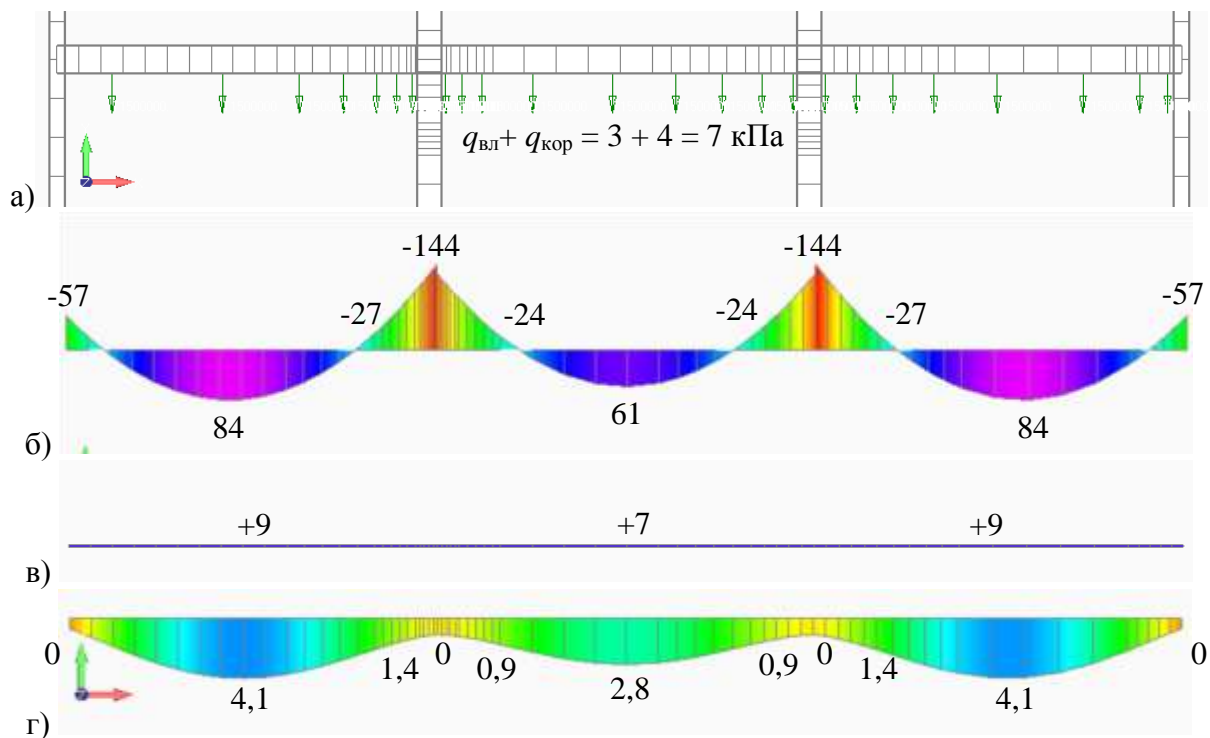


Рис. 7.12 – Розрахунковий випадок Б.2.1:

а) схема навантаження; б) M , кНм; в) N , кН; г) w , мм

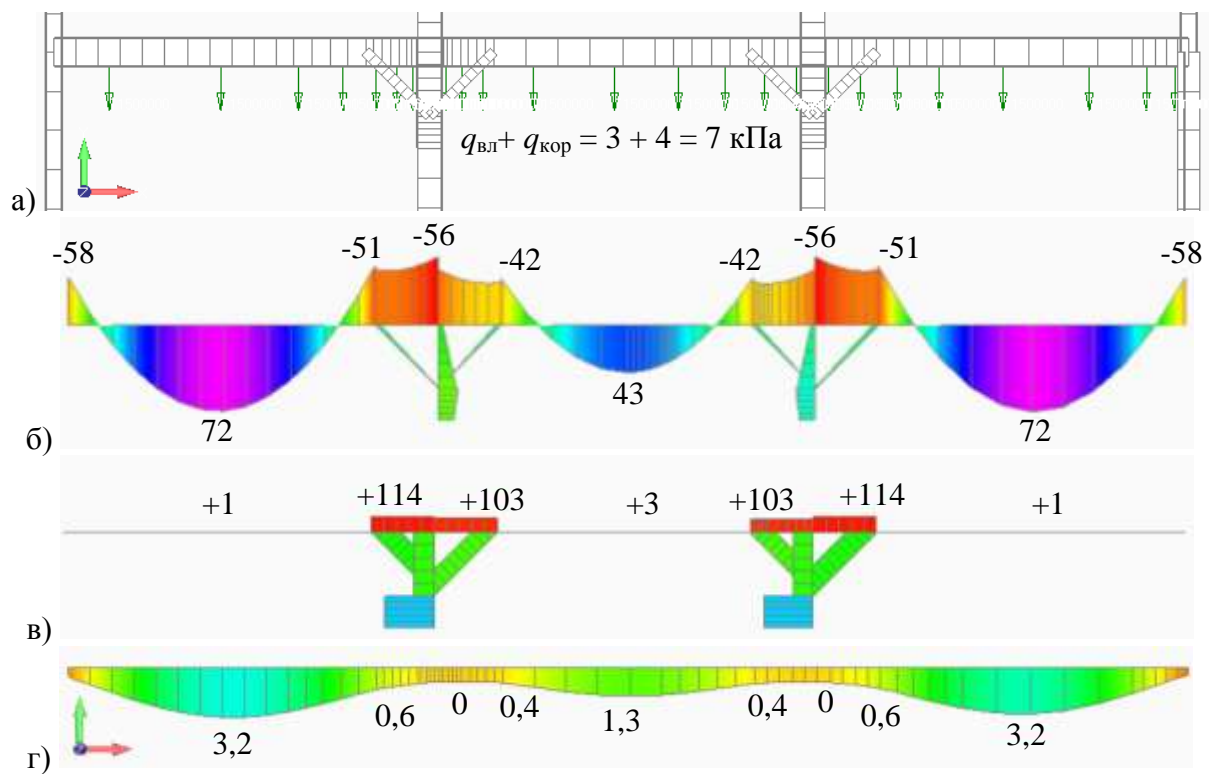


Рис. 7.13 – Розрахунковий випадок Б.2.2.1:

а) схема навантаження; б) M , кНм; в) N , кН; г) w , мм

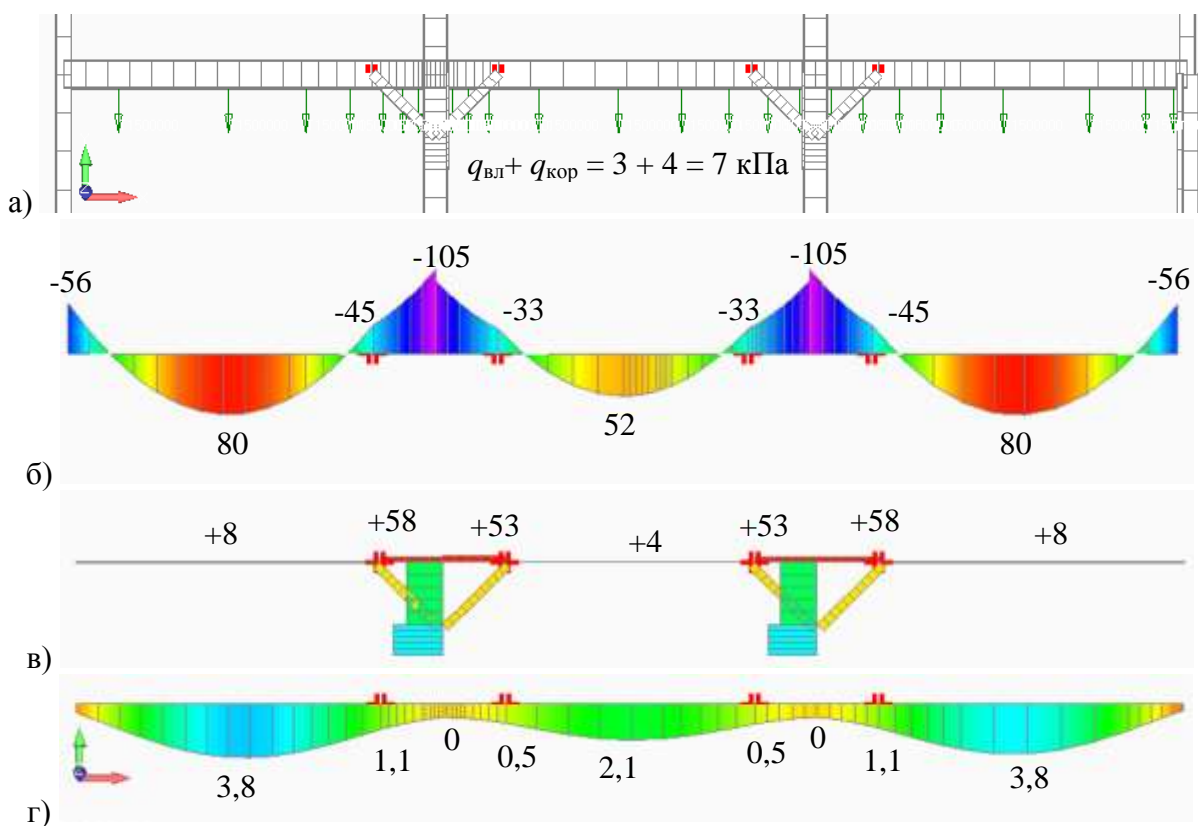


Рис. 7.14 – Розрахунковий випадок Б.2.2.2:

а) схема навантаження; б) M , кНм; в) N , кН; г) w , мм

До таблиць 7.2 і 7.3 для зручності порівняння зібрані всі результати проведених розрахунків із врахуванням конструктивної нелінійності для різних схем навантаження (максимальні значення внутрішніх зусиль – згинального моменту – у крайніх та середньому прольотах, в т.ч. над опорами, та стріли прогинів у крайніх та середньому прольотах).

Таблиця 7.2

Максимальні внутрішні зусилля та прогини перерізів балок перекриття
при шарнірному вузлі їх примикання до колон

Розрахунковий випадок (див. прийняту нумерацію)	Згинальний момент M , кНм				Стріла прогину, мм	
	крайні прольоти		середній проліт		крайні прольоти	середній проліт
	проліт	над підкосом	проліт	над підкосом		
A.1	74	37	74	37	4,3	4,3
A.2.1	172	85	172	85	10,5	10,5
A.2.2.1	103	-47	48	-38	4,8	1,3
A.2.2.2	131	12	99	15	6,0	5,2
<i>Порівняння зміни внутрішніх зусиль та прогинів</i>						
вид порівняння	величина відношення аналізованих факторів					
$\Delta_{A.2.2.2/A.2.1}$	0,76	0,14	0,58	0,18	0,57	0,50
$\Delta_{A.2.2.2/A.2.2.1}$	1,27		2,06		1,25	4,00

Аналізуючи подані у таблицях 7.2 і 7.3 результати проведених розрахунків з визначення внутрішніх зусиль і прогинів сталевих балок самонапруженого під час підсилення сталезалізобетонного перекриття із врахуванням конструктивної нелінійності його роботи, можна відзначити, що встановлення підкосів під деформовані балки дозволяє врівноважити пролітні та опорні згинальні моменти в балках, влаштованих по нерозрізній схемі. Для балок, влаштованих по розрізній схемі, встановлення підкосів під деформоване перекриття дозволяє зменшити пролітні моменти для крайніх прольотів на 32%, а в середніх прольотах на 72%,

уникнувши при цьому розтягувальних зусиль у верхній зоні перерізу (див. рис. 7.10, б). Ресурсозберігаючим результатом зазначеного факту буде відсутність робочого армування у верхній зоні залізобетонної плити перекриття над опорами.

Неврахування початкового зазору між підкосами та балками (деформованого стану балок) дає похибку результатів визначення розрахункового згинального моменту до 27%; стріли прогину – до 25%.

Таблиця 7.3

Максимальні внутрішні зусилля та прогини перерізів балок перекриття при жорсткому вузлі їх примикання до колон

Розрахунковий випадок (див. прийняту нумерацію)	Згинальний момент M , кНм					Стріла прогину, мм	
	крайні прольоти		середній проліт		середня опора	крайні прольоти	середній проліт
	проліт	над підкосом	проліт	над підкосом			
Б.1	37	-11	26	-10	-62	1,8	1,2
Б.2.1	84	-27	61	-24	-144	4,1	2,8
Б.2.2.1	72	-51	43	-42	-56	3,2	1,3
Б.2.2.2	80	-45	52	-33	-105	3,8	2,1
<i>Порівняння зміни внутрішніх зусиль та прогинів</i>							
вид порівняння	величина відношення аналізованих факторів						
$\Delta_{Б.2.2.2/Б.2.1}$	0,95	1,67	0,85	1,38	0,73	0,93	0,75
$\Delta_{Б.2.2.2/Б.2.2.1}$	1,11	0,88	1,21	0,78	1,88	1,19	1,62

На рисунку 7.15 показано графічну інтерпретацію ходу використаного кроково-ітераційного методу розрахунку Ньютона-Рафсона підсилюваних сталевих балок при шарнірному та жорсткому вузлі їх примикання до колон. На цих графіках чітко просліджується нелінійне збільшення навантаження на сталеві балки при включенні підкосів підсилення у роботу поперечного каркасу.

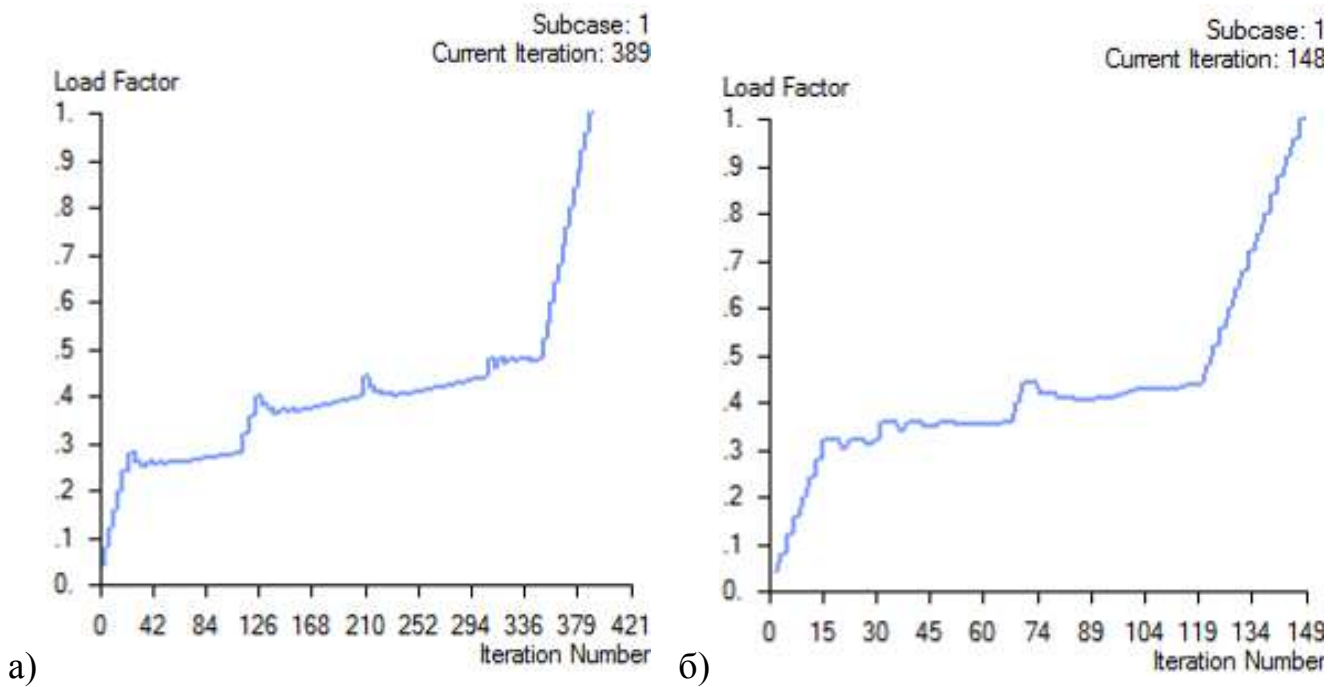


Рис. 7.15 – Графічна інтерпретація ходу використаного кроково-ітераційного методу розрахунку Ньютона-Рафсона підсилюваних сталевих балок при шарнірному (а) та жорсткому (б) вузлі їх примикання до колон

7.3 Конструктивна нелінійність самонапруженого сталезалізобетонного перекриття при нерівномірних деформаціях основ суміжних колон

Згідно записаного у підрозділі 7.1 другого випадку дослідження конструктивно нелінійної роботи самонапружених конструкцій сталезалізобетонних перекриттів виконано аналіз впливу нерівномірних просідань основ суміжних колон на зміну внутрішніх зусиль та прогинів сталевих балок [226]. Розрахункові схеми роботи балок, влаштованих по трипролітній розрізній або нерозрізній схемі із можливими збільшеними просіданнями крайньої або середньої колони, показані в системах граничних умов 7.3...7.6. У таблиці 7.4 подано повний перелік прийнятої нумерації проведених розрахунків по врахуванню нерівномірних просідань суміжних колон. Навантаження до балок прикладалося рівномірно розподілене рівне сумі власної ваги конструкцій перекриття та корисного навантаження.

Нумерація проведених розрахунків із врахуванням конструктивно нелінійної роботи балок при нерівномірних просіданнях основ суміжних колон

Тип вузлів примикання балок до колон	Просідання однієї колони в трипролітній розрахунковій схемі (див. рис. 7.1):		
	без підсилення головних балок перекриття	із підсиленням головних балок перекриття шляхом встановлення підкосів	
		без врахування деформованого стану балок	із врахуванням деформованого стану головних балок – задавання початкового зазору між підкосами і балками, який рівний прогинам сталевих балок від власної ваги перекриття
<i>просідання середньої колони на величину $\Delta s = 30$ мм</i>			
шарнірні	В.2.1	В.2.2.1	В.2.2.2
жорсткі	Г.2.1	Г.2.2.1	Г.2.2.2
<i>просідання крайньої колони на величину $\Delta s = 30$ мм</i>			
шарнірні	Д.2.1	Д.2.2.1	Д.2.2.2
жорсткі	Е.2.1	Е.2.2.1	Е.2.2.2

Граничні значення деформацій основ прийняті з таблиці А.1 додатку А ДБН В.2.1-10:2018 [68]. Так для розглядуваної виробничої багатоповерхової будівлі з повним сталевим каркасом з улаштуванням монолітних залізобетонних перекриттів граничні значення деформацій основ рівні $(\Delta s)_u = 0.005 \cdot L = 0.005 \cdot 6000 = 30$ мм.

На рисунках 7.16...7.19 наведені розподіли внутрішніх зусиль (згинальних моментів і поздовжніх сил) та деформацій (прогинів) по довжині сталевих підсилюваних балок сталезалізобетонного перекриття при нерівномірних просіданнях середньої чи крайньої колон та шарнірних чи жорстких вузлах примикання балок перекриття до колон.

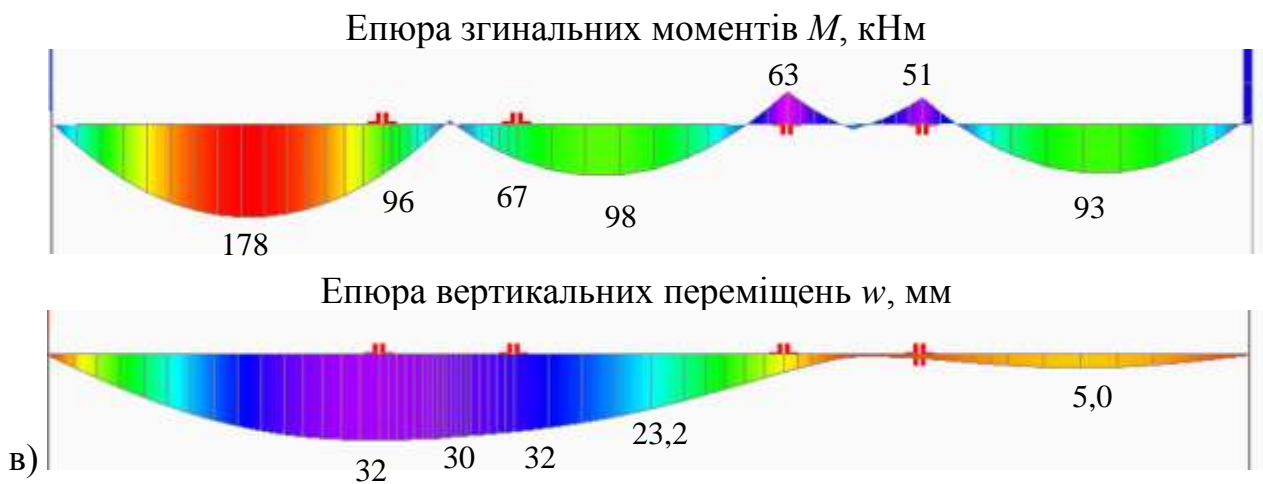
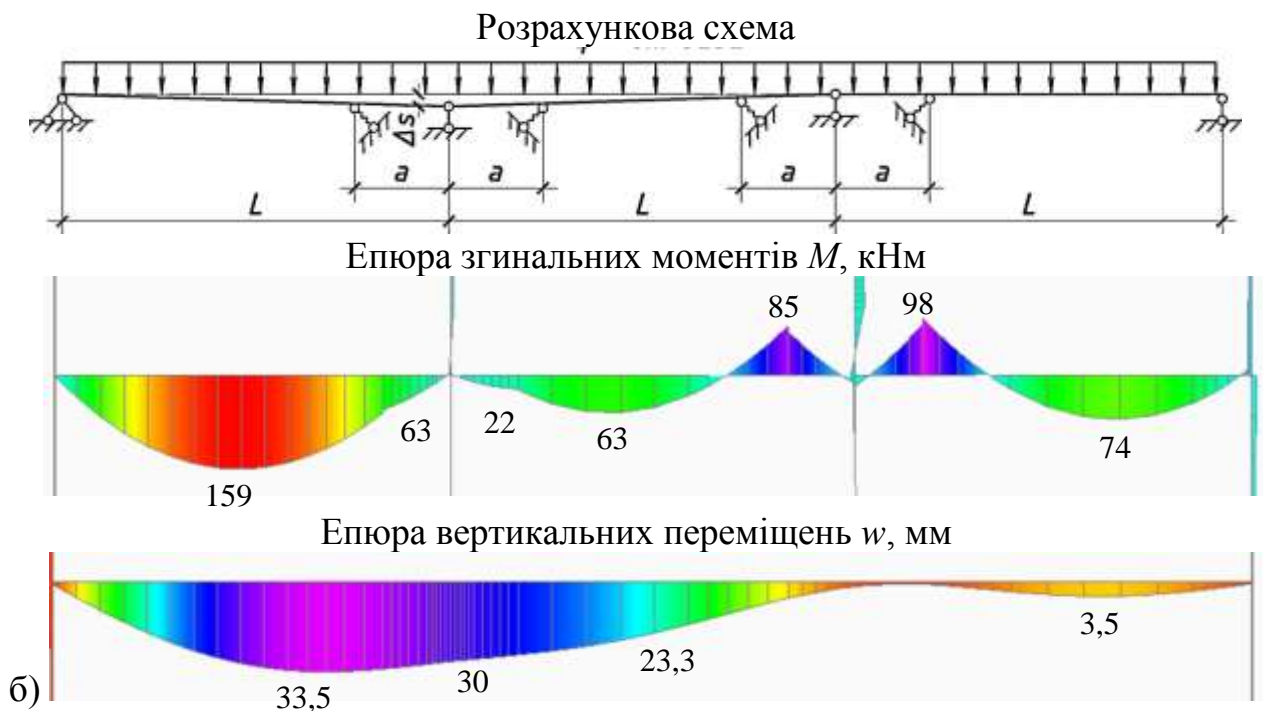
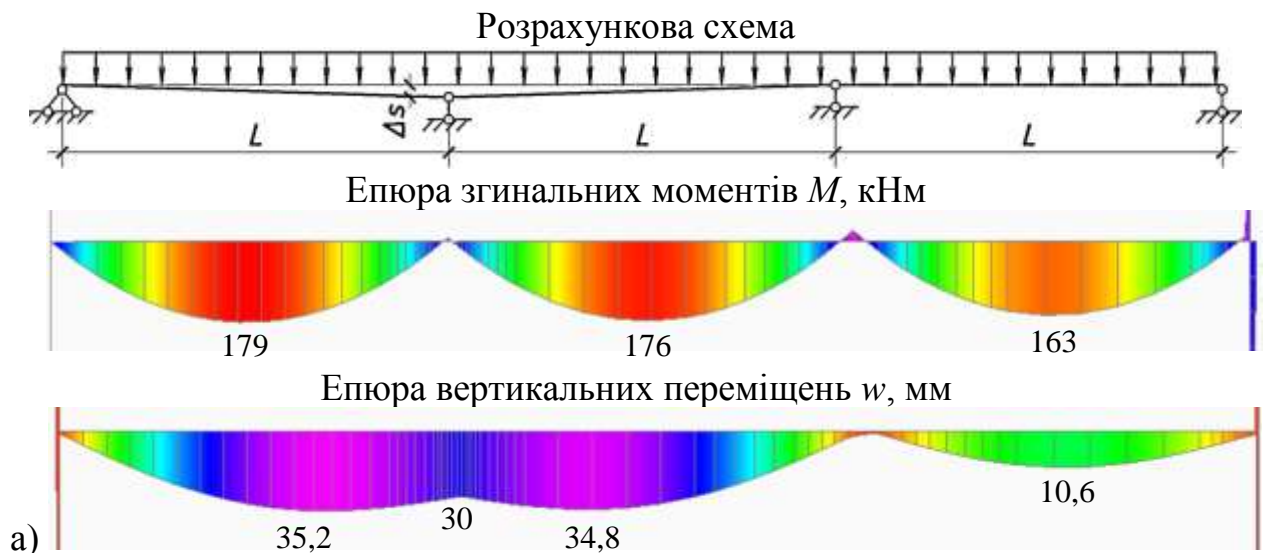


Рис. 7.16 – Епюри внутрішніх зусиль та переміщень балок сталезалізобетонного перекриття для розрахункових випадків: а) В.2.1; б) В.2.21; в) В.2.2.2

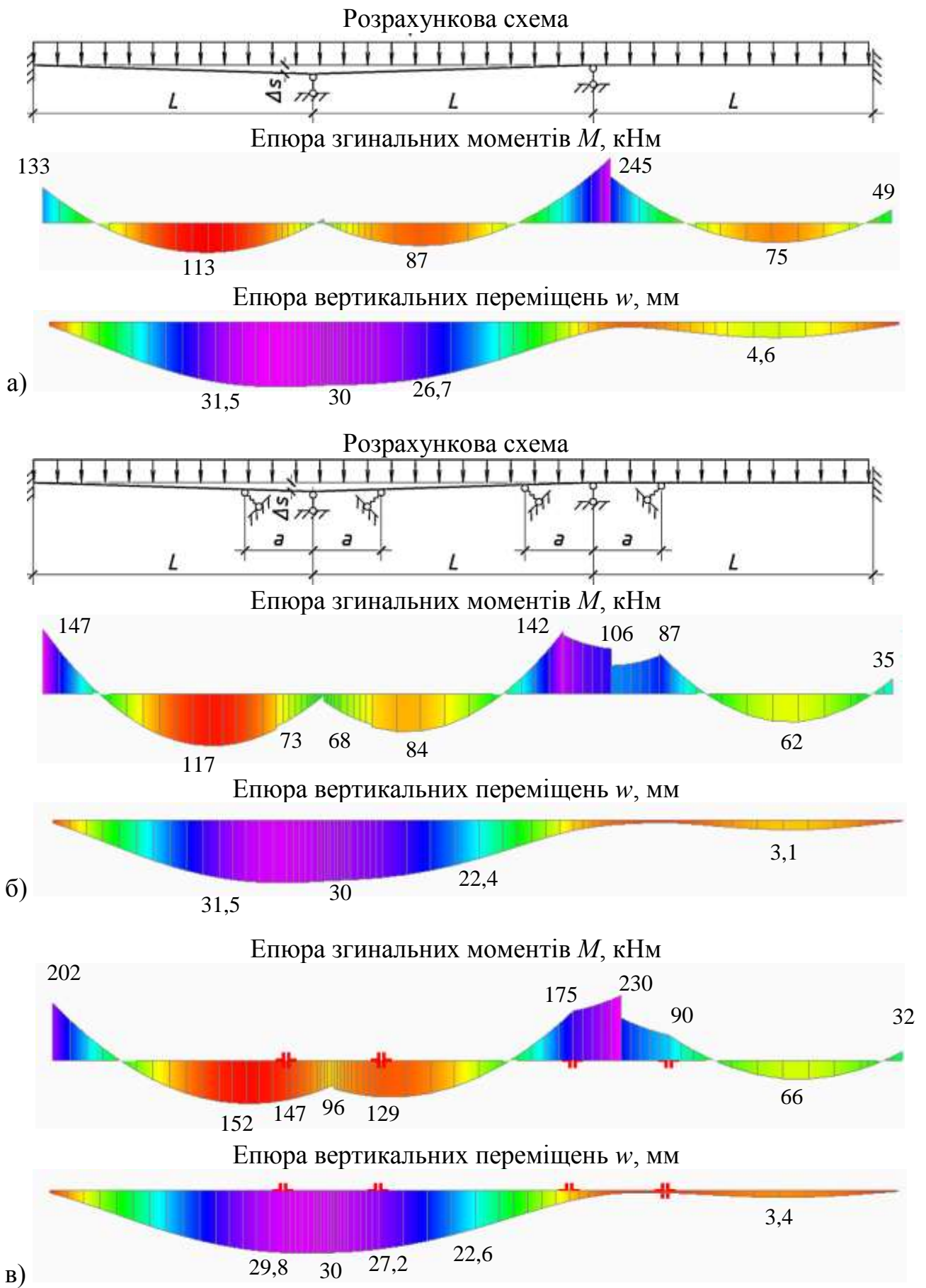


Рис. 7.17 – Епюри внутрішніх зусиль та переміщень балок сталезалізобетонного перекриття для розрахункових випадків: а) Г.2.1; б) Г.2.21; в) Г.2.2.2

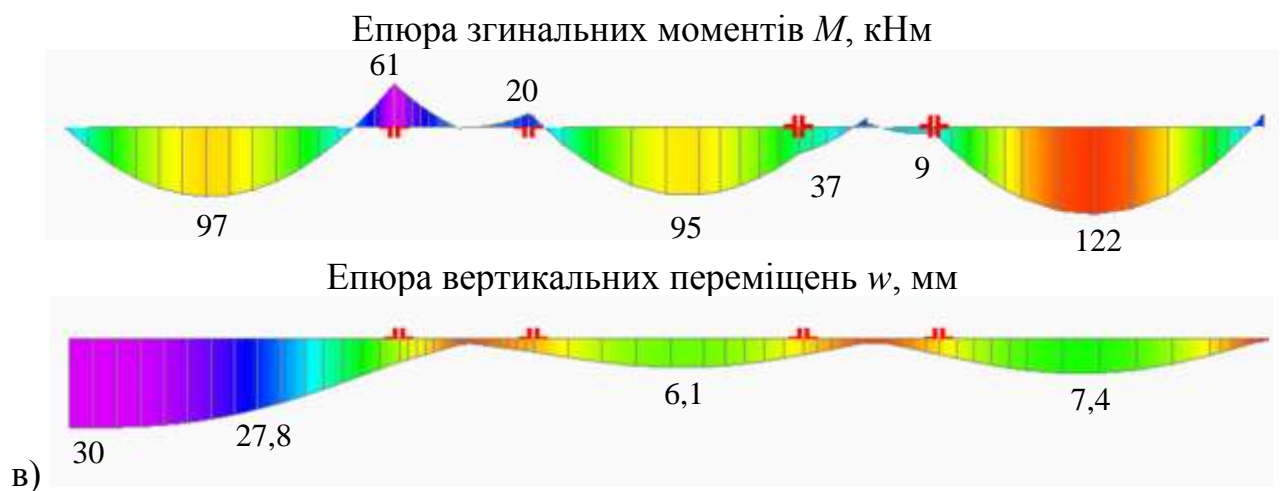
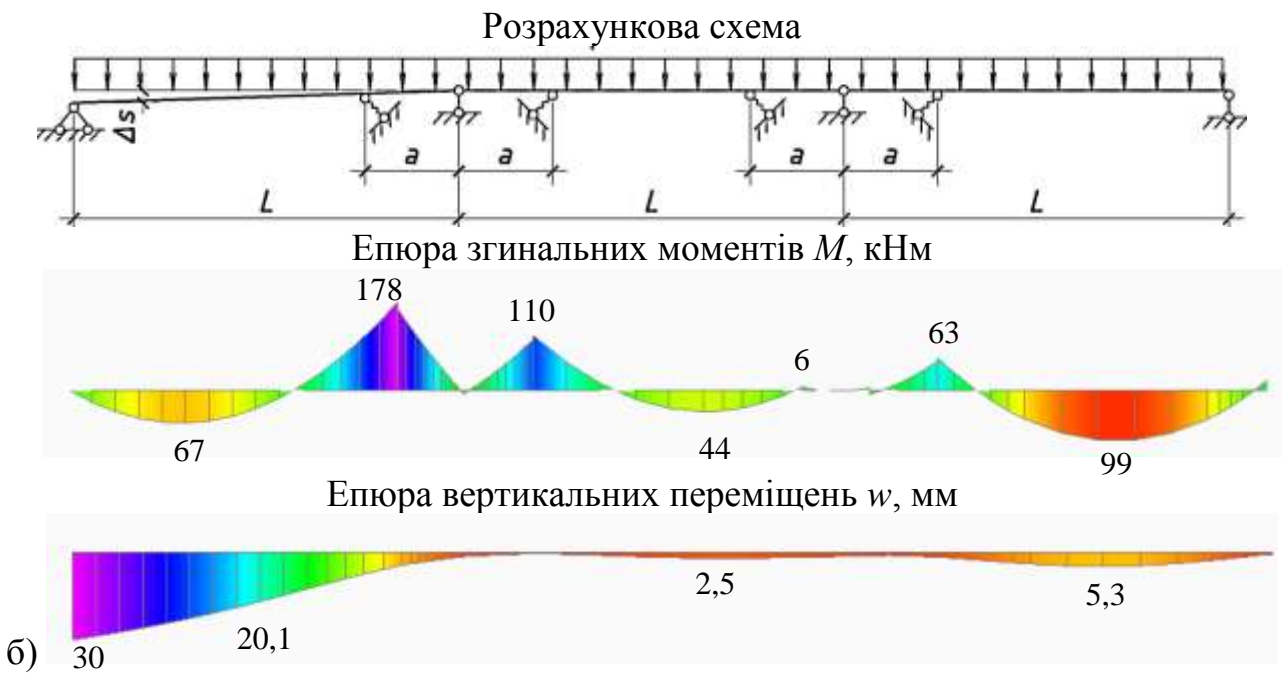
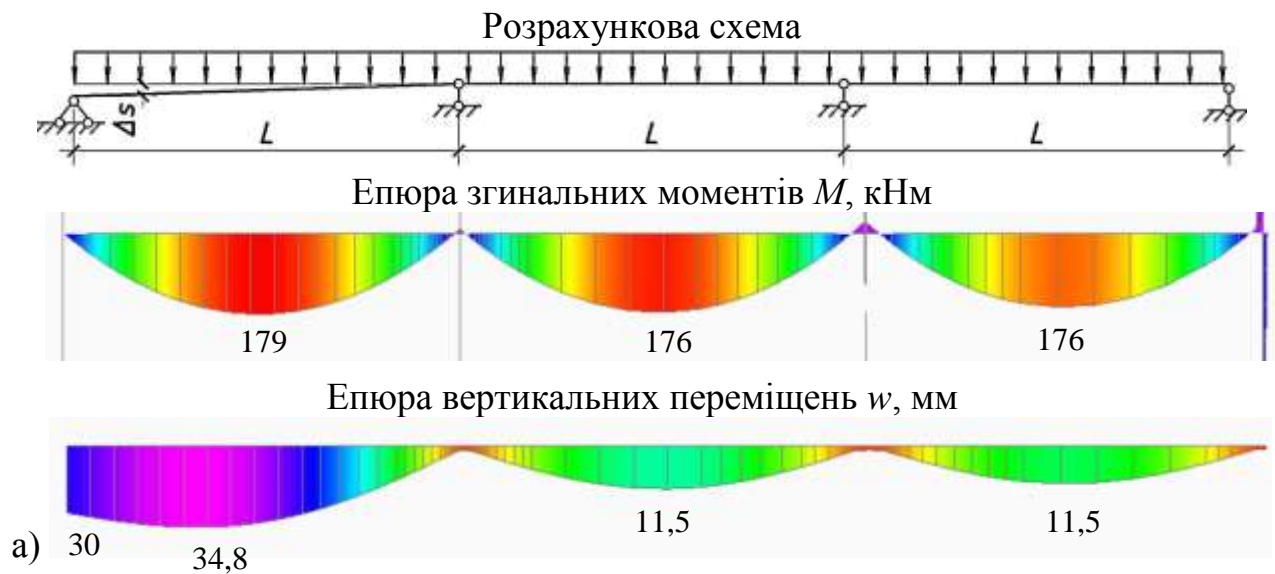


Рис. 7.18 – Епюри внутрішніх зусиль та переміщень балок сталезалізобетонного перекриття для розрахункових випадків: а) Д.2.1; б) Д.2.21; в) Д.2.2.2

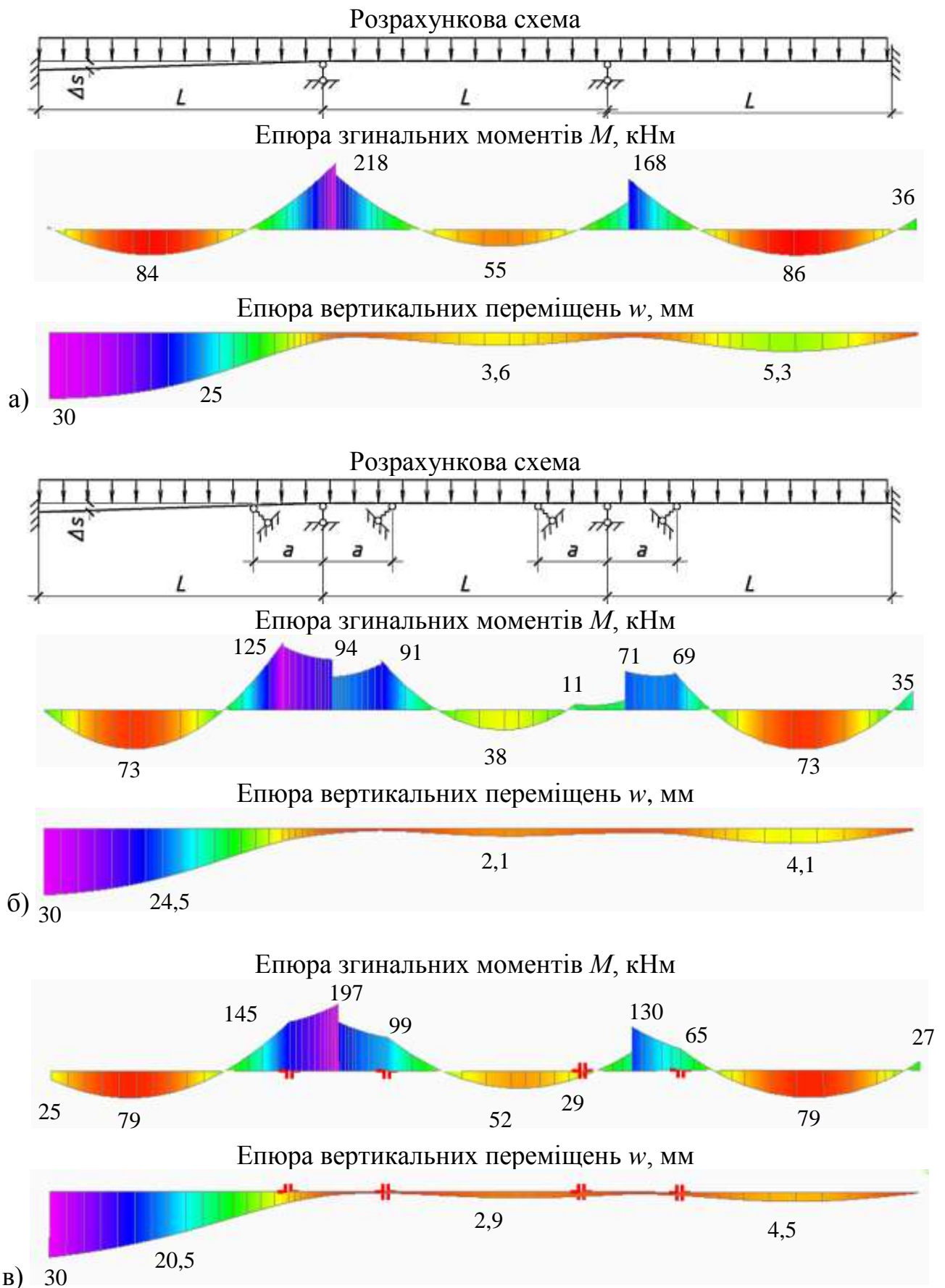


Рис. 7.19 – Епюри внутрішніх зусиль та переміщень балок сталезалізобетонного перекриття для розрахункових випадків: а) Е.2.1; б) Е.2.21; в) Е.2.2.2

До таблиць 7.5 і 7.6 для зручності порівняння зібрані всі результати проведених розрахунків із врахуванням конструктивної нелінійності для різних аналізованих схем просідань суміжних колон (максимальні значення внутрішніх зусиль – згинального моменту – у крайніх та середньому прольотах, в т.ч. над опорами, та стріли прогинів у крайніх та середньому прольотах).

Таблиця 7.5

Максимальні внутрішні зусилля та прогини перерізів балок перекриття
при шарнірному вузлі їх примикання до колон

Розрахунковий випадок (див. прийняту нумерацію)	Згинальний момент M , кНм				Стріла прогину, мм	
	крайній проліт		середній проліт		крайній проліт	середній проліт
	проліт	над підкосом	проліт	над підкосом		
<i>Просідання середньої колони на величину $\Delta s = 30$ мм</i>						
В.2.1	179	97	176	94	35,2	34,8
В.2.2.1	159	63	63	22	33,5	23,3
В.2.2.2	178	96	98	67	32,0	23,2
<i>Порівняння зміни внутрішніх зусиль та прогинів</i>						
вид порівняння	величина відношення аналізованих факторів					
$\Delta_{В.2.2.2 / В.2.1}$	0,99	0,99	0,56	0,71	0,91	0,67
$\Delta_{В.2.2.2 / В.2.2.1}$	1,12	1,52	1,56	3,05	0,96	1,00
<i>Просідання крайньої колони на величину $\Delta s = 30$ мм</i>						
Д.2.1	179	97	176	94	34,8	11,5
Д.2.2.1	67	-178	44	-110	20,1	2,5
Д.2.2.2	97	-61	95	-20	27,8	6,1
<i>Порівняння зміни внутрішніх зусиль та прогинів</i>						
вид порівняння	величина відношення аналізованих факторів					
$\Delta_{Д.2.2.2 / Д.2.1}$	0,54		0,54		0,80	0,53
$\Delta_{Д.2.2.2 / Д.2.2.1}$	1,45		2,16		1,38	2,44

Максимальні внутрішні зусилля та прогини перерізів балок перекриття
при жорсткому вузлі їх примикання до колон

Розрахунковий випадок (див. прийняту нумерацію)	Згинальний момент M , кНм				Стріла прогину, мм	
	крайній проліт		середній проліт		крайній проліт	середній проліт
	проліт	над підкосом	проліт	над підкосом		
<i>Просідання середньої колони на величину $\Delta s = 30$ мм</i>						
Г.2.1	113	92	87	69	31,5	26,8
Г.2.2.1	117	73	84	68	31,5	22,4
Г.2.2.2	152	147	129	129	29,8	22,6
<i>Порівняння зміни внутрішніх зусиль та прогинів</i>						
вид порівняння	величина відношення аналізованих факторів					
$\Delta_{Г.2.2.2/Г.2.1}$	1,35	1,60	1,48	1,87	0,95	0,84
$\Delta_{Г.2.2.2/Г.2.2.1}$	1,30	2,01	1,54	1,90	0,95	1,01
<i>Просідання крайньої колони на величину $\Delta s = 30$ мм</i>						
Е.2.1	84	88	55	67	25,0	3,6
Е.2.2.1	73	125	38	91	24,5	2,1
Е.2.2.2	79	145	52	99	20,5	2,9
<i>Порівняння зміни внутрішніх зусиль та прогинів</i>						
вид порівняння	величина відношення аналізованих факторів					
$\Delta_{Е.2.2.2/Е.2.1}$	0,94	1,65	0,95	1,48	0,82	0,81
$\Delta_{Е.2.2.2/Е.2.2.1}$	1,08	1,16	1,37	1,09	0,84	1,38

На рисунку 7.20 показано графічну інтерпретацію ходу використаного кроково-ітераційного методу розрахунку Ньютона-Рафсона сталевих балок при можливому нерівномірному просіданні суміжних колон. На цих графіках чітко просліджується нелінійне збільшення навантаження на сталеві балки при

просіданні окремих колон та включенні підкосів підсилення у роботу поперечного каркасу.

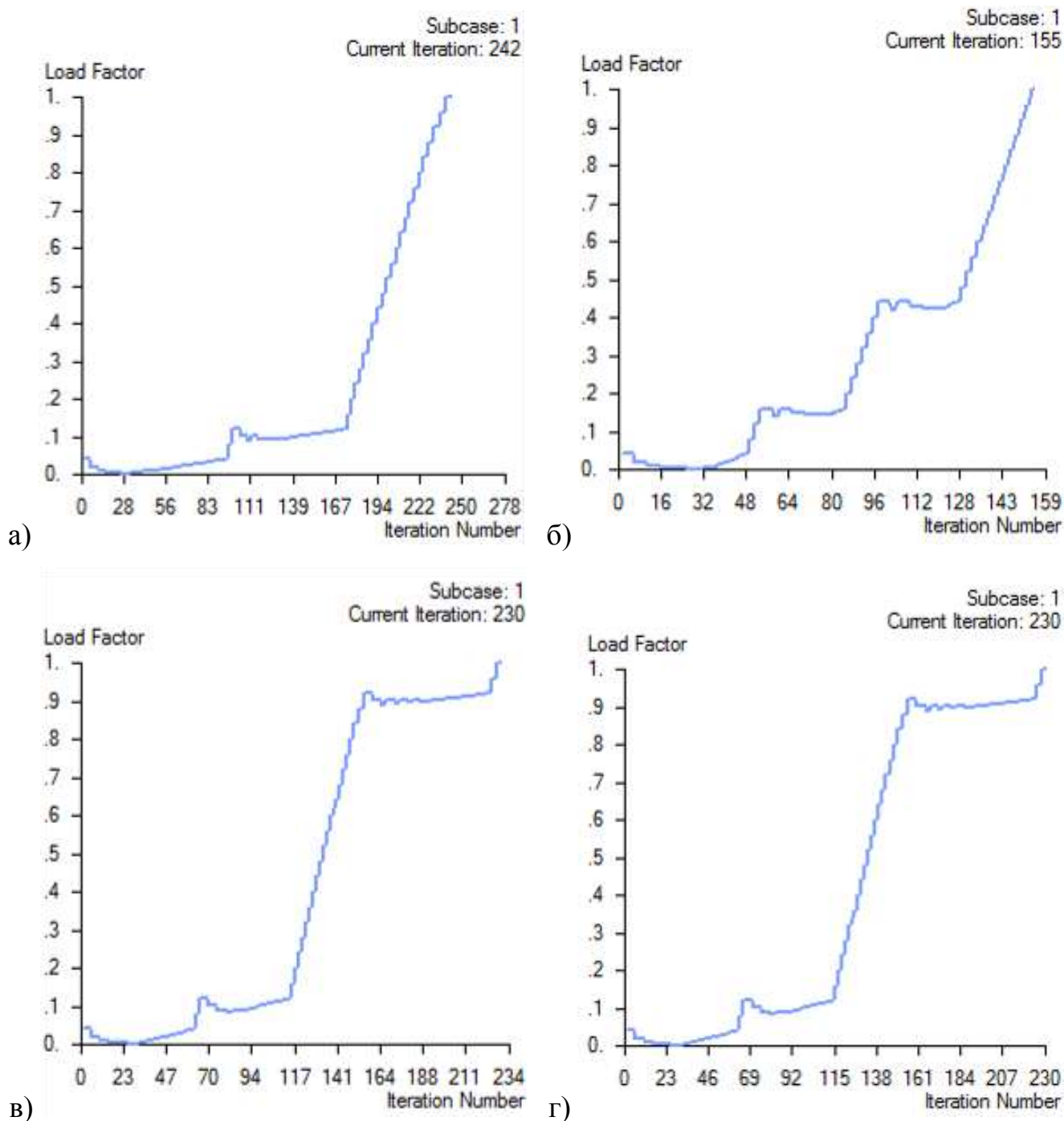


Рис. 7.20 – Графічна інтерпретація ходу використаного кроково-ітераційного методу розрахунку Ньютон-Рафсона сталевих балок при можливому нерівномірному просіданні суміжних колон для розрахункових випадків:

а) В.2.2.2; б) Г.2.2.2; в) Д.2.2.2; г) Е.2.2.2

7.4 Висновки за сьомим розділом

1. Дослідження конструктивної нелінійності під час самонапруження експлуатованих сталезалізобетонних конструкцій виконано на прикладі багатопролітного деформованого сталезалізобетонного перекриття, підсиленого шляхом встановлення підкосів під головні балки.

2. Аналізуючи результати визначення впливу деформованого стану сталезалізобетонного перекриття на власний напружено-деформований стан після влаштування його підсилення, можна відзначити, що встановлення підкосів під деформовані балки дозволяє врівноважити пролітні та опорні згинальні моменти в балках. Неврахування початкового зазору між підкосами та балками (деформованого стану балок) дає похибку результатів визначення розрахункового згинального моменту до 27%; стріли прогину – до 25%.

3. Під час аналізу конструктивно нелінійної роботи сталезалізобетонного перекриття при нерівномірних просіданнях основ суміжних колон встановлено, що неврахування зазору між підкосами підсилення та сталевими балками перекриття, влаштованими по розрізній схемі завищують розрахункові значення згинального моменту до 56%, а при нерозрізній схемі балок – до 54%. Відповідно величину стріли прогину таке неврахування завищує у 2,14 рази при розрізній схемі балок та до 38% при нерозрізній схемі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Абовський, М.П., Інжутов, І.С., Енджієвський, Л.В., Деордієв, С.В., Палагушкін, В.І. (2013). Активне формоутворення конструкцій – творчий процес навчання. Нові комбіновані просторові конструкції. *Зб. наук. пр. ОДАБА: Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*, 17, 9-16.
2. Азізов, Т.Н., Іваницький, А.В. (2013). Нелінійний розрахунок конструкцій із штучних матеріалів у замкнутій обіймі. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 27, 10-15.
3. Азізов, Т.Н., Кочкар'юв, Д.В. (2022). Про нелінійність деформування залізобетонних згинальних елементів. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 42, 62-75.
4. Аль-Калас Мохамед Халед. (1985). *Міцність та деформативність конструктивних елементів сталевих труб, заповнених центрифугованим бетоном*. (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). КНТУ, Кривий Ріг.
5. Андрущак, І.Є., Кошелюк, В.А. (2018). Аналіз поширення тріщин в композитних матеріалах із використанням розширеного методу скінченних елементів. *Науковий журнал «Наукові нотатки». Серія Технічні науки*, 64, 8-15.
6. Ахмеднабієв, Р.М., Гутак, О.І. (2014). Міцність бетонів армованих сталевими волокнами. *Технічні науки – від теорії до практики*, 32, 86-92.
7. Бабич, Є.М., Бабич, В.Є., Савицький, В.В. (2005). *Розрахунок нерозрізних залізобетонних балок із використанням деформаційної моделі: Рекомендації*. Рівне: НУВГП.
8. Барабаш, М., Городецький, Д., Ромашкіна, М. (2018, лютий 06). *Розрахунок конструкцій в нелінійній постановці ЛІРА-САПР*. Взято з <https://help.liraland.com/uk-ua/high-technology-innovations/nonlinearity-in-lira-sapr.html>.
9. Барашиков, А.Я., Бова, Я.О. (2013). Повзучість бетону в плитах зі змішаним армуванням та пропозиції щодо їх розрахунку. *Нові технології в будівництві*, 25-26, 82-85.
10. Барашиков, А.Я., Малишев, О.М. (2008). Оцінювання технічного стану будівель та інженерних споруд: *Навч. посіб. для студ. вищих навч. закл.* Київ: Основа.
11. Барбарський, В.І. (1992). *Робота і розрахунок згинаних попередньо напружених трубобетонних елементів*. (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). ПНТУ імені Юрія Кондратюка, Полтава.
12. Беленя, Є.І. (1960). Сучасний стан та перспективи розвитку попередньо напружених сталевих конструкцій. *Будівництво і архітектура*, 6, 15-19.
13. Бібік, Д.В., Семко, В.О., Воскобійник, О.П. (2011). *Сталезалізобетонний ригель покриття таврового перерізу* (пат. 61921 Україна, МПК Е 04 В 1/30; патентовласник ПНТУ ім. Юрія Кондратюка. № у 2010 12197; заявл. 15.10.2010; опубл. 10.08.2011). Бюл. №15. 4 с.
14. Бібік, Д.В., Семко, О.В. (2010). Визначення внутрішніх зусиль у перерізі сталезалізобетонної балки з урахуванням стадійності виготовлення. *Зб. наук. пр. ПДАБА: Будівництво, матеріалознавство, машинобудування*, 56, 47-53.

15. Білик, С.І., Володимирський, В.О., Білик, А.С. (2011). Період повторюваності для конструкцій з короткими строками служби. *Зб. наук. пр. Українського інституту сталевих конструкцій імені В. М. Шимановського*, 7, 19-25.

16. Більський, М.Р. (2010). Динаміка і стійкість стиснуто-зігнутих стрижнів, підсилених з попереднім напруженням. *Зб. наук. пр. НУ «Лвівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 662, 45-49.

17. Більський, М.Р. (2010). Експериментальне дослідження поздовжньо стиснутих елементів сталевих каркасів, підсилених під навантаженням з регулюванням їх напружено-деформованого стану. *Зб. наук. пр. ОДАБА: Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*, 14, 4.1, 34-41.

18. Біргер, І.А., Пановко, Я.Г. (1968). *Міцність. Стійкість. Коливання. Довідник в трьох томах*. Т. 1.

19. Бліхарський, З.Я., Хміль, Р.Є., Римар, Я.В., Ковальчук, Б.М., Титаренко, Р.Ю. (2015). Методика експериментального дослідження міцності нормальних перетинів залізобетонних балок, підсилених додатково попередньо напруженою арматурою під навантаженням. *Зб. наук. пр. НУ «Лвівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 823, 21-26.

20. Буракас, А.І. (1964). *Комбіновані попередньо напружені перекриття промислових будівель*. Київ.

21. Буракас, А.І., Кривошеєв, П.І., Чемер, А.В. (1985). *Ефективні конструкції багатопверхових будівель*. Київ: Будівельник.

22. Буцька, О.Л., Савицький, М.В. (2013). Розрахунок плоского залізобетонного збірно-монолітного перекриття з кругло пустотними плитами і монолітними ригелями за допомогою ПК SCAD. *Зб. наук. пр. ПДАБА: Будівництво, матеріалознавство, машинобудування*, 1-3.

23. Ватуля, Г.Л., Китов, Ю.П., Веревичева, М.А, Синчук, С.Д. (2016). Деякі особливості задачі оптимізації шпренгельних балок. *Зб. наук. пр. УкрДУЗТ*, 161, 36-47.

24. Ватуля, Г.Л., Орел, Є.Ф., Левчук, С.В., Андрущенко, І.М. (2013). Вплив параметрів проектування на оптимальність конструкції трьохшарнірних арок. *Зб. наук. пр. УкрДАЗТ*, 141, 191-196.

25. Ватуля, Г.Л., Орел, Є.Ф., Сінчук, С.Д., Величко, С.А. (2014). Задача оптимального проектування шпренгельної балки при дії постійного навантаження. *Зб. наук. пр. УкрДАЗТ*, 147, 118-122.

26. Вахуркін, В.М. (1958). Попереднє напруження та оптимальна форма згинаних елементів. *Зб. наук. пр.: Матеріали по сталевих конструкціях*, 3, 48-56.

27. Вегера, П.І., Хміль, Р.Є., Бліхарський, З.Я. (2016). Аналіз основних методів підсилення композитними матеріалами похилих перерізів згинаних залізобетонних елементів. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 32, 443-450.

28. Вибранець, Ю.Ю., Іваник, І.Г., Віхоть, С.І., Іваник, Ю.І. (2014). Просторовий розрахунок комбінованих сталезалізобетонних систем. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 3 (42), 86-91.

29. Володимирський, В.О. (2010). Про розрахунок сталевих конструкцій на втому за Eurocode. *Зб. наук. пр. Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського*, 5, 124-129.
30. Воскобійник, О.П. (2014). *Сталезалізобетон: надійність, технічні стани, ризики: монографія*. Полтава: ПНТУ.
31. Гайдаров, Ю.В. (1971). *Попередньо напружені металеві конструкції*.
32. Гарькава, О.В., Гасенко, А.В. (2017). Визначення міцності залізобетонних колон при косому стиску. *Наука та будівництво*, 4 (14), 29-35.
33. Гасенко А.В., Юрко, П.А. (2014). Прогнозування напружено-деформованого стану стиснутих залізобетонних елементів шляхом комп'ютерного моделювання. *Зб. наук. пр.: Вісник СНАУ. Серія : Будівництво*, 10 (18), 85-90.
34. Гасенко, А.В. (2012). Конструктивні рішення вузлів поєднання сталевих колон з перекриттям у громадських та промислових будівлях. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 3 (33), 55-61.
35. Гасенко, А.В. (2022). Досвід створення попередніх самонапружень у стиснутих сталезалізобетонних елементах. *Український журнал будівництва та архітектури* 3, (009), 35-43.
<https://doi.org/10.30838/J.BPSACEA.2312.050722.35.862>
36. Гасенко, А.В. (2022). Огляд методів створення попередніх самонапружень у згинаних просторових сталезалізобетонних конструкціях. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 41, 110-118. <https://doi.org/10.31713/budres.v0i41.12>
37. Гасенко, А.В., Новицький, О.П. (2022, 25 квітня – 21 травня). Схеми завантаження ділянки сталезалізобетонного перекриття під час його натурального випробування. *Тези 74-ї наук. конф. професорів, викладачів, наукових працівників, аспірантів та студентів університету*. Полтава: НУПП, Т.1, 171-172.
38. Гасенко, А.В., Гудзь, С.А., Дарієнко, В.В. (2014). Оптимізація розмірів сталезалізобетонних балок при їх розрахунку згідно з вимогами ДСТУ Б EN 1994-1-1:2010. *Зб. наук. праць УкрДАЗТ*, 148, ч. 2, 123-129.
39. Гасенко, А.В., Семко, О.В. (2022, 29-30 червня). Небажаний перерозподіл зусиль в пошкоджених будівельних конструкціях та заходи щодо його усунення. *Тези доповідей всеукр. наук.-практ. форуму: ПЕРЕМОЖЕМО – ВІДБУДУЄМО!* Дніпро: ДВНЗ ПДАБА, 91-93.
40. Гасенко, А.В., Кириченко, В.А., Крупченко, О.А. (2013). Чисельні дослідження напружено-деформованого стану пошкоджених залізобетонних ребристих плит покриття. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 4 (39), Т.1, 78-83.
41. Гасенко, А.В., Крупченко, О.А. (2011). Визначення величини зсувного зусилля у двотаврових сталезалізобетонних балках. *Зб. наук. пр. НДІБК: Будівельні конструкції*, 74, кн. 2, 402-406.
42. Гасенко, А.В., Новицький, О.П., Пенц, В.Ф. (2021). Реконструкція багатоповерхових промислових будівель під доступне житло із використанням ресурсозберезувальних конструктивних рішень. *Зб. наук. пр.: Вісник НУВГП. Серія: Технічні науки*, 2 (94), 27-40. <https://doi.org/10.31713/vt220214>

43. Гасенко, А.В., Новицький, О.П., Рожко, В.Н. (2017). Особливості створення скінченно-елементної моделі системи «основа – віброармована ґрунтоцементна паля». *Зб. наук. праць УкрДУЗТ*, 167, 34-41.
44. Гасенко, А.В., Пащенко, А.М., Голов, О.О., Северин, В.О. (2011). Розрахунок на стійкість сталобетонних колон, виконаних із швелерів, методом скінченних елементів з урахуванням дійсних діаграм роботи матеріалів. *Зб. наук. пр. ОДАБА: Сучасні будівельні конструкції з металу і деревини*, 15, ч. 2, 70-74.
45. Гасенко, А.В., Пащенко, А.М., Дарієнко, В.В. (2012). Чисельне дослідження положення нульової лінії по довжині нерозрізних сталезалізобетонних балок з різним кроком встановлення гнучких анкерів. *Наук.-техн. зб. ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура*, 103, 68-73.
46. Гасенко, А.В., Пігуль, О.В., Маган, І.В. (2010). Моделювання напружено-деформованого стану безкапітельних вузлів монолітного залізобетонного перекриття із сталобетонними колонами. *Зб. наук. пр.: Вісник СНАУ. Серія : Будівництво*, 11 (14), 53-60.
47. Гвоздєв, О.О. (1960). Актуальні питання розвитку збірних попередньо напружених конструкцій. *Бетон і залізобетон*, 7, 295-297.
48. Гладишев, Д.Г., Кінаш, Р.І., Гладишев, Г.М. (2005). Підхід до визначення резервів несучої здатності ригелів у межах збірної залізобетонної рами будинку. *Зб. наук. пр. НУ «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 545, 26-32.
49. Гнідець, Б.Г. (2005). Стики з напруженою арматурою і регулюванням зусиль в збірно-монолітних нерозрізних балкових і рамних мостах. *Зб. наук. пр. ФМІ ім. Г.В. Карпенка НАН України*, 6, 638-644.
50. Гнідець, Б.Г. (2007). Дослідження і застосування збірно-монолітних конструкцій промислових будівель. *Вісник НУ «Львівська політехніка»: Теорія і практика будівництва*, 602, 18-26.
51. Гнідець, Б.Г. (2008). *Залізобетонні конструкції з напружуваними стиками і регулюванням зусиль: монографія*. Львів: НУ «Львівська політехніка».
52. Гнідець, Б.Г., Литвин, Г.Я. (2006). Стики рамних систем каркасних будинків і споруд великорозмірних збірних залізобетонних елементів. *Ефективні буд. констр., ресурсоощадні техн., арх.-проект. вирішення у сільському буд-цтві та арх.* Львів: ЛДАУ, 103-110.
53. Гоголь, М.В. (2010). Раціональний спосіб підвищення ефективності комбінованих металевих конструкцій. *Зб. наук. пр.: Вісник ОДАБА*, 38, 158-164.
54. Гоголь, М.В. (2014). Методика і алгоритм раціонального проектування комбінованих металевих конструкцій. *Металеві конструкції*, 1, Т. 20, 29-43.
55. Гоголь, М.В. (2017). Вплив деформованого стану балки жорсткості на розподіл зусиль в системі. *International Scientific Journal*, 11(33), 45-47. <https://doi.org/10.25313/2520-2057-1-11-2771>
56. Гоголь, М.В. (2018). *Регулювання напружень у сталевих комбінованих конструкціях : монографія*. Київ: Сталь.
57. Голишев, О.Б., Ткаченко, І.М. (1990). *Підсилення несучих будівельних конструкцій виробничих будівель і просядачих основ*. Київ: Логос.

58. Голоднов, О.І. (2018). *Регулювання залишкових напружень у зварних двотаврових колонах та балках*. Київ: Сталь.
59. Гордєєв, В.М., Мушанов, В.Ф., Перельмутер, А.В. (2013). *Термінологічний словник для перекладу єврокодів*. Донецьк – Київ: УЦСБ.
60. Горик, О.В., Кириченко В.А. (2003). Теоретична й експериментальна апробація методики визначення уточнених крайових умов елементів, що згинаються. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 13, 14-17.
61. Гриневич, Є.О. (2004). *Підсилення залізобетонних балок локальним обтисненням додатковою зовнішньою арматурою*. (Автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). ХДТУБА, Харків.
62. Гриневич, Є.О. (2004). *Будівельні конструкції, будівлі та споруди*. Харків.
63. Губій, М.М., Ахметнабієв, Р.М. (2007). *Проектування ремонту й підсилення будівель та споруд із застосуванням сучасних матеріалів і технологій*. Харків: Тимченко.
64. Гудзь, С.А., Гасенко, А.В. (2017). Розбіжність результатів розрахунку позацентрово стиснутих сталевих двотаврових елементів за згинально-крутильною формою втрати стійкості. *Нові технології в будівництві*, 32, 85-90.
65. Гудзь, С.А., Гасенко, А.В. (2018). Вплив жорсткості приєднаних конструкцій на стійкість балок. *Зб. наук. пр. КНУБА: Шляхи підвищення ефективності будівництва в умовах формування ринкових відносин*, 35, 114-123.
66. Данильченко, О.Ф. (1988). *Безфасонні сталеві кроквяні ферми мінімальної працємісткості*. (Автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). ВУ, Вільнюс.
67. ДБН В.1.2-14:2018. (2018). *Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель і споруд*. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України.
68. ДБН В.2.1-10:2018. (2018). *Основи і фундаменти будівель та споруд*. Основні положення Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України.
69. ДБН В.2.3-14:2006. (2006). *Мости та труби. Правила проектування*. Київ: Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господарства.
70. ДБН В.2.6-160:2010. (2010). *Сталезалізобетонні конструкції. Основні положення*. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України.
71. ДБН В.2.6-198:2014. (2014). *Сталеві конструкції. Норми проектування*. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України.
72. ДБН В.2.6-98:2009. (2009). *Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення проектування*. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України.
73. Дорофєєв, В.С., Карпюк, В.М., Петров, О.М., Петров, М.М., Крантовська, О.М. (2018). Розрахунок міцності просторових перерізів прогінних

залізобетонних конструкцій при їх згині з крученням за удосконаленою інженерною методологією. *Наука та будівництво*, 4, 18-27.

74. Дроб'язко Л.Є. (1985). *Легкі конструкції сільськогосподарських будівель*. К.: Будівельник.

75. ДСТУ-Б В.3.1-2:2016. (2016). *Ремонт і підсилення несучих і огороджувальних будівельних конструкцій та основ будівель і споруд*. Київ: НДІБК.

76. ДСТУ-EN 10002-1:2006. (2008). *Матеріали металеві. Випробування на розтяг. Частина 1. Метод випробування за кімнатної температури*. Київ: Держспоживстандарт України.

77. ДСТУ-Б В.2.6-210:2016. (2016). *Оцінка технічного стану сталевих будівельних конструкцій, що експлуатуються*. Київ: Міністерство регіонального розвитку, будівництва та житлово-комунального господарства України.

78. ДСТУ-Б В.2.6-215:2016. (2017). *Розрахунок і конструювання сталезалізобетонних конструкцій з плитами по профільованому настилу*. Київ: ДП «УкрНДНЦ».

79. ДСТУ-Б В.2.6-216:2016. (2017). *Розрахунок і конструювання з'єднувальних елементів сталезалізобетонних конструкцій*. Київ: ДП «УкрНДНЦ».

80. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010. (2012). *Єврокод 2. Проектування залізобетонних конструкцій*. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України.

81. ДСТУ-Н Б EN 1994-1-1:2010. (2012). *Єврокод 4. Проектування сталезалізобетонних конструкцій*. Київ: Міністерство регіонального розвитку та будівництва України.

82. ДСТУ-Н Б А.1.1-81:2008. (2008). *Основні вимоги до будівель і споруд. Настанова із застосування термінів основних вимог до будівель і споруд згідно з тлумачними документами Директиви Ради 89/106/ЄЕС*. Київ: Мінрегіонбуд України.

83. ДСТУ-Н Б В.1.2-18:2016. (2017). *Настанова щодо обстеження будівель і споруд для визначення та оцінки їх технічного стану*. Київ: ДП «УкрНДНЦ».

84. Єгоров, Є.А., Ковтун-Горбачева, Т.А. (2016). Особливості використання методу граничних станів до розрахунку конструкцій в аварійних ситуаціях. *Зб. наук. пр. ПДАБА: Будівництво, матеріалознавство, машинобудування*, 91, 53-57.

85. Єфіменко, В.І. (2008). *Центрифуговані трубобетонні конструкції*. Кривий Ріг: КТУ.

86. Завдяк, П.П. (1980). *Розрахунок попередньо напружених стиків та їх вплив на жорсткість і тріщиностійкість нерозрізних залізобетонних балок* (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). НДІБК, Київ.

87. Іваник, І.Г., Віхоть, С.І., Вибранець, Ю.Ю. (2007). Методика регулювання зусиль в комбінованих статично невизначених сталезалізобетонних конструкціях. *Зб. наук. пр. Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій*, 7, 443-453.

88. Іваник, І.Г., Віхоть, С.І., Вибранець, Ю.Ю. (2010). Регулювання зусиль в сталобетонних комбінованих статично невизначених конструкціях з врахуванням

положення нейтральної осі балки жорсткості. *Зб. наук. пр. НУ «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва, 664, 116-121.*

89. Іваник, Ю.І., Демчина, Б.Г. (2016). Дослідження напружено-деформованого стану сталезалізобетонних попередньо напружених шпренгельних конструкцій в умовах постадійної роботи. *Наук.-техн. зб. КНУБА: Містобудування та територіальне планування, 61, 50-61.*

90. Ізбаш М.Ю., Воблих В.А. (2007). Принципи розрахунку сталезалізобетонних опертих по контуру плит. *Науковий вісник будівництва, 42, 81-86.*

91. Ізбаш, М.Ю. (2008). Зниження витрат напружуваної арматури в локально обтиснутих сталезалізобетонних згинаних конструкціях. *Наук.-техн. зб. ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура, 81, 15-23.*

92. Ізбаш, М.Ю. (2008). *Локально попередньо напружені сталезалізобетонні конструкції для нового будівництва та реконструкції.* (Автореф. дис. д-ра. техн. наук: спец. 05.23.01). ХДАБА, Харків.

93. Ізбаш, М.Ю. (2011). Пряме проектування підсилення експлуатованих нерозрізних багатопролітних сталезалізобетонних балок. *Наук.-техн. зб. ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура, 100, 425-434.*

94. Каплін, Р.Б. (2019). Сучасні сталезалізобетонні прогонові будови мостів малих і середніх прольотів. *Зб. наук. пр. УкрДУЗТ, 193, 24-32.*

95. Каржинерова, Т.І., Гриневич, Є.О. (2020). Досвід перетворення промислових будівель і територій в цивільні об'єкти. *Зб. наук. пр. ХНУБА: Науковий вісник будівництва, 2, Т. 100, 163-169.*

96. Каржинерова, Т.І., Гриневич, Є.О. (2020). Інноваційні прийоми апгрейда та реконструкції будівель. *Зб. наук. пр. ХНУБА: Науковий вісник будівництва, 3, Т. 101, 79-86.*

97. Карпюк, В.М., Антонова, Д.В. (2020). Основні параметри тріщиностійкості звичайних та пошкоджених залізобетонних балок, підсилених вуглепластиком, за малоциклового навантаження високих рівнів. *Зб. наук. пр. ХНУБА: Науковий вісник будівництва, 1, Т. 99, 105-110.*

98. Кваша, В.Г., Рачкевич, В.С., Салійчук, Л.В. (2010). Розширення плитної нерозрізної збірно-монолітної залізобетонної прольотної будови косою в плані автодорожнього моста. *Зб. наук. пр. НУ «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва, 664, 156-163.*

99. Китов, Ю.П., Ватуля, Г.Л., Веревичева, М.А., Дериземля, С.В. (2016). Рационалізація перерізів сталезалізобетонних балок. *Зб. наук. пр. ДНУЗТ: Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика, 10, 27-34.*

100. Кінаш, Р. І., Гладишев, Г. М., Гладишев, Д. Г. (1997). Розрахунок рами каркасу багатоповерхового будинку із неосьовою схемою ригелів. *Зб. наук. пр. НУ «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва, Т.4. 15-22.*

101. Кінаш, Р.І., Гладишев, Д.Г. (2003). Натурні дослідження ригелів багатоповерхових багатопролітних залізобетонних рам для виявлення розпірних

зусиль на опорах ригелів. *Зб. наук. пр. НДІБК: Будівельні конструкції. Серія: Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону*, 59, Кн. 2, 124-130.

102. Кінаш, Р.І., Гладішев, Д.Г. (2004). *Рекомендації до розрахунку залізобетонних згинаних елементів з урахуванням утворення розпирних зусиль в межах рамної системи*. Львів.

103. Клименко, Є.В. (2004). *Технічна експлуатація та реконструкція будівель і споруд*. Київ: «Центр навч. літ.».

104. Клименко, Є.В., Антонюк, Н.Р., Кос, Ж.В. (2018). Несуча здатність залізобетонних елементів, пошкоджених при експлуатації. *Наука та будівництво*, 2 (16), 18-24.

105. Клименко, Ф.Є. (1984). *Сталебетонні конструкції із зовнішнім листовим армуванням*. Київ: Будівельник.

106. Комаров, В.А., Мрикін, С.В. (2006). Оптимізація розміщення опор статично визначених балок. *Зб. наук. пр.: Вісник СДАУ. Серія: Будівництво*, 1, 86-92.

107. Кочкаръов, Д.В. (2014). Основи розрахунку залізобетонних елементів методом розрахункових опорів залізобетону. *Зб. наук. пр. Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація*, 3(42), 2, 67-73.

108. Кочкаръов, Д.В., Бабич, В.І. (2016). *Розрахунок залізобетонних елементів методом розрахункових опорів залізобетону: рекомендації*. Рівне: О. Зень.

109. Кошелюк, В.А. (2018). Визначення взаємовпливу одночасно утворених тріщин на модуль вектору переміщень. *Науковий журнал Комп'ютерно-інтегровані технології: освіта, наука, виробництво*, 30-31, 160-165.

110. Кришан, А.Л., Трошкіна, Е.А. (2012). Розрахунок міцності бетонного ядра трубобетонних колон кільцевого поперечного перерізу. *Матеріали міжн. практ. конф.: Сучасні проблеми та шляхи їх вирішення в науці, транспорті, виробництві та освіті 2012*. Одеса: ОДАБА, 4, Т. 47, 55-60.

111. Крусь, Ю.О. (2022). Зв'язок між напруженнями і деформаціями бетону за різних силових режимів короткочасного осьового стиску. *Технічні науки та технології*, 1 (27), 184-198.

112. Крусь, Ю.О., Крусь, О.Ю. (2008). Вплив фізичної нелінійності й режиму завантажування на окреслення та формалізоване представлення діаграми деформування бетону. *Зб. наук. пр. ДДНДІ імені М.П. Шульгіна: Дороги і мости*, 8, 169-183.

113. Кушнір, Ю.О. (2012). Експериментальні дослідження міцності сталевих балок, що підсилені горизонтальними тяжами. *Наук.-техн. зб. ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура*, 105, 168-179.

114. Кушнір, Ю.О., Пенц, В.Ф. (2013). Підбір оптимального армування нормального прямокутного перерізу попередньо-напружених сталезалізобетонних балок на основі деформаційної моделі. *Міжвід. наук.-техн. збірник НДІБК:*

Будівельні конструкції. Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону, 78, Т. 2, 78-84.

115. Лаврінченко, Л.І. (2022, 4-11 січня). Перспективні напрямки дослідження малоелементних ферм із застосуванням двотаврів з гофрованими стінками. *Зб. пр. XVI Міжнар. наук. конф.: Наука та освіта*. Хайдусобосло, Угорщина, 114-119.

116. Лаххам, Х., Салій, Г.Ш., Спіранде, К.В. (1994). Попередньо напружені елементи із шпренгельним підкріпленням. *Матеріали міжн. наук.-практ. конф: Удосконалення будівельних матеріалів, технологій та методів розрахунку конструкцій в нових економічних умовах*. Суми, 196-197.

117. Ліберман, А.Д., Коршунов, Д.А. (1965). *Збірно-монолітні схильні покриття промислових будівель з кроком 12 м*.

118. Лободанов, М.М., Вегера, П. І., Бліхарський, З.Я. (2018). Аналіз основних методів дослідження впливу пошкоджень на несучу здатність в залізобетонних елементах. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 3, 389-396.

119. Лопатто, А. Е. (1973). Про властивість бетону, що твердіє в замкнутій обіймі, та жорсткості трубобетонних елементів. *Зб. наук. пр. НДІБК: Будівельні конструкції*, 11, 232-234.

120. Лучко, Й.Й., Ковальчук, В.В., Кархут, І.І. (2020). *Термонапружений стан конструкційних бетонів, залізобетонних і сталобетонних конструкцій та мостів: монографія*. Львів: Світ.

121. Лучко, Й.Й., Мямлін, С.В. (2017). *Динаміка стержневих систем та споруд: підручник*. Львів: Каменяр.

122. Максимович, О.В. (2009). Розрахунок напруженого стану анізотропних пластинок з отворами і криволінійними тріщинами при врахуванні контакту їхніх берегів. *Вісник Тернопільського державного технічного університету*, 3, 36-42.

123. Максимович, О.В., Лавренчук С.В. (2016). Визначення напружень біля кругового штампа та тріщин у ізотропній півплощині. *Зб. наук. пр.: Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 5, 126-136.

124. Мальганов, А.І., Плевков, В.С. (2002). *Відновлення та посилення огорожувальних будівельних конструкцій будівель та споруд: навчальний посібник*. Томськ: Друкована мануфактура.

125. *Метод розподілення моментів*. Взято з <https://mash-xxl.info/info/177170/> (дата звернення: 11.09.2021).

126. Методика обстеження будівель та споруд, пошкоджених внаслідок надзвичайних ситуацій, бойових дій та терористичних актів. (2022). *Наказ Міністерства розвитку громад та територій України 28.04.2022 року № 65*.

127. Моргун А.С., Сорока М.М. (2017). Розв'язання задач параметричної оптимізації будівельних конструкцій в програмному комплексі ANSYS. *Вісник ВПІ. Серія: Будівництво*, 5, 18-23.

128. Моргун, А.С., Меть, І.М. (2009). Врахування перерозподілу зусиль під час дослідження напружено-деформованого стану сумісної роботи системи

«основа – фундамент – будівля». *Наукові праці ВНТУ. Серія: Будівництво*, 2, 27-33.

129. Мохамед Хішам Альхадж Махмуд Аль-Лаххам. (1996). *Локальні попередньо напружені згинані елементи шпренгельного типу* (Автореф. дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). УкрДАЗТ, Харків.

130. Нілов, О.О., Лавріненко, Л.І., Нілова, Т.О., Семчук, І.Ю. (2016). Стійкість поперечно-гофрованих синусоїдних стінок двотаврових балок за межею пружності. *Зб. наук. пр. Українського інституту сталевих конструкцій імені В.М. Шимановського*, 17, 15-26.

131. Нілов, О.О., Нілова, Т.О. (2015). Чисельне дослідження несучої здатності сталевих балок з поперечно-гофрованою стінкою з урахуванням початкових недосконалостей. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 30, 193-199.

132. Ольков, Я.І. (2000). Оптимізація та вибір раціональних конструктивних форм металевих конструкцій. *Матеріали VII Української наук.-техн. конф.: Металеві конструкції*. Дніпро, 105-108.

133. Павліков, А.М. (2007). *Нелінійна модель напружено-деформованого стану косошантажених залізобетонних елементів у закритичній стадії: монографія*. Полтава: ПНТУ.

134. Павліков, А.М. (Ред.). (2017). *Сучасні конструктивні системи будівель із залізобетону: монографія*. Полтава: ТОВ «АСМІ».

135. Павліков, А.М., Гасенко, А.В., Жарий, С.С. (2012). *Спосіб улаштування стику колон та надколонних плит уніфікованої системи збірно-монолітного безригельного каркасу* (пат. 75554 Україна, МПК Е 04 В 5/43; патентовласник ПНТУ ім. Юрія Кондратюка. № u 2012 04830; заявл. 17.04.2012; опубл. 10.12.2012). Бюл. № 23.

136. Пашинський, В.А., Пашинський, М.В., Скриннік, І.О., Дарієнко, В.В. (2019). Вагові характеристики та галузі раціонального використання сталевих центрально-стиснутих колон. *Зб. наук. пр. ПНТУ: Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 12, 146-154.

137. Пашинський, В.А., Пашинський, М.В., Шамара, В.С. (2022, 13-15 квітня). Вплив розрахункових параметрів методу граничних станів на надійність сталевих кроквяних балок. *Матеріали IV Міжн. наук.-практ. конф.: Підвищення надійності і ефективності машин, процесів і систем*. Кропивницький: ЦНТУ, 145-148.

138. Пелешко, І.Д., Бліхарський, З.Я., Балук, І.М. (2014). Урахування зміни жорсткості елементів під час визначення зусиль у процесі оптимального проектування підсилення стрижневих металевих конструкцій. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 30, 614-620.

139. Перельмутер, А.В. (1998). *Управління поведінкою несучих конструкцій*. Київ: УФІМБ.

140. Перельмутер, А.В., Юрченко, В.В. (2021). Про доцільність та формулювання задач пошуку оптимальних проектних рішень стержневих

конструкцій із холодногнутих профілів. *Таврійський науковий вісник. Серія: Технічні науки*, 6, 140-152. <https://doi.org/10.32851/tnv-tech.2021.6.18>

141. Пермяков, В.О. (Ред.), Шимановський, О.В. (Ред.). (2008). *Металеві конструкції*. Київ: Сталь

142. Пермяков, В.О., Перельмутер, А.В., Юрченко, В.В. (2008). *Оптимальне проектування сталевих стержневих конструкцій*. Київ.

143. Першаков, В.М. (2007) *Каркасні будинки з тришарнірних залізобетонних рам: монографія*. Київ: НАУ.

144. Пічугін, С.В., Семко, О.В., Трусов, Г.М., Бібік, В.М., Гасенко, А.В., Патенко, Ю.Є. (2011). Результати обстежень несучих конструкцій будівель виробничої бази будівельно-монтажного управління. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 21, 517-524.

145. Пічугін, С.Ф. (2020). Статистичний опис механічних характеристик сталей для будівельних конструкцій. *Зб. нак. пр. ЛНТУ: Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 14, 147-159.

146. Пічугін, С.Ф., Семко, О.В., Бібік, В.М., Трусов, Г.М., Бібік, М.В., Гасенко, А.В. (2015). Особливості зміни зусиль в елементах сталевих каркасів промислової будівлі за 80 років експлуатації. *Зб. наук. пр.: Вісник ОДАБА. Серія: Будівельні матеріали та технології*, 61, 339-346.

147. Пічугін, С.Ф., Семко, О.В., Трусов, Г.М., Бібік, В.М., Гасенко, А.В. (2012). Типові пошкодження несучих конструкцій складських і виробничих будівель та шляхи запобігання їх утворення. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 23, 715-720.

148. Попович, Б.С., Давидчак, О.Р. (2007). *Будівельна механіка статично визначених стержневих систем: навч. посіб.* Львів: НУ «Львівська політехніка».

149. Ржаніцин, А.Р. (1948). *Теорія складених стержнів будівельних конструкцій*.

150. Романюк, В.В. (2014). Оптимальні рішення проектувальника для підбору площ поперечних перерізів опор конструкції-платформи при переоцінках невизначеностей в узагальненій моделі. *Кібернетика та системний аналіз*, 3, Т. 50, 116-129.

151. Романюк, В.В., Василенко, В.Б. (2014). Використання металевих конструкцій для покриття виробничих і громадських будівель. *Зб. наук. пр. ЛНТУ: Сучасні технології та методи розрахунків у будівництві*, 1, 112-118.

152. Ромашко, О.В., Ромашко, В.М., Журавський, О.Д. (2019). Узагальнена модель зчеплення арматури з бетоном. *Зб. наук. пр.: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 37, 214-221.

153. Савін, Г.Н., Лозовий, Ю.І. (1965). Підсилення сталевих конструкцій методом їх попереднього напруження термічним та електротермічним способами. *Тези наук.-практ. конф.: Підсилення будівельних конструкцій та технології попередньо-напружених залізобетонних конструкцій*. Львів: ЛПІ, 49-52.

154. Салій, Г.Ш. (1999). *Попередньо напружені конструкції зниженої енерговитратності зі склопластиковим і стальним армуванням*. (Автореф. дис. д-ра техн. наук: спец. 05.23.01). ХДАЗТ, Харків.

155. Салійчук, Л.В. (2003). Робота в бетоні трубчастого замоноличеного анкера при поперечному навантаженні. *Зб. наук. пр.: Будівельні конструкції*, 59, 1, 279-287.
156. Салійчук, Л.В. (2004). Дослідження міцності і деформативності замоноличеного в бетоні трубчастого анкера при зсуві. *Зб. наук. пр.: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 9, 202-208.
157. Семірненко, Ю.І. (1998). *Регулювання напружено-деформованого стану залізобетонних балок*. (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). ССУ, Суми.
158. Семко, О.В. (2004). *Імовірнісні аспекти розрахунку сталезалізобетонних конструкцій : монографія*. Київ: Сталь.
159. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Фенко, О.Г., Дарієнко, В.В. (2022). Рациональне використання несучої здатності сталевих профільованих листів незнімної опалубки сталезалізобетонних перекриттів. *Зб. наук. пр. КНТУ: Центральноукраїнський науковий вісник. Серія: Технічні науки*, 5 (36), Ч. 2, 153-161. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5\(36\).153-161](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2022.5(36).153-161).
160. Семко, О.В., Бібік, Д.В., Воскобійник, О.П., Семко, В.О (2011). Експериментальні дослідження сталезалізобетонного ригеля прольотом 13,5 м. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 21, 323-330.
161. Семко, О.В., Воскобійник, О.П. (2012). *Керування ризиками при проектуванні та експлуатації сталезалізобетонних конструкцій : монографія*. Полтава: ПНТУ.
162. Семко, О.В., Воскобійник, О.П., Гасенко, А.В. (2010). Напружено-деформований стан сталезалізобетонних балкових конструкцій з дефектами. *Зб. наук. пр. ПДАБА: Будівництво, матеріалознавство, машинобудування*, 56, 476-482.
163. Семко, О.В., Воскобійник, О.П., Гасенко, А.В. (2012). *Сталезалізобетонна конструкція підсилення* (пат. 67776 Україна, МПК Е 04 С 1/00; патентовласник ПНТУ ім. Юрія Кондратюка. № у 2011 08262; заявл. 01.07.11; опубл. 12.03.12). Бюл. № 5.
164. Семко, О.В., Гасенко, А.В. (2010). Аналіз розрахунку методом скінченних елементів напружено-деформованого стану проміжного вузла сталезалізобетонних рам. *Зб. наук. пр. НУ «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 662, 345-349.
165. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Гарькава, О.В., Данисько, В.Ю. (2018). Вплив зведення інженерних споруд на розвиток пошкоджень несучих конструкцій будівель прилеглих територій. *Зб. наук. пр. ДНУЗТ: Мости та тунелі: теорія, дослідження, практика*, 14, 49-56. <https://doi.org/10.15802/bttrp2019/152875>
166. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Дарієнко, В.В. (2009). Визначення несучої здатності сталезалізобетонних нерозрізних балок з гнучкими анкерами. *Зб. наук. пр. ПДАБА: Будівництво, матеріалознавство, машинобудування*, 50, 510-514.
167. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Дарієнко, В.В. (2009). Теоретичне моделювання напружено-деформованого стану гнучких анкерів. *Зб. наук. пр.: Вісник ОДАБА. Серія: Будівельні конструкції, будівлі та споруди. Сейсмостійкість будівель та споруд*, 33, 140-145.

168. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Дарієнко, В.В. (2014). Про можливість зменшення перерізу сталевих балок перекриття шляхом урахування сумісної роботи з монолітною залізобетонною плитою. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 3 (42), т. 2, 115-119.
169. Семко, О.В., Гасенко, А.В., Дарієнко, В.В., Богущ, О.І. (2011). Поєднання сталеві та бетонної частин сталезалізобетонних конструкцій за допомогою анкерів системи Nelson. *Наук.-техн. зб. ХНАМГ: Комунальне господарство міст. Серія: Технічні науки та архітектура*, 97, 77-82.
170. Семко, О.В., Гудзь, С.А., Дарієнко, В.В. (2007). Експериментальні дослідження однопролітних сталезалізобетонних балок із гнучкими анкерами системи Nelson. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 20, 89-94.
171. Скорук, Л.М., Сібіковський, О.В. (2020). Розрахунок та моделювання поперечника каркасу з залізобетонними балками змінного поперечного перерізу. *Зб. наук. пр.: Вісник КНУБА. Серія: Екологічні науки*, 1 (20), Т. 2, 45-52.
172. Сопов, В.П., Долгий, В.П. (2018). Вплив хімічних добавок на реологічні властивості багатокомпонентних бетонних сумішей. *Зб. наук. пр. ХНУБА: Науковий вісник будівництва*, 2, Т. 92, 312-318. [doi:10.29295/2311-7257-2018-92-2-312-318](https://doi.org/10.29295/2311-7257-2018-92-2-312-318).
173. Стороженко, Л.І. (2013). Проблеми створення та проектування сталезалізобетонних конструкцій. *Зб. наук. пр. НДІБК: Будівельні конструкції*, 78(1), 129-136.
174. Стороженко, Л.І., Гасій, Г.М. (2016). Особливості конструктивного рішення та проектування повнорозмірного експериментального зразка структурно-вантового сталезалізобетонного покриття. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 1, 51-59.
175. Стороженко, Л.І., Гасій, Г.М. (2017). Особливості будови та базові положення щодо проектування й виробництва просторової структурно-вантової сталезалізобетонної конструкції. *Промислове будівництво та інженерні споруди*, 2, 29-33.
176. Стороженко, Л.І., Єрмоленко, Д.А. (2010). Сумісна робота компонентів в трубобетонному конструктивному елементі. *Зб. наук. пр.: Вісник НУ «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 662, 350-354.
177. Стороженко, Л.І., Єрмоленко, Д.А., Лапенко, О.І. (2010). *Трубобетон*. Полтава: ТОВ «АСМІ».
178. Стороженко, Л.І., Крупченко, О.А. (2010). Сталезалізобетонні балки із залізобетонним верхнім поясом. *Зб. наук. пр.: Вісник НУ «Львівська політехніка». Серія: Теорія і практика будівництва*, 662, 354-360.
179. Стороженко, Л.І., Лапенко, О.І., Горб, О.Г. (2009). Експериментальні дослідження балок двотаврового перерізу з верхніми залізобетонними полицями. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 24, 85-90.
180. Стороженко, Л.І., Семко, О.В., Воскобійник, О.П., Гасенко, А.В. (2013). До питання розроблення національного додатку до ДСТУ-Н Б EN 1994-1-4:2010. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 27, 247-257.

181. Стороженко, Л.І., Семко, О.В., Пенц, В.Ф. (2005). *Сталезалізобетонні конструкції: навчальний посібник*. Полтава: ПНТУ.
182. Стороженко, Л.І., Чередніков, В.М., Крупченко, О.А. (2008). Розрахунок сталезалізобетонних двотаврових балок із залізобетонним верхнім поясом. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 16, 358-364.
183. Сур'янінов, М.Г., Шиляєв, А.С. (2018). Calculation of plate-beam systems by method of boundary elements. *International Journal of Engineering & Technology*, 7 (2.23), 238-241.
184. Трофимович, В.В. (1996). Способи створення попереднього напруження у статично невизначених сталевих конструкціях. *Матеріали міжн. конф.: Металобудування 96*. Донецьк: Макіївка, Т.1, 11-16.
185. Трофимович, В.В., Пермьяков, В.А. (1983). *Оптимізація металевих конструкцій*. Київ: Вища школа.
186. Фалендиш, А.П., Ватуля, Г.Л. (2013). До питання раціоналізації конструкції комбінованих систем. *Зб. наук. пр. УкрДАЗТ*, 136, 177-183.
187. Фомиця, Л.М., Семирненко, Ю.І. (1994). Регулювання напружень і деформацій в залізобетонних балках. *Матеріали міжн. наук.-практ. конф.: Удосконалення будівельних матеріалів, технологій та методів розрахунку конструкцій в нових економічних умовах*. Суми, 109-115.
188. Харченко, С.А., Жуков, С.А., Паршин, А.В., Паливода, А.А. (2014). Графічна інтерпретація результатів дослідження зміцнення бетонного ядра трубобетонних елементів. *Гірничий вісник*, 97, 43-48.
189. Харченко, С.А., Тарановокий, О.Л. (1989). Трубобетонні елементи із зміцненими ядрами. *Тези доповідей на респ. наук.-техн. конф.: Удосконалення залізобетонних констр., що працюють на складні види деформацій, та їх впровадження у будівельну практику*. Полтава, ПБІ, Ч. I, 182.
190. Чеканович, М.Г. (2014). Трубобетонні конструкції, зміцнені поздовжнім попереднім обтиском. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 3 (42), 221-226.
191. Чеканович, М.Г., Бойко, М.М., Гайдабура, С.К., Безродня, В.Є. (2016). Несуча здатність підсилених нерозрізних залізобетонних балок. *Матеріали міжн. наук.-практ. конф.: Перспективні напрямки розвитку водного господарства, будівництва та землеустрою*. Херсон, 379-382.
192. Чеканович, М.Г., Чеканович, О.М. (2010). Дослідження роботи конструкції підсилення залізобетонних балок виконаної у вигляді взаємопов'язаних затяжки та розтяжки. *Зб. наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції та споруд*, 20, 68-75.
193. Чеканович, М.Г., Чеканович, О.М., Журахівський, В.П. (2014). Міцність сталезалізобетонних балок, підсилених важільно-стрижневою системою. *Зб. наук. пр. ПНТУ. Серія: Галузеве машинобудування, будівництво*, 3 (42), 227-231.
194. Чеканович, М.Г., Чеканович, О.М., Журахівський, В.П. (2016). Підсилення залізобетонних балок зовнішньою стрижнево-котковою системою. *Зб.*

наук. пр. НУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди, 34, 413-420.

195. Чеканович, О.М. (2009). *Регульованообтиснена залізобетонна балка* (пат. 87047 Україна, МПК E04C3/00; патентовласник Чеканович, О.М. № а 2007 10856; заявл. 10.04.2009; опубл. 10.06.2009). Бюл. №11.

196. Чеканович, О.М. (2013). *Напружено-деформований стан залізобетонних згинальних елементів, підсилених важільно-стрижневою системою*. (Дис. канд. техн. наук: спец. 05.23.01). НАКПБ, Сімферополь.

197. Чихладзе, Е.Д. (Ред.). (2006). *Основи розрахунку та проектування комбінованих та сталобетонних конструкцій*. Київ: Транспорт України.

198. Чихладзе, Е.Д., Вєревічева, М.А. (2009). Оцінювання несучої здатності сталобетонних колон квадратного поперечного перерізу під дією осьового навантаження. *Зб. наук. пр.: Вісник ДонНАБА*, 4, 71-76.

199. Чихладзе, Е.Д., Черненко, М.Г., Опанасенко, О.Г. (2003). Про один підхід до оптимізації сталобетонних стержневих конструкцій. *Зб. наук. пр. УДУВГП: Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди*, 9, 365-371.

200. Шагін, О.Л., Домбаєв, І.А. (1997). Обтиснення конструкцій шпренгельним підкріпленням із горизонтальними ділянками. *Наук.-техн. зб. ХДАМГ: Комунальне господарство міст*, 8, 33-36.

201. Шагін, О.Л., Лаххам, Л. (1995). Двоетапне локальне попереднє напруження залізобетонних згинаних елементів. *Зб. наук. пр. ХПІ: Бюлетень технічної інформації*, 3, 13-16.

202. Шагін, О.Л., Спіранде, К.В., Лаххам, Л. (1995). Вибір рівня локального попереднього напруження в збірно-монолітних конструкціях. *Зб. наук. пр. ХПІ: Бюлетень технічної інформації*, 2, 16-20.

203. Шагін, О.Л., Фомін, С.Л., Бутенко, А.А., Ель Мутассім Ларбі. (2000). Деформаційне зміцнення арматури класу А500С. *Зб. наук. пр. ХДТУБА: Науковий вісник будівництва*, 10, 61-67.

204. Шимановський, О.В., Гордєєв, В.М., Оглобля, О.І., Харченко, Р.Б., Шварц, К.Л. (2002). Сучасний стан існуючих металевих конструкцій та досвід реконструкції об'єктів громадського призначення. *Реконструкція житла*, 93-98.

205. Шмуклер, В.С. (2008). *Каркасні системи полегшеного типу*. Харків: Золоті сторінки.

206. Яременко, О.Ф., Кваша, В.Г., Яременко, Н.О., Твардовський, І.О., Яременко, О.О., Чучмай, О.М. (2011). *Приклади розрахунку та проектування балкових прогонових будов залізобетонних мостів*. Одеса.

207. Яременко, О.Ф., Щєбанін, В.С., Орлов, А.М., Сорока, М.М., Калініна, Т.О. (2003). *Будівельна механіка у прикладах: навч. посіб.* Одеса.

208. Ahaieva, O., Karpiuk, V. & Posternak, O. (2019). Simulation of design reliability and bearing capacity of normal and oblique sections of span prestressed reinforced concrete structures. *Materials Science Forum*, 968 MSF, 267-280.

209. Alaa El-Din, M., Filatov, V., Gandzhuntsev, M. & Ryasny, N. (2018). Numerical verification of composite rods theory on multi-story buildings analysis. *E3S Web of Conferences* 33, 02077. <https://doi.org/10.1051/e3sconf/20183302077>

210. Alessandro, Zona & Gianluca, Ranzi. (2011). Finite element models for nonlinear analysis of steel–concrete composite beams with partial interaction in combined bending and shear. *Finite Elements in Analysis and Design*, 47, 98-118.
211. API Spec 5d-2002 (2002). *Specification for drill pipe*. Specificatio. American petroleum institute.
212. Azizov, T., Melnik, O. & Myza, O. (2019). Strength and Deformation of Combined Beams with Side Reinforced Plates. *Materials Science Forum Submitted*, 968, 234-239. <http://doi:10.4028/www.scientific.net/MSF.968.234>
213. Babaev, V., Bekker, M., Shmukler, V., Bugaevskiy, S., Krul, Y. & Kaplin, R. (2017). Efficient construction of the motorway and highway bridge superstructure (experimental studies). *MATEC Web of Conf.: Material science, Engineering and Chemistr*, 116, 02003.
214. Bambura, A., Mel'nyk, I., Bilozir, V., Prystavskiy, T. & Partuta, V. (2020). The stressed-deformed state of slab reinforcedconcrete hollow structures considering the biaxial compression of concrete. *Eastern-European Journal of Enterprise Technologiethis link is disabled*, 1(7-103), 34-42.
215. Bi, J., Huo, L., Zhao, Y. & Qiao, H. (2020). Modified the smeared crack constitutive model of fiber reinforced concrete under uniaxial loading. *Construction and Building Materials*, 250, 118916.
216. Biegus, A. (2003). *Stalowe budynki halowe*. Warsawa: «Arkady».
217. Biegus, A. (2015). Trapezoidal sheet as a bracing preventing flat trusses from out-of-plane buckling. *Archives of Civil and Mechanical Engineering*, 15, 3, 735-741. doi.org/10.1016/j.acme.2014.08.007
218. Bilyk, S.I., Lavrinenko, L.I., Nilov, O.O., Nilova, T.O. & Semchuk, I.Y. (2020). Limit state theoretical and experimental investigation of corrugated sine-web under patchloading. *Strength of Materials and Theory of Structures*, 105, 152-164.
219. Buchwalter, R. (1948). The Bachavior of Prestressed structural steel beams. *Welding Journal*, 11.
220. Caliri, Jr.M.F., Ferreir, A.J. & Tita, V. (2016). A review on plate and shell theories for laminated and sandwich structures highlighting the Finite Element Method. *Composite Structures*, 156, 63-77.
221. Dischinger, F. (1949). Stahlbrucken in Verbund mit Stahlbetondruckplatten beigleichzeitiger Vorspannung durch hochwertige Seile. *Bauingenier*, 11, 503.
222. Eurocode 2. (2001). *Design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings*. Brussels.
223. Eurocode 4. (CEN) ENV.1994–J–I. (1992). *Common Unified Rutes for Composite Steel and Concrete Structures*. European Committee for Standardization.
224. G., Xu & Beaudion, J.J. (2000). Effect of Polycarboxylate Superplasticizer on Contribution of Internal Transition Zone of Electrical Conductivity of Portland Cement Mortar. *ACI Material Journal*, 97, 4, 418-424.
225. Gomon, S., Romanyuk, V., Ziatiuk, Y., Marchuk, V. & Nalepa, O. (2022). Effective methods to strengthen the bending reinforced concrete elements. *Acta Sci. Pol., Architectura*, 21 (1), 51-56. <https://doi.org/10.22630/ASPA.2022.21.1.6>
226. Hasenko, A.V. & Novytskyi, O.P. (2018). Numerical experiment for the determination of the stress-strain condition of the system «Basis – Vibroreinforced soil-

cement pile». *International Journal of Engineering & Technology. Publisher of International Academic Journals*, 7, 4.8, 41-47. <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.8.27211>

227. Hasenko, A.V. (2021). Deformability of bends continuous three-span preliminary self-stressed steel concrete slabs. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1 (56), 135-141. <https://doi.org/10.26906/znp.2021.56.2518>.

228. Hasenko, A.V. (2022). The constructive nonlinearity of a self-stressing steel-reinforced concrete overlapping during uneven deformations of adjacent columns basis. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1 (58). <https://doi.org/10.26906/znp.2022.58.XXXX>.

229. Hasenko, A.V., (2021). Previous self-stresses creation methods review in bent steel reinforced concrete structures with solid cross section. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (57), 82-89. <https://doi.org/10.26906/znp.2021.57.XXXX>.

230. Hasenko, A.V., Semko, O.V., Drobotia, O.V. & Sirobaba, V.O. (2020). Experimental and numerical studies of nodes of light steel-reinforced concrete structures. *Proceeding of the 2020 session of the 13th fib Intern. PhD-Symposium In Civil Engineering*. Paris, France. 173-178.

231. Hasenko, A.V., Yurko, I.A., Fenko, O.G. & Yurko, P.A. (2017). Causes of the eccentric compression reinforced concrete elements fixed joint stanchion and rafter gable frame of agricultural buildings. *The International Scientific Periodical Journal. Modern Technology and Innovative Technologies*, 2, 2, 126-129. <https://doi.org/10.21893/2567-5273.2017-02-02-033>.

232. Hosseini, M. & Salemi, A. (2008, 12-17 October). Studying the effect of earthquake excitation on the internal forces of steel building's elements by using nonlinear time history analyses. *In Proceedings of the 14th World Conference on Earthquake Engineering*. Beijing, China.

233. Hudz, S.A., Storozhenko, L.I., Gasii, G.M & Hasii, O.A. (2020). Features of Operation and Design of Steel Sloping Roof Purlins. *Proceedings of the 2nd Intern. Conf. on Building Innovations: ICBI 2019. Lecture Notes in Civil Engineering*, 73. Springer, Cham. https://doi.org/10.1007/978-3-030-42939-3_8

234. Hudz, S.A., Ichanska, N., Rendyuk, S. & Molchanov, P. (2021). Optimization of the double-span purlins design sketch in a framework with portal frames through the rafter stays application. *Academic Journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1 (56), 30–36. <https://doi.org/10.26906/znp.2021.56.2504>.

235. Hudz, S.A., Gasii, G.M., Hasenko, A.V. & Dariienko, V.V. (2019). Plastic bearing capacity of the steel element cross-section by internal forces combination and restraint. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (53), 73-78. <https://doi.org/10.26906/znp.2019.53.1893>.

236. Iakovenko, I. & Kolchunov, V. (2017). The development of fracture mechanics hypotheses applicable to the calculation of reinforced concrete structures for the second group of limit states. *Journal of Applied Engineering Science*, 3 (15), 367-376. <https://doi.org/10.5937/jaes15-14662>.

237. Ivanyk, Y., Demchyna, B.G. & Nazarevych, B.L. (2016) *Experimental studies of strength and deformability of steel-reinforced concrete statically indeterminate combined sprengel structure*. Nowoczesne rozwiązania materiałowe i konstrukcyjne oraz problemy eksploatacyjne dotyczące budownictwa ogólnego i hydrotechnicznego: monografia jubileuszowa, Poznan, 453-464.
238. Jiang, A. (2013). *Method for strengthening reinforced concrete beam through distributed external prestressing cables*. (patent No. CN 102936965. De 2013.02 20).
239. Jianguo, Nie, Yan, Xiao, & Lin, Chen. (2004). Experimental Studies on Shear Strength of Steel-Concrete Composite Beams. *Journal of Structural Engineering*, 130, 8, 1206-1214.
240. Kaplin, R., Krul, Y., & Delyavskyy, M. (2019). Rationalization of the parameters of composite reinforced concrete superstructures under conditions of multicrycrying. *AIP Conference Proceedings* 2077, 020031.
241. Karpiuk, I., Danilenko, D., Karpiuk, V., Danilenko, A. & Lyashenko, T. (2021) Bearing capacity of damaged reinforced concrete beams strengthened with metal casing. *Acta Polytechnica*, 61(6), 703-721.
242. Karpiuk, V., Somina, Yu., & Antonova, D. (2019). Calculation Models of the Bearing Capacity of Span Reinforced Concrete Structures Support Zones. *Materials Science Forum: Actual Problems of Engineering Mechanics*, 968, 209-226. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/MSF.968.209>.
243. Karpiuk, V.M. & Hlibotskyi, R. (2022). Basic parameters of crack resistance of conventional and damaged reinforced concrete beams strengthened by carbon plastic under the action of a high-level load. *Revistas Científicas de la Universidad Católica de Temuco*, 10. <https://doi.org/10.7770/safer-V10N1-art2479>
244. Kitov, Yu.P., Verevicheva, M.A., Vatulia, G.L. & Deryzemlia, S.V. (2018). Design solutions of optimal systems under action of dead and live mobile load. *Strength of Materials and Theory of Structures*, 100, 124-139.
245. Klymenko, Y., Grynyova, I. & Kos, Z. (2019). The Method of Calculating the Bearing Capacity of Compressed Stone Pillars. *Proceedings of Intern. Conf.: Current Issues of Civil and Environmental Engineering*. Lviv – Košice – Rzeszów, 161-167. https://doi.org/10.1007/978-3-030-27011-7_20.
246. Kolchunov, V.I., Iakovenko, I.A., & Dmytrenko, E.A. (2016). Finite Element Simulation of the Flat Problem Nonlinearity of Concrete and Reinforcement Adhesion by PC LIRA-SAPR. *Civil Building and Engineering Structures*, 3, 6-15.
247. Kolchunov, V.I., Iakovenko, I.A., & Dmytrenko, E.A. (2016). The analytical core model formation of the nonlinear problem bond armature with concrete. *Зб. наук. пр. ПНТУ Серія галузеве машинобудування, будівництво*, 2 (47), 125-132.
248. Kos, Z., Klymenko, Y., Crnoja, A. & Grynyova, I. (2022). Calculation Model for Estimation of Residual Bearing Capacity of Damaged Reinforced Concrete Slender Columns. *Applied Sciences (Switzerland)*, 12(15), 7430.
249. Krainskyu, P., Blikharskyu, Y., Khmil, R. & Vegeera P. (2018). Influence of loading level on the bearing capacity of RC columns strengthened by jacketing. *MATEC Web of Conferences*, 230.

250. Krayinskyi, P., Khmil, R. & Blikharskyi, Y. (2015). The strength of reinforced concrete columns, strengthened by reinforced concrete jacketing under loading. *Czasopismo inżynierii lądowej, środowiska i architektury (JCEEA)*, XXXII, 62 (3/II/15), 209-220.
251. Kulyabko, V.V., Chaban, V., Makarov, A. & Yaroshenko, D. (2016, 27 – 30 September). Taking account of nonlinear properties of subsystems in problems of dynamic interaction of structures with loads, bases and flows. *Proceedings of 5th Intern. Conf.: Nonlinear Dynamics – 2016*. Kharkov: NTU «Kharkov Polytechnic Institute», 125-132.
252. Mohamed, H. Harajli (1993). Strengthening of Concrete Beams by External Prestressing. *PCI JOURNAL*, 6, 76-88.
253. Nikulin, V. (2019). Variant design of the concrete frame structures (weight-strength analysis). *Proceedings of the fib Symposium 2019: Concrete - Innovations in Materials, Design and Structures*, 929-936.
254. Otrosh, Yu., Surianinov, M., Golodnov, A. & Starova, O. (2019). Experimental and Computer Researches of Ferroconcrete Beams at High-Temperature Influences. *Materials Science Forum 6th Intern. Conf.: Actual Problems of Engineering Mechanics*. APEM, 1662-9752. 968, 355-360.
255. Patent No.: US 7,056,463 B2 Toshiaki Ohta, Fukuoka (JP) Japan Science and echnology Agency, Sultama (JP) «Method of manufacturing prestressed Concretes». Jun. 6, 2006.
256. Patent No.: US 7,748,180 BI Richard W. Plavidal «Joist stiffening system». Jul. 6. 2010.
257. Pavlikov, A.M., Harkava, O.V., Hasenko, A.V. & Andriiets, K.I. (2019). Comparative analysis of numerical simulation results of work of biaxially bended reinforced concrete beams with experimental data. *Bulletin of Odessa State Academy of Civil Engineering and Architecture*, 77, 84-92. <https://doi.org/10.31650/2415-377X-2019-77-84-92>
258. Pavlikov, A.M., Mykytenko, S.M. & Hasenko, A.V. (2018). Effective structural system for the construction of affordable housing. *International Journal of Engineering & Technology. Publisher of International Academic Journals*, 1, 7, 3.2, 291-298.
259. Peleshko, I., Baluk, I. & Peleshko, S. (2015). Efficiency evaluation of stress-strain state calculation method for optimal designing of reconstruction and reinforcement of steel structures. *V Міжн. молодіжний наук. форум "Litteris et Artibus"*. Львів: НУ «Львівська політехніка», 118-119.
260. Perelmuter, A.V., Yurchenko, V.V. & Peleshko, I.D. (2022). Optimization cross-sectional dimensions for cold-formed steel lipped channel columns. *Strength of Materials and Theory of Structures*. Kyiv: KNUBA, 108, 156-170.
261. Przemyslaw, Jakiel (1997). Ocena wplywow nielinniowych w stalowym moscie wantowym z pomostem skladanym. *Teoria konstrukcji: XLIII konf. naukowa komitetu inzunierii ladowej i wodnej pan i komitetu nauki PZITB*. Poznan: Krynica, 5, 41-48.
262. Rosman, R. (2001). Statics of Non-symmetric Shearwall Structures. *Proc. Inst. of Civil Eng*, 211-244.

263. Semko, O. & Hasenko, A.V. (2021). Self-stressed steel-reinforced concrete floor slab stress-strain state numerical analysis taking into account the concreting stages. *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering*, 1141, 1, id.012043, 7. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1141/1/012043>
264. Semko, O.V. & Hasenko, A.V. (2022). Classification of self-stressed steel-concrete composite structures. *Lecture Notes in Civil Engineering*, 181, 367-374. https://doi.org/10.1007/978-3-030-85043-2_34.
265. Semko, O.V., Fenko, O.G., Hasenko, A.V., Harkava, O.V. & Kyrychenko, V.A. (2018). Influence of external and internal cooling at solidification on strength of brittle duralumin in compression. *MATEC Web of Conferences*, 230, 02029.
266. Semko, O.V., Hasenko, A.V., Drobotia, O.V. & Marchenko, D.P. (2022). Experimental studies of prestressed steel concrete wall girders. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 2 (59).
267. Semko, O.V., Hasenko, A.V., Filonenko, O., & Mahas, N. (2020). Civil building frame-struts steel carcass optimization by efforts regulation. *Academic journal. Series: Industrial Machine Building, Civil Engineering*, 1 (54), 47-54. <https://doi.org/10.26906/znp.2020.54.2269>.
268. Semko, O.V., Hasenko, A.V., Mahas, N.M., Fenko, O.G. & Sirobaba, V.O. (2019). Stability of light steel thin-walled structures filled with lightweight concrete. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*, 708(1).
269. Semko, O.V., Hasenko, A.V., Mahas, N.N. & Sirobaba, V.O. (2018). Bearing Capacity and Deformability of Three-Component Steel Reinforced Concrete Constructions Made of Lightweight Concrete. *International Journal of Engineering & Technology. Publisher of International Academic Journals*, 7, 4.8, 53-57. <https://doi.org/10.14419/ijet.v7i4.8.27213>
270. Semko, O.V., Hasenko, A.V., Kyrychenko, V.A. & Sirobaba, V.O. (2020). The rational parameters of the civil building steel frame with struts. *Lecture Notes in Civil Engineering book series*, 73, 235-243. https://doi.org/10.1007/978-3-030-42939-3_25.
271. Semko, O.V., Hasenko, A.V., Fenko, O.G., Godwin Emmanuel B. Arch., J. & Dariienko, V.V. (2020). Architectural and constructive decisions of a triangular reinforced concrete arch with a self-stressed steel brace. *Зб. наук. пр.: Центральноукраїнський науковий вісник. Технічні науки*, 3 (34), 209-217. [https://doi.org/10.32515/2664-262X.2020.3\(34\).209-217](https://doi.org/10.32515/2664-262X.2020.3(34).209-217)
272. Silva, R.D. (2006). *A study on the steel-concrete bond in concrete filled steel tubular columns: master dissertation*. São Carlos Engineering School, São Paulo University.
273. Sobczak-Piąstka, Ju., Babich, Ye., Karavan, V., Filipchuk, S. & Nalepa, O. (2020). Research of deformative properties of concrete taking into account the descending branch of deformation. *IOP Conf. Series: Materials Science and Engineering*. WMCAUS.
274. Sococol, I., Mihai, P., Toma, I.-O., Olteanu-Donțov, I. & Venghiac, V.-M. (2021). Stress-strain relation laws for concrete and steel reinforcement used in non-linear static analytical studies of the moment resisting reinforced concrete (RC) frame models. *Buletinul Institutului Politehnic Din Iași*, 67 (71), 1, 17-29.

275. Storozhenko, L.I. & Gasii, G.M. (2014). Experimental research of strain-stress state of ferrocement slabs of composite reinforced concrete structure elements. *Metallurgical and Mining Industry*, 6 (6), 40-42.
276. Sucharda, O. & Konecny, P. (2018). Recommendation for the modelling of 3D non-linear analysis of RC beam tests. *Computers and Concrete*, 21, 1, 11-20.
277. Sucharda, O. & Kubosek, J. (2015). Modelling and analysis of reinforced concrete beams. *Key Engineering Materials*, 662, 81-84.
278. Sucharda, O., Brozovsky, J. & Mikolasek, D. (2014). Numerical modelling and bearing capacity of reinforced concrete beams. *Key Engineering Materials*, 1, 577-578, 281-284. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/KEM.577-578.281>
279. Urbański, A. (2005). *The unified finite element formulation of homogenization of structural members with a periodic microstructure*. Politechnika Krakowska.
280. Urbański, A. (2015). Analysis of a beam cross-section under coupled actions including transversal shear. *International Journal of Solids and Structures* 71, 291-307.
281. Vatulia, G., Rezunenکو, M., Petrenko, D. & Rezunenکو, S. (2018). Evaluation of the carrying capacity of rectangular steel-concrete columns. *Civil and Environmental Engineering*, 14, 1, 76-83.
282. Vatulia, G.L., Berestianskaya, S., Opanasenko, E. & Berestianskaya, A. (2017). Substantiation of concrete core rational parameters for bending composite structures. *MATEC Web of Conf.: DYN-WIND'2017*, 107, 00044.
283. Vatulia, G.L., Smolyanyuk, N.V., Shevchenko, A.A., Orel, Y.F. & Kovalov, M.O. (2020). Evaluation of the load-bearing capacity of variously shaped steel-concrete slabs under short term loading. *Materials Science and Engineering*, 1002(1), 012007. <https://doi.org/10.1088/1757-899X/1002/1/012007>
284. Wang, C., Shen, Y., Yang, R. & Wen, Z. (2017). Ductility and Ultimate Capacity of Prestressed Steel Reinforced Concrete Beams. *Hindawi Mathematical Problems in Engineering*, 6, 1467940. <https://doi.org/10.1155/2017/1467940>
285. Wang, K., Yuan, S.F., Cao, D.F. & Zheng, W.Z. (2015). Experimental and numerical investigation on frame structure composed of steel reinforced concrete beam and angle-steel concrete column under dynamic loading. *International Journal of Civil Engineering*, 13, 2, 137-147.
286. Yakovenko, I.A., Dmytrenko, Ye.A. & Bakulina, V.M. (2022) Construction of Analytical Coupling Model in Reinforced Concrete Structures in the Presence of Discrete Cracks. In: Bieliatynskyi, A., Breskich, V. (eds) *Safety in Aviation and Space Technologies: Lecture Notes in Mechanical Engineering*, 107-120.
287. Yurchenko, V. & Peleshko, I. (2021). Parametric optimization of steel lattice portal frame with CHS structural members. *Strength of Materials and Theory of Structures: Scientific-and-technical collected articles*. Kyiv: KNUBA, 107, 45-74.
288. Zhuravskyi, O.D., Zhuravska, N.E. & Bambura, A.M. (2022). Features of calculation of prefabricated steel fiber concrete airfield slabs. *International Journal on Technical and Physical Problems of Engineering*, 14(1), 103-107.
289. Ziolkó, J. (1991). *Utrzymanie i modernasaja konstrukcji stalowych*. Warszawa: Arkady.