

Міністерство освіти і науки України
Національний університет “Львівська політехніка”

На правах рукопису

Країнський Павло Іванович

**Міцність та деформативність
залізобетонних стиснуто-зігнутих
елементів, підсилених
залізобетонною обоймою при дії
навантаження**

Спеціальність 05.23.01 – Будівельні конструкції, будівлі та споруди

Дисертація на здобуття наукового ступеня

Кандидата технічних наук

Науковий керівник:
д.т.н., проф. Бліхарський Зіновій
Ярославович

Львів - 2016

Зміст

Зміст.....	2
Вступ.....	4
Розділ 1. Огляд наукових джерел про сучасний стан дослідження стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів та методів їх підсилення	9
1.1. Дослідження напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих елементів	9
1.2. Огляд основних методів підсилення стиснутих та стиснуто-зігнутих елементів	14
1.2.1. Підсилення залізобетонних елементів без зміни їх конструктивної схеми	16
1.2.2. Підсилення залізобетонних елементів шляхом зміни їх конструктивної схеми.	23
1.3. Огляд методів розрахунку стиснуто-зігнутих елементів.....	26
1.4. Висновки до розділу 1	33
Розділ 2. Методика експериментальних досліджень.....	34
2.1. Програма досліджень та конструкція залізобетонних колон	34
2.2. Фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних колон	41
2.3. Методика випробування стиснуто-зігнутих колон	44
2.3.1. Методика випробування непідсилених стиснуто-зігнутих колон	46
2.3.2. Методика випробування підсилених стиснуто-зігнутих колон.....	47
2.4. Висновки до розділу 2	53
Розділ 3. Результати експериментальних досліджень	54
3.1. Несуча здатність стиснуто-зігнутих колон	54
3.1.1. Несуча здатність непідсилених стиснуто-зігнутих колон.....	54
3.1.2. Несуча здатність підсилених стиснуто-зігнутих колон.....	55

3.1.3. Аналіз результатів несучої здатності стиснуто-зігнутих колон	65
3.2. Деформативність стиснуто-зігнутих колон.....	68
3.2.1. Деформативність непідсилених стиснуто-зігнутих колон.....	68
3.2.2. Деформативність підсилених стиснуто-зігнутих колон.....	71
3.2.3. Аналіз результатів деформативності стиснуто-зігнутих колон	82
3.3. Тріщиностійкість стиснуто-зігнутих колон	87
3.3.1. Тріщиностійкість непідсилених стиснуто-зігнутих колон	87
3.3.2. Тріщиностійкість підсилених стиснуто-зігнутих колон	88
3.3.3. Аналіз результатів тріщиностійкості стиснуто-зігнутих колон	92
3.4. Висновки до розділу 3	94
Розділ 4. Розрахунок залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів, підсилених за дії навантаження	96
4.1. Методика розрахунку	96
4.2. Аналіз результатів експериментально-теоретичних досліджень стиснуто-зігнутих колон.....	107
4.2.1. Несуча здатність стиснуто-зігнутих колон.....	108
4.2.2. Деформативність стиснуто-зігнутих колон	114
4.2.3. Тріщиностійкість стиснуто-зігнутих колон.....	125
4.3. Висновки до розділу 4	129
Загальні висновки	132
Список використаних джерел.....	134
Додаток 1 Довідки про впровадження результатів дисертаційних досліджень	149

Вступ

В Україні багато будівель та споруд промислового та цивільного сектору вже вичерпали свій розрахунковий термін експлуатації або наближаються до нього. Разом з цим, агресивне виробниче середовище багатьох підприємств, механічні пошкодження та несвоєчасне усунення набутих дефектів спричиняють гостру потребу в підсиленні окремих елементів чи конструкцій в цілому. Поряд з фізичним зношуванням, потребу в реконструкції чи підсиленні спричиняють нові вимоги до експлуатації існуючих будівель чи споруд. Потреби у прибудові, надбудові чи просторовому переплануванні виникають як у сфері цивільного, так і промислового будівництва. Конструктивні елементи старої забудови часто не відповідають вимогам нових нормативних документів з підвищеними вимогами щодо безпечної експлуатації будівель та споруд.

Витрати на демонтаж, заміну та утилізацію окремих елементів конструкцій чи цілих будівельних об'єктів зазвичай є надзвичайно великими. В деяких випадках провести заміну того чи іншого елемента конструкції просто неможливо. Саме тому доцільними є питання підсилення і відновлення несучих та огорожуючих конструкцій з метою продовження їх експлуатаційної придатності, приведення у відповідність з сучасними вимогами норм і стандартів, пристосування до більш сучасних технологій виробництва чи повної зміни цільового призначення будівлі.

Залізобетонні конструкції займають велику частку у сфері будівельної продукції впродовж останніх 50-70 років. Більшість промислової забудови в Україні, а також значну частину житлового фонду споруджено зі збірних залізобетонних конструкцій. В наш час залізобетон теж інтенсивно використовується як конструктивний матеріал, проте акцент перемістився зі збірних елементів на монолітний залізобетон. За даними Держслужби статистики України за перші три квартали 2015 р. реалізовано 1,345 млн. м³ бетону у виді збірних конструкцій та 7,614 млн. м³ бетонної суміші для

Зважаючи на масовий характер використання залізобетону як конструкційного матеріалу, дослідження підсилених залізобетонних конструкцій є актуальним. Цією проблематикою вже займаються давно, проте мало уваги приділялося вивченню конструкцій підсилених за дії навантаженням. Крім цього, введення в дію нових норм з проектування залізобетонних конструкцій викликає потребу в апробації нових методів розрахунку щодо проектування підсилення таких елементів.

Актуальність теми. Під час розробки проектів підсилення будівельних конструкцій доводиться враховувати ряд додаткових факторів, котрі не виникають під час проектування нових конструкцій. До цих факторів належать: допущені відхилення від проекту під час будівництва, пошкодження та деформації отримані за час експлуатації, зміна конструктивної схеми елемента, реальний напружено-деформований стан конструкції на момент підсилення, залишкова міцність матеріалів конструкцій, що підсилюються, умови сумісної роботи з елементами підсилення та ін. Точність врахування цих факторів впливає на економічність проектних рішень та забезпечать надійність відновлених конструкцій.

У практиці виконання робіт з підсилення будівельних конструкцій рідко трапляється можливість повністю зняти навантаження на конструкцію, таким чином залишивши лише постійне навантаження від власної ваги. Перед проектантом може стояти завдання підсилення як розвантаженої конструкції, так і елементів під навантаженнями певного рівня. Саме тому виникає необхідність у пошуку надійних методів розрахунку та прогнозування напружено-деформованого стану підсилених конструкцій з урахуванням навантаження на елемент під час підсилення. Існуючі норми проектування підсилення конструкцій передбачають врахування діючого навантаження, якщо його величина перевищує 65% розрахункового, шляхом введення коефіцієнтів умов роботи матеріалів. Проте такий підхід не дозволяє точно визначити параметри напружено-деформованого стану елемента після підсилення.

Тому тема дисертації є актуальною і має важливе прикладне та наукове значення, оскільки орієнтована на розв'язання конкретного наукового завдання шляхом експериментальних та теоретичних досліджень залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів, підсиленних за дії навантаження різного рівня.

Мета і завдання дослідження. Метою роботи є експериментально-теоретичні дослідження параметрів несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів з урахуванням їх напружено-деформованого стану під час підсилення залізобетонною обоймою за дії навантаження.

Досягнення поставленої мети реалізується через виконання наступних **завдань:**

- провести експериментальні дослідження несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних колон, підсиленних залізобетонними обоймами за дії навантаження різних рівнів;
- виконати розрахунок за деформаційною моделлю досліджуваних конструкцій відповідно до чинних норм проектування з пропозиціями щодо методики врахування напружено-деформованого стану колони в момент підсилення;
- виконати аналіз та порівняння отриманих експериментальних та теоретичних результатів досліджень з метою оцінки запропонованої методики розрахунку підсиленних залізобетонних колон.

Об'єктом дослідження є стиснуто-зігнуті залізобетонні колони прямокутного поперечного перерізу, підсилені залізобетонною обоймою.

Предметом дослідження є напружено-деформований стан залізобетонних колон в момент підсилення та його вплив на несучу здатність та експлуатаційну придатність конструкції після підсилення.

Методи дослідження: передбачено експериментальні випробування зразків залізобетонних колон на позацентровий стиск у лабораторних умовах, із застосуванням обладнання, що дозволяє виконати підсилення колони

залізобетонною обоймою за дії навантаження. Виконання розрахунків на основі чинних нормативних документів із застосуванням деформаційної моделі та реальних діаграм деформування матеріалів дослідних конструкцій.

Наукова новизна одержаних результатів:

- отримано нові експериментально-теоретичні результати, які характеризують напружено-деформований стан залізобетонних колон, підсилених залізобетонними обоймами за дії навантаження різних рівнів.
- визначено характер впливу рівня діючого на колону навантаження у момент підсилення на параметри несучої здатності та експлуатаційної придатності конструкції після підсилення;
- набула подальшого розвитку методика оцінки напружено-деформованого стану залізобетонних колон прямокутного поперечного перерізу за деформаційною моделлю, підсилених залізобетонною обоймою, з урахуванням діючого на колону навантаження в момент підсилення;
- запропоновано враховувати при розрахунку впливи другого порядку через додатковий ексцентриситет e_2 визначений через вигин колони методом номінальної кривизни.

Практичне значення одержаних результатів полягає в можливості використання результатів роботи при проектуванні залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів конструкцій, підсилених залізобетонною обоймою при дії навантаження. Результати роботи дають змогу з достатньою точністю оцінювати параметри несучої здатності та експлуатаційної придатності елемента, тим самим забезпечивши економічність рішень з підсилення.

Особистим внеском здобувача у роботі є:

- формулювання мети та завдань дослідження, розробка програми експериментальних досліджень та конструкції дослідних зразків;
- проведення експериментальних досліджень для визначення параметрів несучої здатності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних

колон, підсилених залізобетонними обоймами за дії навантаження різних рівнів;

- опрацювання та аналіз результатів експериментальних досліджень;
- розробка алгоритму розрахунку залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обоймою, з урахуванням напружено-деформованого стану колон у момент підсилення;
- розробка пропозицій щодо врахування впливів другого порядку під час розрахунку залізобетонних колон, підсилених за дії навантаження;
- комплексний аналіз експериментальних та розрахункових результатів досліджень для встановлення впливу діючого у момент підсилення навантаження на параметри несучої здатності та експлуатаційної придатності підсилених колон.

Розділ 1. Огляд наукових джерел про сучасний стан дослідження стиснуто-зігнутих залізобетонних елементів та методів їх підсилення

1.1. Дослідження напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих елементів

Дослідженню позацентрово стиснених елементів з різним армуванням при різноманітних силових впливах присвячено багато робіт. Дослідженнями стиснуто-зігнутих елементів займалися наступні автори: Алексієвець І.І. [1-3], Андреев В.Г. [5], Бамбура А.М. [12-14], Барашиков А.Я [15], Бліхарський З.Я. [20], Галагура Є.І. [34], Гвоздєв А.А. [36], Гольшев А.Б. [37, 38], Коковин О.А. [58], Крилов С.М. [63], Масюк Г.Х. [71-73], Немировский Я.М. [78], Прокопович І.Є. [84], Рак Н.А. [86], Теряник В.В. [91], Улицкий І.І. [96].

Зокрема дослідженням підсилених стиснуто-зігнутих елементів присвятили свої праці Борисюк О.П. [26], Боярчук Б.А. [27], Гроздов В.Т. [40-41], Іванов Ю.В. [53], Кривошеев П.І. [62], Теряник В.В. [89, 90, 93] та зарубіжні автори Alcocer S. [105, 106], Bett V. [108], Hayashi T. [114], Julio E. [116], Rodriguez M. [122-124], Rybak M. [125].

Дані роботи носять характер базових досліджень, в яких подані рекомендації щодо оцінювання напруженого стану стиснуто-зігнутих елементів, які працюють під навантаженням різного характеру та інтенсивності, а також рекомендації стосовно виконання робіт з підсилення тцих конструкцій. В роботах [18], [22] та [24] представлені основні теорії та методи метод розрахунку стиснуто-зігнутих елементів, коли висота стиснутої зони визначається із квадратного рівняння. При цьому, крім загально прийнятих гіпотез про плоскі перерізи, граничними приймаються напруження в арматурі чи крайніх волокнах бетону а епюра напружень в бетоні – трапецієвидна.

Розглядаючи теоретичне дослідження Галагура Є.І. [34], в якому аналізувались різні типи позацентрового стиску колон, були встановлені теоретичні залежності для визначення несучої здатності колон і їх вигинів, які були перевірені для сталеві колони довжиною $l=1$ м і розмірами поперечного перерізу 50×50 мм, товщиною стінки 2 мм. Результат числового розрахунку підтвердив експериментальні дані. Метою даного дослідження було встановлення залежностей між навантаженням і несучою здатністю конструкцій, а також між навантаженням і вигином колони, для подальшого визначення несучої здатності і вигину відповідно. В роботі наведено рішення, що описують стадії напружено-деформованого стану таких розрахункових схем: колона, навантажена по обох торцях поздовжніми силами з рівними ексцентриситетами або ж з одностороннім позацентровим прикладанням навантаження; колона, жорстко затиснена внизу, шарнірно закріплена вгорі, навантажена позацентрово прикладеною поздовжньою силою на верхньому торці; колона жорстко затиснена внизу, навантажена на вільному кінці позацентрово прикладеною силою; колона, навантажена позацентрово прикладеною силою в прольоті. Таке теоретичне дослідження показує актуальність вивчення напружено-деформованого стану позацентрово-стиснутих елементів.

Експериментальні дослідження Алексієвця І.І. [1-3], Андрєєва В.Г. [5] та Масюка Г.Х. [71, 72, 73], спрямовані на дослідження міцності та тріщиностійкості позацентрово стиснутих елементів при малоциклового знакозмінному навантаженні. Випробовувались колони з геометричними розмірами $110 \times 160 \times 3000$ мм виконані з бетону класу В 30 (С25/30) армовані поздовжньою арматурою $\varnothing 12$ А400С. Для створення ексцентриситету навантаження використовувались спеціальні металічні опори, конструкція яких дозволяє варіювати ексцентриситет в межах до 12 см. В даних випробуваннях ексцентриситет становив $e_0 = 10$ см. В результаті випробувань було виявлено закономірності: розвиток та стабілізація деформацій в позацентрово стиснутих

конструкціях залежить від рівнів мало циклового навантаження; при мало циклових навантаженнях встановлено, що стабілізація деформацій відбувається після п'яти-семи циклів навантаження. Дослідженнями конструкцій під повторюваними навантаженнями також займався Крилов С.М. [63].

Аналізуючи випробування позацентрово-стиснутих колон слід відзначити методику використану під керівництвом Бліхарського Я.З. [20] в Національному Університеті «Львівська політехніка». Нетиповість даної методики полягає в випробуванні колон в горизонтальному положенні з нівелюванням перерозподілу власної ваги. Це дозволяє краще виконувати заміри деформацій і вигину колон, а також дозволяє чітко фіксувати поширення і розкриття тріщин. По даній методиці було виконано випробування залізобетонних колон розмірами 140x180x2200 мм., які були виконані з бетону класу В 40 (С32/40), з симетричним армуванням у виді 4-ох стержнів Ø12 А400С. Для завантаження колони поздовжньою силою з ексцентриситетом зразки колон виготовлялись з залізобетонними консолями, які дозволяли прикласти необхідний ексцентриситет рівний $e_0 = 15$ см. В ході досліджень було експериментально перевірено методику випробування колон в горизонтальному положенні, для виконання досліджень позацентрово стиснутих колон, підсилених бетонною обіймою.

У роботи Валового О.І., Єрьоменка О.Ф. [28] виділено п'ять випадків розподілу зон пластичності за довжиною позацентрово навантаженого стержня (рис. 1.1). У випадку I навантаження напруження в матеріалі стержня задовольняє закон Гука. Втрата стійкості стержня в такому випадку неможлива. У випадку II зона пластичності розвивається з ввігнутої сторони на середній частині за довжиною стержня. У випадку III пластичні деформації отримують розвиток на середній частині за довжиною стержня. Випадок IV характеризується розвитком зони пластичності за всією довжиною стержня зі сторони найбільш стиснутих волокон. У випадку V пластичні деформації

розподіляються за всією довжиною стержня з ввігнутої сторони та на середній частині стержня з випуклої сторони.

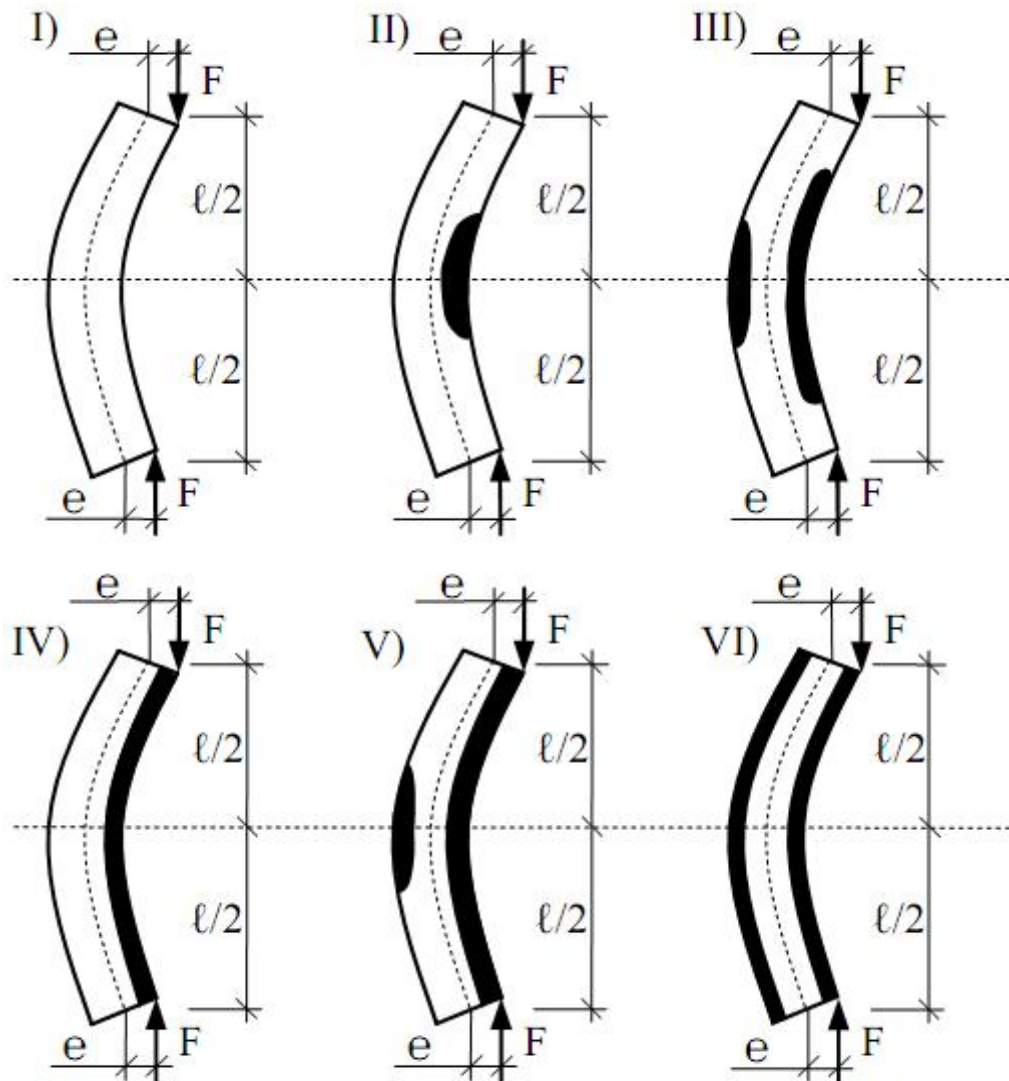


Рис. 1.1. Зони пластичності в стиснуто-зігнутих елементах

У випадку VI розвиток пластичних деформацій відбувається з випуклої та ввігнутої сторін стержня за всією його довжиною. Аналітичне рішення задачі стійкості стержня в пружно-пластичні стадії II – VI є дуже складною задачею, внаслідок необхідності інтегрувати диференціальні рівняння на кожній ділянці пластичності та враховувати умови з'єднання ділянок між собою.

Тому в задачах пружно-пластичної стійкості широко використовують наближенні рівняння зігнутої вісі стержня будь-якої кривої, а також проводять

обґрунтування цих рівнянь. Стан рівноваги стержня визначається з умови визначення критичної довжини стержня:

$$l^2 = k j_1(a) j_2(a) \quad (1.1)$$

де $k = \frac{1}{2} \times b \times E \times \frac{p^2}{(N_m - F)}$; $j_1(a) = (h - a)^2$; $j_2(a) = \frac{1}{6} \times \frac{N_m - F}{F} \times (h + 2 \times a) - e$;

h, b - відповідно висота і ширина поперечного перерізу, E - модуль пружності матеріалу стержня, $N_m = h \times b \times \sigma_m$ - результуюче значення розподілу внутрішніх сил в перерізі; F - діюче навантаження на стержень прикладене з ексцентриситетом e ; a - критичний параметр стержня для даного типу завантаження з певного матеріалу.

На основі наведених вище випадків розвитку зон пластичності можна зробити висновок про роботу та деформації стиснуто зігнутих елементів при різному рівні завантаження. Сказане вище можна застосовувати для будь яких конструкцій, в яких матеріал не задовольняє закон Гука, з нелінійними діаграмами $\sigma - \varepsilon$ (крім випадку I де виконується закон Гука).

Стиснуто-зігнуті елементи досить поширені в будівництві тому значна увага приділена саме дослідженню напружено-деформованого стану таких конструкцій. Існує багато довідкової та навчальної літератури [9, 15, 18, 22-24, 32, 33, 35, 54, 59, 88, 118 та ін.] де викладено загальні принципи та основні залежності напружено деформованого стану таких конструкцій. Вони базуються на принципах викладених в нормах [16, 17] та посібниках [80, 81, 82]. Проте, незважаючи на досить глибоке вивчення даного питання, дослідження продовжуються і особливо актуальні ці дослідження з набуттям чинності нових норм проектування [45, 50] та високими вимогами нормативних документів одо надійності та сейсмостійкості конструкцій [43, 44].

1.2. Огляд основних методів підсилення стиснутих та стиснуто-зігнутих елементів

Перші спроби підсилення залізобетонних конструкцій датуються приблизно 1912 роком. Для відновлення використовували нанесення рівномірного шару штукатурки, вкладання армованого шару бетону, нанесення композитних матеріалів і торкретування [4, 19, 21].

До підсилення залізобетонних конструкцій слід звертатись лиш тоді, коли будуть вичерпані всі можливості їх нормальної експлуатації (обмеження технологічних навантажень, введення тимчасових розвантажувальних елементів при монтажі та демонтажі обладнання, одночасне завантаження короткочасними навантаженнями великих площ перекриттів багатоповерхових споруд і будівель, зниження рівня вібрації та ін.) [35, 46].

Необхідність підсилення залізобетонних конструкцій обумовлена такими двома факторами [29, 33]:

1. реконструкція підприємства;
2. відновлення несучої здатності конструкції.

Реконструкція підприємства передбачає:

- зміну технологію підприємства, пов'язану із збільшенням, зміною схеми розміщення чи характеру навантаження;
- перебудову самої будівлі зі зміною розміщення і кількості опор балок, вільної довжини стояків і т. ін. ;
- заміну застарілого обладнання, яка зазвичай приводить до збільшення навантаження.

Необхідність відновлення несучої здатності залізобетонної конструкції, тобто її підсилення, виникає через [39]:

- помилки, які були допущені, при проектуванні;
- помилки при виготовленні конструкції;
- втому бетону;

- фізичне старіння матеріалів конструкції та втрата експлуатаційної придатності в результаті інтенсивної і довготривалої експлуатації;
- нерівномірне осідання основ;
- пошкодження конструкції при порушенні режиму експлуатації;
- пошкодження в результаті стихійного лиха та аварій.

У роботі Хило Є.Р., Попович Б.С. [98] наведено, що рішення про підсилення повинно прийматися виключно на основі ретельного та всебічного дослідження стану конструкції, метою якого являється виявлення розрахункової схеми конструкції, яка найбільш точно виражає її дійсну роботу, визначення дійсних навантажень і встановлення її стану та несучої здатності.

Під час проведення діагностики напружено-деформованого стану необхідно встановити:

- чи можлива експлуатація при існуючому, а також при збільшеному навантаженні з умови міцності;
- чи можлива експлуатація в даному середовищі з врахуванням виниклих або передбачуваних тріщин з умов довговічності;
- чи можливе підсилення для забезпечення надійної експлуатації при існуючому чи зміненому навантаженні;
- якщо необхідний ремонт чи підсилення, то яким способом можна їх виконати в даних умовах найбільш ефективно і з мінімальними витратами.

Спираючись на роботу В.В. Габрусенко [35], можна дійти до висновку, що при всій різноманітності методів підсилення всі вони базуються на двох принципах – зменшення зусиль (згинальних моментів, поздовжніх і поперечних сил) в конструкції або збільшенні її несучої здатності. Такі ж принципи наведено у роботі Онуфрієва Н.М. [79], де вказано, що збільшення первісної несучої здатності залізобетонних конструкцій проводиться за двома основними напрямками – підсилення зі зміною та без зміни конструктивної схеми елемента споруди.

У першому випадку конструкцію розвантажують (тобто передають усе або частину навантаження на іншу – посилюючу конструкцію). Розвантажування найчастіше здійснюють за рахунок зміни розрахункової схеми існуючої конструкції (наприклад, перетворюють балку з однопрогонової в двопрогінну балку, за рахунок встановлення додаткової опори).

У другому випадку збільшують (нарощують) переріз конструкції або збільшують опір матеріалу (наприклад, за рахунок поперечного обтиснення). Звичайно, такий поділ є досить умовним, часто в одному способі підсилення використовують обидва принципи.

Метод підсилення без зміни первісної конструктивної схеми полягає у збільшенні поперечного перерізу підсилюючого елемента, що досягається одностороннім нарощуванням переізу [27], влаштуванням сорочок чи обойм [40, 41, 89, 90, 93].

Другий метод підсилення залізобетонних конструкцій, пов'язаний зі зміною конструктивної схеми. Збільшення початкової несучої здатності залежить від раціональної зміни відповідної конструктивної схеми, яка може стосуватися самої статичної схеми або її напружено-деформованого стану [98, 99]. Це забезпечується введенням додаткових опор, зв'язків або влаштуванням проміжних шарнірів, в тому числі і пластичних, в статично невизначених системах. Для зміни напружено-деформованого стану системи можна використовувати різноманітні заходи, що сприяють зменшенню напружень чи деформацій в елементах конструкцій.

1.2.1. Підсилення залізобетонних елементів без зміни їх конструктивної схеми

У своїй роботі автори Голишев О.Б. та Ткаченко І.Н. [38] пропонують такі основні види підсилення бетоном і залізобетоном:

- влаштування обойм;
- влаштування сорочок;

- одностороннє нарощування перерізу;
- двостороннє нарощування перерізу;
- бокове нарощування перерізу.

У посібниках [6, 19, 25, 30, 68, 69, 75 та ін.] найбільш типовими видами підсилення виділяють підсилення з допомогою металевої обойми [93, 127] та методом нарощування перерізу елемента. Такого поширення ці методи підсилення набули через простоту робіт з виконання підсилення а також через відносно невелику вартість матеріалів. Залізобетонні обойми використовують при необхідності значного підвищення несучої здатності конструкції [91, 93, 119]. Особливо це стосується конструкцій зі значними пошкодженнями [129] та конструкцій, що можуть піддаватися сеймічним впливам [122-124, 130]. Обойми підсилення колон встановлюють в межах одного чи кількох поверхів, доводячи їх у верхньому січенні до рівня вище лежачого перекриття, а в нижньому перерізі – до верхнього обрізу фундаменту чи рівня нижче лежачого перекриття. Конструкцію підсилення армують сітками, каркасами та окремими стержнями [90, 120].

Одним з найпоширеніших видів підсилення обоймами є встановлення вздовж граней колон жорсткої зовнішньої арматури із кутників [93, 127]. Ця обойма біля кінців колони приварюється до горизонтальних кутників. Такий вид підсилення рекомендують для конструкцій з малими ексцентриситетами прикладання навантаження [99].

Підсилення методом влаштування металевої обойми є доволі універсальний спосіб для підсилення залізобетонних елементів [19]. Загальний принцип виконання такого підсилення полягає в влаштуванні кутників по ребрах колони, які з'єднані між собою поперечними планками (рис. 1.2.). Розрізняють два випадки підсилення колон металевою обоймою: кутники притискаються до колони і працюють як одна конструкція, і коли кутники не притискаються до колони. У випадку коли кутники притиснуті до колони то вони розраховуються сумісно з колоною. У разі не притиснутих кутників їх

розраховують як окрему колону, яка складається з чотирьох кутників. Для забезпечення сумісної роботи кутники виставляють на цементно-піщаному розчині, а поперечні планки монтують з попереднім підігріванням до температури 100-120 градусів. Для ефективного введення кутників в роботу їх можна виготовляти більшого розміру ніж довжина колони, з'єднувати попарно планками, надрізати і стягувати болтами, після чого остаточно об'єднати планками.

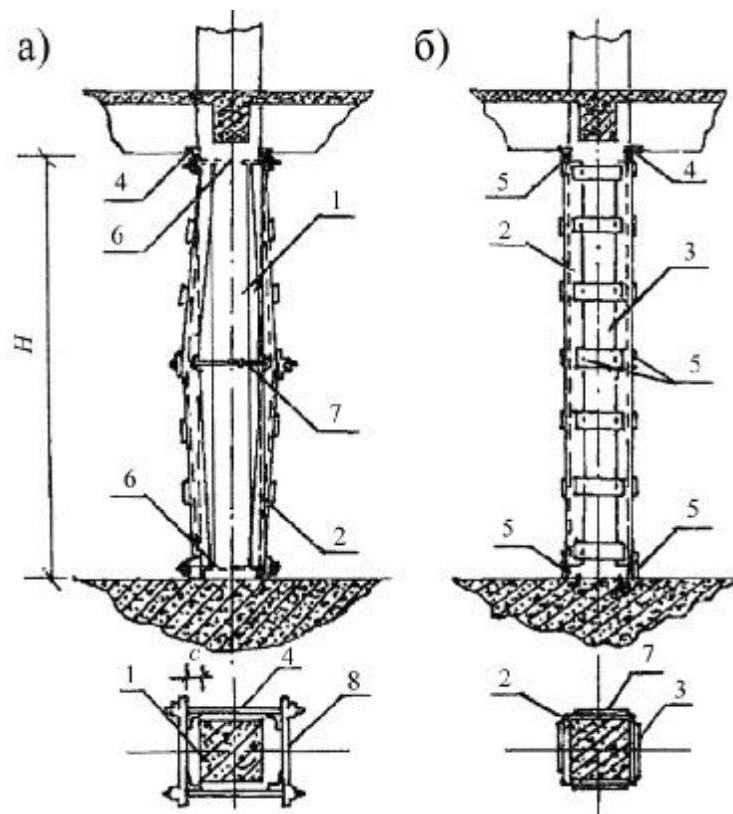


Рис. 1.2. Влаштування підсилення металевою обоймою яка працює сумісно з колоною: а) період монтажу; б) напружений стан

1. – підсилювана колона; 2. – поздовжні кутники колони встановлені на цементно-піщаному розчині; 3. – поперечні планки, попередньо напружені з допомогою підігрівання; 4. – упорні столики; 5. – планки-упори; 6. – кріпильний монтажний болт; 7. – натяжний монтажний болт; 8. – планка для натягування болтів

Підсилення колон методом нарощування перерізу (рис.1.3.) дає змогу не тільки ефективно підсилити колону, а й відновити існуючі пошкодження [29].

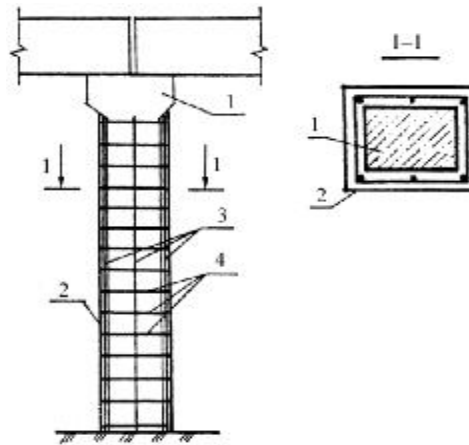


Рис. 1.3. Влаштування залізобетонної обойми.

1 – підсилювана колона; 2. – залізобетонна обойма. 3. – поздовжня арматура;
4. – хомути

Залізобетонна обойма являє собою конструктивне рішення, коли посилювана конструкція охоплюється з усіх боків залізобетоном. Обойми застосовуються для посилення позацентрово стиснутих конструкцій – колон і рідше конструкцій, що згинаються – балок, а також коротких консолей, стиснутих елементів кроквяних ферм і балок, вузлів сполучення колон з фундаментами і вузлів кроквяних ферм і балок [31, 52].

Армування підсилення виконують кількома способами: нормальне , дотичне і спіральне. Необхідна площа перерізу бетону обойми знаходиться за формулою:

$$A_{ad} = \frac{N_{tot} - N_u}{g_{ad} \cdot j_{ad} \cdot (f_{cd,ad} + m_{ud} \cdot f_{ywd,ad})} \quad (1.2)$$

де N_{tot}, N_u - відповідно зовнішнє навантаження і несуча здатність непідсиленого стовпа, $g_{ad} = 0,75$ - коефіцієнт умов роботи обойми, j_{ad} - коефіцієнт поздовжнього згину обойми (прирівнюють до коефіцієнту колони), $f_{cd,ad}$ - розрахункове значення міцності бетону обойми на стиск, m_{ud} - коефіцієнт армування обойми колони (приймається таким самим як і в колоні), $f_{ywd,ad}$ - розрахункове значення опору поперечної арматури.

Відповідно площа робочої арматури в обоймі підсилення становить:

$$A_{s,ad} = m_{ad} \times A_{ad} \quad (1.3)$$

Мінімальна товщина обойми становить 50 мм., максимальна – 300 мм. Бетон обойми приймається класу не меншого ніж бетон колони [17].

Одним з ефективних видів підсилення є влаштування залізобетонної обойми з дотичною арматурою (рис. 1.4.). Загальний принцип даного методу полягає у влаштуванні армування у вигляді кілець чи спіралі з робочої арматури [51]. Крок робочої арматури приймається в межах 40 – 100 мм. Ефект підсилення отримується за рахунок збільшення поперечної жорсткості колони, зменшуються поперечні деформації бетону, що призводить до більшої несучої здатності елемента [120]. Мінімальна товщина обойми при укладанні бетону вібруванням приймається не менше 70—80 мм, і при укладанні торкретуванням – не менше 50 мм [17].

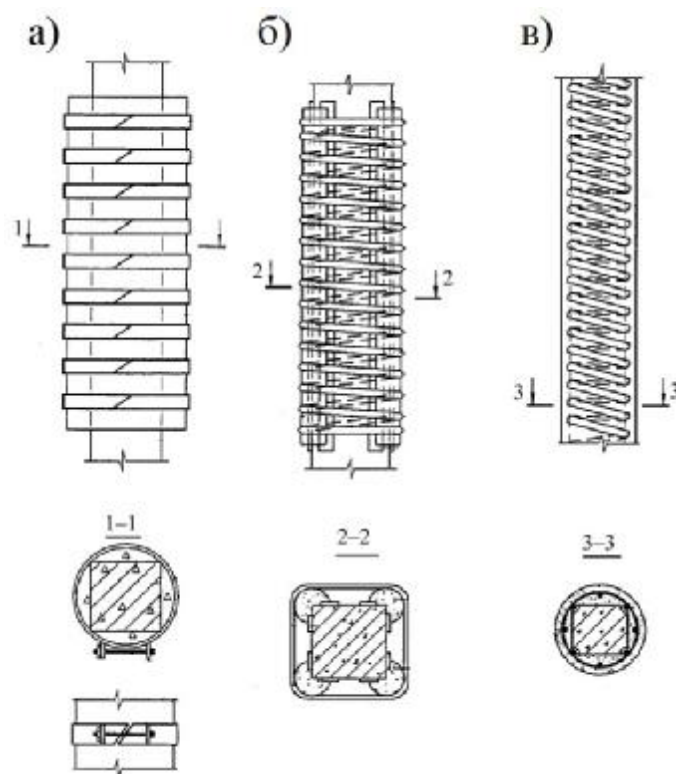


Рис. 1.4. Залізобетонна обойма з дотичним армуванням у вигляді:

а) кільцевої; б, в) спіральної арматури

Обойми можуть улаштовуватися по всій довжині конструкції чи частково, у місцях ушкоджень і найбільших навантажень. При встановленні місцевої обойми на пошкодженій ділянці вона повинна виходити за її межі на довжину не менше 5 товщин обойми, не менше довжини анкетування арматури, не менше подвійної ширини більшої грані колони і не менше 400 мм [17]. Для покращеного зчеплення нового бетону зі старим існує ряд технік обробки поверхні [115]. Питаннями надійного зчеплення матеріалів підсилення з основною конструкцією займається багато науковців [103, 107, 110, 117, 126, 128, 131 та ін.]. Зокрема Е. Julio у праці [110] звертає увагу на передачу зусиль між конструкцією та бетонною обоймою під дією постійного короткочасного навантаження. J. Luckugam в роботі [117] досліджує переміщення зсуву між матеріалами підсиленої конструкції. С. Talbot у праці [131] вивчає вплив підготовки поверхні тривалість адгезії нових матеріалів. В цілому дослідники приходять до висновку, що стан поверхні підсилюваної конструкції має значний вплив на зчеплення матеріалів підсилення. У випадку залізобетонних чи бетонних обойм, адгезійних властивостей бетону достатньо для надійної сумісної роботи старого і нового матеріалів за умови, що поверхня старого бетону не має проявів корозії чи дефектів.

Сорочки являють собою конструктивні рішення коли конструкція охоплюється бетоном тільки з трьох сторін (рис. 1.5.). Нарощування може здійснюватися з боку стиснутої зони конструкції, з боку розтягнутої зони чи з боку бічних граней конструкції по усій висоті перетину. Такий метод використовують для підсилення позацентрово стиснутих колон і балок монолітного перекриття, а також для стиснутих елементів ферм [19]. Сорочки влаштовують зазвичай по усій довжині конструкції. Товщина сорочок визначається розрахунком, а мінімальна товщина – виходячи від умов бетонування. Площа робочої арматури визначається розрахунком та влаштовується в розтягнутій зоні конструкції.

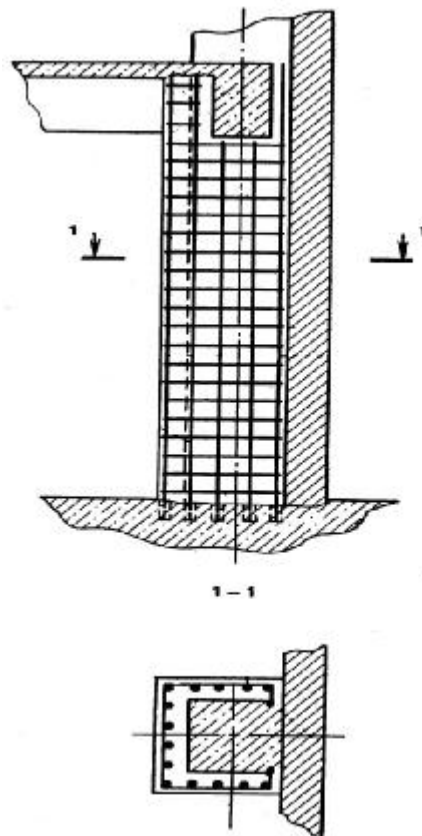


Рис. 1.5. Підсилення залізобетонною сорочкою

Особливу увагу при підсиленні сорочками варто приділяти анкетуванню поперечної арматури по кінцях поперечного перерізу сорочок. При підсиленні колон хомути повинні приварюватись до арматури підсилюваної колони, у випадку яких-небудь ускладнень сорочка повинна розраховуватись на сприйняття всього навантаження. Якщо сорочка влаштовується лише на пошкоджені ділянки підсилюваних конструкцій, то їх необхідно розповсюджувати на непошкоджені ділянки не менше довжини анкетування повздовжньої арматури сорочки, не менше 5 товщин стінок сорочки, не менше ширини грані підсилюваної конструкції і не менше 500 мм [17].

Підсилення нарощуванням для позакентрово стиснених конструкцій є не менш використовуваним, ніж залізобетонні обойми [27]. Суть полягає в тому, що поперечний переріз підсилюваної конструкція збільшується по висоті або ширині (зверху, знизу, збоку). Характерною особливістю цього методу є сприйняття дотичних напружень, що діють в площині контакту старого бетону

з новим, спеціальною додатковою арматурою, що приварюється до арматури підсилюваної конструкції, попередньо оголеної відколюванням захисного шару бетону в місцях зварювання. Нарощування не рекомендовано виконувати з арматурних стержнів діаметром менше 10 мм [75].

Нарощування використовується як для підсилення збірних ребристих плит і балок покриття, плит збірних і монолітних, так і для підсилення стиснуто-зігнутих колон і коротких консолей колон. Характер нарощування стиснуто-зігнутих колон залежить (при інших рівних умовах) від величини ексцентриситету поздовжньої сили, яка діє на конструкцію після її підсилення. При підсиленні обіймами, сорочками, нарощуванням варто прагнути до максимального розвантаження посилюваної конструкції.

1.2.2. Підсилення залізобетонних елементів шляхом зміни їх конструктивної схеми.

У своїй роботі Хило Є.Р. та Попович Б.С. [98] вважають, що найпростішим способом підсилення залізобетонних елементів являється підсилення додатковими опорами. До цього методу вдаються при підсиленні балок, ригелів рам, ферм і т. ін. Безумовно, додаткові опори особливо ефективні при балочних конструкціях, так як зменшують розрахункові прольоти, в результаті чого несуча здатність може бути збільшена в декілька раз.

До жорстких додаткових опор відноситься виконання у вигляді стійок, підкосів і жорстких підвісок, коли виключене осідання проміжної опори. Для ригелів рам, балок і ферм вони можуть бути виконані у вигляді стійок, які мають окремий фундамент.

Додаткові пружні опори створюються зазвичай згинальними конструкціями, закріпленими до основних несучих елементів споруди. Вони представляють собою балки, ферми, рами або підвіски і стійки, які включають в сумісну роботу з посилюваним елементом. До пружних можна віднести і опори, які створюються металічними тяжами, коли значна податливість

обумовлюється їх поздовжніми деформаціями, навіть при відсутності згину конструкції посилення.

Будь-які залізобетонні монолітні чи збірні споруди, перекриття чи просторові каркаси, які виконують роль несучих конструкцій, працюють переважно за просторовою схемою [79]. Однак, при проектуванні підсилення таких залізобетонних конструкцій їх розділяють на відокремлені плоскі системи для спрощення доволі складних задач проектування. Підсилення плоских систем залежить, в основному, від напружено-деформованого стану стержневих статичних схем [79].

Введення розвантажувальних елементів, які включаються в сумісну роботу з підсилюваною конструкцією, супроводжується зміною початкової розрахункової схеми конструкції (підвищенням ступеня зовнішньої статичної невизначеності або зміною місця передачі навантаження) чи її напруженого стану [38].

Щодо розвантажувальних конструкцій, то розрізняють жорсткі (неподатливі) та гнучкі елементи, які мають пружну податливість [38]. Жорсткі (їх жорсткість мало відрізняється від жорсткості підсилюваної конструкції) розвантажувальні елементи застосовуються, коли необхідне значне збільшення навантаження після підсилення і коли є можливим виконати їх достатнє попереднє напруження; гнучкі (жорсткість яких значно менша від жорсткості конструкції, що підсилюється) – для підсилення конструкцій, на які діють постійні навантаження, а також тоді, коли підсилення виконується при повному або майже повному завантаженні конструкції [38].

У роботах автора S. Alcocer [105, 106] представлено підсилення вузлів залізобетонних рам введенням жорстких залізобетонних обойм для зміцнення проти сейсмічних впливів. Підсилена конструкція показала суттєво вищі параметри несучої здатності, а також здатність до перерозподілу і розсіювання енергії від сейсмічного впливу.

При проектуванні посилень залізобетонних конструкцій рекомендують дотримуватися наступних основних принципів [46]:

1. При виборі способу підсилення слід враховувати фактори, що визначають можливість застосування того чи іншого варіанту посилення з врахуванням:
 - Агресивності середовища експлуатації конструкцій. Матеріал підсилення і метод захисту від корозії повинні відповідати вимогам [46];
 - Пожежної небезпеки будівель, в яких необхідно виконати вогнезахист металевих конструкцій підсилення;
 - Можливості виконання підсилення без зупинки основного виробництва або з його зупинкою;
 - Недопустимості запиленості і проведення зварювальних робіт у вибухонебезпечних приміщеннях;
 - Зменшення габаритів приміщень в результаті підсилення.
2. Виявляти резерви зниження матеріалоємності і трудозатрат при підсиленні, враховуючи:
 - Реальні міцнісні характеристики бетону і сталі при проведенні розрахунків, застосування їх без втрат для експлуатаційної надійності окремих конструкцій і споруди в цілому;
 - Можливість використання існуючих конструкцій в нових умовах експлуатації;
 - Більш раціональне розміщення технологічних навантажень;
 - Обґрунтовані поєднання різних тимчасових навантажень;
 - Пониження ефектів динамічних впливів за рахунок ефективної віброізоляції і т.д.
3. При підсиленні варто надавати перевагу індустріальним методам:
 - Котрі не потребують розвантаження конструкцій;
 - Методам, що пов'язані із зміною статичної схеми конструкцій;
 - Використання попереднього напруження;

- Використання високоміцних сталей, фібробетону [119], напружуючого цементу, вуглепластику та інших ефективних матеріалів [26].

Спосіб і вид підсилення конструкцій, які працюють на позацентровий стиск чи на згинання, вибирається залежно від ступеня міцності стисненої зони і розтягнутої зони перерізу, тобто від величини характеристики поперечного перерізу $\chi = x/h_o$, та від наявності пошкоджень бетону та арматури [79]. Наприклад, якщо $\chi > \chi_R$, де χ_R - граничне значення відносної висоти стисненої зони, що визначається згідно [17], вичерпання несучої здатності конструкції відбувається через руйнування бетону стисненої зони (тому вона в першу чергу потребує підсилення).

1.3. Огляд методів розрахунку стиснуто-зігнутих елементів

Відповідно до колишніх нормативних документів з проектування залізобетонних конструкцій [17, 80, 81], розрахунок несучої здатності стиснуто-зігнутих елементів проводиться за першою групою граничних станів, тобто коли напруження в стиснутому бетоні і розтягнутій арматурі досягають їх розрахункових опорів. Як було висвітлено в пункті 1.2, враховуючи різноманітну кількість причин підсилення стиснуто-зігнутих елементів, влаштування обойми підсилення може виконуватися при різних умовах навантаження. Тому для нас важлива оцінка напруженого стану стиснуто-зігнутих елементів до їхнього підсилення та його впливу на ефективність підсилення і сумісну роботу конструкції з обоймою. Розрахункам напружено-деформованого стану стиснуто-зігнутих елементів присвятили свої праці багато дослідників Бабич Є.М. [7], Кінаш Р.І. [57], Кузнєцова Л.Д. [67], Немировський Я.М. [78], Прокопович І.Є. [84], Раєвський А.Н. [85, 87], Теряник В.В. [92, 94, 95] та ін. Дослідженням характеристик бетону як конструкційного матеріалу займалися Кизирия Г.В. [56], Крись Ю.А. [64-66], Писанко Г.Н. [83] Rizzo E. [121]. Також існує багато довідкової та навчальної

літератури стосовно розрахунку залізобетонних конструкцій [18, 22, 24, 54, 55, 70, 74, 77, 96, 97 та ін].

З розвитком методик розрахунку напружено-деформованого стану залізобетонних конструкцій на новий рівень виходить нелінійна деформаційна модель. Над нею працювали наступні вчені: Бабич Є.М. [8], Байков В.Н. [10], Бамбура А.М. [11-14], Залесов А.С. [42], Кочкаръов Д.В. [60, 61], Митрофанов В.П. [76], Шкурупій О.А. [100-102], Vijaya K. [132].

В роботі [18] показана правомірність і доцільність заміни криволінійної (фактичної) епюри напружень в бетоні стиснутої зони на трапецієвидну в тих випадках, коли напружений стан залізобетонного елемента необхідно оцінити не в граничній стадії. Тоді коефіцієнт форми напружень $w = 1 - \frac{n}{2}$, віддаль до центра ваги епюри напружень в бетоні складає $g = \frac{3(1-n)+n^2}{3(2-n)}$, а коефіцієнт пружності $g = 1 - l$. Таким чином, через коефіцієнт пружності бетону визначають не тільки співвідношення між пружними і повними деформаціями бетону стиснутої зони, але також і форму епюри нормальних напружень і положення центра епюри. Задача зводиться до визначення коефіцієнта пружності бетону на різних стадіях роботи позацентрово-стисненого елемента.

В роботі [51] показано, що розрахунок напруженого стану позацентрово стисненого елемента на проміжних стадіях роботи можна виконати визначаючи висоту стиснутої зони в перерізі із тріщиною із квадратного рівняння:

$$x^2 + (b + j_f)x - bj = 0 \quad (1.4)$$

$$\text{де } b = \frac{\pi a y_b}{w u y_s}; \quad j_f = \frac{A_s' a}{n b h_0}; \quad j = \frac{x}{x_c} = 1 - \frac{0.7}{(100m+1)}.$$

Форма епюри напружень в бетоні стиснутої зони приймається прямокутною, а величини n, j, y_b, y_s повинні визначатись виходячи із рівня та характеру навантаження до влаштування обойми посилення.

Висоту стиснутої зони бетону в перерізі із тріщиною для будь-якої стадії напруженого стану при розрахунку деформацій можна визначити за формулою:

$$x = j_x (j_s + j_f + j_n) h_0 \quad (1.5)$$

При визначенні плеча внутрішньої пари сил приймається трикутна епюра напружень в бетоні стиснутої зони:

$$z = \left(h_0 - \frac{x}{3} \right) \frac{\frac{h_0 - 0.5h_f}{h_0 - \frac{x}{3}} + 1}{1 + 1} \quad (1.6)$$

В роботах Улицкого І.І. [96] та Прокоповича І.С. [84] показано, що теорія старіння із її модифікаціями дозволяє описати процес деформування стиснуто-зігнутих елементів в часі із достатньою точністю. В роботах на основі експериментальних і теоретичних досліджень показано, що лінійна залежність між напруженнями і характеристиками повзучості бетонів дозволяє значно спростити визначення напруженого стану із заміною інтегральних залежностей на алгебраїчні. А прийнявши постійними значення напружень в певні періоди часу можна звести інтегральні залежності для визначення напружень і деформацій в часі, пов'язаних із повзучістю бетону до формул СНиП2.03.01-84* [17].

Відомо що для нормальної експлуатації конструкцій повинна дотримуватися загальна вимога будівельних норм:

$$gF \leq \Phi \times K \quad (1.7)$$

де F – фактичне навантаження на конструкцію у момент обстеження, коли було виявлено дефекти і пошкодження; Φ – несуча здатність несучої конструкції без урахування пошкоджень і дефектів, визначена розрахунком з умови міцності і стійкості по фактичних значеннях площ перетинів A_b , A_s і міцності бетону і сталі R_b , R_s ; K - коефіцієнт зниження несучої здатності конструкції, за наявності

дефектів і пошкоджень, значення якого може бути встановлене на основі результатів обстежень; g - коефіцієнт надійності за матеріалом.

При практичних розрахунках умову (1.7) зручно представити у вигляді:

$$F \leq \frac{\Phi \times K}{g} \quad (1.8)$$

Щоб правильно вирішити питання, які елементи конструкції потрібно підсилювати і з якої причини, умову (1.8) необхідно перевіряти для кожного елемента конструкції окремо. Для позацентрово-стиснених елементів:

- з умови міцності:

$$M_{\text{факт}} \leq (g_b, g_s) M_{\text{міц}} \quad \text{або} \quad N_{\text{факт}} \leq (g_b, g_s) N_{\text{міц}} \quad (1.9)$$

- з умови стійкості:

$$N_{\text{факт}} \leq (g_b, g_s) N_{\text{кр}} \quad (1.10)$$

Де, g_b, g_s - коефіцієнти надійності по бетону і арматурі. Як зазначається у [85, 91, 94], для позацентрово стиснених елементів середньої і великої гнучкості несуча здатність при втраті стійкості завжди буде менша, ніж з умови міцності. Проте методика визначення $N_{\text{кр}}$ з умови стійкості для позацентрово стиснутих елементів (колон) при малих і середніх ексцентриситетах e_0 з урахуванням гнучкості λ розроблена недостатньо. Відповідно до методики розрахунку бетонних і залізобетонних колон в СНиП [17] перевірка стійкості виконується в непрямому вигляді і дуже наближено. При цьому проєктанти не мають можливості строгої оцінки несучої здатності таких колон з умови стійкості.

При необхідності посилення стиснутих колон слід точніше перевіряти їх несучу здатність з умови можливої втрати стійкості, особливо це відноситься до колон середньої і великої гнучкості.

Для перевірки несучої здатності гнучких стиснених елементів при $\lambda \geq 14$ рекомендується використовувати умову (для прямокутного перетину з симетричною арматурою):

$$N_{\text{розр}} \leq e_{\text{розр}} \leq M_{\text{міц}} = \frac{e}{e} R_b \times A_{bc} \times Z_b + R_{sc} \times A'_s \times Z_s \quad (1.11)$$

$$e_{розр} = e_0 \eta + \left(\frac{h}{2} - a\right); e_0 = \frac{M}{N} + e_a. \quad (1.12)$$

Де η - коефіцієнт, що враховує вплив поперечного прогину колони на збільшення розрахункового моменту від N , та визначається по наближеній формулі

$$\eta = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}}. \quad (1.13)$$

Де N_{cr} - умовна критична сила для стиснутої колони, яка визначається по узагальненій формулі, що враховує непружні властивості стиснутого бетону і характер дії навантаження, що враховується коефіцієнтом j_e .

$$N_{cr} = \frac{6,4 E_b I}{l_0^2} \cdot \frac{0,11}{0,1 + \frac{d_e}{j_p}} + 0,1 + a I_s \quad (1.14)$$

де $a = E_s/E_b$, $d_{e,\min} = 0,5 - 0,01 \frac{l_0}{h} - 0,01 R_b$;

В роботах А.Б Гольшева [37, 38] можна зустріти наступну формулу для визначення $N_{кр}$, значення якого відрізняється від розрахунку по [17]:

$$N_{cr} := \frac{6,4 E_b I}{l_0^2} \cdot \frac{0,11}{0,1 + \frac{d_e}{j_p}} + 0,1 + a I_s \quad (1.15)$$

Мальганов А.І. [69] пропонує для визначення критичної сили в елементах малої гнучкості $l_0/i = 14 \dots 35$ або $l_0/h = 4 \dots 10$ застосовувати наступну формулу:

$$N_{cr} = 0,15 \times \frac{E_b \times A}{\frac{l_0}{h}} \quad (1.16)$$

В роботі [85] коефіцієнт η визначається з наступних формул:

- для перерізу довільної форми:

$$h = \frac{1}{1 - \frac{N}{12 \times C \times R_b \times F} \times \frac{\alpha l_0}{e} \frac{\delta^2}{r}} \quad (1.17)$$

- для перерізу прямокутної форми :

$$h = \frac{1}{1 - \frac{N}{C \times R_b \times F} \times \frac{\alpha l_0}{e} \frac{\delta^2}{r}} \quad (1.18)$$

де: N – поздовжня сила, прикладена до перерізу; R_b – міцність бетону на стиск; F – площа поперечного перерізу; l_0 – розрахункова довжина елемента; h – висота поперечного перерізу. Коефіцієнт C визначається за формулою:

$$C = \frac{66000}{R + 350} \times \frac{\alpha}{e} \frac{1}{\frac{e_{on}}{h} + 0.16} + 200 \times m + 1 \quad (1.19)$$

Експериментальні значення $N_{кр}$, отримані В.Є. Бабичем [7], близько співпадають з теоретичними $N_{кр}$, отриманими автором із загальної умови втрати стійкості (2 роду) позацентрово стиснених колон:

$$dN / df = 0 \quad (1.20)$$

При кубічній і квадратній залежностях:

$$s = a_1 e - a_3 e^3 \quad \text{та} \quad s = a_1 e - a_2 e^2 \quad (1.21)$$

де $a_1 = E_b$, $a_3 = E_b / 3 \times e_{mn}^2$, $a_2 = E_b / 2 \times e_{mn}$ e_{mn} – відносна деформація бетону при напруженні, рівному межі міцності $\sigma_{mn} (R_b)$.

Використані допущення: враховується робота тільки висхідних гілок діаграми σ - ε ; деформація колони в граничному стані по стійкості відбувається по півхвилі синусоїди до появи тріщин; при виведенні основних рівнянь використовується закон плоских перетинів; робота стиснутих елементів відбувається при малих відносних деформаціях, використовуються діаграми

одновісного напруженого стану; розглядається симетричний перетин колони (у вигляді прямокутника або двотавра з однаковими полицями).

У праці [87] отримано просту формулу для визначення $N_{кр}$, з врахуванням поперечних прогинів стиснуто-зігнутої стійки:

$$N_{кр} = N_{кр}^y \cdot k_n \quad (1.22)$$

Де $N_{кр}^y = \rho^2 E_b J_b / l^2$ – в пружній стадії роботи бетону; k_n – коефіцієнт, що враховує деформацію позацентрово стиснутої стійки з урахуванням нелінійності матеріалу, значення якого завжди менше 1 (коефіцієнт нелінійності).

Доведено, що зі збільшенням ексцентриситету подовжньої сили значення коефіцієнта нелінійності зменшується. Формула для $N_{кр}$ може бути використана для побудови кривих рівноважних станів $N - f$. Показана можливість застосування формули (1.22) для визначення $N_{кр}$ для залізобетонних колон. Проведена оцінка несучої здатності стиснутих елементів різної гнучкості, за умовами міцності і стійкості. Результати порівняння експериментальних даних з результатами аналітичного розрахунку, отриманими по запропонованій методиці, показали незначні розбіжності, що допускає її застосування при вирішенні проектувальних завдань.

В роботі [99] наведені причини недоцільності використання повздовжньої арматури з границею текучості більше 400 МПа в центрально стиснутих, та в стиснутій зоні позацентрово стиснутих (стиснуто-згинаних) елементів, так як це веде до перевитрат сталі. Найбільше значення напруження яке можна допустити в стиснутій арматурі, можна визначити, виходячи з рівності відносних деформацій бетону та арматури по поверхнях їхнього контакту.

$$s_{sc,u} = e_s \times E_s = e_{bu} \times E_s = 2 \times 10^{-3} \times 2 \times 10^3 = 400 \text{ МПа} \quad (1.23)$$

Площу перерізу повздовжньої арматури стиснутих елементів переважно приймають з умови оптимального армування ($\mu = 1...2\%$). Проектувати

елементи з $\mu > 3\%$ не рекомендується [17]. Поперечною арматурою стиснуті стержні закріплюють від втрати стійкості в будь-якому напрямку.

Як бачимо розрахунок позацентрово стиснутих елементів досліджувався і розвивався з становленням нових вимог і потреб. З виходом норм [47, 54] постали нові задачі по впровадженню та апробації деформаційної моделі для позацентрово стиснутих елементів. Особливо це стосується розробки та апробації методик розрахунку конструкцій зі складним напружено-деформованим станом, таким як підсилені залізобетонні конструкції.

1.4. Висновки до розділу 1

1. На підставі опрацьованої літератури встановлено, що підсилення залізобетонними обоймами широко використовується для зміцнення стиснутих та позацентрово стиснутих елементів та рідше для згинаних.
2. Залізобетонні обойми застосовують при потребі значного підвищення несучої здатності та експлуатаційної придатності конструкції.
3. Експериментальні дослідження залізобетонних колон підсиленних обоймами охоплюють широкий спектр досліджень напружено-деформованого стану таких конструкцій. Проте підсилення залізобетонних колон при дії навантаження ще потребує детальнішого вивчення.
4. Більшість досліджень по розрахунку позацентрово стиснутих елементів зосереджено на проблемі стійкості, котру визначають з допомогою різних методик визначення критичної сили $N_{кр}$ та коефіцієнта η .
5. З набранням чинності нових нормативних документів з проектування залізобетонних конструкцій та впровадженням деформаційної моделі розрахунку питання розробки та апробації методик розрахунку підсилення залізобетонних елементів, в тому числі підсиленних під навантаженням, набуває особливої актуальності.

Розділ 2. Методика експериментальних досліджень

2.1. Програма досліджень та конструкція залізобетонних колон

Для досягнення поставленої мети та виконання поставлених задач досліджень було запроектовано і виготовлено 12 дослідних зразків залізобетонних колон. Дослідні зразки було виготовляли у заводських умовах. Геометричні розміри та фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних зразків ідентичні.

Дві дослідні колони випробувано без підсилення для визначення фактичних параметрів міцності, деформативності та тріщиностійкості зразків. Решта 10 колон було випробувано з підсиленням. Підсилення виконували як без попереднього навантаження колони, так і при постійному навантаженні, що складало 30, 50, 70, та 90% граничного навантаження непідсиленого зразка (табл. 2.1).

Таблиця 2.1

Програма експериментальних досліджень

№ п/п	Маркування зразка	Тип випробування
1	К-01	Без підсилення (контрольні зразки)
2	К-02	
3	КП-03-0,0	Підсилені без початкового навантаження
4	КП-04-0,0	
5	КП-05-0,3	Підсиленні при навантаженні рівному 30% граничного навантаження непідсилених зразків
6	КП-06-0,3	
7	КП-07-0,5	Підсиленні при навантаженні рівному 50% граничного навантаження непідсилених зразків
8	КП-08-0,5	
9	КП-09-0,7	Підсиленні при навантаженні рівному 70% граничного навантаження непідсилених зразків
10	КП-10-0,7	
11	КП-11-0,9	Підсиленні при навантаженні рівному 90% граничного навантаження непідсилених зразків
12	КП-12-0,9	

Кожній колоні було присвоєне індивідуальне маркування, котре включало буквене позначення, порядковий номер та індикатор рівня навантаження під час підсилення. Буквені позначення означають: К – колона випробувана без підсилення; КП – колона випробувана з підсиленням. Після буквеного позначення вказується порядковий номер колони, наприклад, 04 або 11. У кінці маркування підсилених зразків вказується рівень навантаження, за якого виконувалося їх підсилення, наприклад, 0,3 або 0,7. Для прикладу, маркування КП-08-0,5 означає, що восьмий за порядком дослідний зразок випробувано з підсиленням. При цьому підсилення було виконано після попереднього навантаження зразка до рівня 50% від його граничного навантаження.

Дослідні зразки колон виготовлено довжиною 2200 мм. Розміри поперечного перерізу склали: ширина – 140 мм, висота – 180 мм. На обох кінцях колони запроєктовано консольні ділянки вильотом 120 мм та висотою 250 мм для позацентрної передачі навантаження на зразок. Опалубне креслення дослідних колон подано на рис. 2.1.

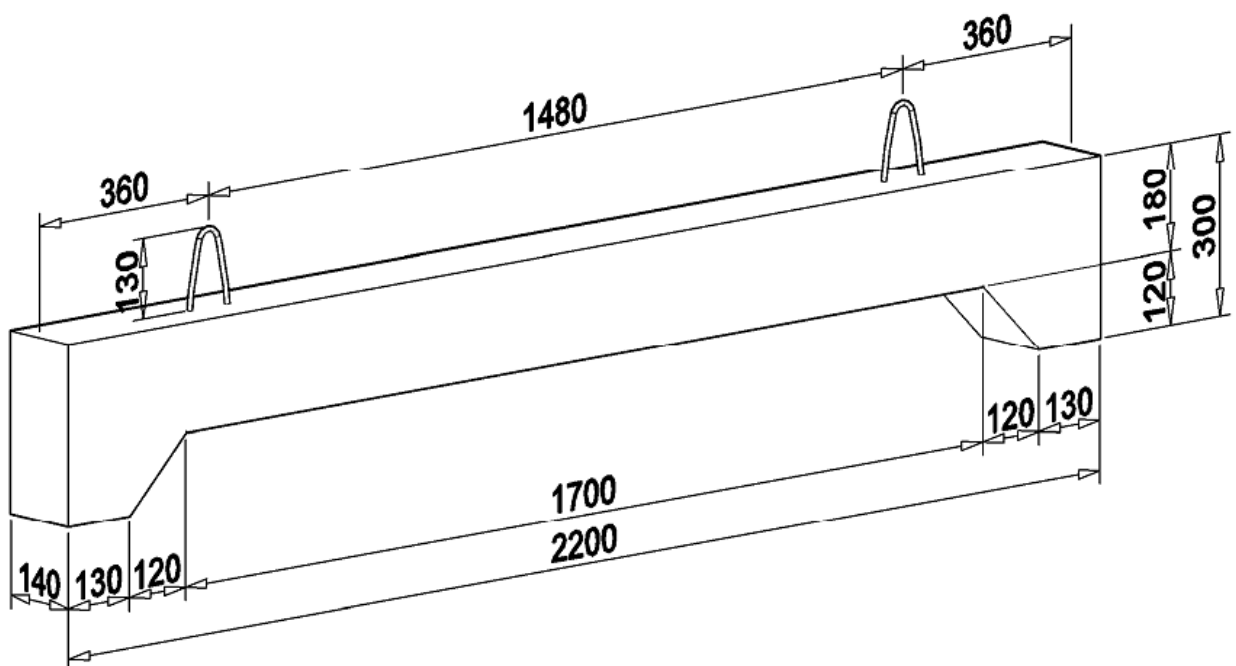


Рис. 2.1. Опалубне креслення дослідних колон

Армування дослідних колон запроєктоване у вигляді плоских каркасів та окремих стержнів, котрі об'єднувалися у просторовий каркас поперечними стержнями. З'єднання стержнів виконано ручним електродуговим зварюванням. Схема армування дослідних колон представлена на рис. 2.2.

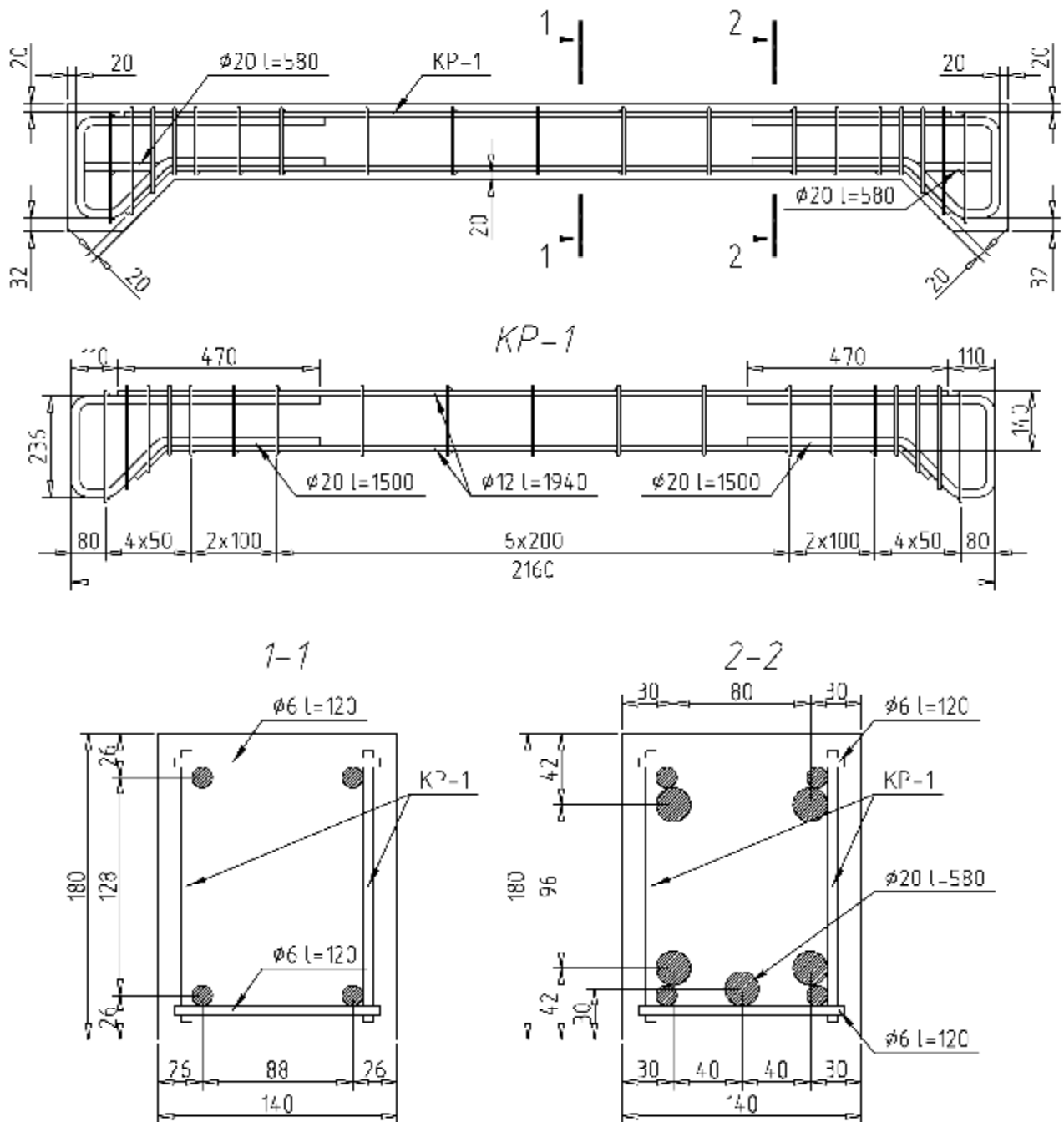


Рис. 2.2. Армування дослідних колон

Армування колони симетричне, прийняте у вигляді чотирьох арматурних стержнів періодичного профілю $\phi 12$ мм. Враховуючи, що у подальшому зразки

будуть підсилені на ділянці між консолями довжиною 1700 мм армування консольних ділянок та перерізу на межі "консоль-обойма" виконано виходячи з умови їх рівномірності перерізу підсиленої колони. Армування консолей та приконсольних ділянок виконано у вигляді гнутих арматурних стержнів $\varnothing 20$ мм, котрі об'єднувалися з поздовжньою арматурою $\varnothing 12$ мм зварними швами. Поперечною арматурою плоских каркасів служили стержні з дроту $\varnothing 6$ мм встановлені з кроком 50 мм у консолях, 100 мм у приконсольних перерізах та 200 мм у середній частині каркасів. Стержнями цього ж дроту плоскі каркаси об'єднувалися у просторові. По середині колони на стержні поздовжньої робочої арматури було приварено спеціальні тримачі, що служили кріпленнями приладів для вимірювання деформацій арматури під час випробування. Зображення готових просторових каркасів колон представлено на рис. 2.3.

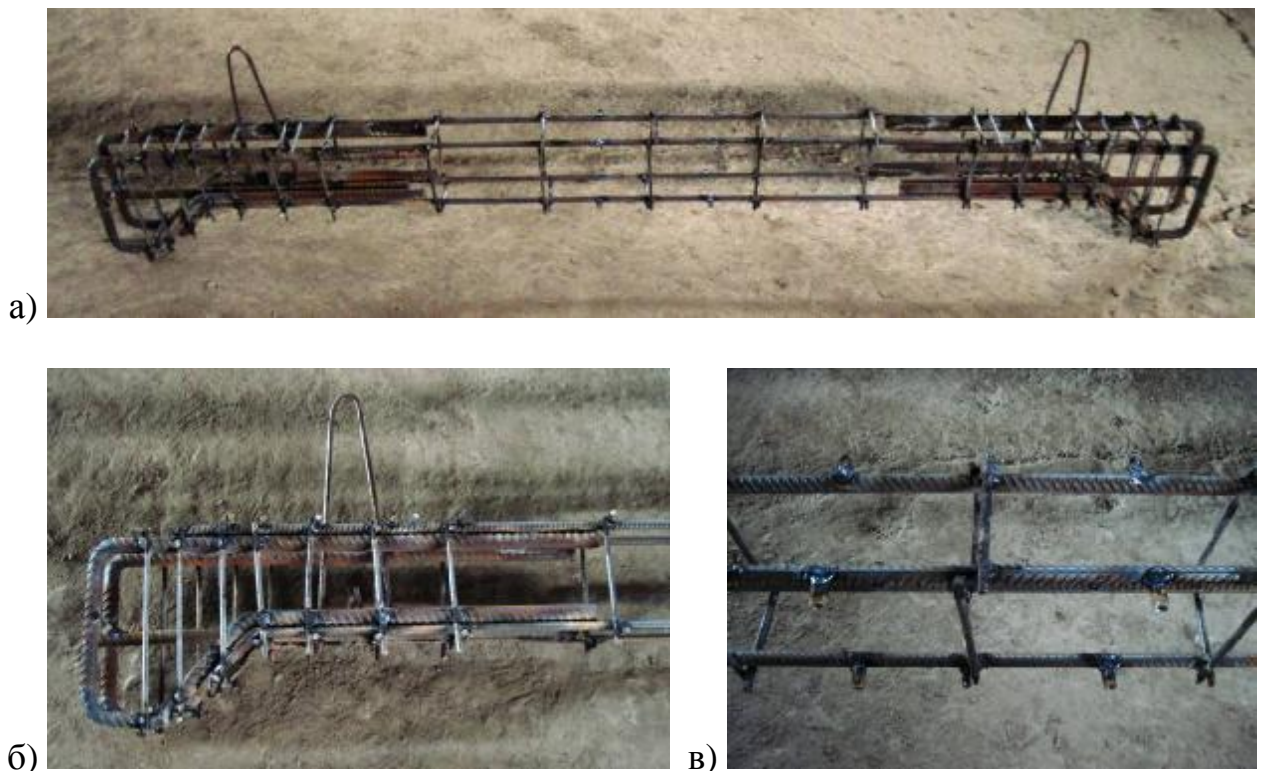


Рис. 2.3. Просторовий каркас дослідного зразка: а) загальний вигляд; б) армування консолі та при консольної ділянки; в) кріплення приладів для вимірювання деформацій арматурних стержнів.

Бетонування зразків відбувалося на виробничих потужностях пустомитівського заводу залізобетонних виробів "Шляхзалізобетон". Склад бетонної суміші для виготовлення дослідних зразків було прийнято наступним: Ц:П:Щ = 1:1,15:2,60 при водоцементному відношенні В/Ц = 0,35. Цемент марки М400; пісок кварцовий, без домішок, з модулем крупності $M_c = 2,01$; щебінь гранітний фракції 5-10 мм – 45%, 10-20 мм – 55%. Бетон природного тужавіння, без пропарювання чи хімічних пришвидшувачів тужавіння. Всі колони формувалися з одного замісу бетонної суміші. Загальний вигляд дослідних зразків подано на рис. 2.4.

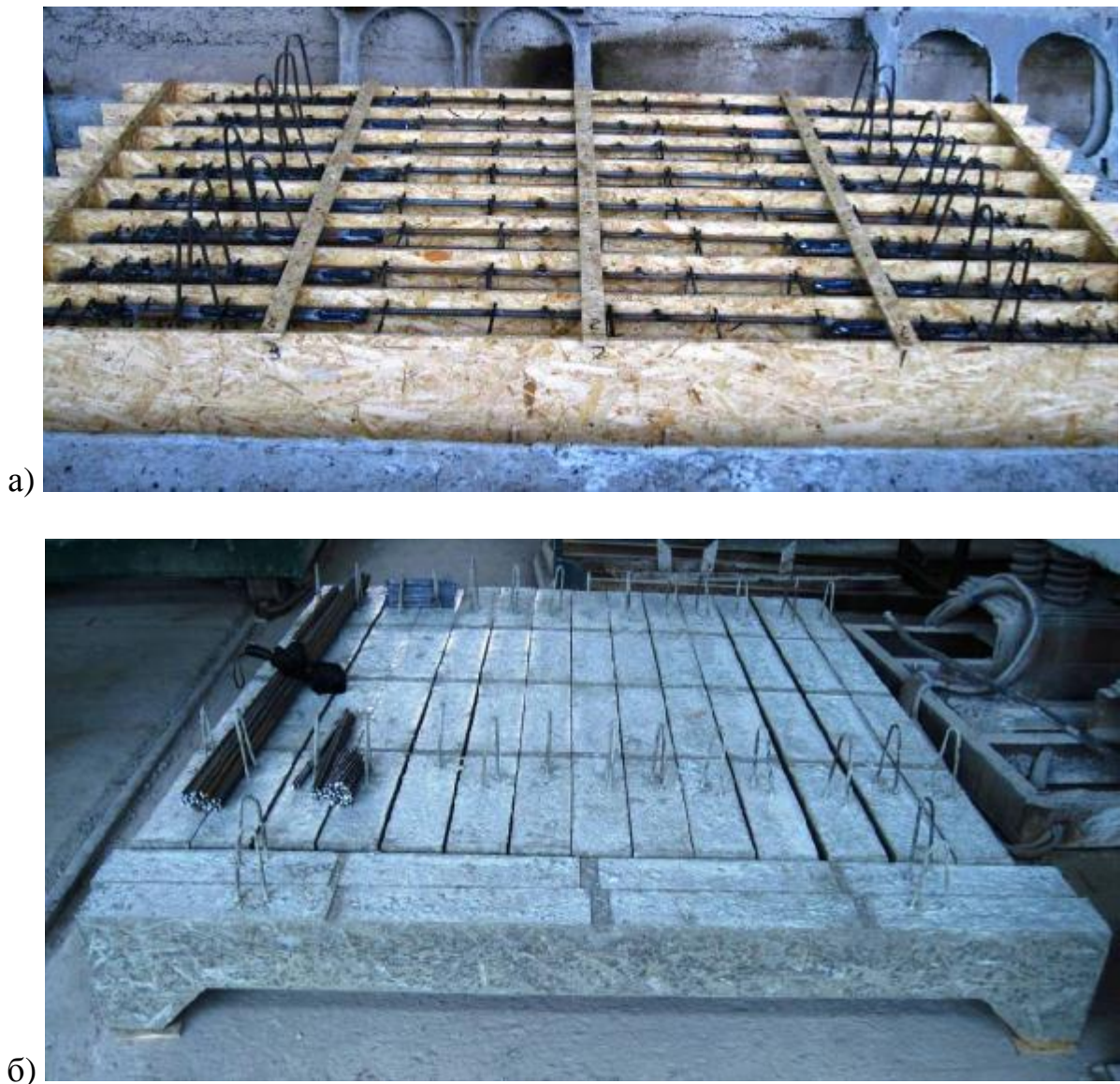


Рис. 2.4. Дослідні зразки: а) у процесі виготовлення; б) загальний вигляд

Підсилення дослідних зразків виконувалося у лабораторії і полягало у нарощуванні поперечного перерізу колони залізобетонною обоймою. Нарощення перерізу виконувалося на ділянці між консолями колон довжиною 1700 мм. Товщина нарощення становила 30 мм на бокових гранях і 40 мм на верхній та нижній грані, у результаті чого отримано наступні розміри поперечного перерізу підсилених зразків: ширина – 200 мм, висота – 260 мм. Опалубне креслення колони після підсилення подано на рис. 2.5.

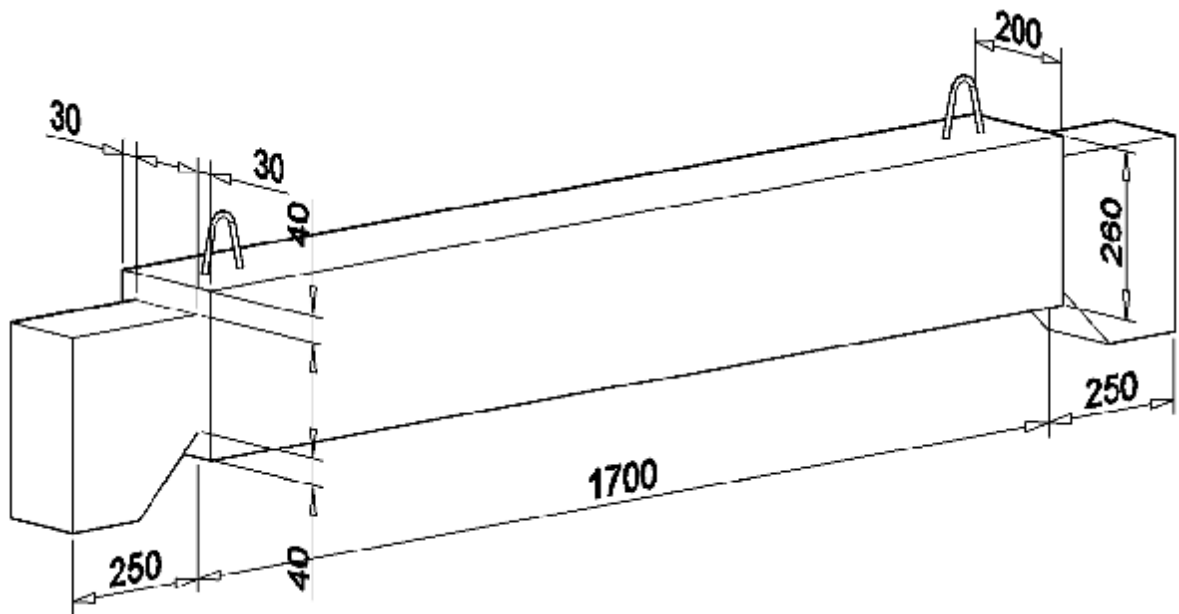


Рис. 2.5. Опалубне креслення дослідних колон після підсилення

Армування обойм підсилення симетричне, прийняте у вигляді чотирьох арматурних стержнів періодичного профілю $\text{Ø}10$ мм. Поперечною арматурою каркасів служили стержні з дроту $\text{Ø}6$ мм встановлені з кроком 200 мм. Для встановлення приладів для вимірювання деформацій арматури обойми по середині каркасів було приварено гайки М6 довжиною 7 мм. Арматурні каркаси виготовлено у дослідній лабораторії з допомогою ручного електродугового зварювання безпосередньо у процесі підсилення колон. Схему армування обойми підсилення подано на рис. 2.6.

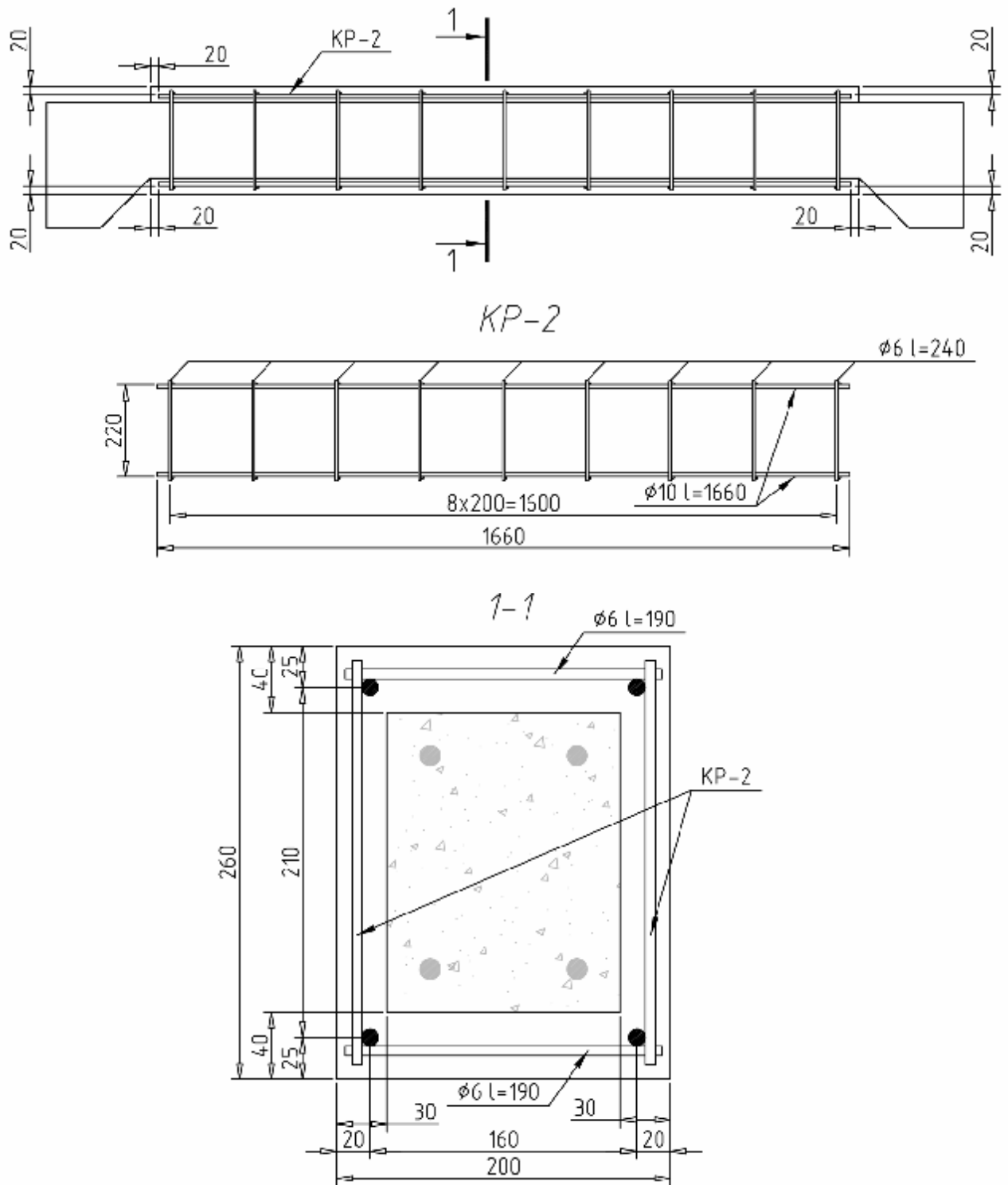


Рис. 2.6. Армування обойми підсилення дослідних колон.

Виходячи зі складних умов бетонування обойми підсилення, а саме вузьких стінок та малих відстаней між поверхнею колон та армуванням обойми було запроєктовано склад бетонної суміші з високим показником легковкладальності та дрібним заповнювачем. Прийнято наступний склад

бетонної суміші: Ц:П:Щ = 1:1,25:2,76 при водоцементному відношенні В/Ц = 0,55 та введенні суперпластифікатора у кількості 0,7% від маси цементу. Цемент марки ПЦ ІІ /А-Ш 500; пісок кварцовий, без домішок, з модулем крупності $M_c = 1,03$; відсів щебеня гранітного розміром зерен 1-7 мм.

2.2. Фізико-механічні характеристики матеріалів дослідних колон

Для визначення фізико-механічних характеристик матеріалів дослідних колон під час їх виготовлення було відібрано серії зразків арматури та бетону.

Зразки арматурної сталі відбиралися безпосередньо під час виготовлення арматурних каркасів колон та об'єм підсилення. Характеристики арматурної сталі визначено через випробування на розтяг арматурних стержнів довжиною 400 мм. Випробування проводилося на розривній машині FP 100/1 (рис. 2.7). Діаграми розтягу випробуваних зразків подано на рис. 2.8.

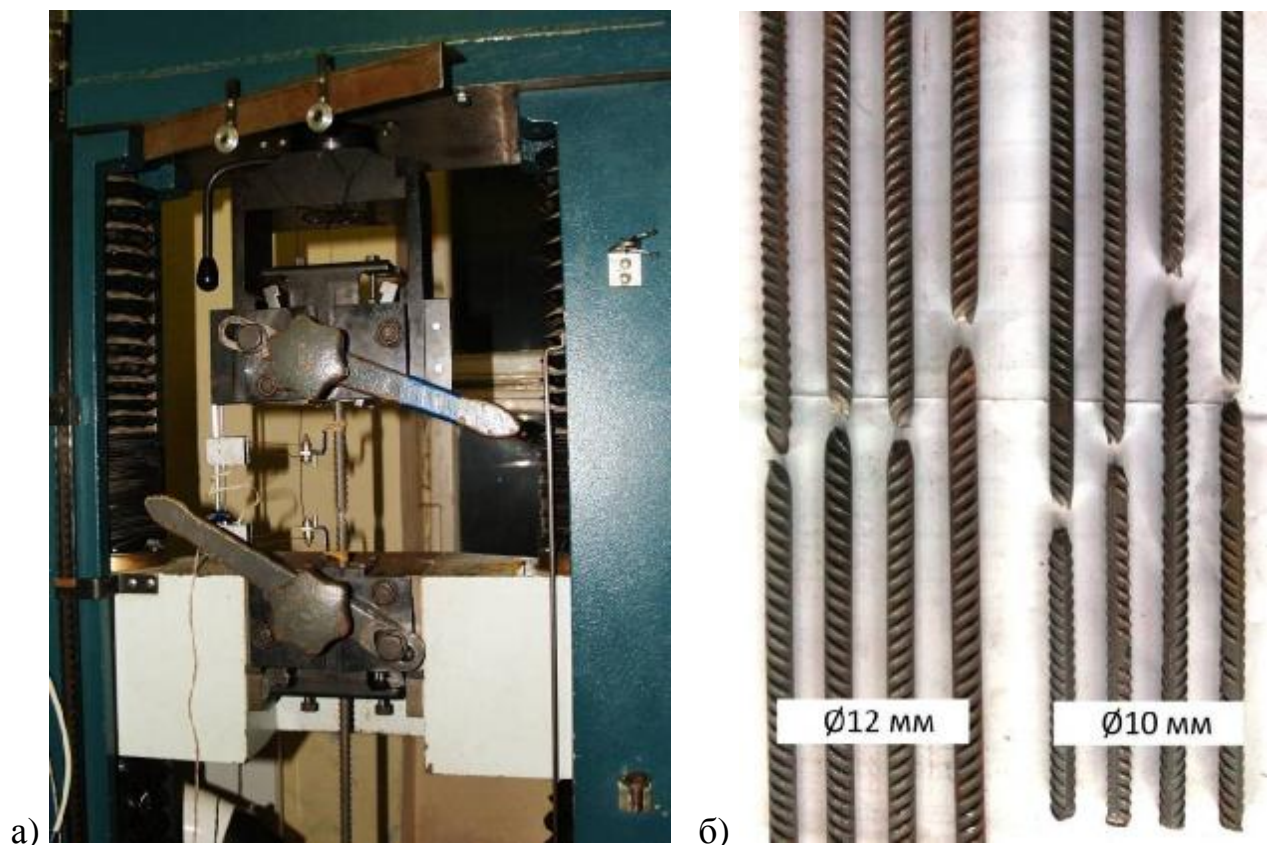


Рис. 2.7. Випробування зразків арматури: а) зразок арматури в розривній машині FP 100/1; б) загальний вигляд зразків арматури після випробування

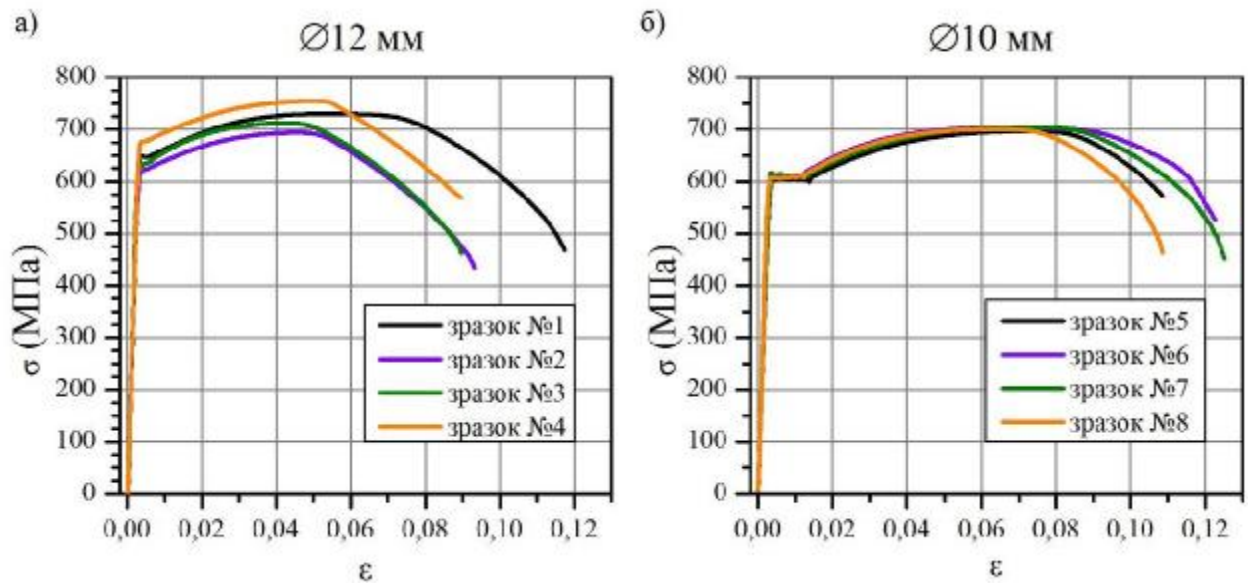


Рис. 2.8. Діаграми розтягу арматурної сталі: а) зразків армування колон;
б) зразків армування обойм підсилення

На основі отриманих діаграм розтягу визначено характеристики міцності та деформативності арматури дослідних колон. Результати випробувань арматурних зразків зведено у табл. 2.2.

Таблиця 2.2.

Фізико-механічні характеристики арматури дослідних колон

№	f_y (МПа)	f_t (МПа)	f_{yw} (МПа)	ϵ_{s0}	ϵ_{us}	E_s (ГПа)
Поздовжня арматура колони Ø12 мм						
1	645,0	730,4	-	0,00315	0,055	205
2	614,7	694,1	-	0,00294	0,046	209
3	621,8	712,2	-	0,00284	0,042	219
4	666,0	754,7	-	0,00314	0,050	212
Поздовжня арматура обойми Ø10 мм						
5	617,0	704,7	-	0,00302	0,075	204
6	607,9	700,5	-	0,00271	0,064	224
7	603,3	696,9	-	0,00297	0,072	203
8	614,5	703,7	-	0,00294	0,067	209
Поперечна арматура колони та обойми Ø6 мм						
9	342,8	-	274,2	-	-	-
10	353,1	-	282,5	-	-	-
11	351,1	-	280,9	-	-	-

Отримані середні значення межі текучості арматурних зразків 636,9 МПа та 610,7 МПа відповідають класу арматури А600С. Проте, випробувані зразки армування не можна віднести до цього класу. Дослідні зразки арматури мають фізичну межу текучості, в той час як арматура класу А600С характеризується умовною границею текучості [47, 55].

Клас міцності бетону визначено за результатами випробування кубів з розміром ребра 100 мм (рис. 2.9) [49]. Куби формувалися під час виготовлення колон на заводі, а також під час бетонування обойми кожного підсиленого зразка. Одержані результати подано у табл. 2.3.



Рис. 2.9. Випробування зразків бетону.

Таблиця 2.3.

Фізико-механічні характеристики бетону дослідних зразків

Зразок	Характеристики бетону обойм		Характеристики бетону колон	
	$f_{cm,cube}$ (МПа)	Клас	$f_{cm,cube}$ (МПа)	Клас
К-01	-	-	37,9	С25/30
К-02				
КП-03-0,0	40,4	С25/30		
КП-04-0,0	39,9			
КП-05-0,3	40,0			
КП-06-0,3	38,3			
КП-07-0,5	37,5			
КП-08-0,5	39,0			
КП-09-0,7	38,3			
КП-10-0,7	40,8			
КП-11-0,9	37,6			
КП-12-0,9	37,3			

Клас міцності бетону дослідних колон та обойм підсилення однаковий і становить С25/30, що відповідає рекомендаціям ([17] п. 6.39) щодо використання у бетонних та залізобетонних обоймах бетону того ж класу, що й підсилюваної конструкції.

2.3. Методика випробування стиснуто-зігнутих колон

У ході експериментальних досліджень проведено випробування дослідних колон на позацентровий стиск короточасним навантаженням до руйнування. Дослідження проводили на стенді, котрий дозволяє проводити випробування у горизонтальному положенні (рис. 2.10).

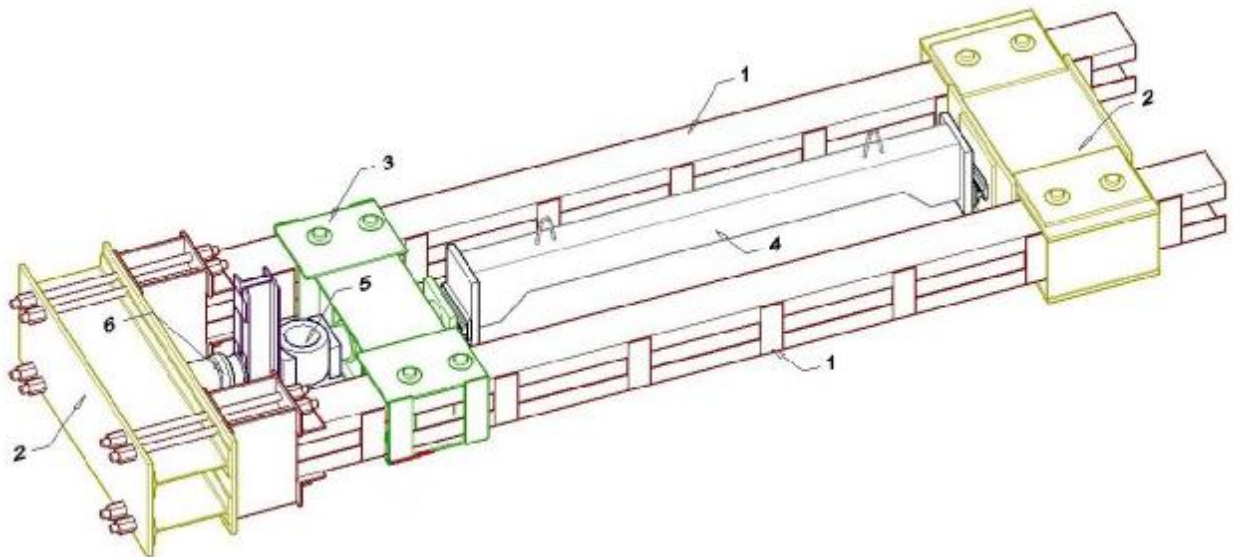


Рис. 2.10. Конструкція стенду для випробування:

- 1 – поздовжні несучі елементи; 2 – опорні траверси; 3 – траверса з плунжером;
4 – колона; 5 – кільцевий динамометр; 6 – гідравлічний поршень.

Випробування зразків колон у горизонтальному положенні значно спрощує процес підготовки зразків до випробування, виконання підсилення навантажених колон та зчитування показів приладів під час випробування. Крім цього горизонтальне розміщення дослідного зразка значно підвищує рівень безпеки порівняно з випробуванням аналогічних конструкцій у вертикальному положенні. Тим не менше, горизонтальне розташування колони під час

випробування так як це зображено на рис. 2.10 означає, що вигин від власної ваги дослідного зразка буде протилежним вигину від позacentрового прикладання навантаження. Для того, щоб визначити вигин колон від власної ваги виконано розрахунок звичайної та підсиленої колони як статично визначеної балки під рівномірно розподіленим навантаженням (рис. 2.11).

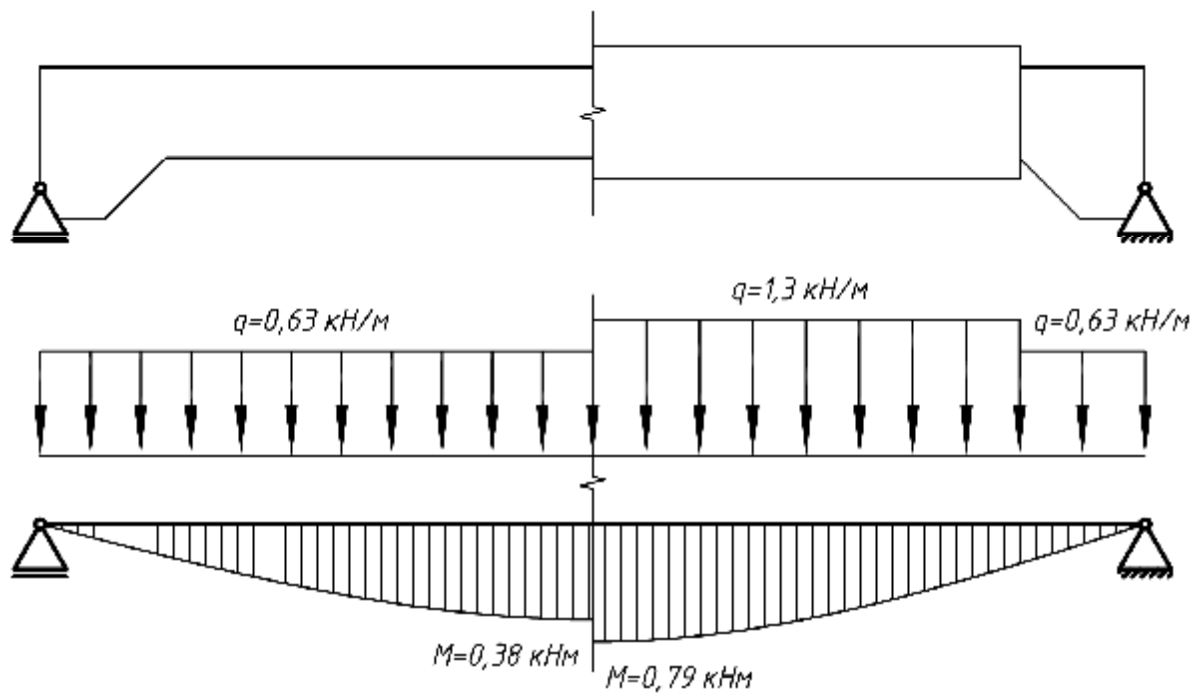


Рис. 2.11. До розрахунку вигину колон від власної ваги.

За розрахунком визначено вигин колони від дії згинального моменту створеного власною вагою. Для непідсиленого зразка величина вигину склала $0,0003 \text{ м}$, а для підсиленого – $0,00018 \text{ м}$. Ці значення є малими тому їх впливом можна знехтувати.

Шарнірне закріплення обох кінців колон було забезпечено за допомогою ножових шарнірів (рис. 2.12). Навантаження прикладалося за допомогою гідравлічного поршня та контролювалося за показами кільцевого динамометра (рис. 2.13). Між гідравлічним поршнем та динамометром розташовувалась траверса, котра дозволяла утримувати колону під постійним навантаженням під час підсилення. Ексцентриситет прикладання навантаження був рівним 150 мм для усіх дослідних зразків.



Рис. 2.12. Ножовий шарнір



Рис. 2.13. Кільцевий динамометр

2.3.1. Методика випробування непідсилених стиснуто-зігнутих колон

Навантаження колон відбувалось покроково. Величина ступеня навантаження складала 1 т. На кожному ступені навантаження відбувалася витримка 10 хвилин, після чого виконували зчитування показів приладів та заміри ширини розкриття тріщин. Деформації матеріалів непідсилених колон вимірювалися за допомогою мікроіндикаторів годинникового типу, а вигин колон фіксувався прогиномірами Аістова. Схема випробування непідсилених колон з розміщенням вимірювальних приладів представлена на рис. 2.14.

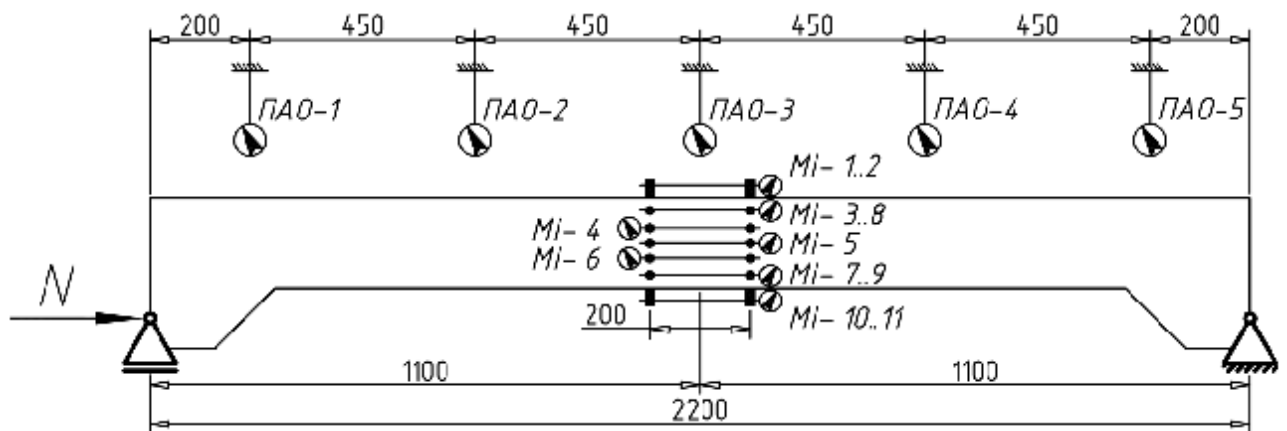


Рис. 2.14. Схема розташування приладів на непідсилених колонах.

Мікроіндикатори МІ-1 та МІ-2 вимірювали деформації крайніх розтягнутих фібр бетону. МІ-4, МІ-5 та МІ-6 вимірювали деформації бетону по висоті перерізу колони. МІ-10 та МІ-11 вимірювали деформації крайніх стиснутих фібр бетону. Для вимірювання деформацій поздовжньої арматури служили мікроіндикатори МІ-3, МІ-7, МІ-8 та МІ-9. Всі мікроіндикатори було встановлено з базою 200 мм.

Вимірювання ширини розкриття тріщин виконували за допомогою мікроскопа МПБ-2 зі шкалою ціною поділки 0,05 мм.

За результатами випробування непідсилених зразків К-01 та К-02 було визначено конкретні величини навантаження перед підсиленням для решти дослідних колон.

2.3.2. Методика випробування підсилених стиснуто-зігнутих колон.

Навантаження колон до відповідного рівня перед підсиленням відбувалося за описаною вище методикою. Після цього дослідний зразок утримувався під постійним навантаженням під час всього процесу підсилення за допомогою системи траверс і тяжів (рис. 2.15). Таким чином гідравлічний поршень повністю виключався з роботи протягом процесу підсилення.

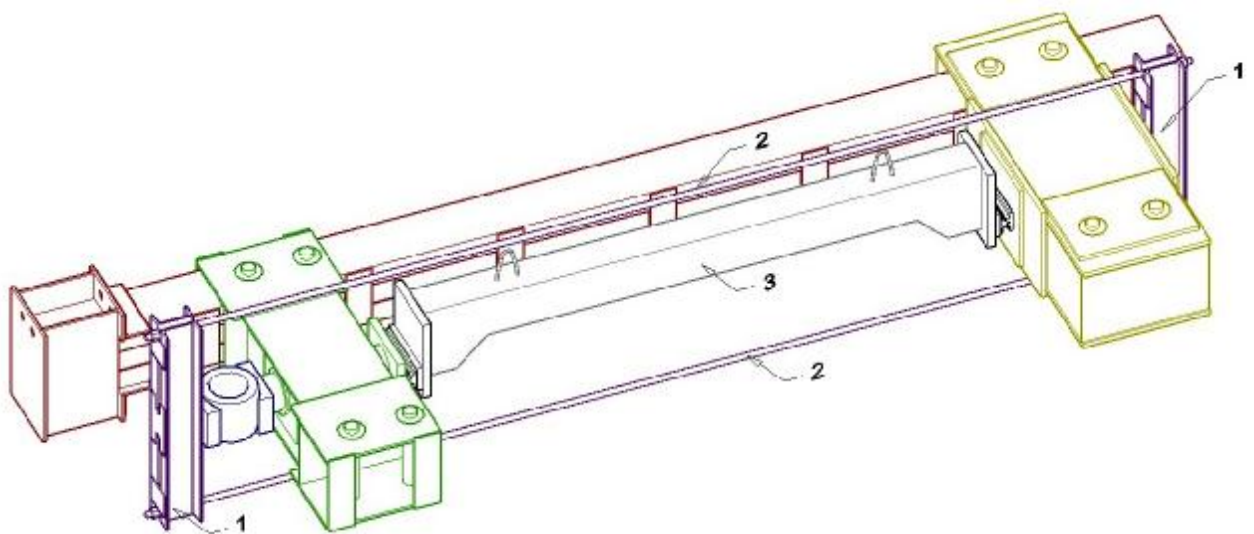


Рис. 2.15. Схема утримування колони під постійним навантаженням:

1 – опорні траверси; 2 – силові тяжі; 3 – навантажений зразок.

Зафіксувавши колону під постійним навантаженням розпочинали процес підсилення залізобетонною обоймою. Всі прилади знімали з колони. У місцях кріплення мікроіндикаторів до поверхні бетону колони було вмонтовано спеціальні тримачі, які виходили за межі обойми та дозволяли вимірювати деформації підсиленої колони. Для того, щоб обмежити контакт тримачів з обоймою на їх місце перед бетонуванням вкручували гумові заглушки (рис. 2.16). Таким чином після бетонування заглушки виймалися, а утворена ними порожнина забезпечувала вільний доступ до тримачів на поверхні колони.

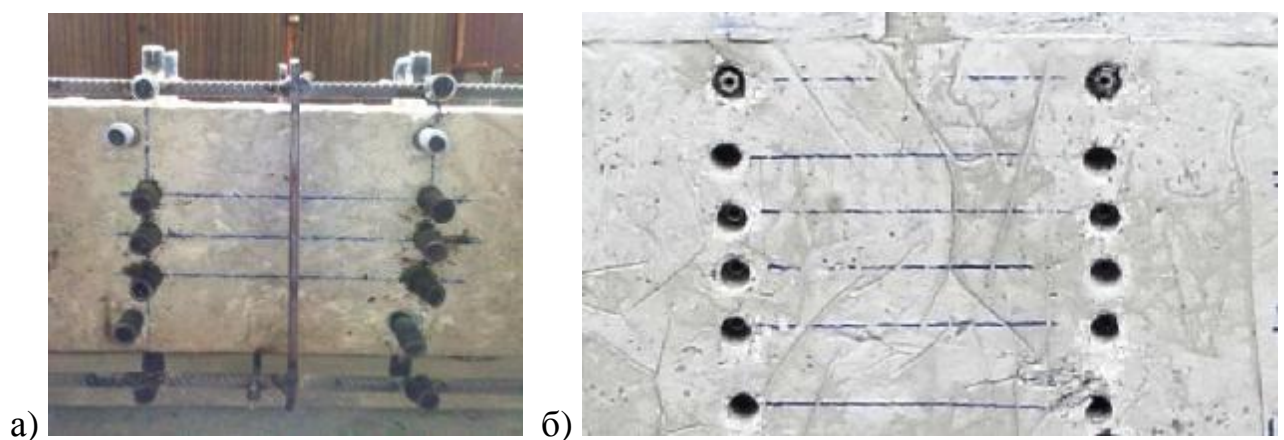


Рис. 2.16. Забезпечення доступу до поверхні колони після бетонування обойми:

- а) встановлення гумових заглушок над кріпленнями для мікроіндикаторів;
- б) отвори в обоймі, для кріплення приладів на поверхню колони

Наступним кроком був монтаж арматурних каркасів обойми навколо колони. При монтажі каркасів було вжито заходів щодо незмінності їх положення у просторі під час бетонування. Після завершення робіт по влаштуванню армування обойми здійснювали підготовку до бетонування. Поверхню колони очищали від порошу та інтенсивно зволожували. Жодних інших заходів для покращення зчеплення обойми з колоною (насічки, шпонки, вклеєні анкери, розчини для покращення адгезії) не виконували. Наостанок виконували монтаж дерев'яної опалубки та бетонування. На 28 добу з дня бетонування визначали міцність бетону обойми за контрольними кубами та здійснювали підготовку підсиленого зразка до випробування. Схема

випробування підсилених колон з розміщенням вимірювальних приладів представлена на рис. 2.17.

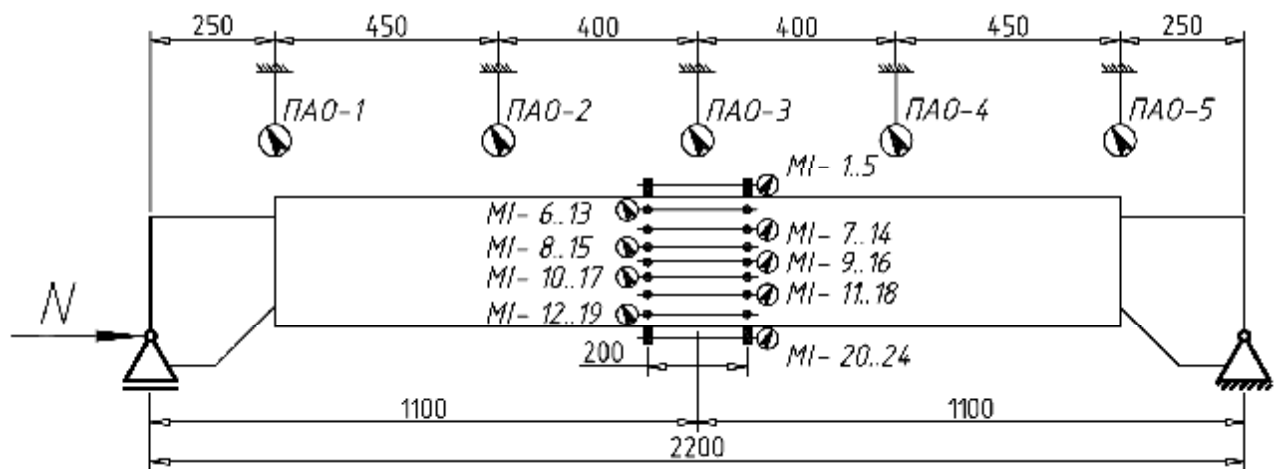


Рис. 2.17. Схема розташування приладів на підсилених колонах.

Для вимірювання деформацій матеріалів підсиленої колони служили наступні мікроіндикатори: МІ-2 та МІ-4 – деформації крайніх розтягнутих фібр бетону; МІ-8, МІ-9 та МІ-10 – деформації бетону по висоті перерізу колони; МІ-21 та МІ-23 – деформації крайніх стиснутих фібр бетону; МІ-7, МІ-11, МІ-14 та МІ-18 – деформації поздовжньої арматури.

Для вимірювання деформацій матеріалів залізобетонної обойми служили наступні мікроіндикатори: МІ-1, МІ-3 та МІ-5 – деформації крайніх розтягнутих фібр бетону; МІ-15, МІ-16 та МІ-17 – деформації бетону по висоті перерізу колони; МІ-20, МІ-22 та МІ-24 – деформації крайніх стиснутих фібр бетону; МІ-6, МІ-12, МІ-13 та МІ-19 – деформації поздовжньої арматури.

Як і у випадку непідсилених зразків фіксувалися вигин колони та ширина розкриття тріщин.

Після встановлення приладів на колону, навантаження з системи траверс і тяжів поступово передавалося на гідравлічний поршень до моменту повного виключення механічної системи з роботи. Послідовність дій під час випробування підсилених зразків була аналогічною до випробування непідсилених зразків.

У процесі випробування першого підсиленого зразка КП-03-0,0 відбулося його руйнування (рис. 2.18) внаслідок розколювання консольної частини колони стержнями арматури $\varnothing 20$ мм. Руйнування відбулося під навантаженням 237,3 кН та супроводжувалося інтенсивним тріщиноутворенням та поворотом консольної ділянки відносно колони.



Рис. 2.18. Руйнування консольної частині колони КП-03-0,0: а) розколювання бетону; б) руйнування стиснутої зони основного перерізу.

Для того щоб уникнути цього явища у подальших дослідженнях було запроєктовано підсилення консольної ділянки колон у вигляді знімної металевої обойми. Роботу цього підсилення апробовано на вже пошкодженому зразку КП-03-0,0. Для цього приконсольні ділянки колони було звільнено від залізобетонної обойми на довжину 250 мм, виконано монтаж металевих обойм на обох консолях, об'єднано поздовжню арматуру залізобетонної обойми з металевими обоймами приварюванням арматурних стержнів $\varnothing 10$ мм та відновлено залізобетонну обойму до попередніх розмірів (рис. 2.19). При подальшому випробуванні колона КП-03-0,0 зруйнувалася по нормальному перерізу при навантаженні 480,53 кН. При цьому на консольних ділянках не спостерігалось утворення нових тріщин, розкриття існуючих тріщин чи інших ознак руйнування.



Рис. 2.19. Підсилення консолей зразка КП-03-0,0: а) влаштування металеві обойми; б) відновлення залізобетонної обойми до проектних розмірів

На основі досвіду випробування зразка КП-03-0,0 було прийнято рішення застосовувати металеві обойми на консолях при випробуванні всіх наступних підсилених колон. Металеві обойми встановлювалися на дослідну колоно, після чого проводили навантаження зразка до необхідного рівня. Поздовжню арматуру залізобетонної обойми приварювали до металевих обойм на консолях, що забезпечувало відмінну сумісну роботу елементів підсилення з колоною. У свою чергу металева обойма фіксувалася різьбовими з'єднаннями до плити ножового шарніра (рис. 2.20).



Рис. 2.20. Об'єднання металеві обойми з ножовим шарніром та каркасом залізобетонної обойми

Після завершення робіт з влаштування арматурного каркасу залізобетонної обойми (рис. 2.21) приступали до встановлення опалубки та бетонування. Загальний вигляд навантаженої колони у процесі підсилення подано на рис. 2.22.



Рис. 2.21. Армуння залізобетонної обойми



Рис. 2.22. Колонa у процесі підсилення.

Всі дослідні колони випробувано до фізичного руйнування. Єдиним змінним параметром у дослідженнях був рівень навантаження за якого виконували підсилення колони

2.4. Висновки до розділу 2

1. Розроблено експериментальну програму випробування серії дослідних зразків для вивчення особливостей роботи залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів, підсиленних залізобетонною обіймою.
2. Розглянуто випадок підсилення непошкоджених стиснуто-зігнутих колон. Такі зразки моделюють конструкції, що вимагають підсилення не через зношування та механічні пошкодження, а через через підвищення прикладеного навантаження.
3. Програма випробування передбачає дослідження 12 залізобетонних колон, серед яких 2 без підсилення та 10 підсиленних під навантаженням різних рівнів. Обрані рівні навантаження дозволяють змоделювати наступні випадки підсилення залізобетонних колон: підсилення повністю розвантажених конструкцій; підсилення конструкцій без експлуатаційного навантаження; підсилення конструкцій під повним експлуатаційним навантаженням.
4. Визначено фактичні фізико-механічні характеристики матеріалів досліджуваних конструкцій.

Розділ 3. Результати експериментальних досліджень

3.1. Несуча здатність стиснуто-зігнутих колон

3.1.1. Несуча здатність невідсилених стиснуто-зігнутих колон

Відповідно до програми експериментальних досліджень випробувано два контрольних зразки залізобетонних колон К-01 та К-02. Колони випробувано на позacentровий стиск короткочасним навантаженням до руйнування. Для оцінки несучої здатності колон К-01 та К-02 побудовано графічні залежності "стискальна сила (згинальний момент) – деформація бетону найбільш стиснутої фібри" (рис. 3.1).

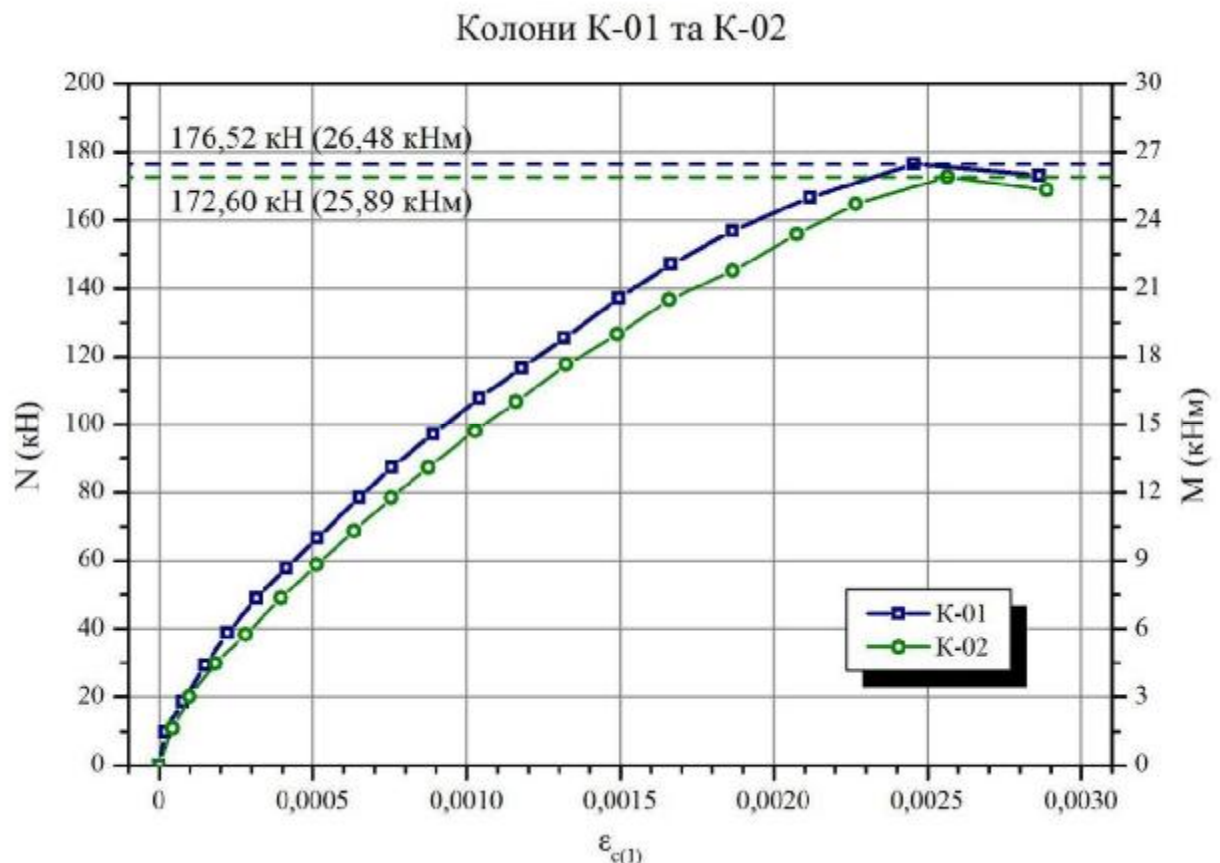


Рис. 3.1. Залежності "N(M) – ε_{с(1)}" дослідних колон К-01 та К-02.

Приймаючи положення п. 4.1.1 [54] за критерій вичерпання несучої здатності контрольних зразків залізобетонних колон прийнято втрату рівноваги

між внутрішніми та зовнішніми зусиллями (експериментальний критерій). Цей критерій відповідає максимуму на діаграмах деформування " $N - \epsilon_{c(l)}$ " (рис. 3.1).

Несуча здатність колон К-01 та К-02 становила відповідно $N_u = 176,52$ кН та $N_u = 172,60$ кН. Розбіжність між результатами випробування контрольних зразків рівна 2,3%. Середнє значення несучої здатності непідсилених колон $N_{u(K)} = 174,56$ кН.

Фізичне руйнування непідсилених колон відбулося через роздроблення стиснутої зони бетону. Загальний вигляд зразків К-01 та К-02 після випробування представлено на рис. 3.2.



Рис. 3.2. Загальний вигляд непідсилених колон після випробування:

а) Зразок К-01; б) зразок К-02

3.1.2. Несуча здатність підсилених стиснуто-зігнутих колон

Відповідно до програми досліджень випробувано десять підсилених колон. Критерієм вичерпання несучої здатності підсилених колон прийнято втрату рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями. Колони КП-03-0,0 та КП-04-0,0 підсилено без попереднього навантаження. Несучу здатність цих зразків визначено за графіками деформування крайньої стиснутої фібри бетону обойми підсилення (рис. 3.3).

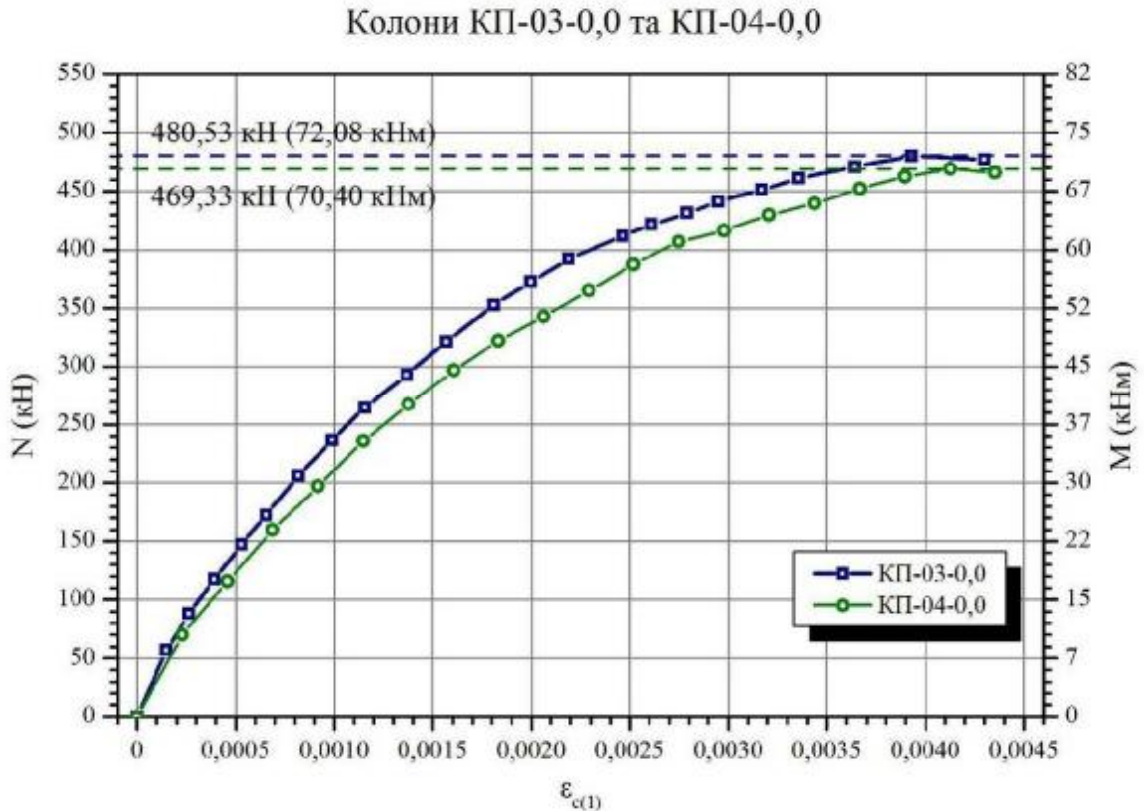


Рис. 3.3. Залежності $N(M) - \epsilon_{c(l)}$ обойми зразків КП-03-0,0 та КП-04-0,0.

Після втрати рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями, що відповідає максимуму на графіках $N - \epsilon_{c(l)}$ зчитування показів мікроіндикаторів було неможливе через значні прирости деформацій та нестабільність конструкції. Тому, після втрати рівноваги всі прилади знімалися з колони і зразок доводився до фізичного руйнування. Перед фізичним руйнуванням колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 візуально спостерігалися значні прирости вигину колон та ширини розкриття тріщин, після чого відбувалося руйнування стиснутої зони бетону. Варто зауважити, що відбувалося руйнування як стиснутої зони бетону обойми, так і бетону колони (рис. 3.4).

Під час випробування жодних ознак руйнування чи деформування консольних ділянок колон не було. Відшарування залізобетонної обойми підсилення від поверхні колони не спостерігалось, що свідчить про їх сумісну роботу.

Загальний вигляд зразків КП-03-0,0 та КП-04-0,0 після випробування представлено на рис. 3.5.



Рис. 3.4. Руйнування стиснутої зони зразка КП-03-0,0.

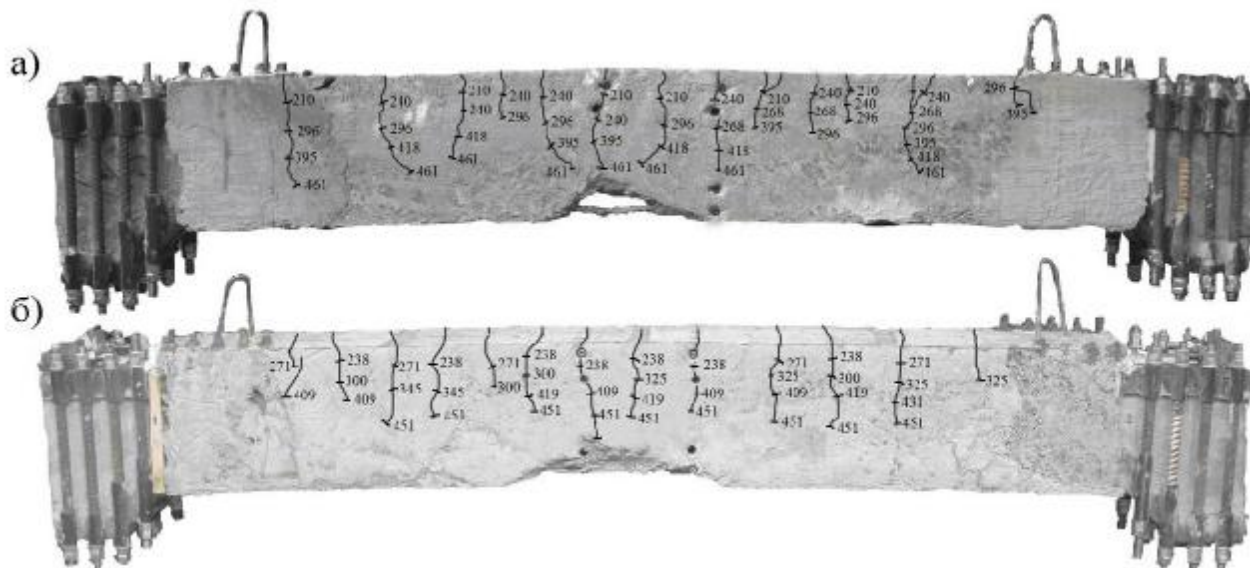


Рис. 3.5. Загальний вигляд випробуваних колон рівня 0,0:
а) зразок КП-03-0,0; б) зразок КП-04-0,0

Колону КП-05-0,3 було підсилено під навантаженням $N_{str} = 50,99$ кН, що відповідає рівню $0,29N_{u(K)}$ непідсилених зразків. Навантаження під час

підсилення зразка КП-06-0,3 дорівнювало $N_{str} = 54,56$ кН, що відповідає рівню $0,31N_{u(K)}$ непідсилених зразків. Рівень підсилення 0,3 відповідає конструкціям, котрі вдалося значною мірою розвантажити, наприклад повністю знявши корисне навантаження.

Попри наявність невеликих початкових деформацій колони, бетон обойми підсилення отримав більші деформації при подальшому навантаженні тому несучу здатність зразків рівня 0,3 визначено за графіками деформування крайньої стиснутої фібри бетону обойми (рис. 3.6).

Несуча здатність підсилених колон КП-05-0,3 та КП-06-0,3 становила відповідно $N_u = 460,91$ кН та $N_u = 470,33$ кН. Середнє значення несучої здатності колон рівня 0,3 становить $N_{u(0,3)} = 464,22$ кН. Характер руйнування був аналогічний руйнуванню колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 (рис. 3.7).

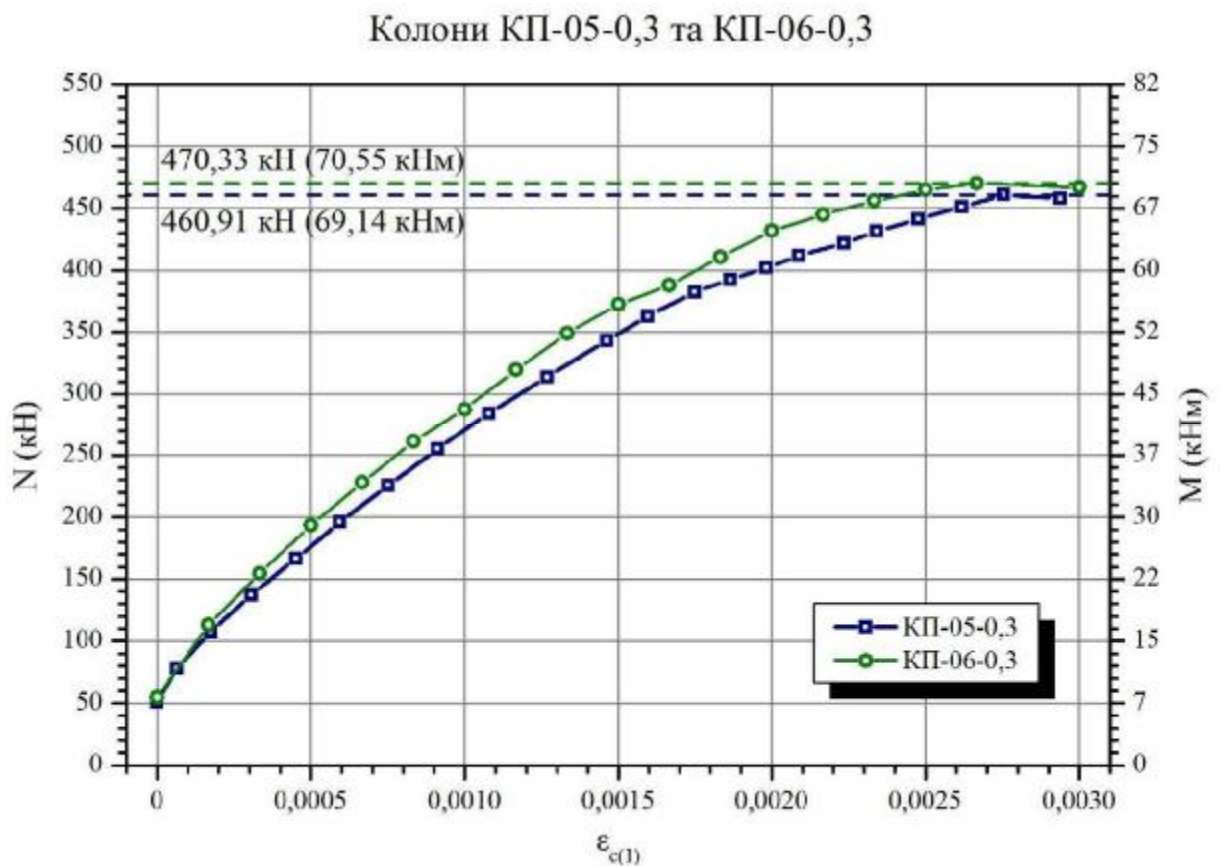


Рис. 3.6. Залежності "N(M) - ε_{c(l)} обойми" зразків КП-05-0,3 та КП-06-0,3.

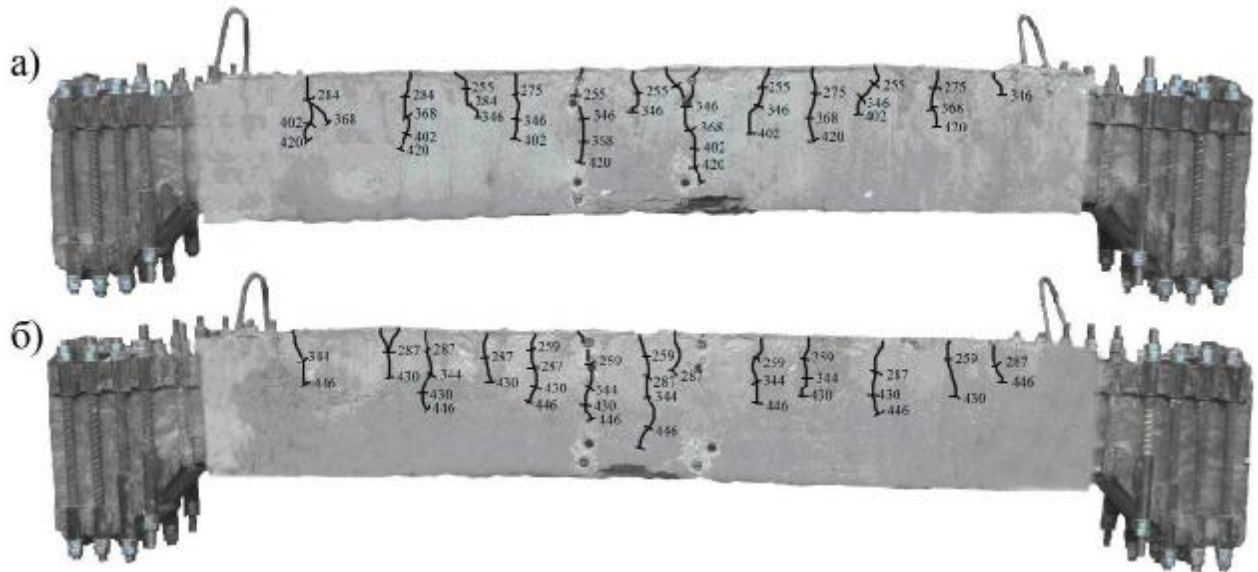


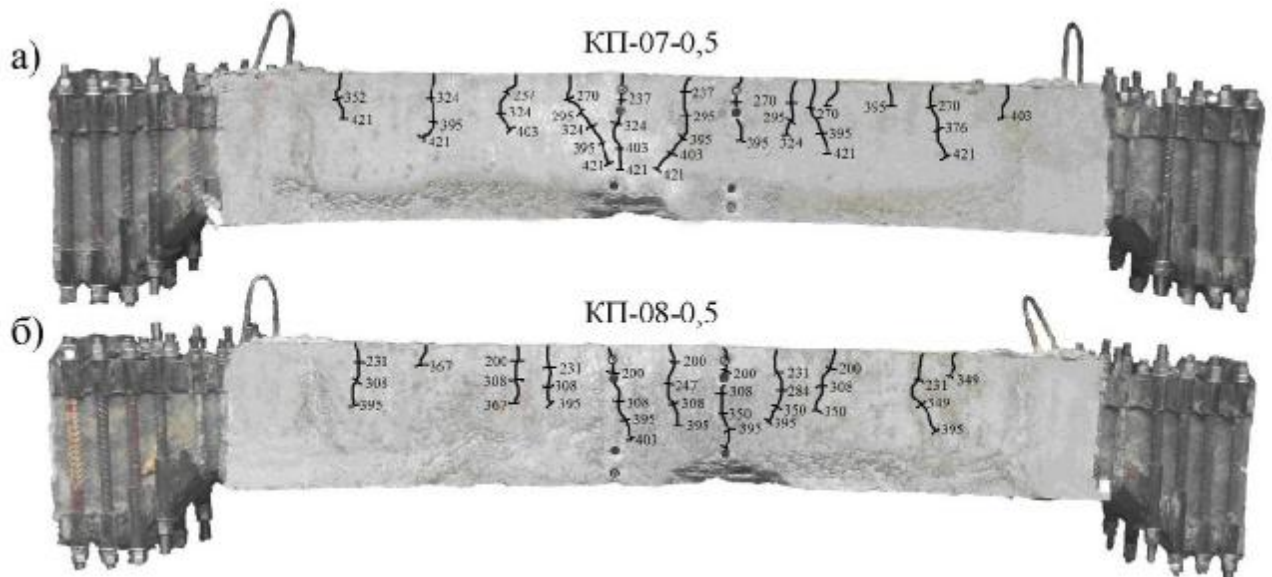
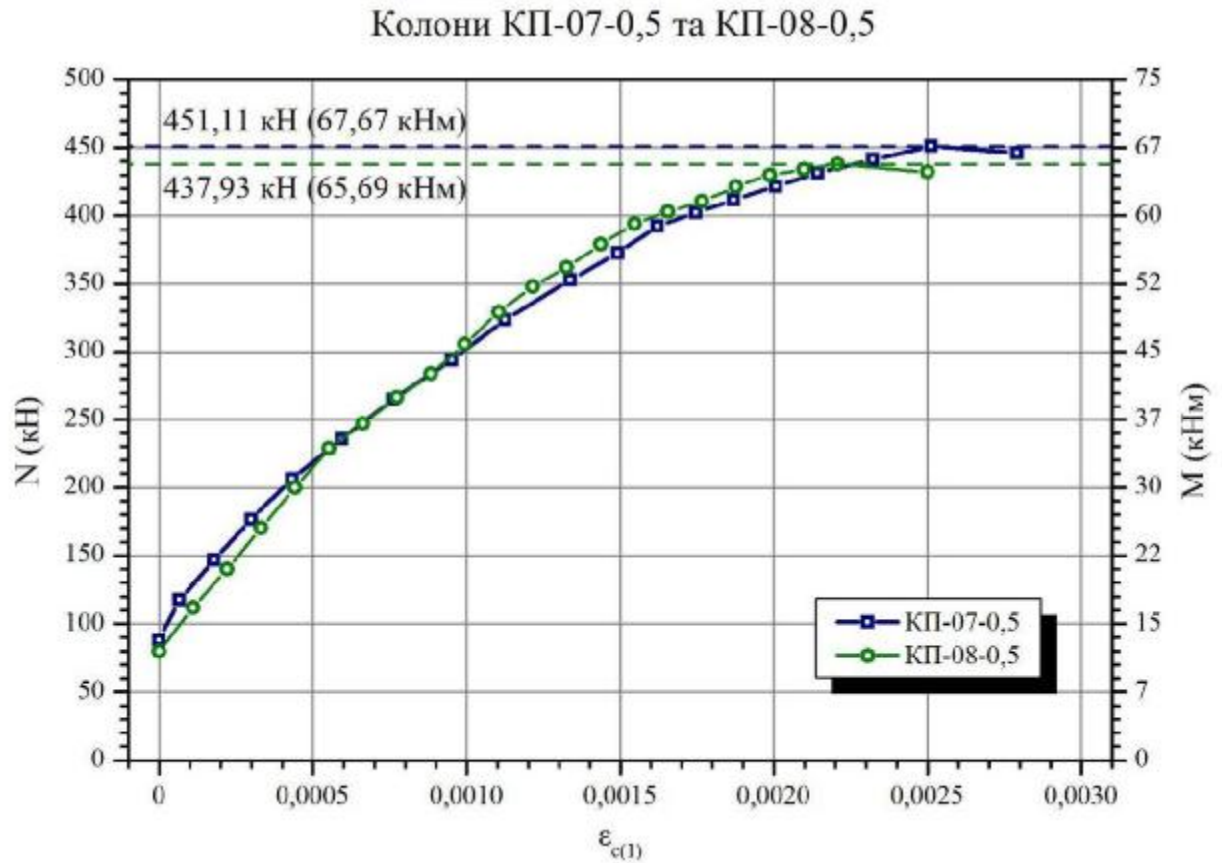
Рис. 3.7. Загальний вигляд випробуваних колон рівня 0,3:

а) зразок КП-05-0,3; б) зразок КП-06-0,3

Колону КП-07-0,5 було підсилено під навантаженням $N_{str} = 88,26$ кН, що відповідає рівню $0,51N_{u(K)}$ непідсиленних зразків, а колону КП-08-0,5 під навантаженням $N_{str} = 79,83$ кН, що відповідає рівню $0,46N_{u(K)}$. Рівень підсилення 0,5 відповідає конструкціям, котрі вдалося розвантажити нижче експлуатаційного рівня навантаження. Попри це, крім власної ваги на них все ще діє частина корисного навантаження, або на них припадає значна частка постійного навантаження від ваги інших конструкцій.

Несучу здатність зразків рівня 0,5 визначаємо за графіками деформування крайньої стиснутої фібри бетону обойми (рис. 3.8), оскільки на пізніх етапах навантаження деформації бетону обойму перевищили деформації крайньої фібри бетону колони.

Несуча здатність підсиленних колон КП-07-0,5 та КП-08-0,5 становила відповідно $N_u = 451,11$ кН та $N_u = 437,93$ кН. Середнє значення міцності колон рівня підсилення 0,5 становить $N_{u(0,5)} = 444,52$ кН. Характер руйнування був аналогічним руйнуванню колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 (рис. 3.9).



Колону КП-09-0,7 було підсилено під навантаженням $N_{str} = 122,58$ кН, що відповідає рівню $0,7N_{u(K)}$ контрольних зразків, а колону КП-10-0,7 під навантаженням $N_{str} = 126,45$ кН, що відповідає $0,72N_{u(K)}$. Рівень підсилення 0,7 моделює конструкції, котрі підсилюють за дії постійної складової експлуатаційного навантаження (вага устаткування, обладнання, меблів тощо).

Попри те, що прирости деформацій бетону обойми на кожному етапі навантаження були більші, ніж прирости деформацій бетону колони, сумарні деформації бетону колони перевищували деформації бетону обойми. Причиною цього є високі значення деформацій, отриманих колоною при навантаженні до рівня $0,7N_{u(K)}$. У результаті, найбільш стиснутою фіброю бетону підсилених зразків КП-09-0,7 та КП-10-0,7 є крайня стиснута фібра бетону колони, а не обойми. Тому, несучу здатність зразків рівня 0,7 визначаємо за графіками деформування крайньої стиснутої фібри бетону колони (рис. 3.10).

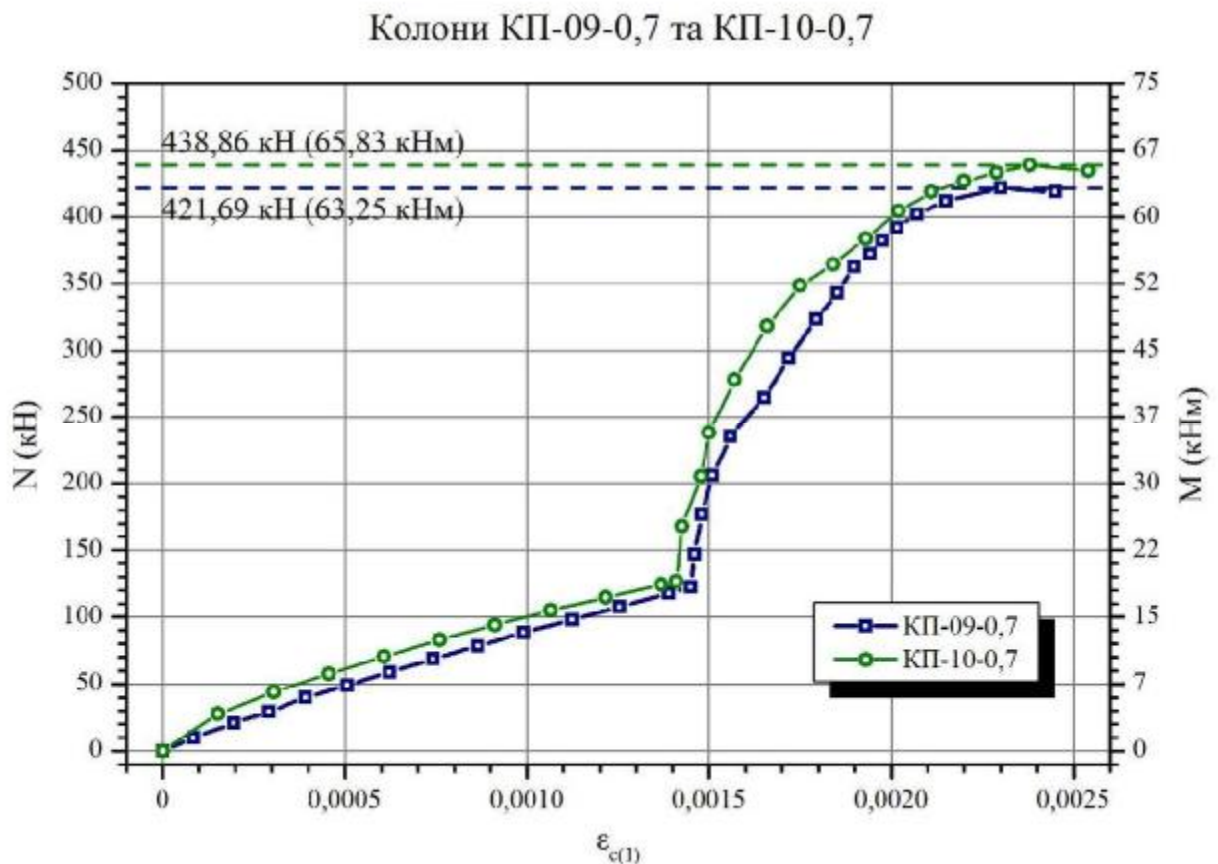


Рис. 3.10. Залежності $N(M) - \epsilon_{c(1)}$ колони” зразків КП-09-0,7 та КП-10-0,7.

Несуча здатність підсилених колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 становила відповідно $N_u = 421,69$ кН та $N_u = 438,86$ кН. Середнє значення міцності колон рівня підсилення 0,7 становить $N_{u(0,7)} = 430,28$ кН. Характер руйнування зразків КП-09-0,7 та КП-10-0,7 відповідав характеру руйнування попередніх підсилених колон. Відмінність була у тому, що нормальний переріз по якому пройшло руйнування змістився в сторону консолі (рис. 3.11).

Останні два зразки колон було підсилено при рівні $0,9N_{u(K)}$ контрольних зразків. Такий рівень навантаження відповідає близьким до руйнування конструкціям або конструкціям у аварійному стані. Колону КП-11-0,9 було підсилено під навантаженням $N_{str} = 147,10$ кН, що відповідає рівню $0,84N_{u(K)}$, а колону КП-12-0,9 під навантаженням $N_{str} = 151,26$ кН, що відповідає $0,87N_{u(K)}$.

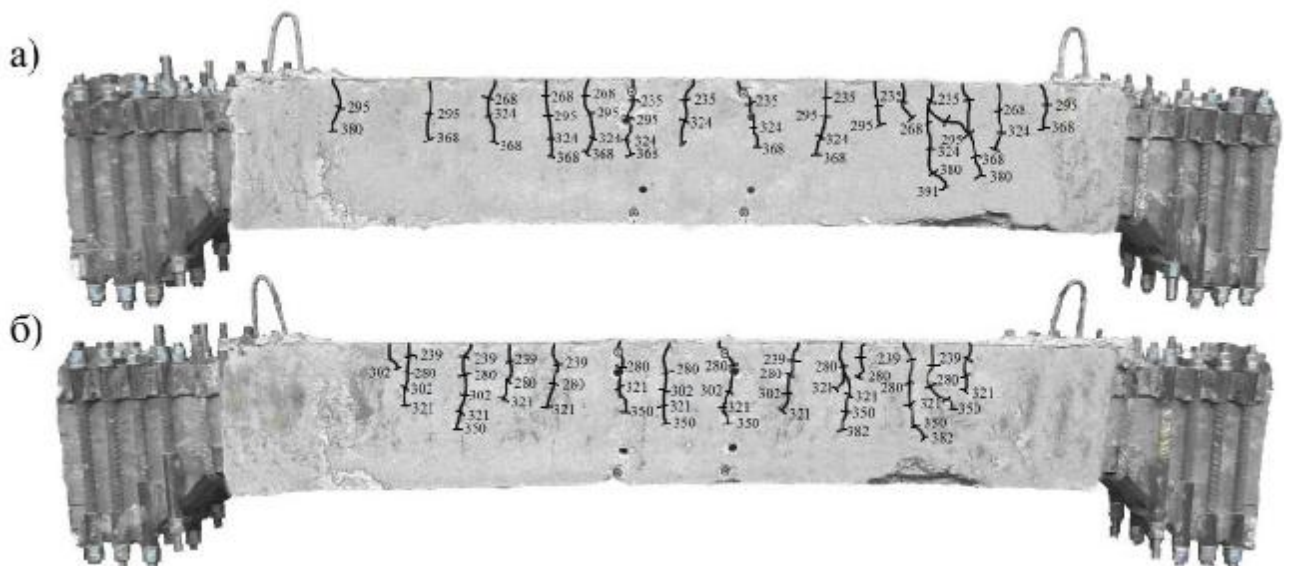


Рис. 3.11. Загальний вигляд випробуваних колон рівня 0,7:

а) зразок КП-09-0,7; б) зразок КП-10-0,7.

Як у випадку колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 у колон рівня 0,9 найбільш стиснутою фіброю бетону була крайня стиснута фібра колони, а не обійми. Тому, несучу здатність зразків КП-11-0,9 та КП-12-0,9 визначаємо за діаграмами " $N(M) - e_{c(1)}$ " для крайньої стиснутої фібри колони (рис. 3.12).

Несуча здатність підсилених колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9 становила відповідно $N_u = 392,86$ кН та $N_u = 402,15$ кН. Середнє значення несучої

здатності колон рівня підсилення 0,9 становить $N_{u(K)} = 397,51$ кН. Як і колони рівня 0,7, колони рівня 0,9 зруйнувалися по нормальному перерізу біля консолі (рис. 3.13). Характер руйнування був аналогічний усім попереднім дослідним зразкам. Проте руйнування стиснутої зони бетону відбувалося після розриву обох шарів поздовжньої розтягнутої арматури (рис. 3.14).

Середні результати міцності всіх підсилених колон наведено у табл. 3.1.

Таблиця 3.1.

Середні результати експериментальної несучої здатності дослідних колон

Середня несуча здатність колон N_u (кН)					
КП-01	КП-03-0,0	КП-05-0,3	КП-07-0,5	КП-09-0,7	КП-11-0,9
КП-02	КП-04-0,0	КП-06-0,3	КП-08-0,5	КП-10-0,7	КП-12-0,9
174,56	474,93	465,62	444,52	430,28	397,51

Колони КП-11-0,9 та КП-12-0,9

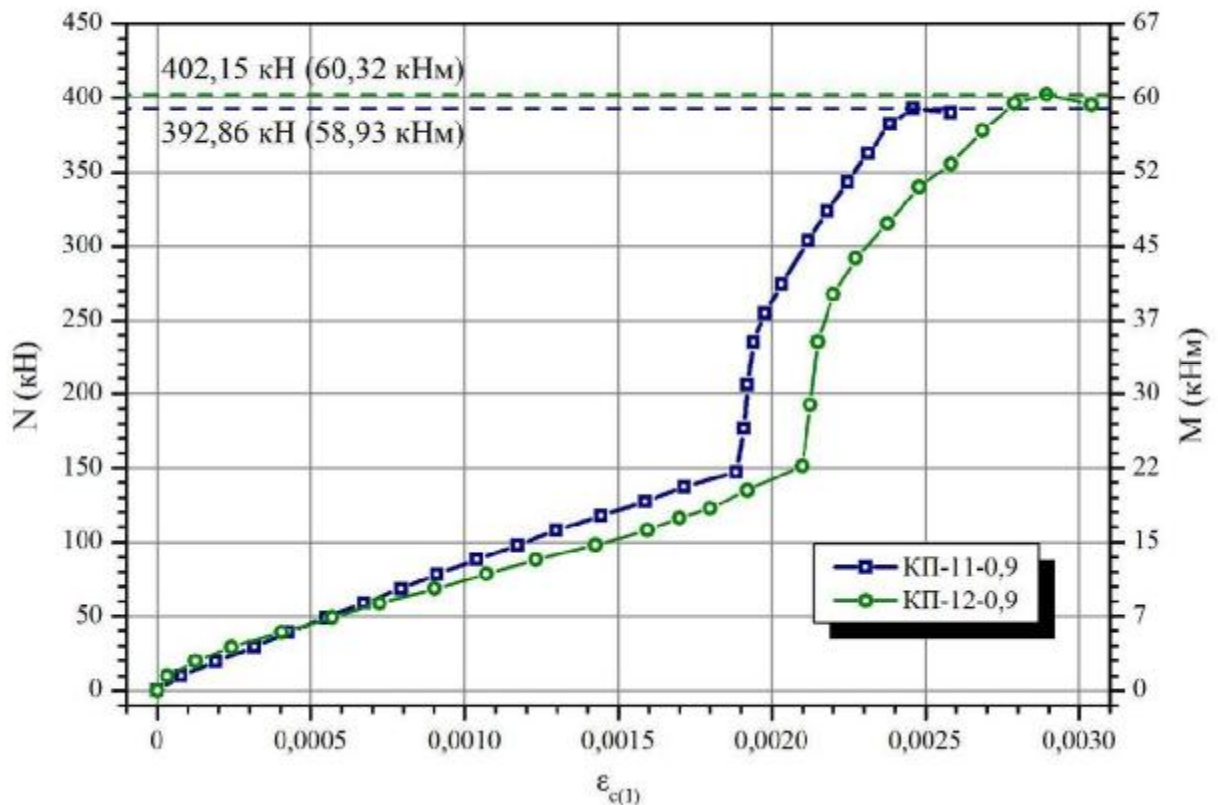


Рис. 3.12. Залежності $N(M) - \epsilon_{c(t)}$ колони зразків КП-11-0,9 та КП-12-0,9.

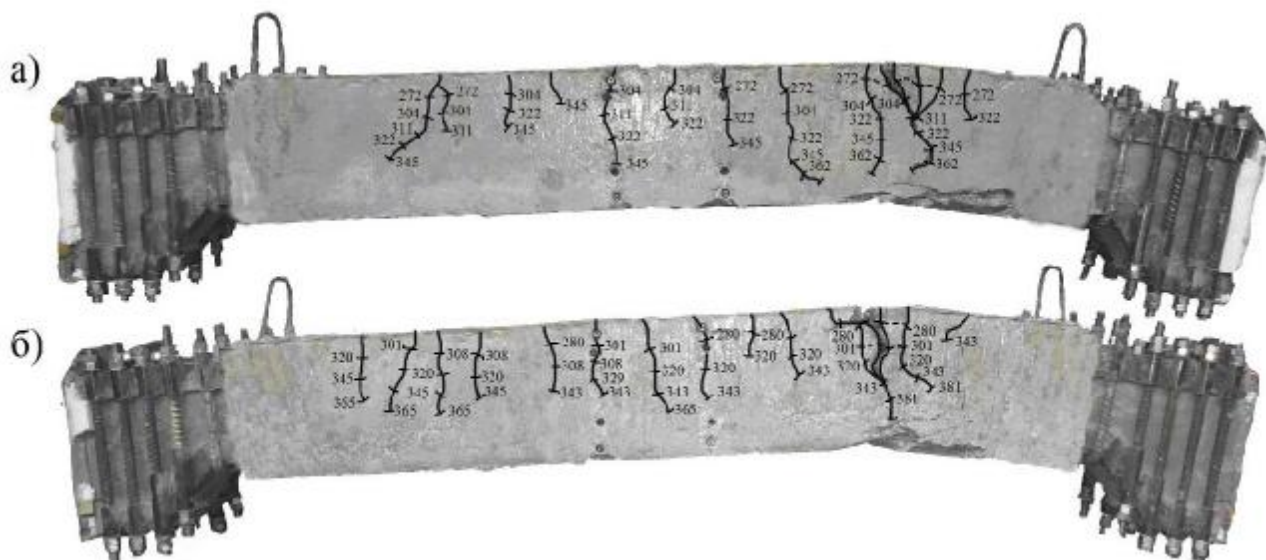


Рис. 3.13. Загальний вигляд випробуваних колон рівня 0,9:
а) зразок КП-11-0,9 б) зразок КП-12-0,9



Рис. 3.14. Розрив обох шарів розтягнутої поздовжньої арматури
колони КП-11-0,9

3.1.3. Аналіз результатів несучої здатності стиснуто-зігнутих колон

Критерій вичерпання несучої здатності був однаковий для всіх дослідних колон, як підсилених, так і непідсилених. Ним є експериментальний критерій, тобто втрата рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями. Втрата рівноваги відповідає максимуму на графічних залежностях деформацій найбільш стиснутої фібри бетону від зовнішніх зусиль.

Для підсилених колон рівнів $0,0 N_{u(K)}$, $0,3 N_{u(K)}$ та $0,5 N_{u(K)}$ максимальних деформацій стиску зазнали крайні фібри бетону обойми. Тому за залежностями зміни деформацій бетону обойм від навантаження проведено визначення несучої здатності колон відповідних рівнів (рис. 3.3, 3.6 та 3.8).

У випадку колон рівнів підсилення $0,7 N_{u(K)}$ та $0,9 N_{u(K)}$ крайні стиснуті фібри бетону колон зазнали значних деформацій до моменту підсилення. Деформації крайніх фібр бетону обойми не перевищили сумарні деформації фібр бетону колони, хоч і отримували більших приростів на кожному етапі навантаження. Визначення несучої здатності колон рівнів $0,7$ та $0,9$ проведено за залежностями зміни деформацій бетону колон від навантаження (рис. 3.10 та 3.12). Загальні результати визначення несучої здатності дослідних колон та представлено на рис. 3.15 та у табл. 3.2

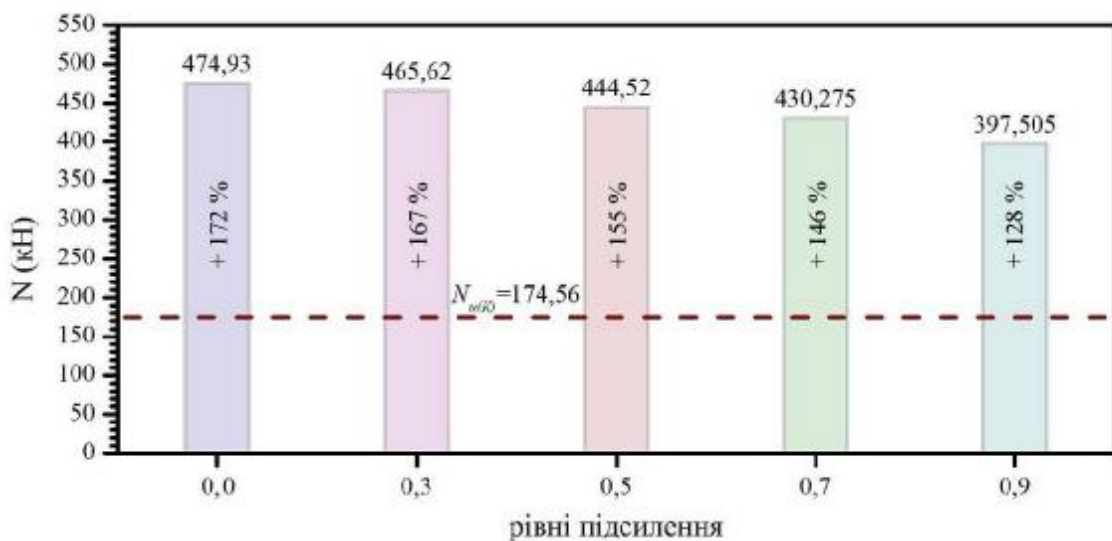


Рис. 3.15. Підвищення несучої здатності підсилених колон

Таблиця 3.2.

Несуча здатність дослідних колон

Колона	Навантаження перед підсиленням, N_{str} (кН)		Вичерпання несучої здатності, N_u (кН)		Приріст несучої здатності	
	зразка	середнє значення	зразка	середнє значення	зразка	середнє значення
К-01	-	-	176,52	174,56	-	-
К-02	-		172,60		-	
КП-03-0,0	0	0	480,53	474,93	175%	172%
КП-04-0,0	0		469,33		169%	
КП-05-0,3	50,99 ($0,29 \times N_{u(K)}$)	52,78 ($0,30 \times N_{u(K)}$)	460,91	465,62	164%	167%
КП-06-0,3	54,56 ($0,31 \times N_{u(K)}$)		470,33		169%	
КП-07-0,5	88,26 ($0,51 \times N_{u(K)}$)	84,05 ($0,48 \times N_{u(K)}$)	451,11	442,52	158%	155%
КП-08-0,5	79,83 ($0,46 \times N_{u(K)}$)		437,93		151%	
КП-09-0,7	122,58 ($0,70 \times N_{u(K)}$)	124,52 ($0,71 \times N_{u(K)}$)	421,69	430,28	142%	146%
КП-10-0,7	126,45 ($0,72 \times N_{u(K)}$)		438,86		151%	
КП-11-0,9	147,10 ($0,84 \times N_{u(K)}$)	149,18 ($0,85 \times N_{u(K)}$)	392,86	397,51	125%	128%
КП-12-0,9	151,26 ($0,87 \times N_{u(K)}$)		402,15		130%	

Після втрати рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями стабілізувати навантаження на колони не вдавалося, кільцевий динамометр показував постійне зменшення стискуючого зусилля. При цьому зчитати покази приладів механічної дії було можливо лише один раз безпосередньо після втрати рівноваги, оскільки прирости деформацій були надто великі. При спробах подальшого навантаження колони продовжували пластично деформуватися до витріскування стиснутої зони бетону. У випадку колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9 витріскування стиснутої зони відбувалося разом з розривом всіх шарів розтягнутого армування.

Фактичні значення навантажень при яких виконували підсилення колон були визначені на основі випробування контрольних зразків, а саме середнього значення їх несучої здатності $N_{u(K)} = 174,56$ кН. З табл. 3.2 видно, що фактичні

навантаження N_{str} дослідних колон відповідають рівням підсилення згідно з програмою досліджень. Середній рівень навантаження перед підсиленням колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9 становить $0,85N_{u(K)}$, тобто є дещо меншим ніж запланований $0,9N_{u(K)}$. Це зумовлено тим, що високий рівень навантаження впродовж тривалого періоду підсилення міг викликати деякі пластичні деформації колони або релаксацію тяжів, що утримували колону під навантаженням.

Кожен дослідний зразок мав "близнюка" з ідентичними геометричними та фізико-механічними властивостями та програмою випробування (рівнем навантаження перед підсиленням). За значеннями несучої здатності окремих зразків обчислено середні значення несучої здатності для "близнюків". Максимальна розбіжність між результатами колон "близнюків" становить 4% (колони рівня $0,7N_{u(K)}$), а мінімальна 2% (колони рівня $0,3N_{u(K)}$). Це свідчить про добру збіжність результатів колон "близнюків". Тому ефект підсилення будемо аналізувати за середніми величинами для кожного з рівнів навантаження перед підсиленням (табл. 3.2.).

Максимальне підвищення несучої здатності отримали колони рівня підсилення $0,0N_{u(K)}$, а саме 172%. З кожним наступним рівнем навантаження ефект від підсилення зменшувався на 5%, 17%, 25% та 44% відповідно. Найменшого ефекту отримали колони рівня $0,9N_{u(K)}$, який склав 128%. Як бачимо, підсилення залізобетонною обоймою є ефективним навіть у випадку, коли підсилювана колона майже вичерпала несучу здатність. Тим не менше, часткове чи повне розвантаження конструкції матиме позитивний вплив на її подальшу роботу та експлуатацію.

3.2. Деформативність стиснуто-зігнутих колон

3.2.1. Деформативність непідсилених стиснуто-зігнутих колон

Під час експерименту вимірювали деформації стержнів поздовжньої робочої арматури колон, деформації бетону по висоті поперечного перерізу зразків, а також вигин колон по довжині дослідних зразків.

За результатами вимірювань деформацій поздовжнього армування колон побудовано графічні залежності "стискувальна сила – відносні деформації розтягнутих стержнів арматури" (рис. 3.16).

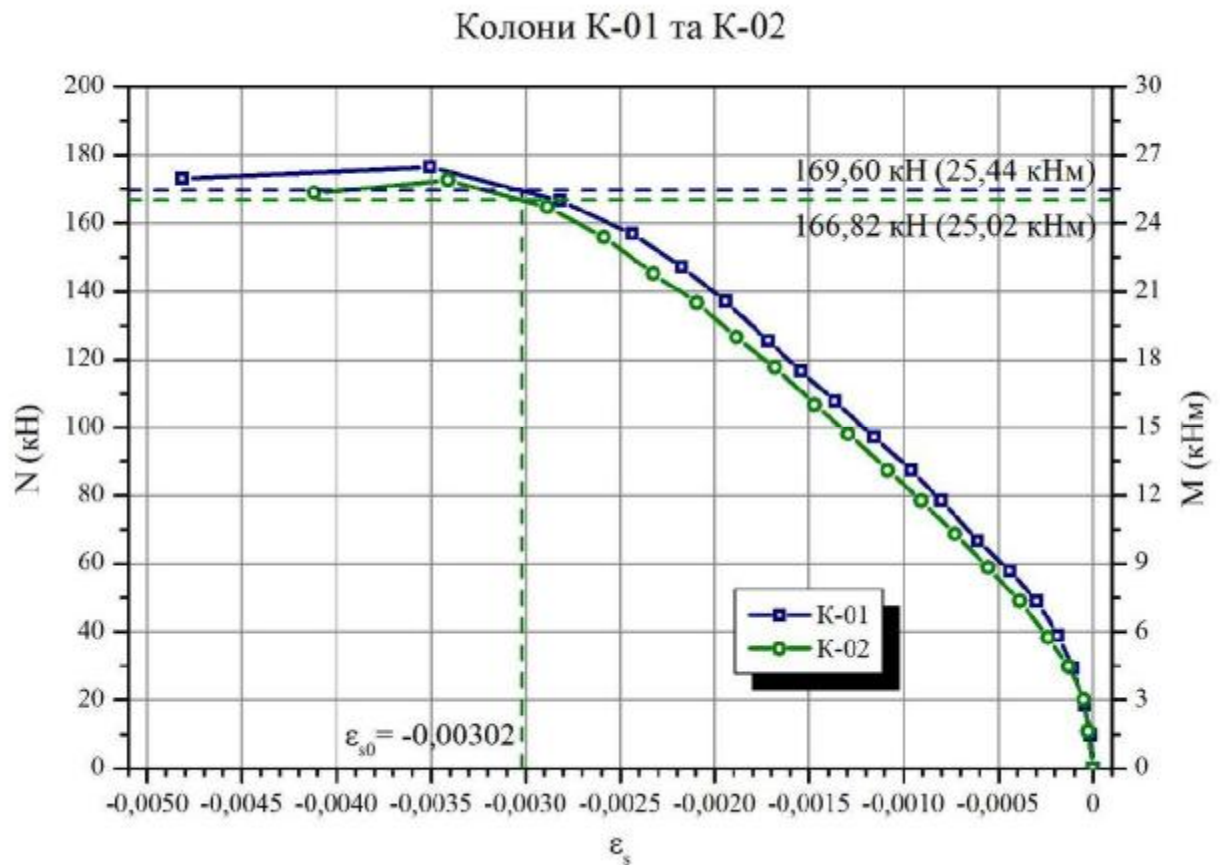


Рис. 3.16. Залежності " $N(M) - \epsilon_s$ " непідсилених колон

Відносна деформація видовження арматури $\epsilon_{s0} = -0,00302$ визначена за результатами випробування на розтяг зразків арматури колон (табл. 2.2). Вона відповідає напруженню у арматурі на межі текучості. Таким чином, можна стверджувати, що текучість поздовжньої розтягнутої арматури колони К-01

наступила при дії навантаження $N_y = 169,60$ кН та колони К-02 при навантаженні $N_y = 166,82$ кН.

Графіки вигину контрольних колон по довжині та максимального вигину по середині елемента представлено на рис. 3.17. Для оцінки експлуатаційної придатності (II група граничних станів) дослідних колон гранично допустимий вигин прийнято відповідно до [48] як граничне горизонтальне переміщення каркасу одноповерхової будівлі рівне $f_u = l / 150 = 14,7$ мм.

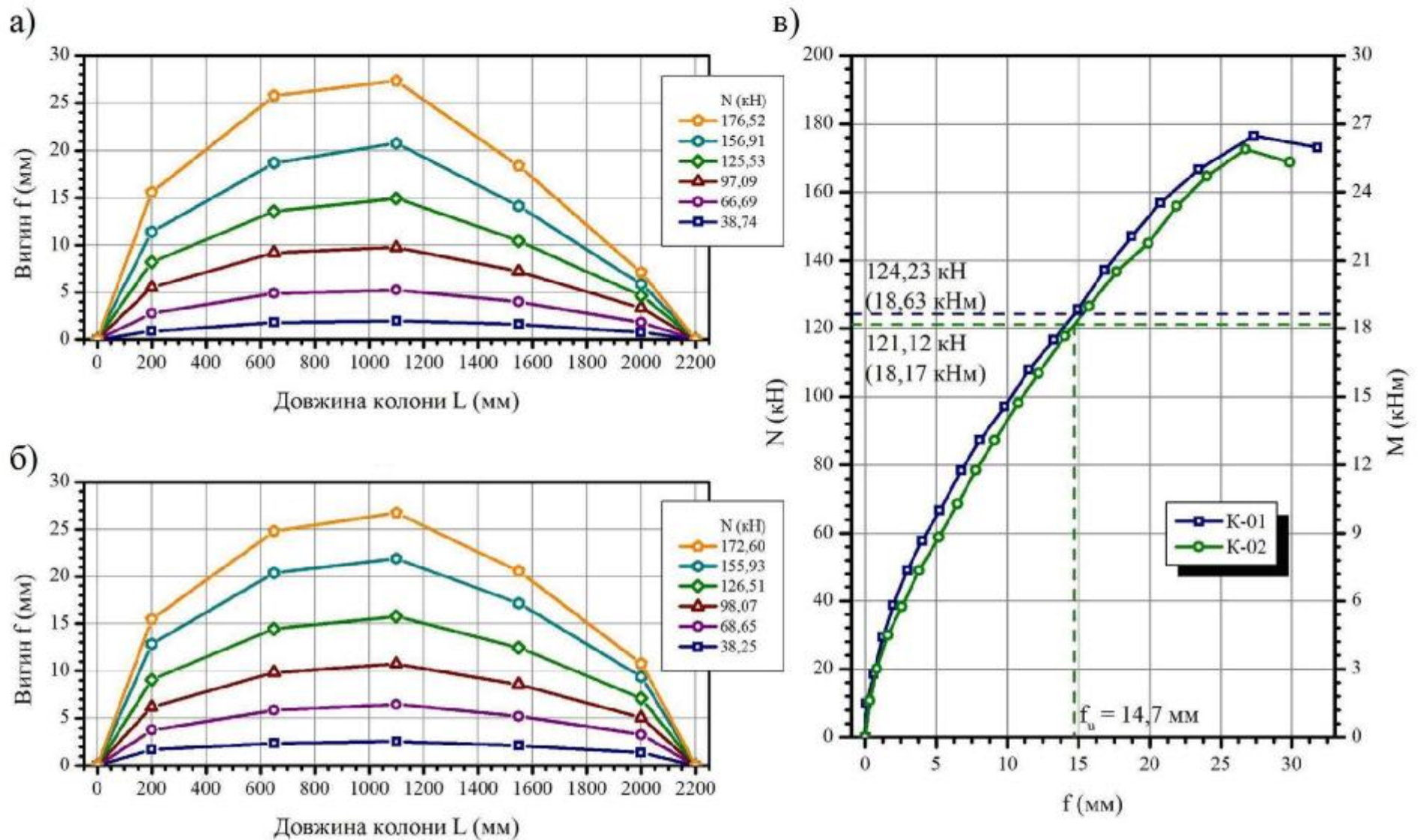


Рис. 3.17. Графіки вигину непідсилених колон: а) по довжині зразка К-01; б) по довжині зразка К-024

в) максимального вигину непідсилених колон К-01 та К-02

Граничне навантаження за експлуатаційною придатністю колони К-01 дорівнювало $N_f = 124,23$ кН, а для колони К-02 $N_f = 121,12$ кН. Розбіжність між результатами випробування становила 2,5%. У середньому N_f контрольних колон К-01 та К-02 рівне $0,7N_{u(K)}$.

Графіки деформацій бетону по висоті перерізу колон представлено на рис. 3.18. Отримані графічні залежності підтверджують гіпотезу про лінійний розподіл деформацій по висоті поперечного перерізу залізобетонного елемента. Висота стиснутої зони зразків при досягненні несучої здатності дорівнювала $x_l = 75$ мм у колоні К-01 та $x_l = 72$ мм у колоні К-02.

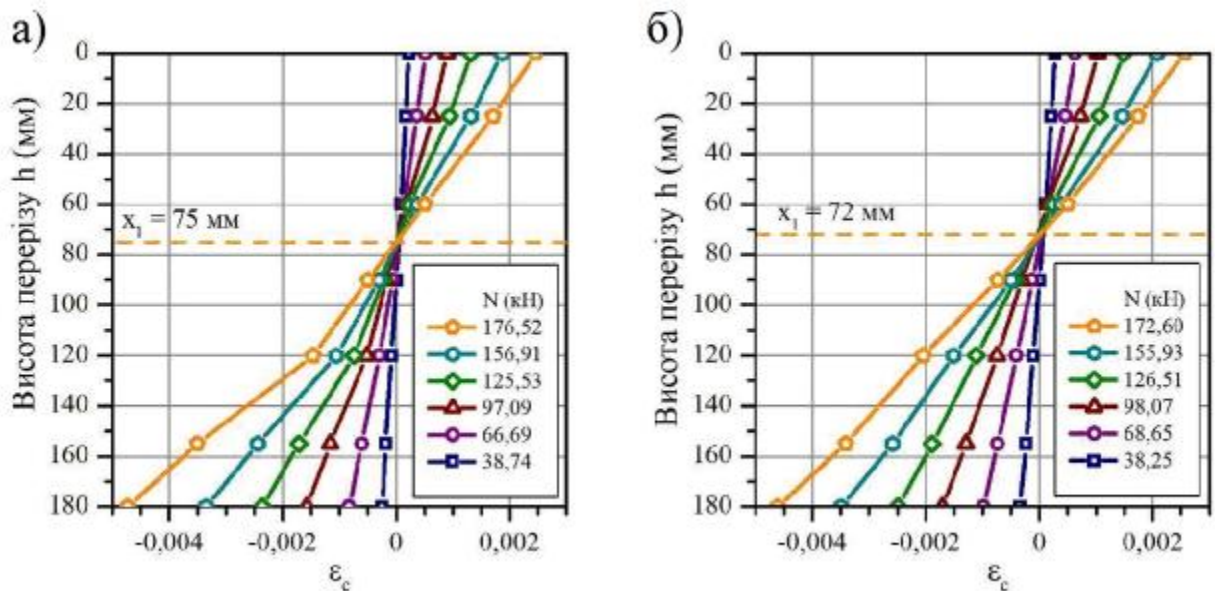


Рис. 3.18 Деформації бетону по висоті перерізу непідсилених колон:

а) зразка К-01; б) зразка К-02

3.2.2. Деформативність підсилених стиснуто-зігнутих колон

Аналіз деформування розтягнутої арматури підсилених зразків проведено за графічними залежностями "стискувальна сила – відносні деформації розтягнутих стержнів арматури". Відносна деформація, що відповідає напруженням в арматурі на межі текучості рівна $\epsilon_{s0} = -0,00302$ для стержнів колони та $\epsilon_{s0} = -0,00291$ для стержнів обойми (табл. 2.2). За відповідними значеннями ϵ_{s0} визначено величину навантаження, за якого настає текучість

кожного з шарів розтягнутого армування: N_y – колони та $N_{y,add}$ – обойми. Графіки деформування поздовжньої розтягнутої арматури колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 представлено на рис. 3.19.

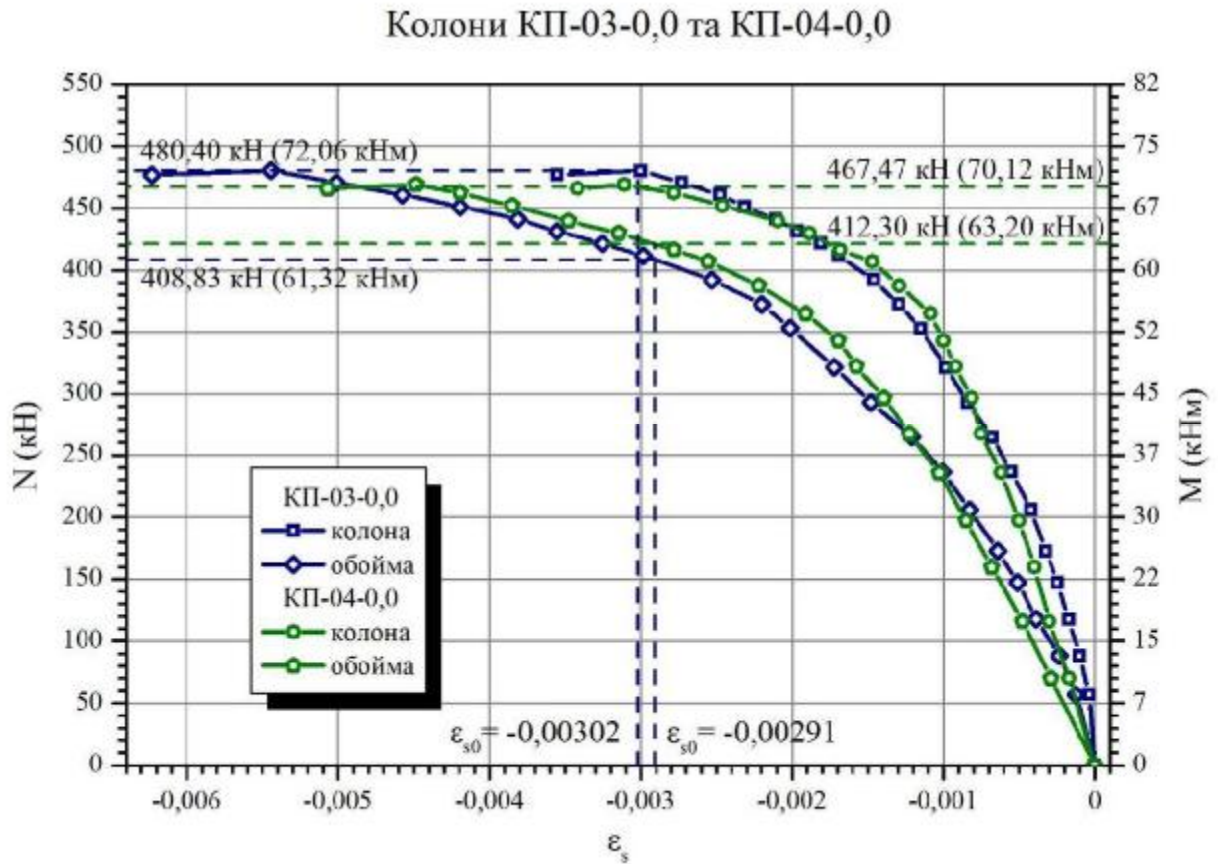
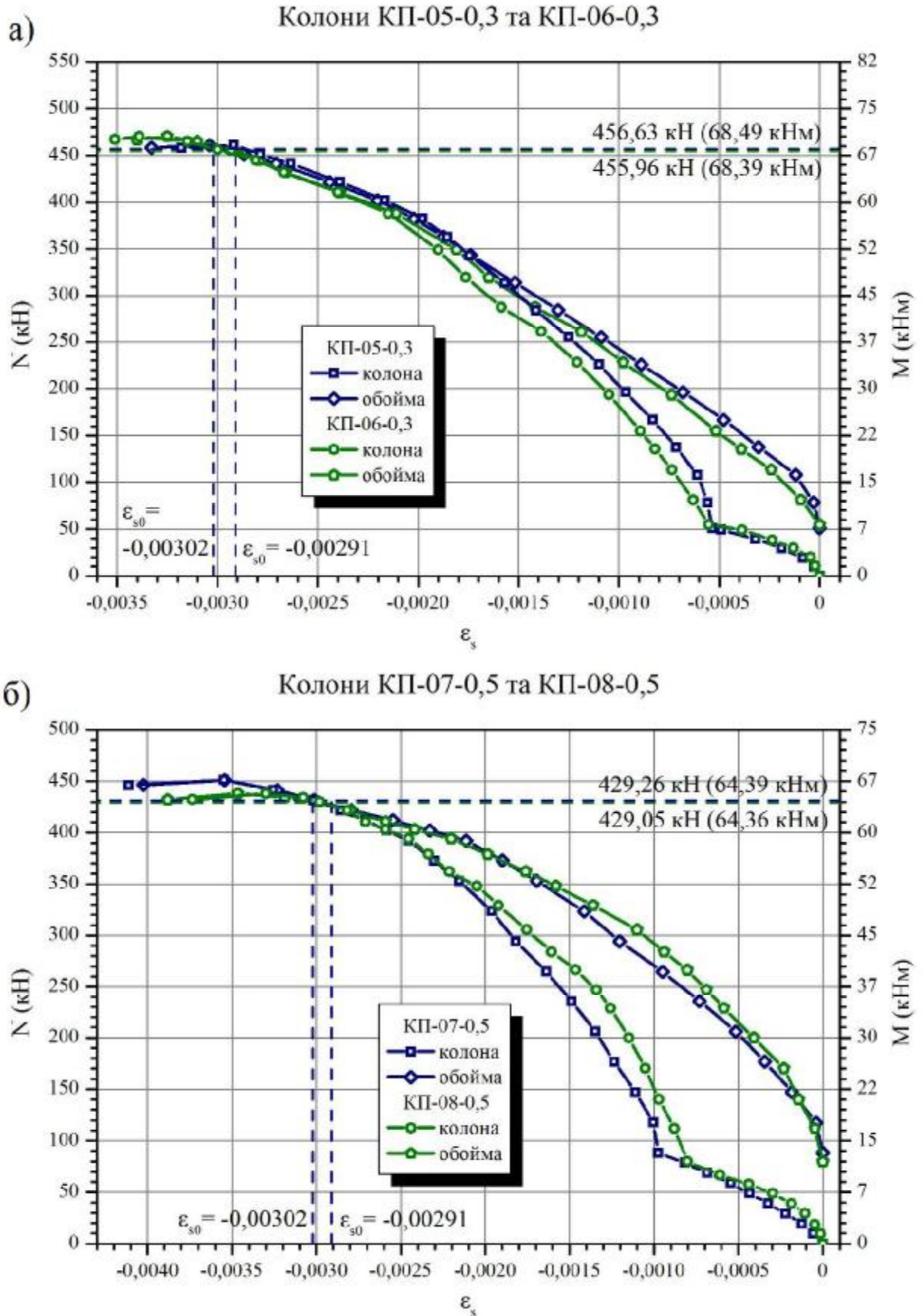


Рис. 3.19. Залежності $N(M) - \varepsilon_s$ підсиленних колон рівня 0,0

Текучість розтягнутої арматури основного перерізу зразка КП-03-0,0 напустила під навантаженням $N_y = 480,40$ кН, додаткового перерізу – під навантаженням $N_{y,add} = 408,83$ кН. Для зразка КП-04-0,0 відповідні величини становили $N_y = 467,47$ кН та $N_{y,add} = 412,30$ кН. У дослідних зразках рівня підсилення 0,0 спочатку наступала текучість арматури обойми, при цьому арматура колони ще мала значний запас деформативності.

Графіки деформування арматури дослідних колон рівнів підсилення 0,3 та 0,5 представлено на рис. 3.20 та колон рівнів підсилення 0,7 та 0,9 представлено на рис. 3.21.



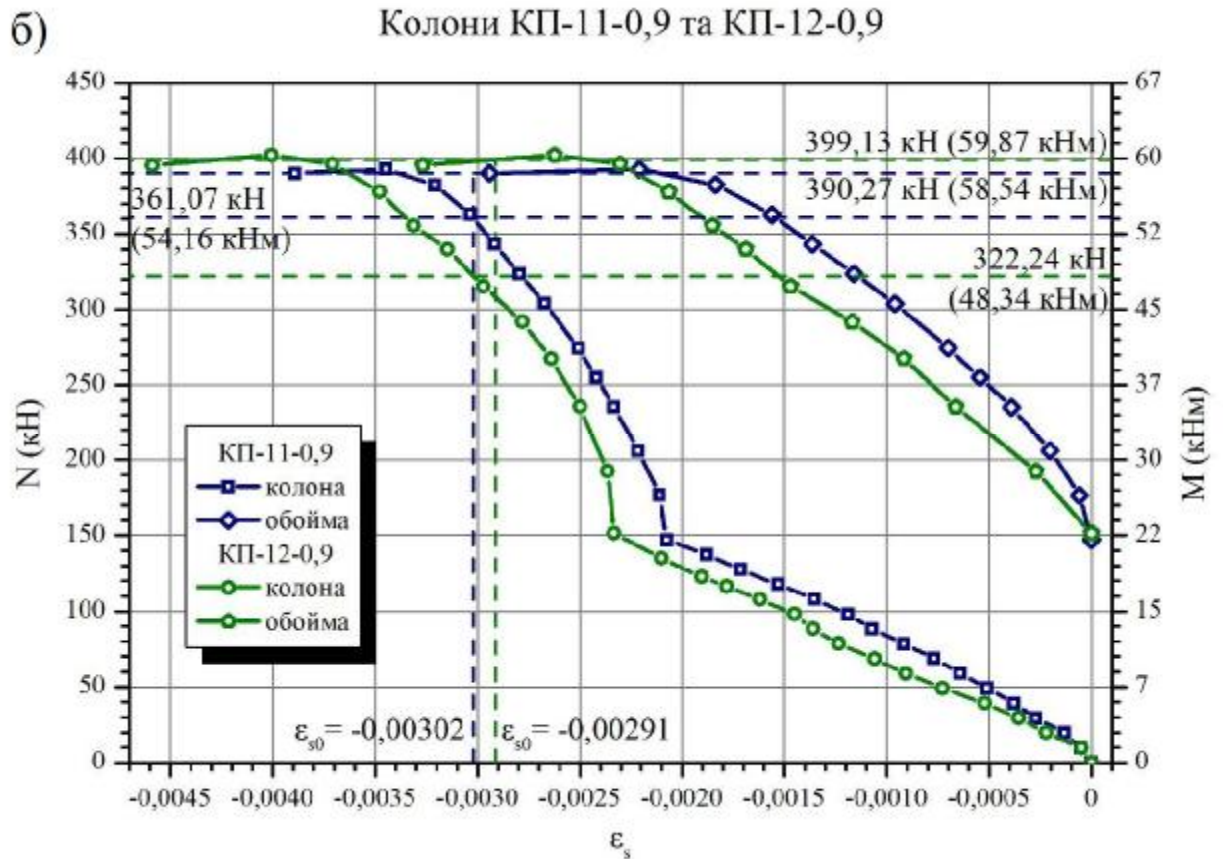
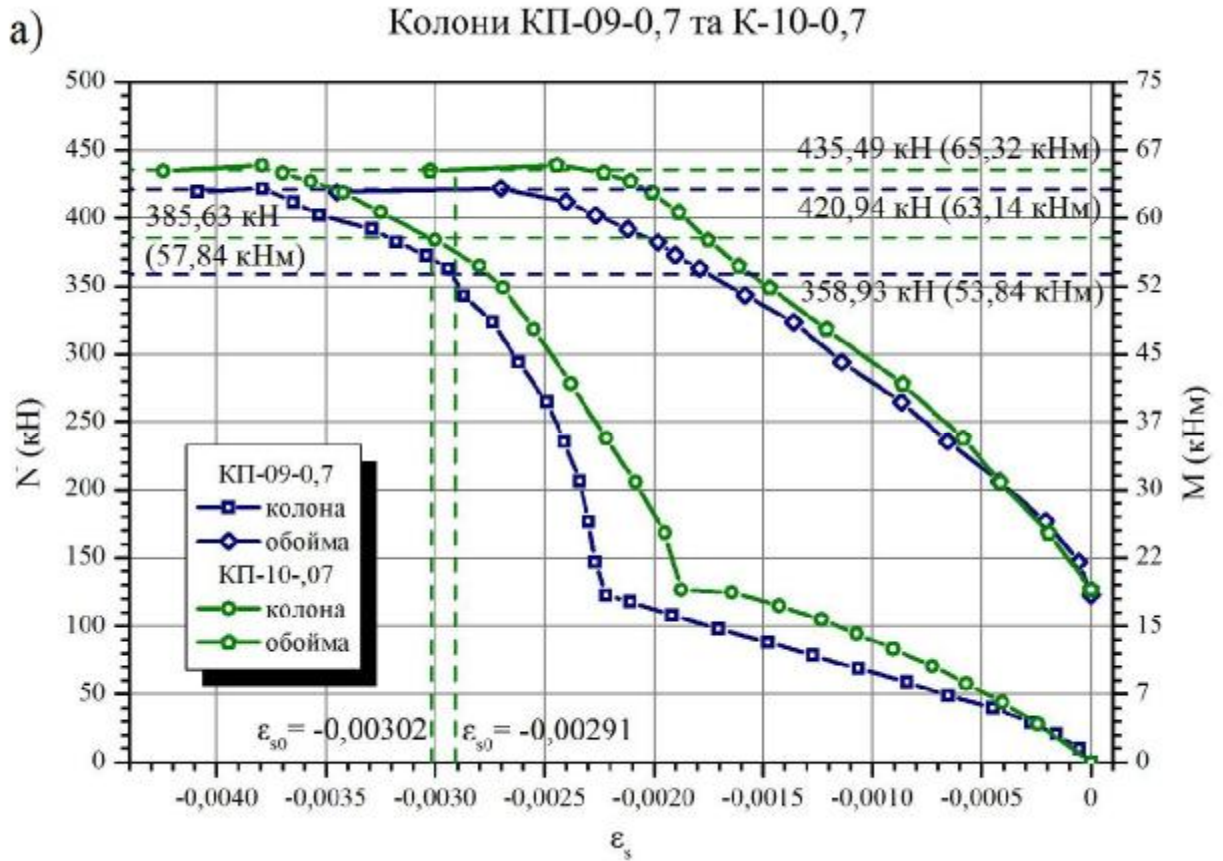


Рис. 3.21. Залежності " $N(M) - \epsilon_s$ " підсилених колон:

а) рівня 0,7; б) рівня 0,9

У колонах рівнів підсилення 0,3 та 0,5 текучість розтягнутого армування основного та додаткового перерізів наступала практично одночасно. Для колони КП-05-0,3 $N_y \gg N_{y,add} = 456,63$ кН, для колони КП-06-0,3: $N_y \gg N_{y,add} = 455,96$ кН. Для колон КП-07-0,5 та КП-08-0,5 $N_y \gg N_{y,add} = 429,26$ кН та 429,05 кН, відповідно.

Текучість у шарах розтягнутого армування дослідних колон рівнів підсилення 0,7 та 0,9 наступала по чергово. У першу чергу текучості досягала розтягнута арматура основного перерізу. Причиною цьому є високі значення деформацій, отриманих стержнями під час навантаження до моменту підсилення. Не зважаючи на те, що після підсилення прирости деформацій на кожному етапі навантаження були більшими у додатковому армуванні, деформації арматури основного перерізу швидше досягали значень межі текучості. $\epsilon_{s0} = -0,00302$. При цьому армування обійми ще мало деякий запас деформативності.

Текучість арматури основного перерізу зразків КП-09-0,7 та КП-10-0,7 наступила під навантаженням $N_y = 358,93$ кН та $N_y = 385,63$ кН, відповідно; текучість арматури додаткового перерізу – під навантаженням $N_{y,add} = 420,94$ кН та $N_{y,add} = 435,49$ кН, відповідно. Для колон рівня 0,9 значення навантаження при текучості дорівнювали $N_y = 361,07$ кН та $N_{y,add} = 390,27$ кН колони КП-11-0,9 та $N_y = 322,24$ кН, $N_{y,add} = 399,13$ кН колони КП-12-0,9.

Критерієм втрати експлуатаційної придатності за вигином, як і у випадку непідсилених колон, прийнято досягнення граничного вигину $f_u = l / 150 = 14,7$ мм. Графіки вигину дослідних колон рівнів підсилення 0,0 і 0,3 подано на рис. 3.22 та колон рівнів 0,5 і 0,7 представлено на рис. 3.23. Зразки КП-03-0,0 та КП-04-0,0 втратили експлуатаційну придатність під навантаженням $N_f = 405,47$ кН та $N_f = 380,78$ кН, відповідно. У середньому для рівня підсилення 0,0 навантаження $N_{f(0,0)} = 393,13$ кН. Втрата експлуатаційної придатності колони КП-05-0,3 відбулася при $N_f = 384,53$ кН, а зразка КП-06-0,3 при $N_f = 391,91$ кН. У середньому для рівня 0,3 навантаження $N_{f(0,3)} = 388,22$ кН.

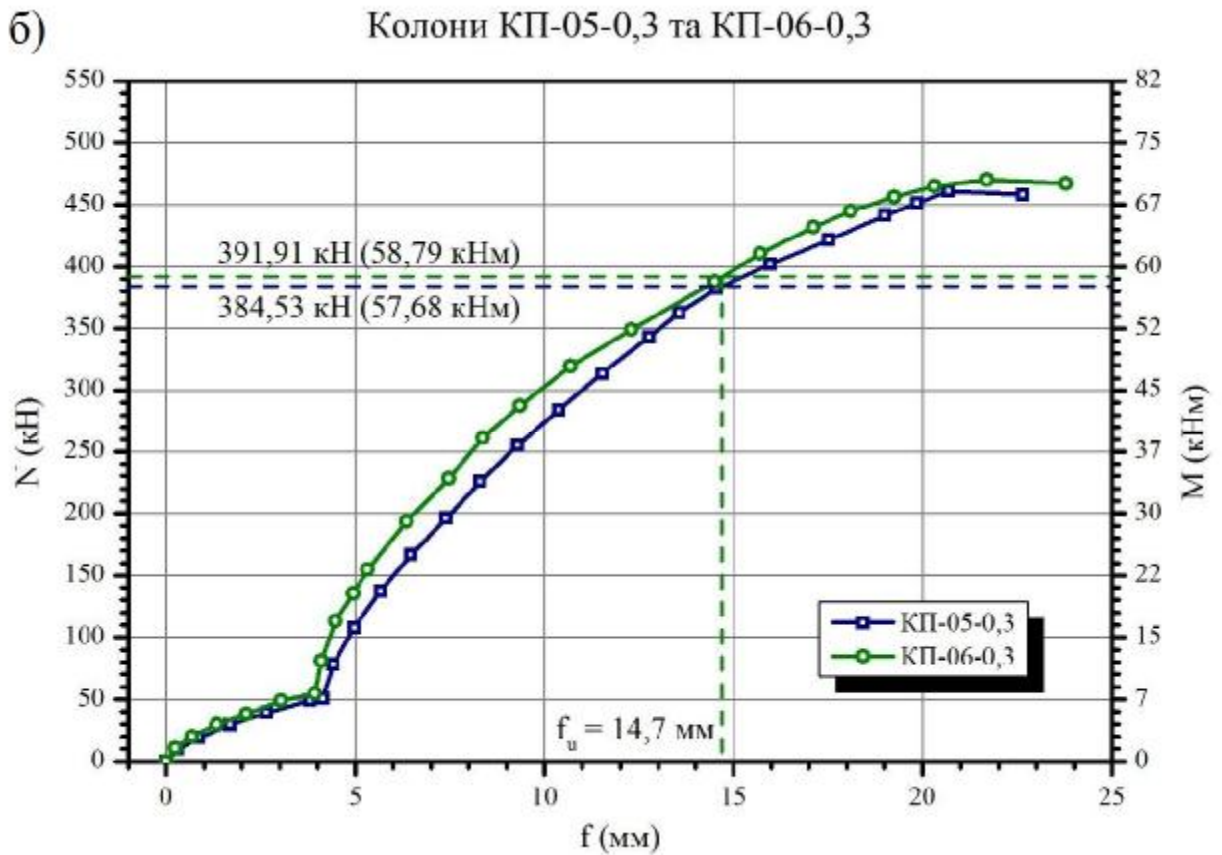
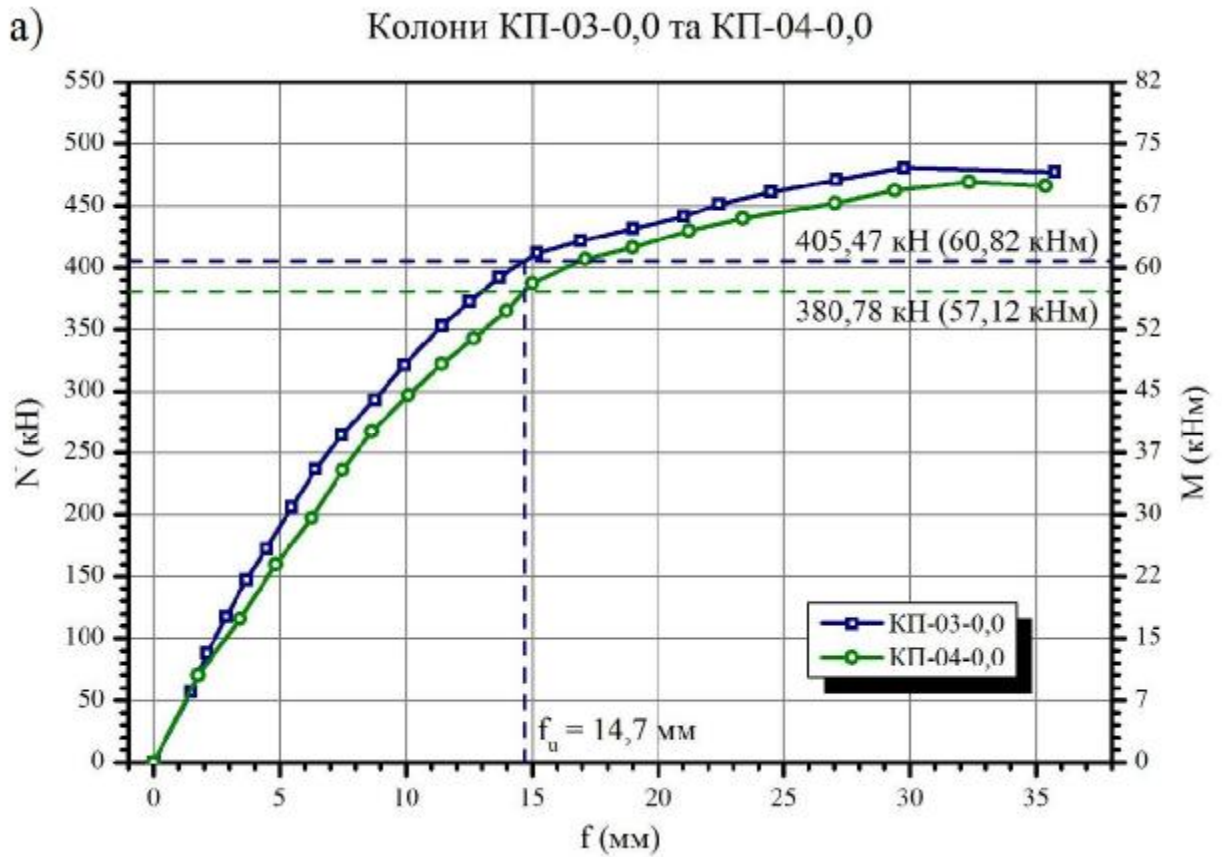


Рис. 3.22. Залежності " $N(M) - f$ " підсиленних колон:

а) рівня 0,0; б) рівня 0,3

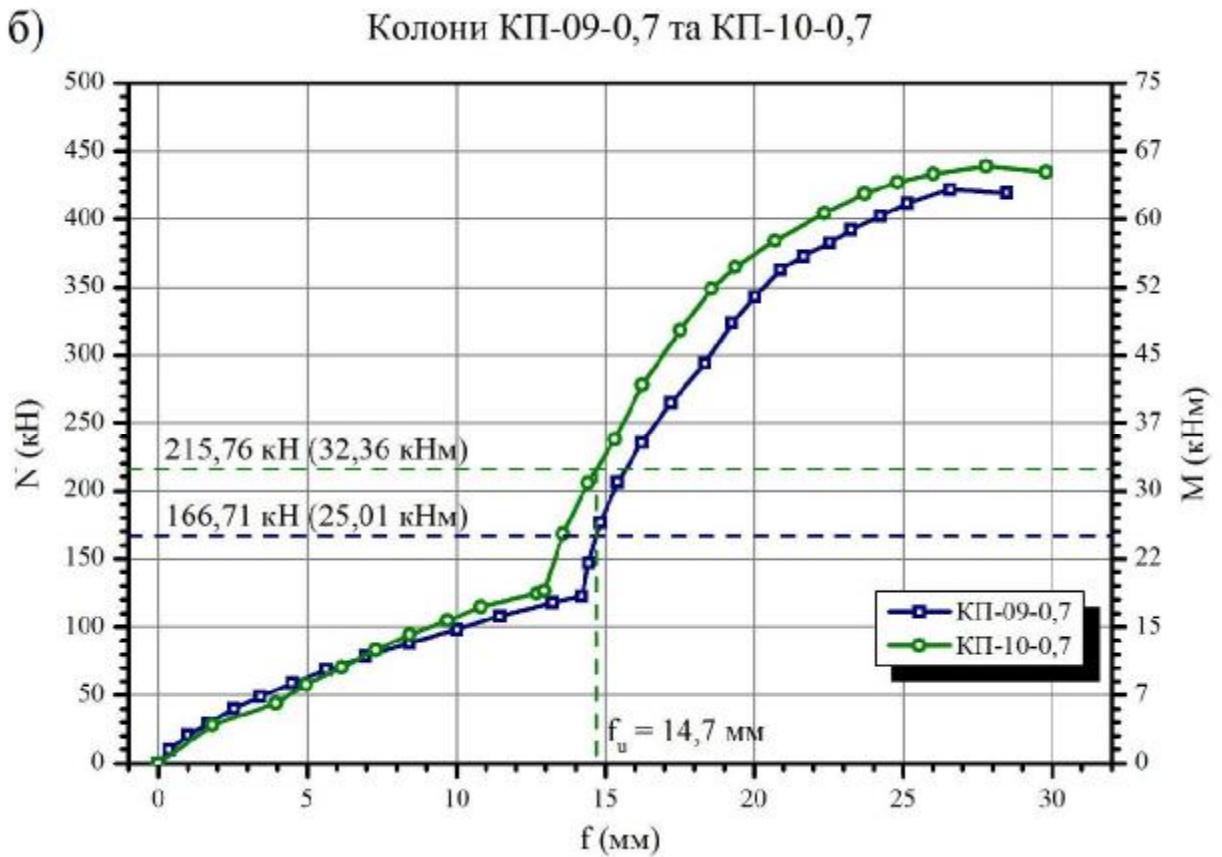
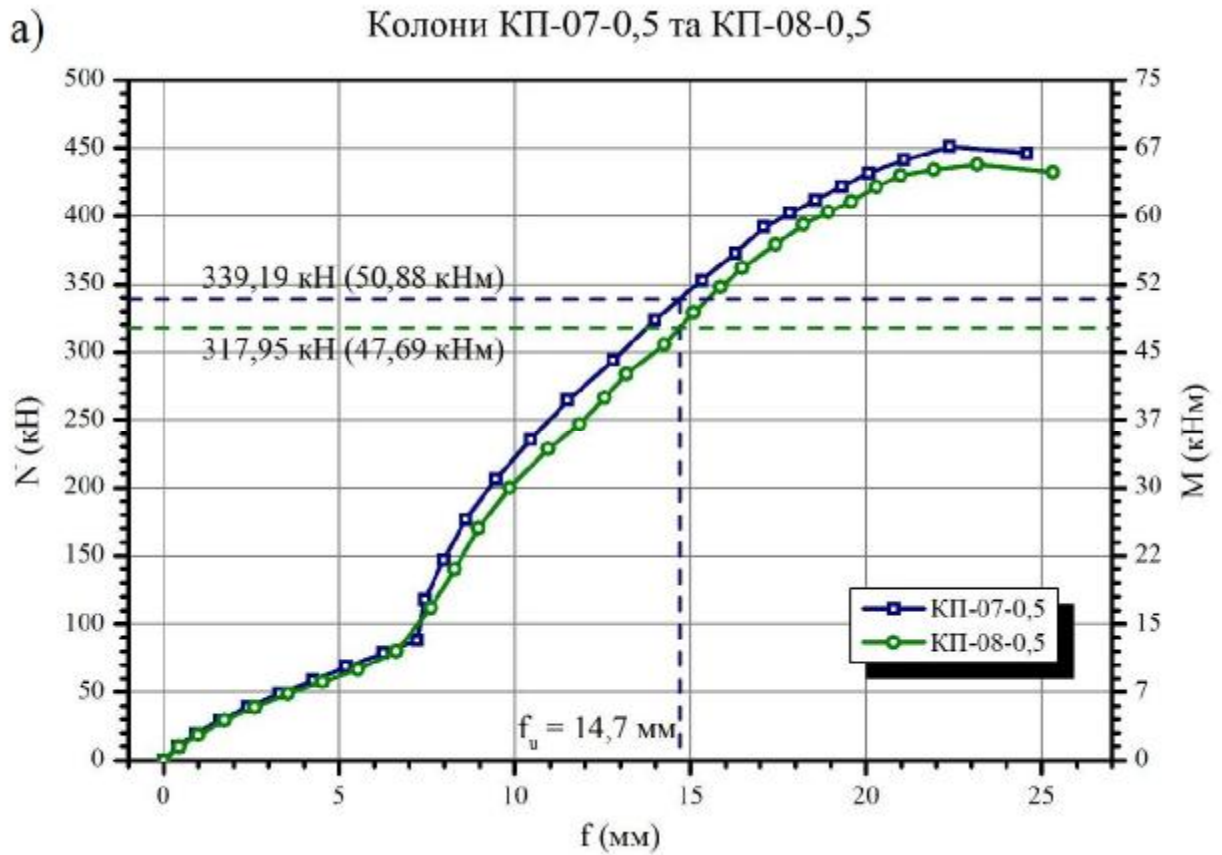


Рис. 3.23. Залежності " $N(M) - f$ " підсиленних колон:

а) рівня 0,5; б) рівня 0,7

Зразки КП-07-0,5 та КП-08-0,5 втратили експлуатаційну придатність за вигином при навантаженні $N_f = 339,19$ кН та $N_f = 317,95$ кН відповідно. У середньому для рівня підсилення 0,5 навантаження $N_{f(0,5)} = 328,57$ кН.

Втрата експлуатаційної придатності колони КП-09-0,7 відбулася при навантаженні $N_f = 166,71$ кН, а зразка КП-10-0,7 при $N_f = 215,76$ кН. У середньому для рівня 0,7 навантаження $N_{f(0,7)} = 191,24$ кН. Ефекту підсилення вдалося досягнути не зважаючи на те, що експлуатаційна придатність колон була майже втрачена.

Графіки вигину колон рівня підсилення 0,9 представлено на рис. 3.24.

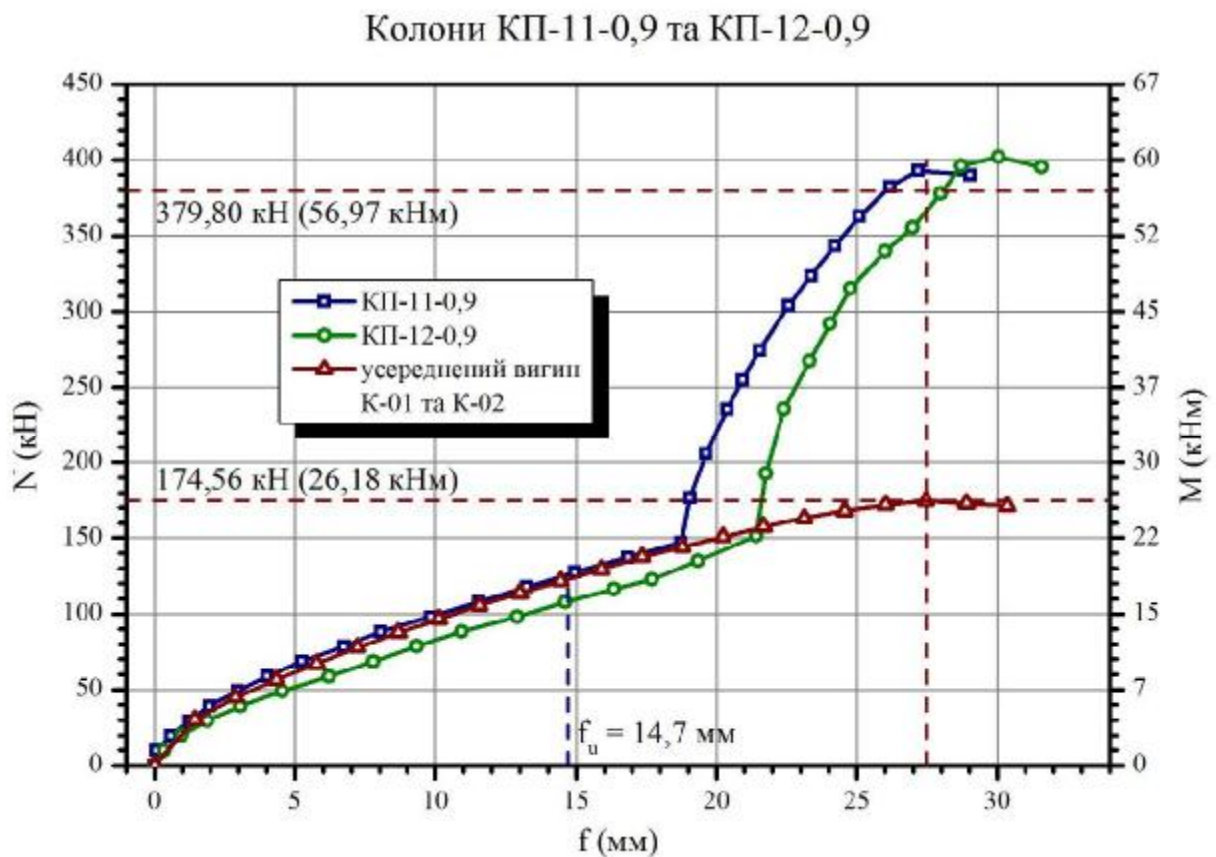


Рис. 3.24. Залежності " $N(M) - f$ " підсиленних колон рівня 0,9

За графіками вигину колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9 (рис. 3.24) бачимо, що до моменту підсилення зразки вже втратили експлуатаційну придатність. Тим не менше підсилення мало певний ефект за рахунок значного підвищення жорсткості конструкції. Усереднене значення вигину зразків К-01 та К-02 при

вичерпанні несучої здатності ($N_{u(k)} = 174,56$ кН) становить $f = 27,5$ мм. Такого ж самого вигину отримали колони КП-11-0,9 та КП-12-0,9 при усередненому навантаженні $N = 379,80$ кН. Фактично підсилені колони рівня 0,9 досягнули прогину 27,5 мм при навантаженні на 117,6% більшому, ніж непідсилені.

Для аналізу форми рівноваги поперечного перерізу підсилених колон побудовано графіки деформацій бетону по висоті основного та додаткового перерізу. Враховуючи високу збіжність результатів у зразків одного рівня підсилення, на рис. 3.25, 3.26 та 3.27 подано графіки розподілу деформацій бетону по висоті для одного зразка кожного рівня підсилення. Отримані графічні залежності підтверджують гіпотезу про лінійний розподіл деформацій як основного, так і додаткового перерізу всіх дослідних колон. Нейтральна лінія проходить у межах основного перерізу всіх підсилених колон. Висота стиснутої зони x_1 основного та додаткового перерізів підсилених колон розбігаються не більше ніж на 12 мм (колонка КП-03-0,0).

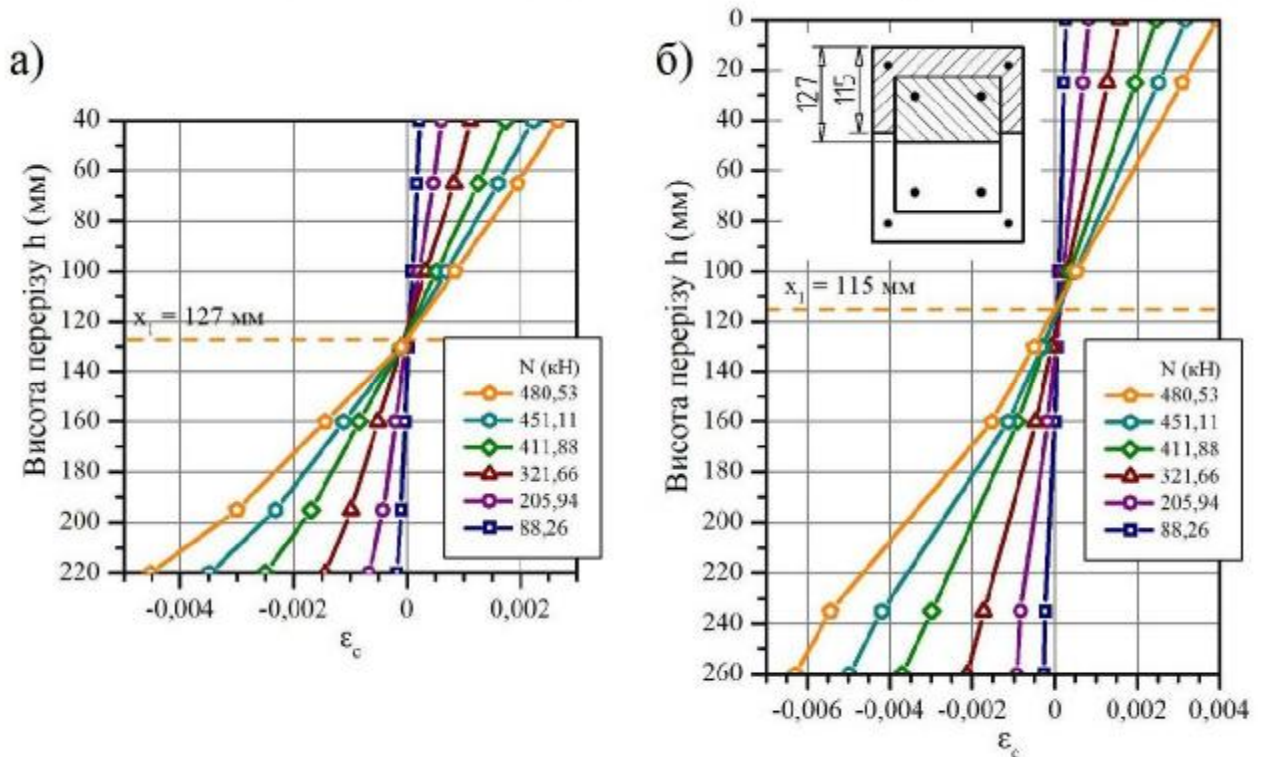


Рис. 3.25. Розподіл деформацій бетону по висоті перерізу колони КП-03-0,0

а) основного; б) додаткового

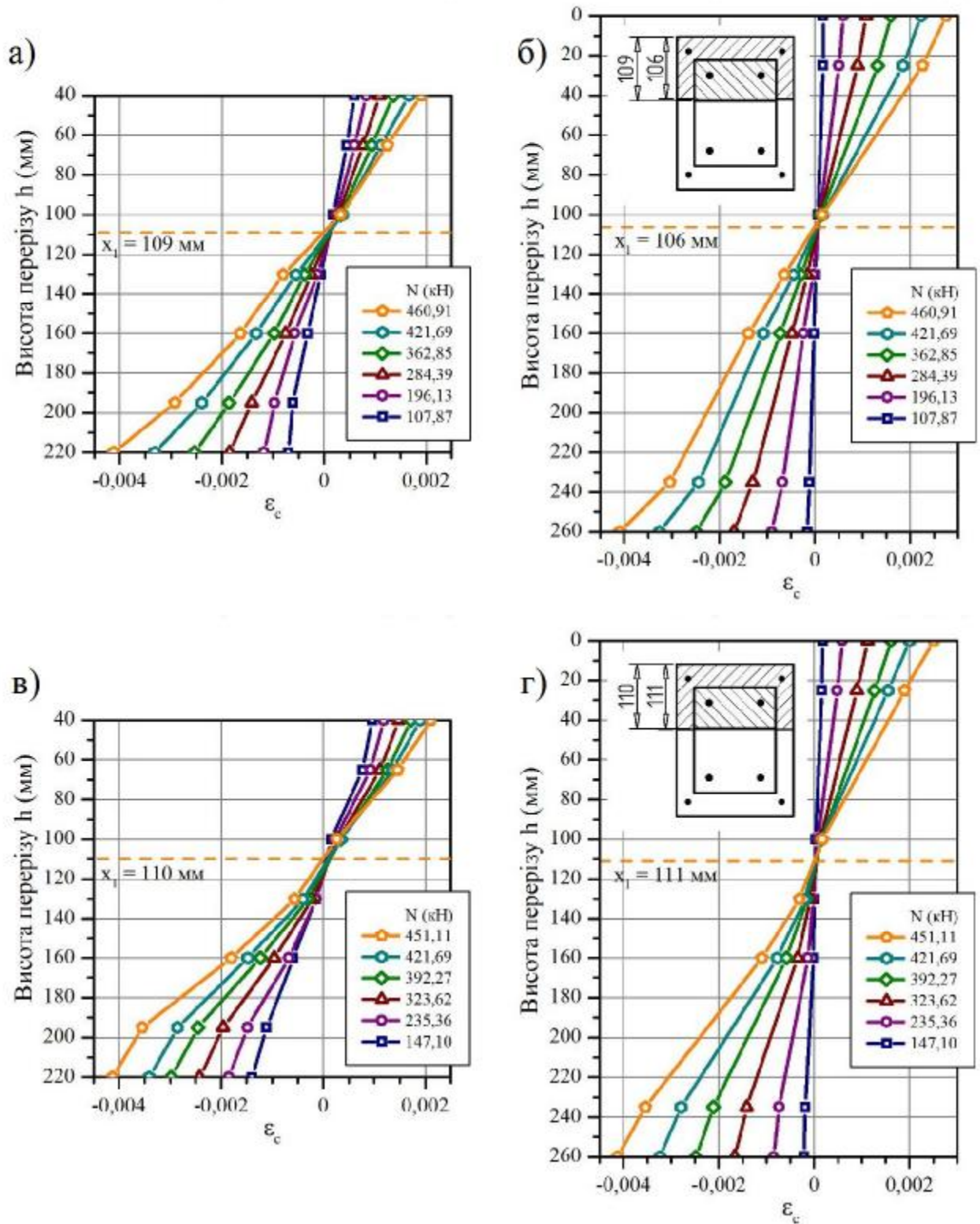


Рис. 3.26. Розподіл деформацій бетону по висоті перерізу колон
 а) КП-05-0,3 – основний переріз; б) КП-05-0,3 – додатковий переріз;
 в) КП-07-0,5 – основний переріз; г) КП-07-0,5 – додатковий переріз

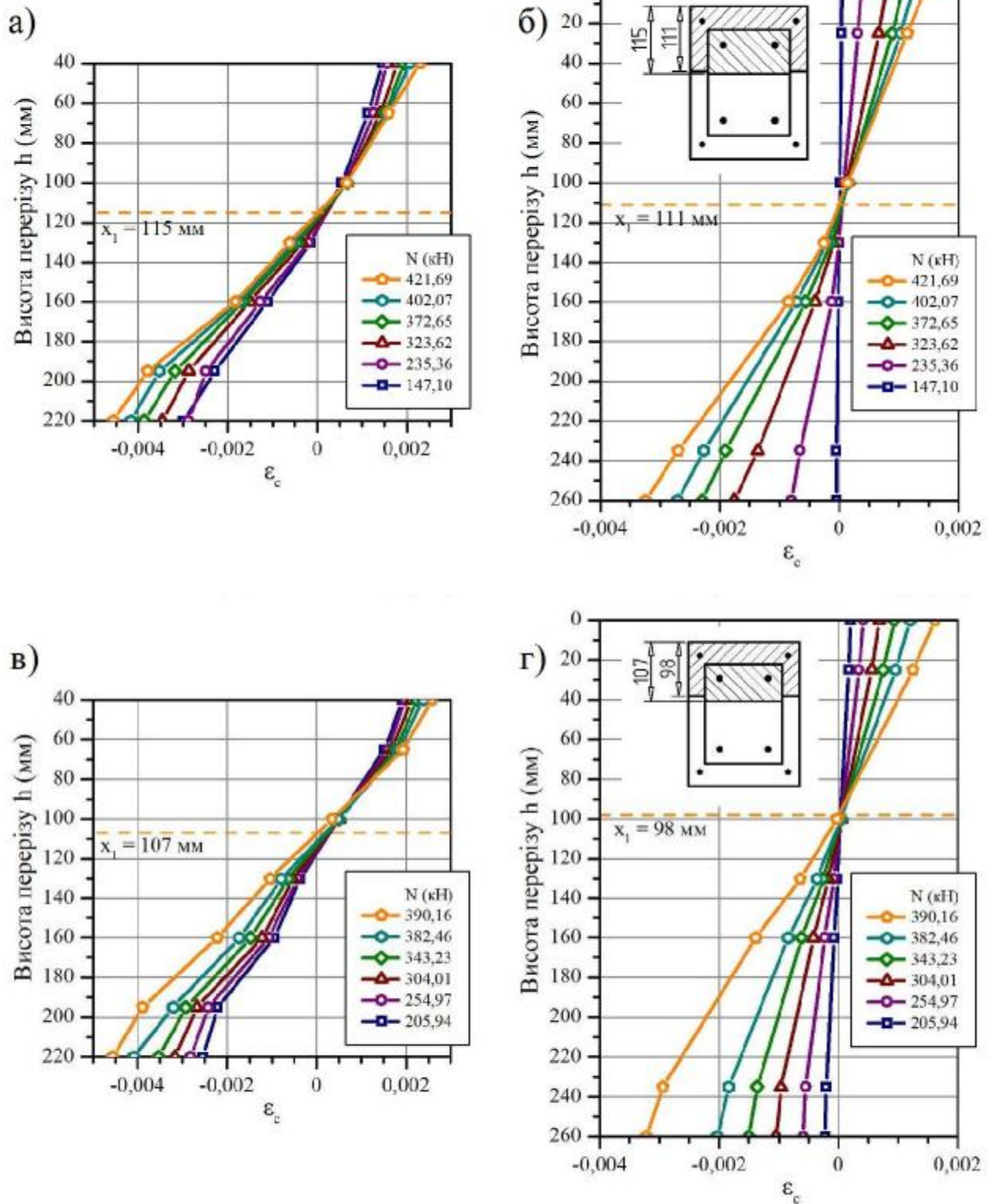


Рис. 3.27. Розподіл деформацій бетону по висоті перерізу колон
 а) КП-09-0,7 – основний переріз; б) КП-09-0,7 – додатковий переріз;
 в) КП-11-0,9 – основний переріз; г) КП-11-0,9 – додатковий переріз

3.2.3. Аналіз результатів деформативності стиснуто-зігнутих колон

Результати для порівняльного аналізу деформативності розтягнутого армування дослідних колон представлено у табл. 3.3.

Таблиця 3.3.

Текучість розтягнутого армування колон

Колона	Вичерпання несучої здатності, N_u (кН)	Текучість арматури колони (основної), N_y (кН)		Текучість арматури обойми (додаткової), $N_{y,add}$ (кН)		$(N_u - N_y^*)/N_u \times 100\%$
		зразка	середнє значення	зразка	середнє значення	
К-01	174,56	169,60	168,21 *	-	-	3,6%
К-02		166,82		-		
КП-03-0,0	474,93	480,40	473,94 *	408,83	410,57	0,2%
КП-04-0,0		467,47		412,30		
КП-05-0,3	465,62	459,83	458,59 *	453,41	454,00	1,2%
КП-06-0,3		457,34		454,58		
КП-07-0,5	442,52	431,49	431,58 *	427,04	426,74	2,5%
КП-08-0,5		431,66		426,44		
КП-09-0,7	430,28	358,93	372,28	420,94	428,22 *	0,5%
КП-10-0,7		385,63		435,49		
КП-11-0,9	397,51	361,07	341,66	390,27	394,70 *	0,7%
КП-12-0,9		322,24		399,13		

Прирости деформацій розтягу були більшими у армуванні обойми, оскільки стержні розташовані далі від нейтральної лінії ніж стержні арматури колони. Тому у зразків рівня $0,0 \times N_{u(K)}$ додаткове армування досягає напружень текучості швидше ніж основне армування.

У випадку рівнів 0,3 та 0,5 деформації арматури колони отримані до моменту підсилення нівелюють різницю в приростах деформацій. Текучість обох шарів армування відбувається майже одночасно з невеликою перевагою N_y (арматура колони тече при навантаженні вищому приблизно на 5 кН).

Ситуація змінюється з колонами рівнів підсилення $0,7$ та $0,9N_{u(K)}$. Основне армування зразків даних рівнів до моменту підсилення вже значною мірою вичерпало свій запас деформування до текучості. В той час додаткове армування включається в роботу без попередніх напружень чи деформацій. Таким чином, при зростанні навантаження текучість виникає спершу у арматурі колони, а пізніше у арматурі обойми. Графіки деформування розтягнутої арматури всіх колон "близнюків" усереднено та представлено на рис. 3.28.

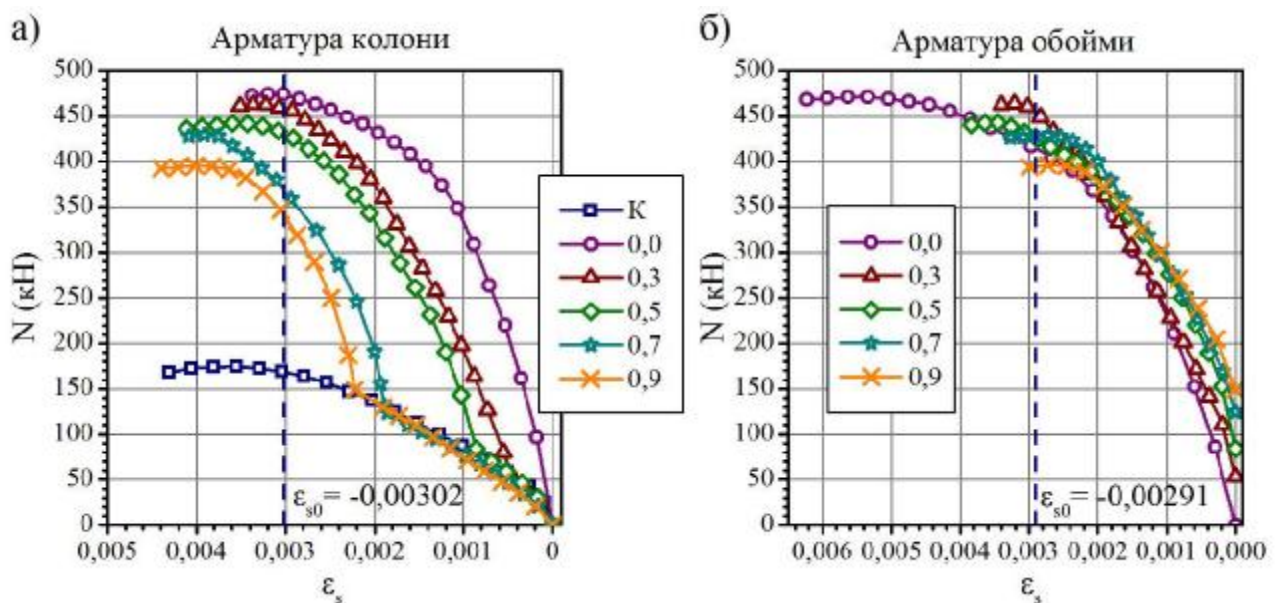


Рис. 3.28. Графіки деформування розтягнутого армування дослідних колон:

а) основного перерізу; б) додаткового перерізу

Для порівняння результатів деформативності армування з вичерпанням несучої здатності дослідних колон прийнято навантаження при якому текучість виникає вже у обох шарах розтягнутого армування. Цими навантаженнями є $N_{y(K)}$, $N_{y(0,0)}$, $N_{y(0,3)}$, $N_{y(0,5)}$, $N_{y,add(0,7)}$ та $N_{y,add(0,9)}$ (позначені * у табл. 3.3). Бачимо, що найбільша розбіжність між несучою здатністю та навантаженням при текучості розтягнутого армування становить 3,6% (контрольні колони К-01 та К-02), а найменша – 0,2% (зразки КП-03-0,0 та КП-04-0,0). Звідси можемо зробити висновки, що втрата рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями настає разом з текучістю всіх шарів розтягнутого армування.

За графіками деформування бетону по висоті перерізу дослідних зразків (рис. 3.18, 3.25, 3.26 та 3.27) визначено висоту стиснутої зони бетону основного та додаткового перерізу в момент вичерпання несучої здатності (табл. 3.4).

Таблиця 3.4.

Висота стиснутої зони бетону зразків при вичерпанні несучої здатності

Колона	Основного перерізу		Додаткового перерізу	Відхилення між $x_{I'}$ та $x_{I,add}$
	x_I (мм)	$x_{I'}$ (мм)	$x_{I,add}$ (мм)	
К-01, К-02	74	-	-	-
КП-03-0,0	87	127	115	9,4%
КП-05-0,3	69	109	106	2,8%
КП-07-0,5	70	110	111	0,9%
КП-09-0,7	75	115	111	3,5%
КП-11-0,9	67	107	98	8,4%

З отриманих числових значень видно, що нейтральна лінія в основному та додатковому перерізах проходить приблизно на одному рівні. Максимальне відхилення величиною 9,4% показала колона КП-03-0,0, а мінімальне 0,9% – КП-07-0,5. Незначні розбіжності в положенні нейтральної лінії в основному та додатковому перерізі дослідних зразків свідчить про те, що обійма підсилення і сама колона працюють сумісно, подібно до монолітної конструкції. Для більш детальної перевірки цього твердження на рис. 3.29 представлена зміна висоти стиснутої зони від навантаження зразка КП-03-0,0. Перевірку проводимо по цьому зразку оскільки він показав найнижчу збіжність положення нейтральної лінії колони та обійми на етапі вичерпання несучої здатності. На рис. 3.29 видно, що відхилення між висотою стиснутої зони колони та обійми знаходиться в межах 0,8...10,6%. Збіжність результатів є доброю, що свідчить

про те, що положення нейтральної лінії в основному та додатковому перерізах було близьким впродовж всього випробування.

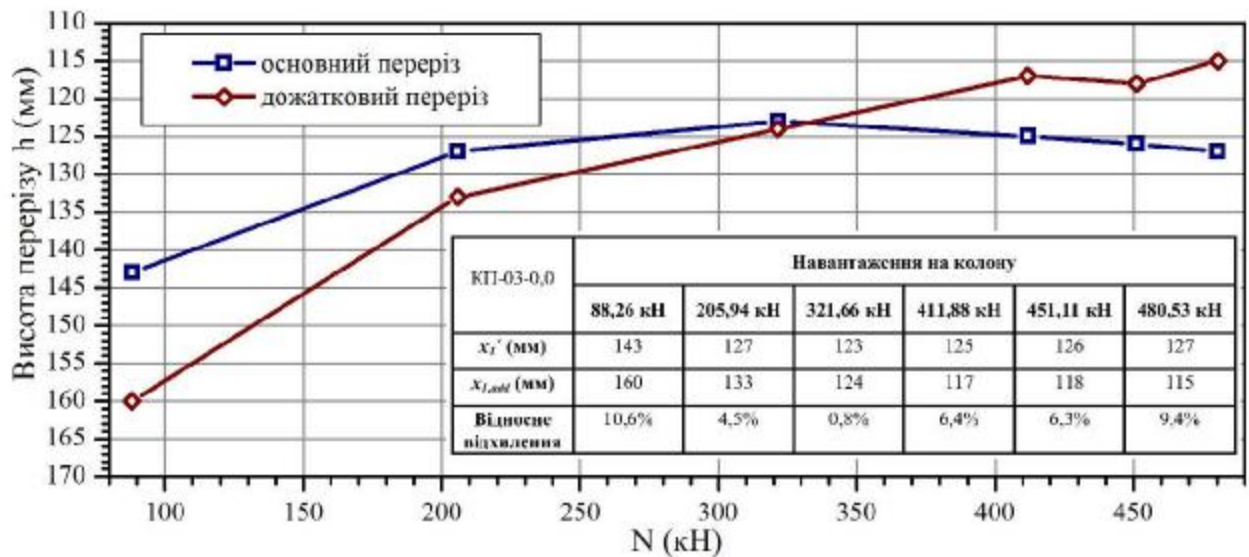


Рис. 3.29. Зміна висоти стиснутої зони бетону колони КП-03-0,0.

Результати для аналізу експлуатаційної придатності за граничним вигином колон представлено у табл. 3.5 та на рис. 3.30. Критерієм втрати експлуатаційної придатності було досягнення вигину $f_u = l/150 = 14,7$ мм.

Максимальне підвищення експлуатаційної придатності отримали колони рівня підсилення $0,0N_{u(K)}$, а саме 220%. З кожним наступним рівнем навантаження ефект від підсилення зменшувався та становив 216% для рівня $0,3N_{u(K)}$, 168% для рівня $0,5N_{u(K)}$ та 56% для рівня $0,7N_{u(K)}$ (рис. 3.30). Також на рис. 3.30 зображені усереднені графіки вигинів колон на яких видно, що підсилення зразків КП-09-0,7 та КП-10-0,7 виконано практично на межі вичерпання експлуатаційної придатності. Підсилення зразків рівня $0,9N_{u(K)}$ відбувалося коли вигини колон вже перевищували гранично допустимі.

Відношення N_f/N_u для колон рівня підсилення $0,7N_{u(K)}$ становить 0,44. Це означає, що колони вичерпали експлуатаційну придатність при великому запасі міцності. З точки зору економічного проектування це не доцільно, тому при можливості бажано розвантажити підсилювану колону хоча б до рівня $0,5N_u$.

Таблиця 3.5.

Експлуатаційна придатність дослідних колон за граничним вигином

Колона	Несуча здатність, N_u (кН)	Навантаження при граничному вигині, N_f (кН)		N_f / N_u	Ефект підсилення
		зразка	середнє		
К-01	174,56	124,23	122,68	0,7	-
К-02		121,12			
КП-03-0,0	474,93	405,47	393,13	0,83	220%
КП-04-0,0		380,78			
КП-05-0,3	465,62	384,53	388,22	0,83	216%
КП-06-0,3		391,91			
КП-07-0,5	442,52	339,19	328,57	0,74	168%
КП-08-0,5		317,95			
КП-09-0,7	430,28	166,71	191,24	0,44	56%
КП-10-0,7		215,76			
КП-11-0,9	397,51	126,04	117,16	-	-
КП-12-0,9		108,27			

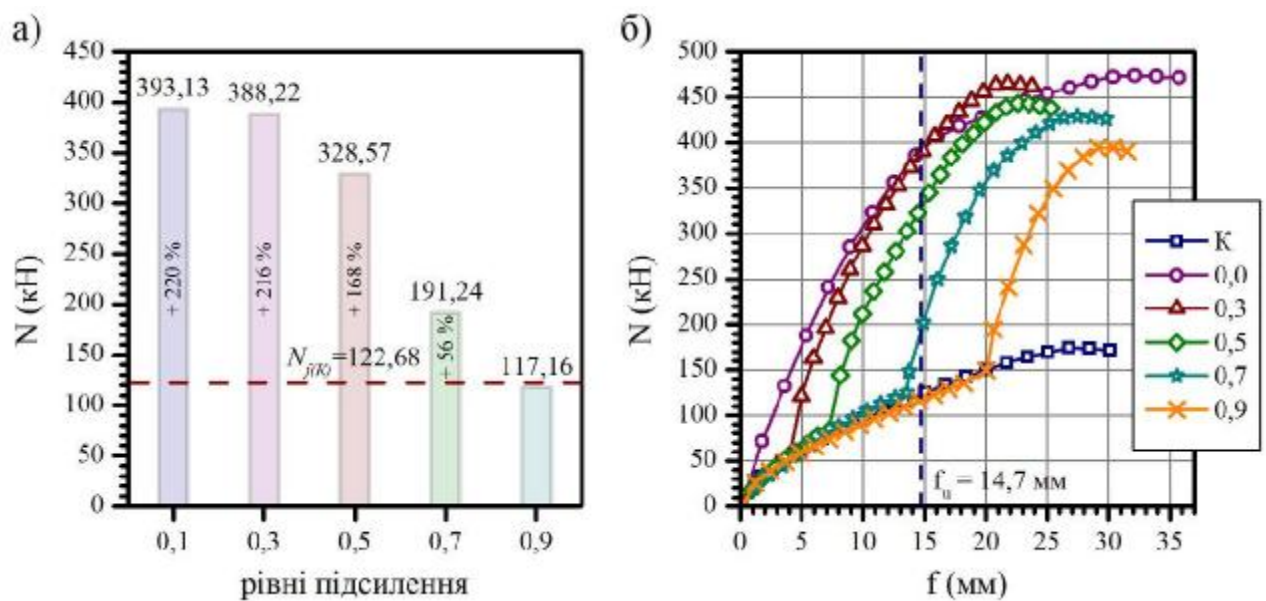


Рис. 3.30. Експлуатаційна придатність колон за граничним вигином:

а) ефект підсилення; б) графіки вигину дослідних колон

3.3. Тріщиностійкість стиснуто-зігнутих колон

3.3.1. Тріщиностійкість непідсилених стиснуто-зігнутих колон

Впродовж випробування колон проводилось спостереження та фіксування розвитку тріщин по довжині зразків. Ширина розкриття на кожному етапі навантаження фіксувалася для тріщини з максимальним розкриттям. За результатами вимірювання ширини розкриття тріщин побудовано графічні залежності "стискувальна сила – ширина розкриття тріщини" (рис. 3.31).

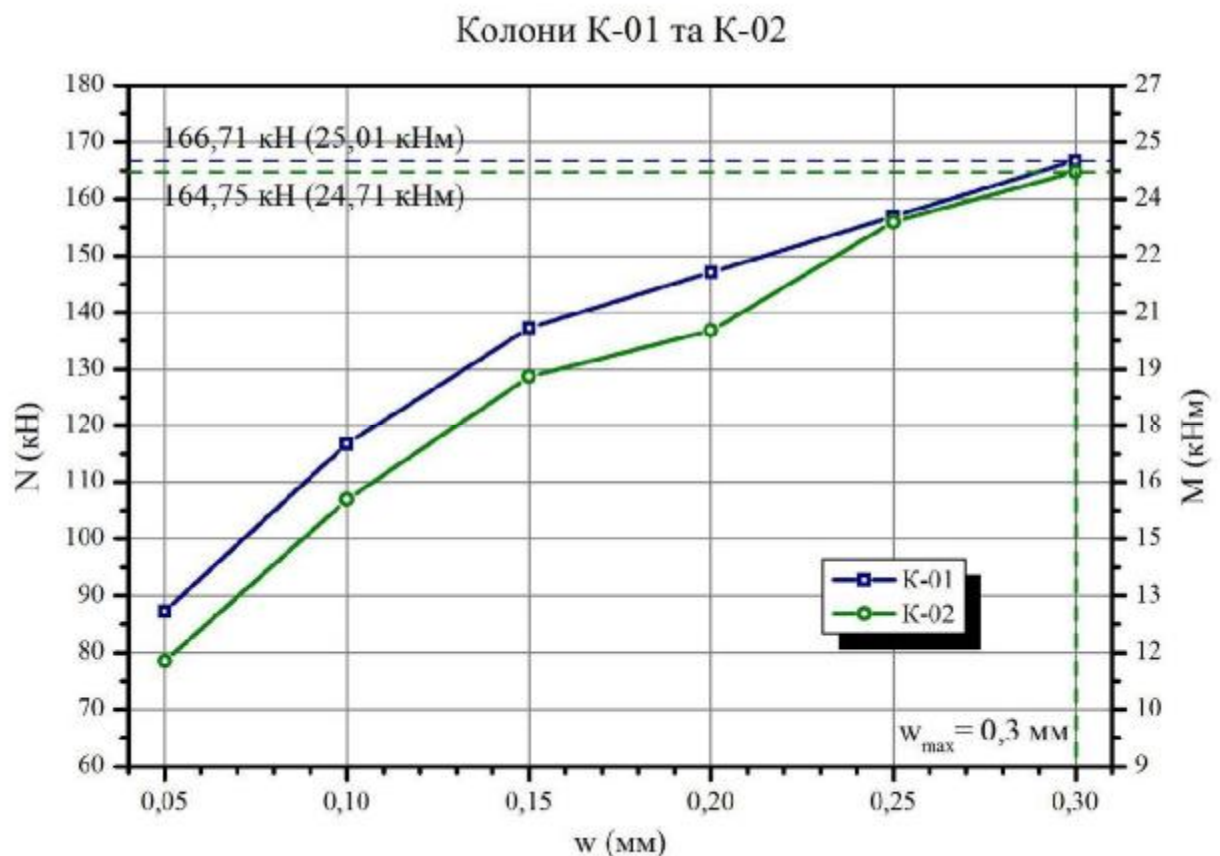


Рис. 3.31. Залежності " $N(M) - w$ " непідсилених колон

Максимальна ширина розкриття тріщин прийнята $w_{max} = 0,3$ мм на основі таблиці 5.1 [50]. Ширина розкриття тріщин колони К-01 досягнула граничного значення за навантаження $N_w = 166,71$ кН, колони К-02 за навантаження $N_w = 164,75$ кН. Розбіжність між результатами випробування рівна 1,2%.

Різниця між несучою здатністю колон N_u та навантаженням при досягненні граничної ширини розкриття тріщин N_w становила 5,6% для колони К-01 та 4,5% для колони К-02. У середньому $N_w = 0,95N_u$.

3.3.2. Тріщиностійкість підсилених сиснуто-зігнутих колон

Характер тріщиноутворення та розвитку тріщин до моменту підсилення колон відповідали контрольним зразкам К-01 та К-02. Гранична ширина розкриття тріщин прийнята $w_{max} = 0,3$ мм, як і у випадку контрольних колон. Аналіз розвитку тріщин проведено на основі графічних залежностей ширини розкриття тріщин від навантаження. Спостереження проводили за тріщиною з максимальною шириною. Графіки розкриття тріщин підсилених зразків подано на рис. 3.32, 3.33 та 3.34. Ширина розкриття тріщин колони КП-03-0,0 досягнула граничного значення при навантаженні $N_w = 471,53$ кН, колони КП-04-0,0 – $N_w = 456,50$ кН.

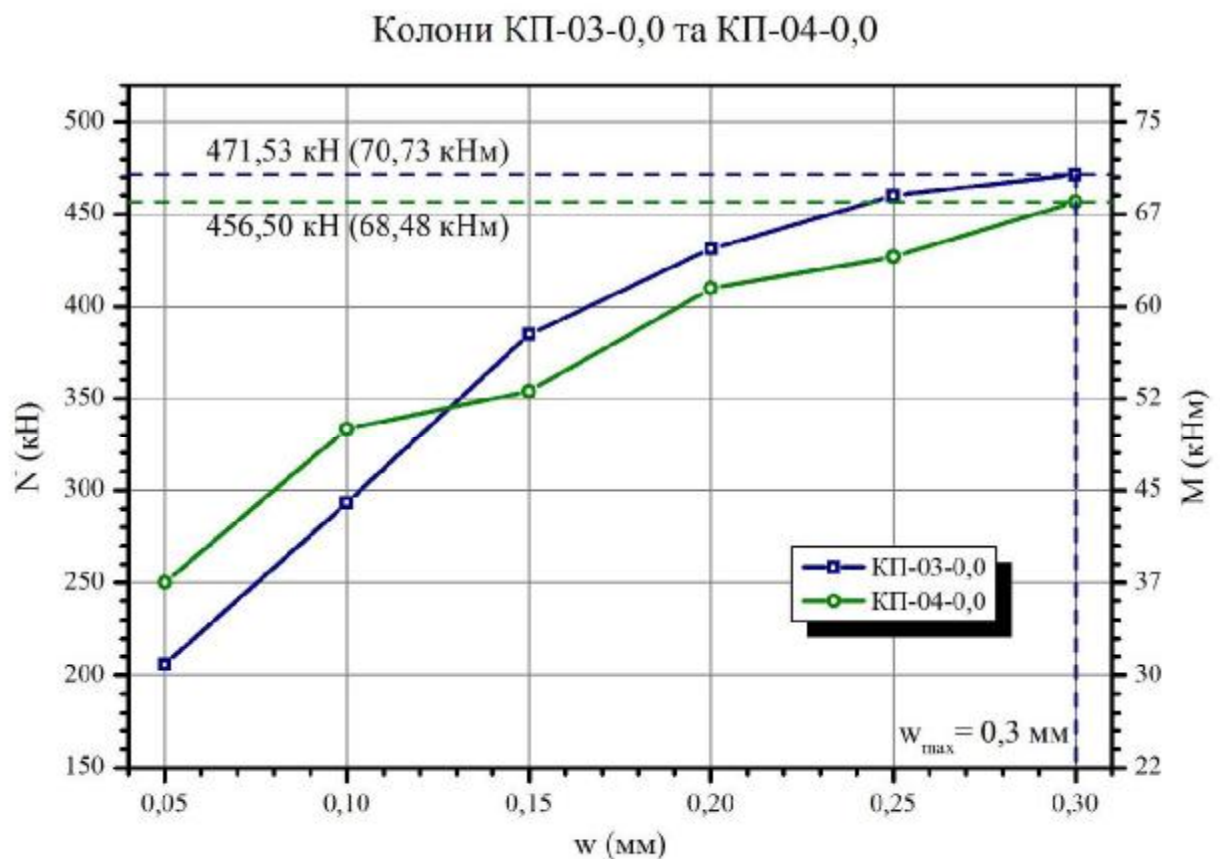


Рис. 3.32. Залежності $N(M) - w$ підсилених колон рівня 0,0

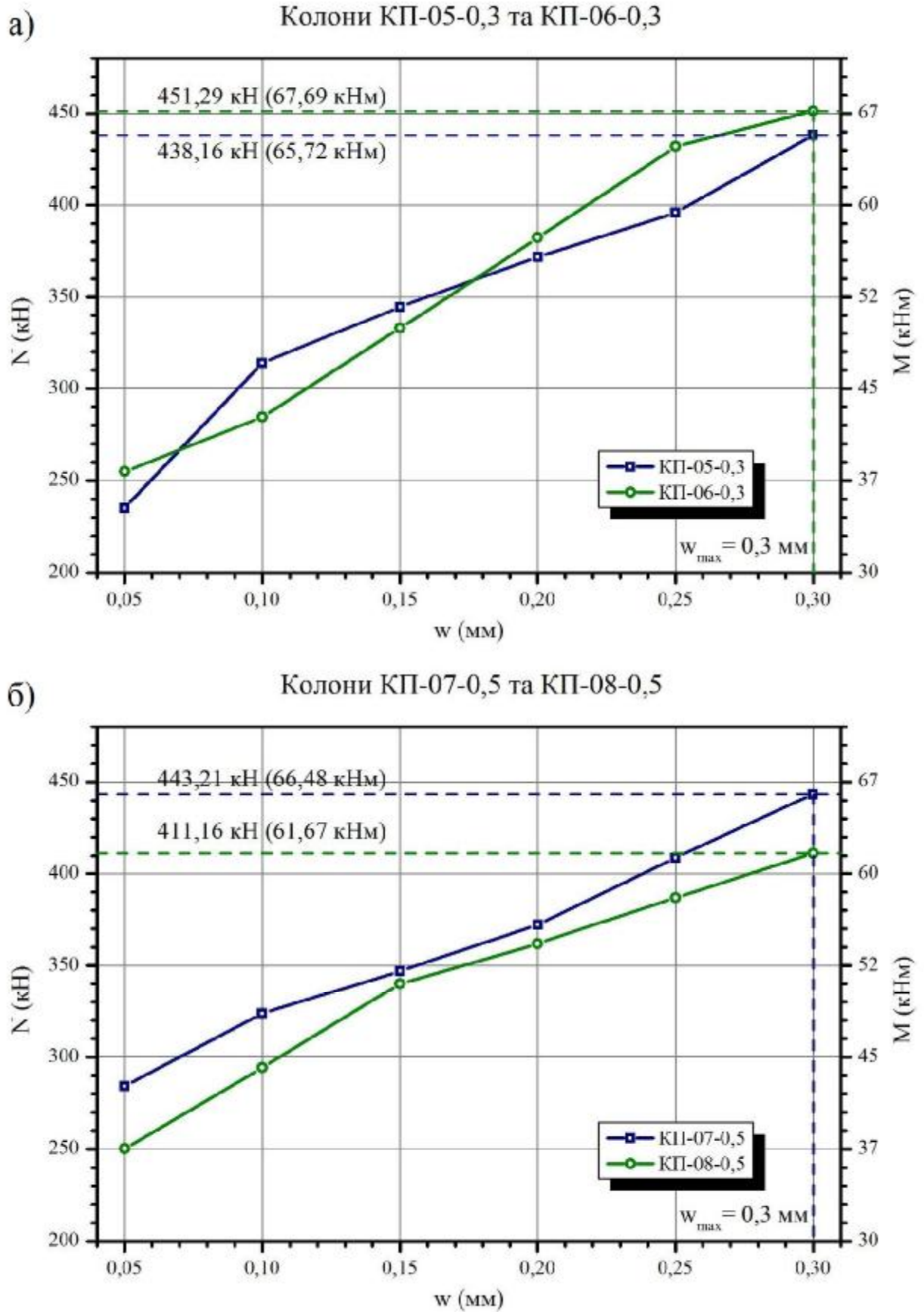
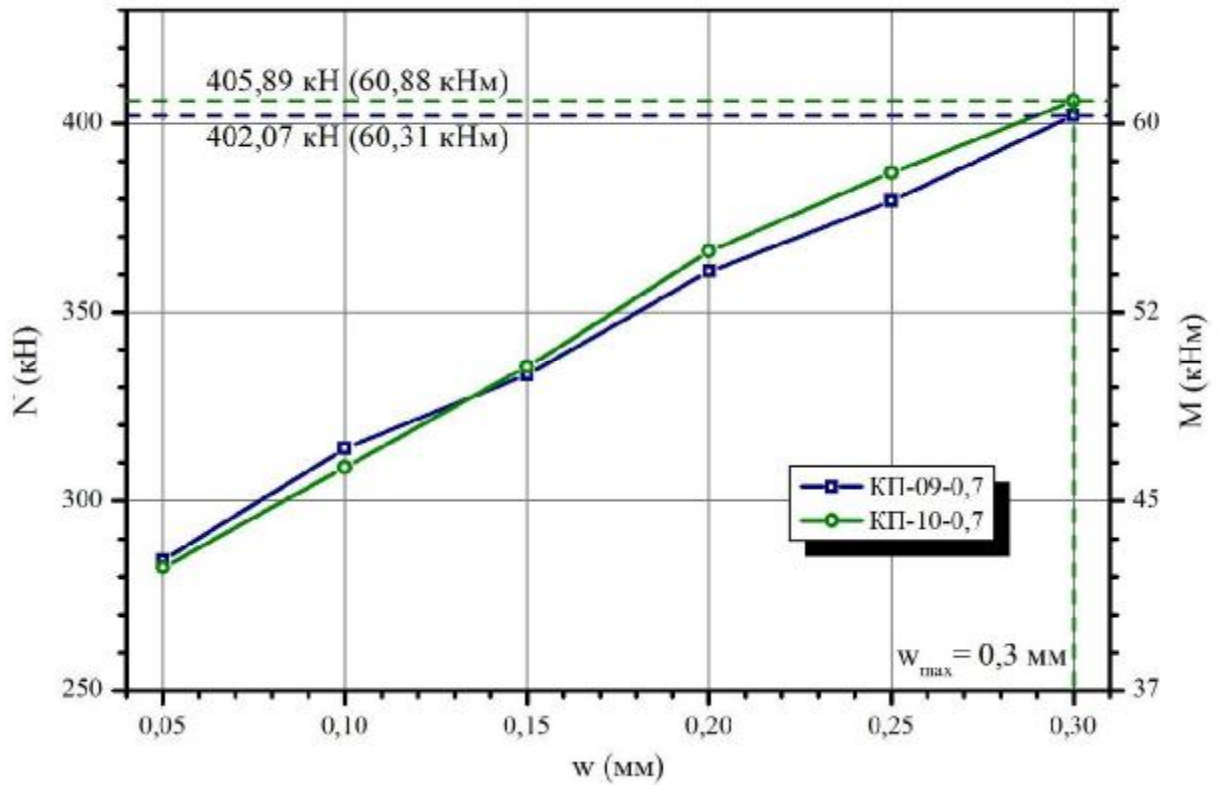


Рис. 3.33. Залежності "N(M) – w" підсилених колон:

а) рівня 0,3 б) рівня 0,5

а)

Колони КП-09-0,7 та КП-10-0,7



б)

Колони КП-11-0,9 та КП-12-0,9

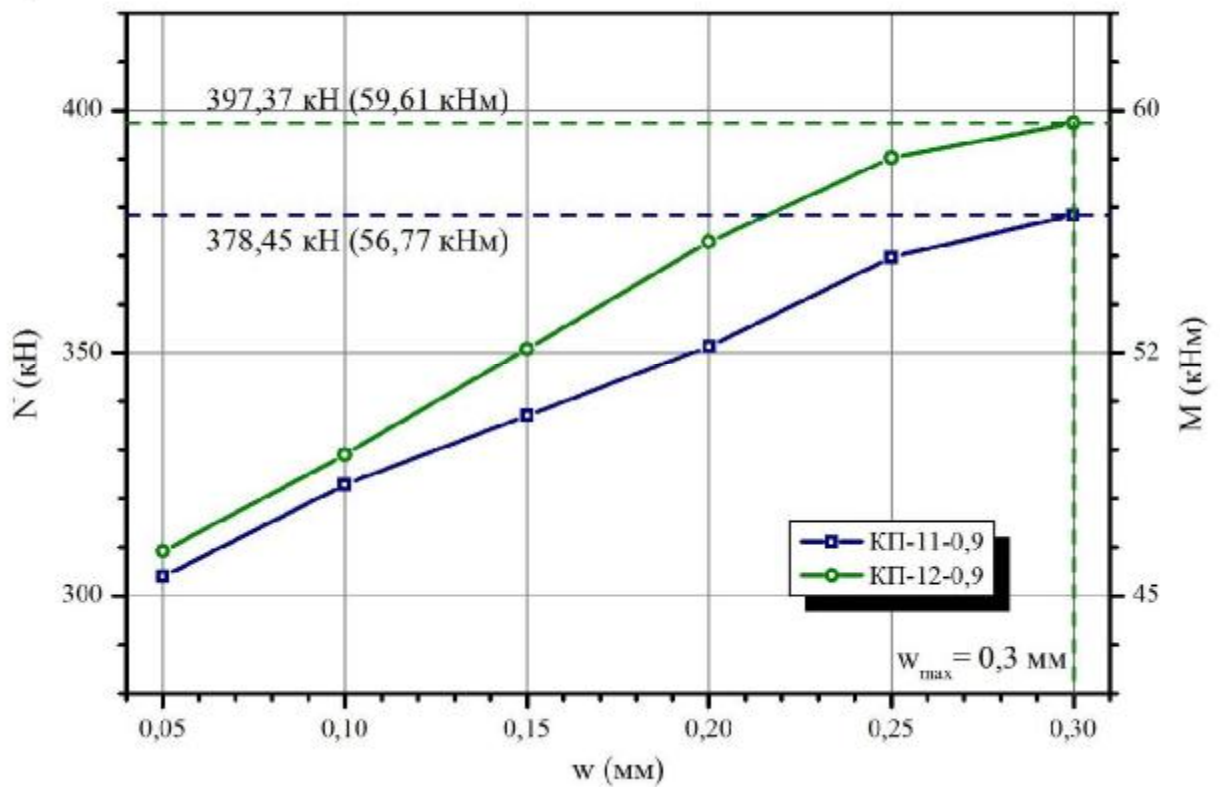


Рис. 3.34. Залежності "N(M) – w" підсилених колон:

а) рівня 0,7 б) рівня 0,9

У колоні КП-05-0,3 тріщини досягнули граничної ширини розкриття при навантаженні $N_w = 438,16$ кН, а у колоні КП-06-0,3 при $N_w = 451,29$ кН. Для колон рівня підсилення 0,5 навантаження $N_w = 443,21$ кН (КП-07-0,5) та $N_w = 411,16$ кН (КП-08-0,5). Колони рівня 0,7: $N_w = 402,07$ кН (КП-09-0,7) та $N_w = 405,89$ кН (КП-10-0,7). Колони рівня 0,9: $N_w = 378,45$ кН (КП-11-0,9) та $N_w = 397,37$ кН (КП-12-0,9).

Перед підсиленням кожної з колон фіксувалося розміщення тріщин по довжині зразка у вигляді схем. Після випробування підсилених колон так само фіксувалося розміщення тріщин по довжині обойми. Дві отримані схеми накладалися одна на одну для порівняння. Для прикладу, на рис. 3.35 подано схеми розміщення тріщин колон КП-07-0,5, КП-10-0,7 та КП-11-0,9. Зі схем видно, що розміщення тріщин обойм підсилення не повністю відтворює розміщення тріщин на колоні, тобто чіткої залежності не прослідковується.

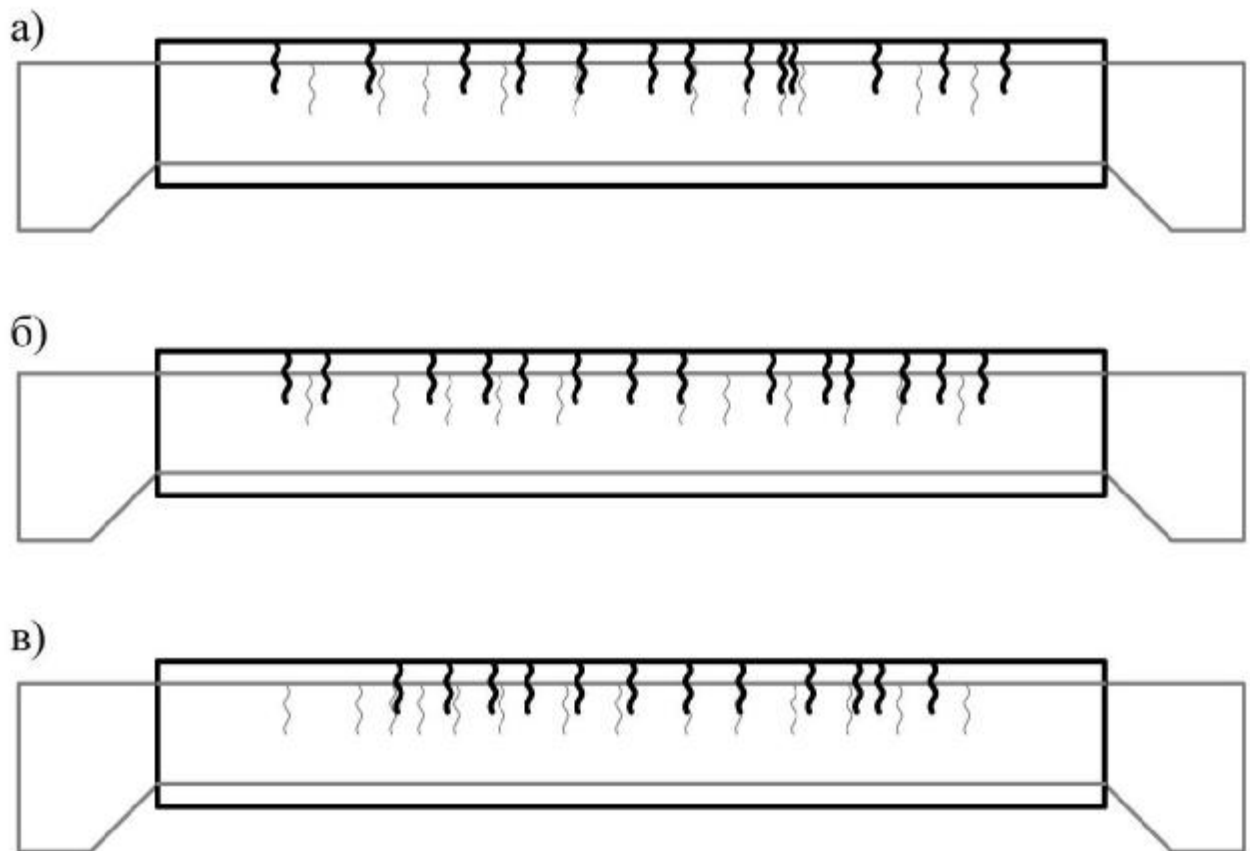


Рис. 3.35. Схеми розміщення тріщин по довжині колон до і після підсилення:

а) колона КП-07-0,5; б) колона КП-10-0,7; в) колона КП-11-0,9

3.3.3. Аналіз результатів тріщиностійкості стиснуто-зігнутих колон

Втратою експлуатаційної придатності колони за граничною шириною розкриття тріщин прийнято навантаження N_w при якому тріщини досягали ширини розкриття $w_{max} = 0,3$ мм. Результати для аналізу експлуатаційної придатності за тріщиностійкістю колон представлено у табл. 3.6.

Таблиця 3.6.

Експлуатаційна придатність за граничною шириною розкриття тріщин

Колона	Вичерпання несучої здатності, N_u (кН)	Навантаження при граничній ширині розкриття тріщин, N_w (кН)		N_w / N_u	Ефект підсилення
		зразка	середнє значення		
К-01	<u>174,56</u>	166,71	165,73	0,95	-
К-02		164,75			
КП-03-0,0	<u>474,93</u>	471,53	464,02	0,98	180%
КП-04-0,0		456,50			
КП-05-0,3	<u>465,62</u>	438,16	444,73	0,96	168%
КП-06-0,3		451,29			
КП-07-0,5	<u>442,52</u>	443,21	427,19	0,96	158%
КП-08-0,5		411,16			
КП-09-0,7	<u>430,28</u>	402,07	403,98	0,94	144%
КП-10-0,7		405,89			
КП-11-0,9	<u>397,51</u>	378,45	387,91	0,98	134%
КП-12-0,9		397,37			

Результати підвищення експлуатаційної придатності за граничними тріщинами відображають таку ж закономірність, що й результати міцності та експлуатаційної придатності за вигином. Чим вищий рівень навантаження перед підсиленням тим меншого ефекту можна досягнути. Максимального підвищення експлуатаційної придатності за граничними тріщинами отримали

зразки рівня підсилення $0,0N_{u(K)}$ (180%), а мінімального (134%) – колони рівня $0,9N_{u(K)}$ (рис. 3.36).

Закономірності розвитку тріщин дослідних колон відображено на усереднених графіках залежності ширини розкриття тріщини від навантаження (рис. 3.36).

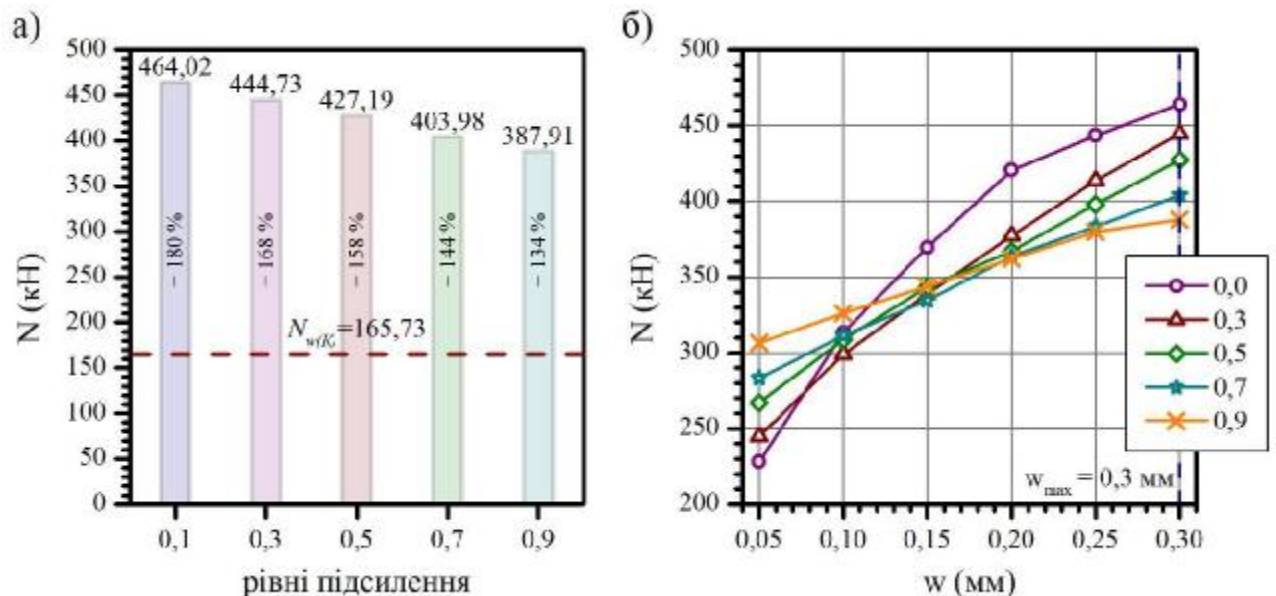


Рис. 3.36. Експлуатаційна придатність колон за граничною шириною розкриття тріщин: а) ефект підсилення;
б) графіки розвитку ширини розкриття тріщин

Як видно, перші тріщини шириною розкриття 0,05 мм найшвидше появляються у обіймах колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0, проте гранична ширина тріщин 0,3 мм у цих зразків досягається найпізніше порівняно з рештою дослідних зразків. Прослідковується наступна закономірність: чим більший рівень навантаження перед підсиленням тим пізніше у обіймах появляються тріщини шириною розкриття 0,05 мм. Для граничної ширини тріщин 0,3 мм виконується протилежна закономірність: чим більший рівень навантаження перед підсиленням тим швидше у обіймах появляються граничні тріщини.

Відношення N_w/N_u для підсилених та непідсилених колон знаходиться в межах 0,94 - 0,98. Це означає, що гранична ширина розкриття тріщин досягається безпосередньо перед вичерпанням несучої здатності.

3.4. Висновки до розділу 3

1. Критерієм вичерпання несучої здатності всіх дослідних колон прийнято втрату рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями. Фізичне руйнування наступало у вигляді витріскування стиснутої зони бетону. У випадку зразків КП-11-0,9 та КП-12-0,9 стиснута зона бетону руйнувалася одночасно з розривом розтягнутого армування.
2. Максимального ефекту підвищення несучої здатності отримали зразки, підсилені без попереднього навантаження КП-03-0,0 та КП-04-0,0. Їх несуча здатність зросла на 172%. Для колон КП-05-0,3 та КП-06-0,3 ефект підсилення становив 167%. Для колон КП-07-0,5 та КП-08-0,5 – 155%. Для колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 – 146%. Для колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9 – 128%.
3. Підсилення залізобетонною обоймою виявилось ефективним навіть при підсиленні зразків, що майже вичерпали свою несучу здатність (рівень підсилення $0,9N_{u(K)}$). При цьому різниця між максимальним (у колон рівня $0,0N_{u(K)}$) та мінімальним (у колон рівня $0,9N_{u(K)}$) ефектом збільшення несучої здатності становить 44%.
4. Втрата рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями наступала одночасно з текучістю обох шарів розтягнутого армування (основного та додаткового).
5. Максимального ефекту підвищення експлуатаційної придатності за граничним вигином отримали зразки, підсилені без попереднього навантаження КП-03-0,0 та КП-04-0,0. Їх граничне навантаження за допустимим вигином зросло на 220%. Для колон КП-05-0,3 та КП-06-0,3 ефект підсилення становив 216%. Для колон КП-07-0,5 та КП-08-0,5 – 168%. Для колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 – 56%. Колони КП-11-0,9 та КП-12-0,9 втратили експлуатаційну придатність до моменту підсилення.

6. Підсилення зразків на межі втрати експлуатаційної придатності (рівень підсилення $0,7N_{u(K)}$) мало позитивний ефект, проте значно менший у порівнянні з максимальним (у колон рівня $0,0N_{u(K)}$). Різниця становить 164%. Крім цього, колони КП-09-0,7 та КП-10-0,7 досягають граничного вигину при навантаженні на 56% меншому за несучу здатність цих зразків, що не ефективно з точки зору економічного проектування.
7. Граничне навантаження за допустимою шириною розкриття тріщин колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 зросло на 180%. Колон КП-05-0,3 та КП-06-0,3 – на 168%. Колон КП-07-0,5 та КП-08-0,5 – на 158%. Колон КП-09-0,7 та КП-10-0,7 – на 144%. Колон КП-11-0,9 та КП-12-0,9 – на 134%.
8. Тріщини всіх дослідних зразків досягали граничної ширини розкриття при навантаженні на 2...6% меншому за несучу здатність зразків.
9. Положення нейтральної лінії основного та додаткового перерізів дослідних колон не відрізнялося більше ніж на 10% в момент вичерпання несучої здатності. Підсилені колони працювали подібно до монолітних елементів.
10. Напружено-деформований стан основного перерізу дослідних зразків впродовж усього випробування відповідав II формі рівноваги (прямокутний переріз з зоною розтягу), додаткового перерізу – III формі рівноваги (двотавровий переріз з нейтральною лінією в межах стінки).
11. Напружено-деформований стан колони до моменту її підсилення має вплив на міцнісні та експлуатаційні властивості конструкції після підсилення. Рекомендованим є розвантаження зразка до максимально можливого рівня перед підсиленням.

Розділ 4. Розрахунок залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів, підсилених за дії навантаження

4.1. Методика розрахунку

Розрахунок непідсилених та підсилених зразків виконано за нелінійною деформаційною методикою відповідно до чинних норм проектування [45, 50]. Розрахункові залежності виведено на основі рівнянь рівноваги, описаних у п. 4.2 та 4.3 [50] з врахуванням особливостей сумісної роботи складеного перерізу та рекомендацій закордонних норм [104, 109, 111-113].

За основні розрахункові передумови визначення несучої здатності колон відповідно до пункту 4.1.1 [50] прийнято:

- за розрахунковий приймається переріз, що відповідає середнім деформаціям бетону і арматури по довжині блока між тріщинами;
- деформації у арматурі однакові з оточуючим їх бетоном, як при розтягу, так і при стиску;
- для розрахункового перерізу справедливою є гіпотеза про лінійний розподіл деформацій по його висоті;
- зв'язок між напруженнями та деформаціями бетону та арматури приймаються у вигляді діаграм, наведених у ДБН [45].

Додатково пропонуємо наступні розрахункові передумови:

- коробчатий переріз обойми підсилення, приводимо до еквівалентного двотаврового перерізу (рис. 4.1), для якого справедливими є рівняння рівноваги, описані у п. 4.3 [50];
- зчеплення між бетоном колони (основний переріз) та бетоном обойми підсилення (додатковий переріз) вважаємо абсолютно жорстким.

Розрахунок несучої здатності контрольних колон, а також визначення напружено-деформованого стану зразків до моменту підсилення виконано за

методикою розрахунку залізобетонних елементів прямокутного поперечного перерізу на дію поздовжніх сил (п. 4.2 [50]).

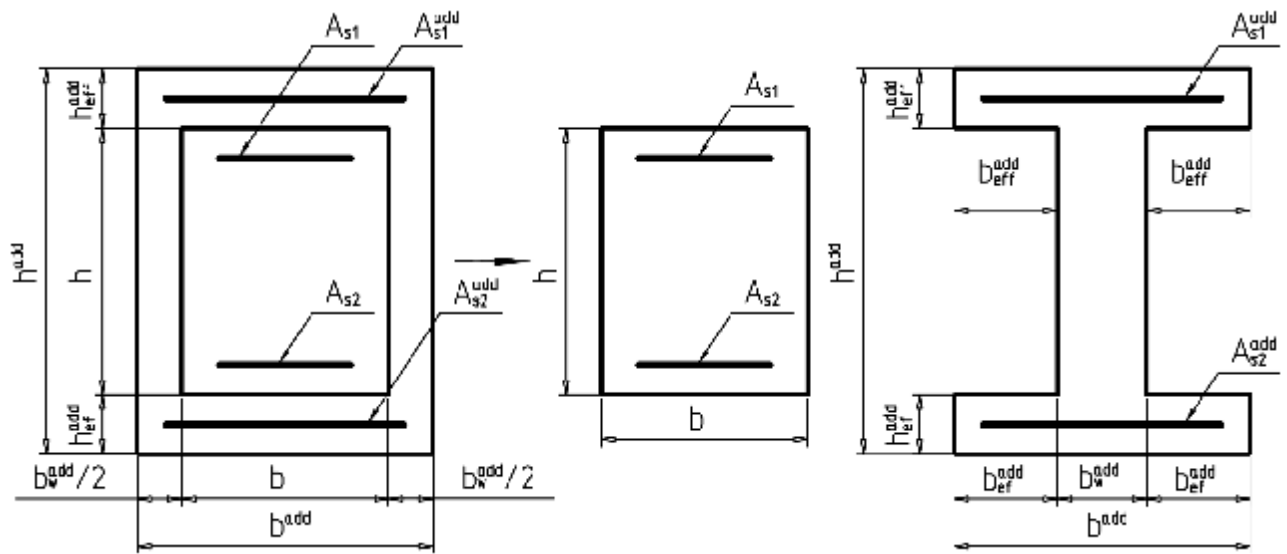


Рис. 4.1. Представлення складеного поперечного перерізу підсиленого зразка у вигляді прямокутного (переріз колони) та еквівалентного двотаврового (приведений коробчатий переріз обойми)

Відповідно до прийнятих передумов, напружено-деформований стан складеного перерізу підсиленої колони наведений на рис. 4.2. При цьому можлива реалізація чотирьох форм рівноваги розрахункового перерізу:

- перша форма – весь переріз стиснуто. Область існування: $x_1 > h^{add}$;
- друга форма – нейтральна вісь у межах нижньої полиці обойми. В перерізі обойми є зона розтягу, основний переріз колони – стиснутий. Область існування: $h^{add} - h_{ef}^{add} < x_1 < h^{add}$;
- третя форма – нейтральна вісь у межах стінки обойми. Зона розтягу є як у перерізі обойми, так і в основному перерізі колони. Область існування: $h_{eff}^{add} < x_1 < h^{add} - h_{ef}^{add}$;
- четверта форма – нейтральна вісь у межах верхньої полиці обойми. В перерізі обойми є зона розтягу, основний переріз колони – розтягнутий. Область існування: $x_1 < h_{eff}^{add}$.

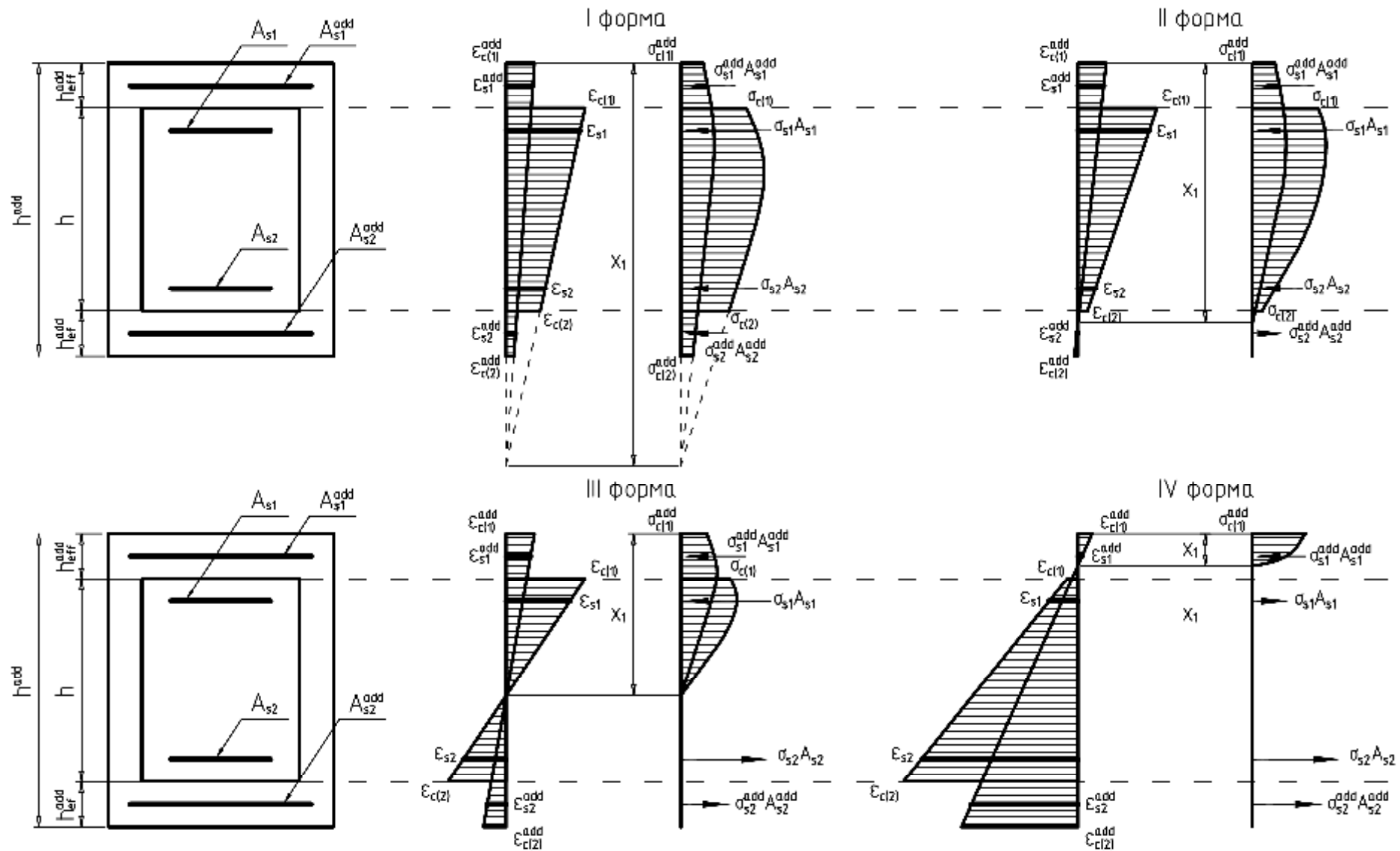


Рис. 4.2. Епюри деформацій і напружень чотирьох форм рівноваги перерізу підсиленої колони

Для першої форми рівноваги складеного перерізу рівняння у розгорнутому вигляді записуються:

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\bar{A}} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{k+1} - e_{c(2)}^{k+1}}{e_{c1}^{k+1}} \ddot{\varnothing} + \dot{a}_{i=1}^n s_{si} A_{si} + \frac{f_{cd}^{add}}{\bar{A}^{add}} \frac{\acute{e}}{\hat{e}_w} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{add k+1} - e_{c(2)}^{add k+1}}{e_{c1}^{add k+1}} \ddot{\varnothing} + \\ & + 2b_{eff}^{add} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{add k+1} - e_{c1}^{add k+1}}{e_{c1}^{add k+1}} \ddot{\varnothing} + 2b_{ef}^{add} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\text{æ}_{ef(1)}^{add k+1} - e_{c(2)}^{add k+1}}{e_{c1}^{add k+1}} \ddot{\varnothing} + \dot{a}_{i=1}^n s_{si}^{add} A_{si}^{add} - N = 0, \end{aligned} \quad (4.1)$$

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\bar{A}^2} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{k+2} - e_{c(2)}^{k+2}}{e_{c1}^{k+2}} \ddot{\varnothing} + \dot{a}_{i=1}^n s_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \frac{f_{cd}^{add}}{\bar{A}^{add 2}} \frac{\acute{e}}{\hat{e}_w} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{add k+2} - e_{c(2)}^{add k+2}}{e_{c1}^{add k+2}} \ddot{\varnothing} + \\ & + 2b_{eff}^{add} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{add k+2} - e_{c1}^{add k+2}}{e_{c1}^{add k+2}} \ddot{\varnothing} + 2b_{ef}^{add} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\text{æ}_{ef(1)}^{add k+2} - e_{c(2)}^{add k+2}}{e_{c1}^{add k+2}} \ddot{\varnothing} + \\ & \dot{a}_{i=1}^n s_{si}^{add} A_{si}^{add} \frac{e_{c(1)}^{add} - \dot{A}^{add} z_{si}^{add}}{\bar{A}^{add}} - M = 0. \end{aligned} \quad (4.2)$$

Для другої форми рівноваги:

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\bar{A}} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{k+1} - e_{c(2)}^{k+1}}{e_{c1}^{k+1}} \ddot{\varnothing} + \dot{a}_{i=1}^n s_{si} A_{si} + \frac{f_{cd}^{add}}{\bar{A}^{add}} \frac{\acute{e}}{\hat{e}_w} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{add k+1}}{e_{c1}^{add k+1}} \ddot{\varnothing} + \\ & + 2b_{eff}^{add} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{add k+1} - e_{c1}^{add k+1}}{e_{c1}^{add k+1}} \ddot{\varnothing} + 2b_{ef}^{add} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\text{æ}_{ef(1)}^{add k+1}}{e_{c1}^{add k+1}} \ddot{\varnothing} + \dot{a}_{i=1}^n s_{si}^{add} A_{si}^{add} - N = 0, \end{aligned} \quad (4.3)$$

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\bar{A}^2} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{k+2} - e_{c(2)}^{k+2}}{e_{c1}^{k+2}} \ddot{\varnothing} + \dot{a}_{i=1}^n s_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \frac{f_{cd}^{add}}{\bar{A}^{add 2}} \frac{\acute{e}}{\hat{e}_w} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{add k+2}}{e_{c1}^{add k+2}} \ddot{\varnothing} + \\ & + 2b_{eff}^{add} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\text{æ}_{c(1)}^{add k+2} - e_{c1}^{add k+2}}{e_{c1}^{add k+2}} \ddot{\varnothing} + 2b_{ef}^{add} \dot{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\text{æ}_{ef(1)}^{add k+2}}{e_{c1}^{add k+2}} \ddot{\varnothing} + \\ & \dot{a}_{i=1}^n s_{si}^{add} A_{si}^{add} \frac{e_{c(1)}^{add} - \dot{A}^{add} z_{si}^{add}}{\bar{A}^{add}} - M = 0. \end{aligned} \quad (4.4)$$

Для третьої форми рівноваги:

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\bar{A}} \mathring{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\mathring{c}_{c(1)}}{\mathring{e}_{c1}} \frac{\mathring{o}^{k+1}}{\mathring{\varnothing}} + \mathring{a}_{i=1}^n s_{si} A_{si} + \frac{f_{cd}}{\bar{A}^{add}} \frac{\mathring{e}_w}{\mathring{e}} \mathring{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\mathring{c}_{c(1)}^{add}}{\mathring{e}_{c1}^{add}} \frac{\mathring{o}^{k+1}}{\mathring{\varnothing}} + \\ & + 2b_{eff}^{add} \mathring{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\mathring{c}_{c(1)}^{add}}{\mathring{e}} \frac{e_{eff(2)}^{add k+1}}{e_{c1}^{add k+1}} \frac{\mathring{u}}{\mathring{\varnothing}} + \mathring{a}_{i=1}^n s_{si}^{add} A_{si}^{add} - N = 0, \end{aligned} \quad (4.5)$$

$$\begin{aligned} & \frac{bf_{cd}}{\bar{A}^2} \mathring{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\mathring{c}_{c(1)}}{\mathring{e}_{c1}} \frac{\mathring{o}^{k+2}}{\mathring{\varnothing}} + \mathring{a}_{i=1}^n s_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \frac{f_{cd}}{\bar{A}^{add 2}} \frac{\mathring{e}_w}{\mathring{e}} \mathring{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\mathring{c}_{c(1)}^{add}}{\mathring{e}_{c1}^{add}} \frac{\mathring{o}^{k+2}}{\mathring{\varnothing}} + \\ & + 2b_{eff}^{add} \mathring{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\mathring{c}_{c(1)}^{add}}{\mathring{e}} \frac{e_{eff(2)}^{add k+2}}{e_{c1}^{add k+2}} \frac{\mathring{u}}{\mathring{\varnothing}} + \mathring{a}_{i=1}^n s_{si}^{add} A_{si}^{add} \frac{e_{c(1)}^{add} - \bar{\Delta}^{add} z_{si}^{add}}{\bar{\Delta}^{add}} - M = 0. \end{aligned} \quad (4.6)$$

Для четвертої форми рівноваги:

$$\mathring{a}_{i=1}^n s_{si} A_{si} + \frac{f_{cd}}{\bar{A}^{add}} \frac{\mathring{e}_w}{\mathring{e}} (b_w^{add} + 2b_{eff}^{add}) \mathring{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+1} \frac{\mathring{c}_{c(1)}^{add}}{\mathring{e}_{c1}^{add}} \frac{\mathring{o}^{k+1}}{\mathring{\varnothing}} \frac{\mathring{u}}{\mathring{\varnothing}} + \mathring{a}_{i=1}^n s_{si}^{add} A_{si}^{add} - N = 0, \quad (4.7)$$

$$\begin{aligned} & \mathring{a}_{i=1}^n s_{si} A_{si} (x_1 - z_{si}) + \frac{f_{cd}}{\bar{A}^{add 2}} \frac{\mathring{e}_w}{\mathring{e}} (b_w^{add} + 2b_{eff}^{add}) \mathring{a}_{k=1}^5 \frac{a_k}{k+2} \frac{\mathring{c}_{c(1)}^{add}}{\mathring{e}_{c1}^{add}} \frac{\mathring{o}^{k+2}}{\mathring{\varnothing}} \frac{\mathring{u}}{\mathring{\varnothing}} + \\ & + \mathring{a}_{i=1}^n s_{si}^{add} A_{si}^{add} \frac{e_{c(1)}^{add} - \bar{\Delta}^{add} z_{si}^{add}}{\bar{\Delta}^{add}} - M = 0. \end{aligned} \quad (4.8)$$

Де $\bar{\Delta} = \frac{1}{r} = \frac{e_{c(1)} - e_{c(2)}}{h}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі колони (основного).

$\bar{\Delta}^{add} = \frac{1}{r} = \frac{e_{c(1)}^{add} - e_{c(2)}^{add}}{h^{add}}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі обійми (додаткового).

$e_{c(1)}, e_{c(1)}^{add}$ – деформації крайньої стиснутої фібри бетону колони та обійми

відповідно. $e_{c(2)}, e_{c(2)}^{add}$ – деформації крайньої розтягнутої фібри бетону колони та

обійми відповідно. $e_{eff(2)}^{add}$ – деформації нижньої грані верхньої полиці перерізу

обійми. $e_{ef(1)}^{add}$ – деформації верхньої грані нижньої полиці перерізу обійми.

$f_{cd}, e_{c1}, f_{cd}^{add}, e_{c1}^{add}$ – характеристики міцності та деформативності бетону колони та обійми. a_k – коефіцієнти полінома для моделювання нелінійної діаграми деформування бетону колони та обійми. $x_1 = \frac{e_{c(1)}}{\dot{\Delta}}$ – висота стиснутої зони бетону колони. $\bar{A} = \frac{\dot{\Delta}}{e_{c1}}$ – відносна кривизна вигнутої осі в перерізі колони. $\bar{A}^{add} = \frac{\dot{\Delta}^{add}}{e_{c1}^{add}}$ – відносна кривизна вигнутої осі в перерізі обійми. z_{si}, z_{si}^{add} – відстань i -го шару арматури колони та обійми від більш стиснутої грані перерізу. s_{si}, s_{si}^{add} – напруження в i -ому шарі стержнів арматури колони та обійми. A_{si}, A_{si}^{add} – площа стержнів i -ого шару арматури колони та обійми. $b, h, b^{add}, h^{add}, b_w^{add}, b_{ef}^{add}, b_{eff}^{add}, h_{ef}^{add}, h_{eff}^{add}$ – геометричні характеристики перерізу, представлені на рис. 4.1. N, M – поздовжня сила та згинаючий момент, котрі діють на колону.

$$M = N(x_1^{add} - y + e) \quad (4.9)$$

Де $x_1^{add} = \frac{e_{c(1)}^{add}}{\dot{\Delta}^{add}}$ – висота стиснутої зони бетону обійми. y – відстань від найбільш стиснутої фібри до центра ваги перерізу. e – ексцентриситет прикладання зовнішньої сили відносно центра ваги перерізу.

$$e = e_1 + e_2. \quad (4.10)$$

Де e_1 – початковий ексцентриситет прикладання зовнішньої сили, рівний 150 мм для всіх дослідних колон. e_2 – додатковий ексцентриситет від впливів другого порядку, а саме від вигину колон.

Відповідно до пункту 4.1.2 [50] при розрахунку позацентрово стиснутих і стиснуто-зігнутих елементів вплив вигину необхідно враховувати. Для цього проведено теоретичний розрахунок вигину дослідних зразків. Результати розрахунків дозволяють провести порівняння експериментальних та

теоретичних вигинів та дають конкретні величини e_2 для розрахунку несучої здатності. Вигин визначено за формулою:

$$f = \frac{1}{r} k_m l^2. \quad (4.11)$$

Де $\frac{1}{r}$ – кривизна вигнутої осі в перерізі колони. k_m – коефіцієнт, що залежить від характеру завантаження елемента. l – приведена довжина колони, котра в нашому випадку рівна геометричній довжині через шарнірне закріплення на обох кінцях.

Пункт 5.4.3.3 [50] говорить, що формулу (4.11) застосовують при розрахунку статично визначених елементів постійного перерізу, що працюють за балковою схемою. Проте п. 5.8.8.2 європейських норм [111-113] говорить, що ця ж формула підходить для визначення вигину позацентрово стиснутих елементів постійного перерізу (метод номінальної кривизни для врахування впливів другого порядку). При цьому коефіцієнт k_m приймається рівним 1/8 у випадку постійної епюри моментів першого порядку. Таким чином формула (4.11) в нашому випадку набуде вигляду:

$$f = \frac{1}{8} \dot{\Delta} l^2 \text{ або } f = \frac{1}{8} \dot{\Delta}^{add} l^2. \quad (4.12)$$

Для того, щоб врахувати напружено-деформований стан колони до моменту підсилення необхідно у розрахунок підсиленого елемента включити певні додаткові параметри. Цими параметрами є проміжні результати розрахунку непідсиленних колон, котрі відповідають обраним рівням навантаження перед підсиленням, а саме $0,0 \times N_u^{teor}$, $0,3 \times N_u^{teor}$, $0,5 \times N_u^{teor}$, $0,7 \times N_u^{teor}$ та $0,9 \times N_u^{teor}$. Де N_u^{teor} – розрахункове значення несучої здатності непідсиленої колони. Напружено-деформований стан колони в момент підсилення характеризують наступні величини: $\dot{\Delta}_{str}$ – кривизна вигнутої осі елемента в перерізі на момент підсилення; $e_{c(1),str}$ – деформація крайньої

стиснутої фібри бетону колони на момент підсилення; $e_{2, str}$ – додатковий ексцентриситет прикладання стискувального зусилля від впливів другого порядку, розрахований за (4.12).

Алгоритм розрахунку залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обоймою представлено на рис. 4.3. Перехід між формами рівноваги було упущено в зв'язку з тим, що експериментальні дані підтверджують роботу поперечного перерізу лише в межах III форми рівноваги.

У першому розрахунковому блоці алгоритму вибирають прирости деформацій на стиснутій ($De_{c(1)}^{add}$) та розтягнутій ($De_{c(2)}^{add}$) гранях обойми відповідно до бажаної точності розрахунку.

У блоці № 2 обчислюють відносну деформацію стиснутої грані обойми $e_{c(1)}^{add}$ для i -тої точки діаграми стану перерізу конструкції. Кількість точок на діаграмі стану залежить від обраної у блоці № 1 точності.

У блоці № 3 перевіряють чи не перевищують деформації $e_{c(1)}^{add}$ граничних значень для заданого класу бетону обойми.

У блоці № 4 обчислюють деформації розтягнутої грані обойми $e_{c(2)}^{add}$ у k -тому наближенні. За деформаціями $e_{c(1)}^{add}$ та $e_{c(2)}^{add}$ обчислюють кривизну вигнутої осі обойми $\dot{\Delta}^{add}$ та висоту стиснутої зони x_1^{add} . На цьому ж кроці визначають приріст деформацій на рівні крайньої стиснутої фібри бетону колони, що дорівнює деформації на нижній грані верхньої полиці перерізу обойми e_{eff}^{add} . Повну деформацію крайньої стиснутої фібри бетону колони $e_{c(1)}$ визначають як суму e_{eff}^{add} та деформацій отриманих колоною до моменту підсилення $e_{c(1), str}$. Кривизну вигнутої осі колони $\dot{\Delta}$ визначають як суму кривизни обойми $\dot{\Delta}^{add}$ та кривизни колони до моменту підсилення $\dot{\Delta}_{str}$. Висотау стиснутої зони колони x_1 визначають за обчисленими значеннями $e_{c(1)}$ та $\dot{\Delta}$.

У блоці №5 перевіряють чи не перевищують деформації $e_{c(1)}$ граничних значень для заданого класу бетону колони.

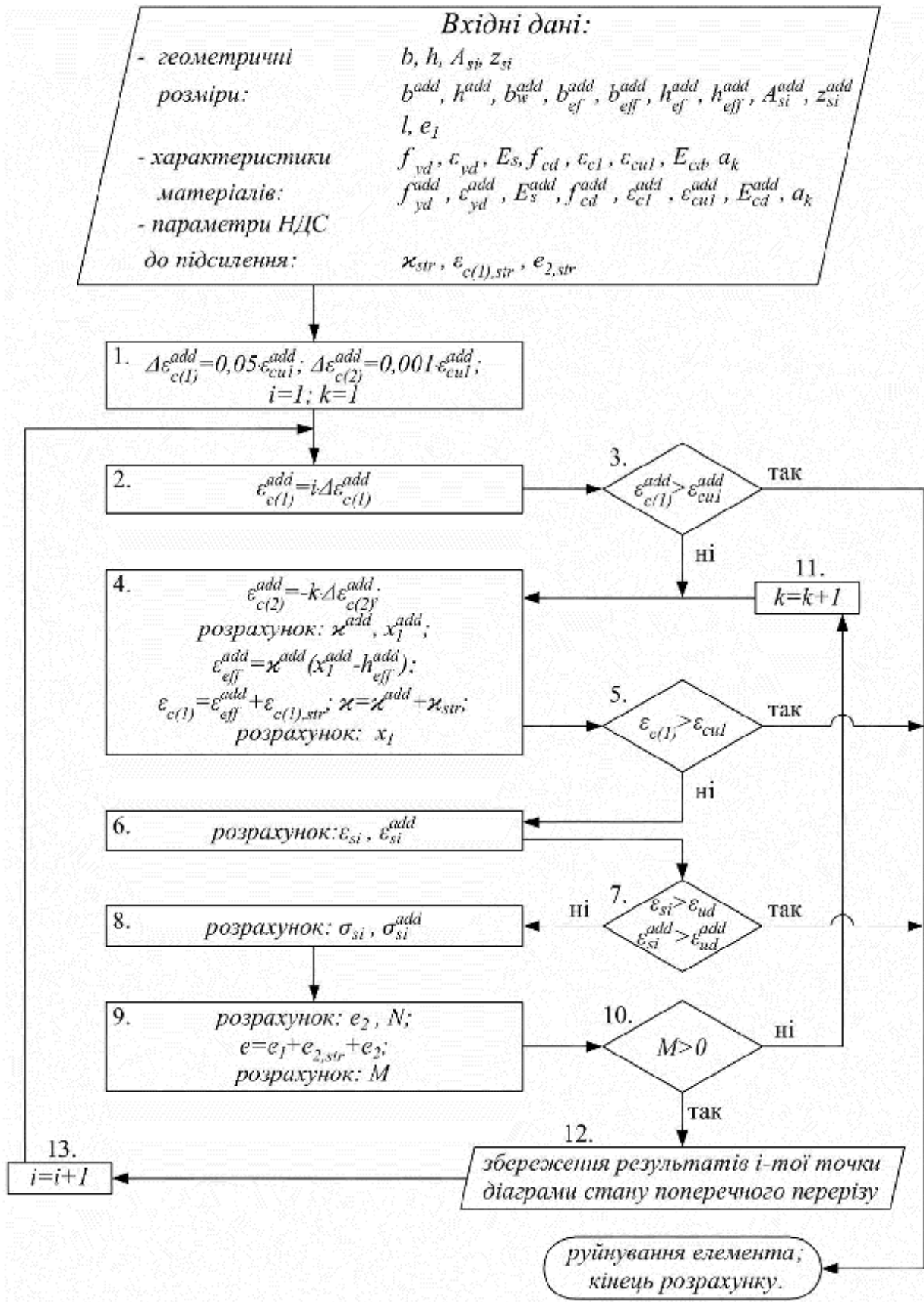


Рис. 4.3. Алгоритм розрахунку підсилених стиснуто-зігнутих колон

У блоці № 6 за обчисленими значеннями $\dot{\Delta}^{add}$, x_1^{add} , $\dot{\Delta}$ та x_1 обчислюють деформації у всіх шарах армування обойми e_{si}^{add} та колони e_{si} .

У блоці № 7 перевіряють чи не перевищують обчислені деформації арматури граничних значень для заданого класу арматури.

У блоках № 8 та № 9 обчислюють напруження у всіх шарах арматури s_{si} , s_{si}^{add} та додатковий ексцентриситет e_2 . Стискуюче зусилля N та згинальний момент M обчислюють за рівняннями (4.5) та (4.6).

У блоці № 10 виконують перевірку $M > 0$. На перших ітераціях значення M буде від'ємним, тому у блоці № 11 індекс k зросте на 1 і розрахунок почнеться у наступному наближенні.

Розрахунки у циклі блоків № 4-11 повторюють доки у блоці № 10 значення M не поміняє знак на протилежний, або умови у блоках № 5 та № 7 не будуть виконані. Зміна знака у блоці № 10 свідчить про те, що рівноваги зусиль в перерізі досягнуто (знайдено i -ту точку на діаграмі стану перерізу). Параметри напружено-деформованого стану колони, що відповідають знайденій точці діаграми стану зберігаються у блоці № 12.

Після збереження результату розрахунок продовжується у блоці № 13 де зміна величини індексу i починає пошук наступної точки діаграми стану перерізу підсиленої колони. Розрахунки у циклах блоків № 2-13 продовжують доти, доки не буде знайдено параметри усіх точок діаграми стану.

Розрахунок припиняється за наступних можливих умов:

- виконується умова у блоці № 3. Деформації крайньої стиснутої фібри бетону обойми $e_{c(1)}^{add}$ досягнули граничних значень e_{cu1}^{add} для відповідного класу бетону. Зруйнувалася стиснута зона бетону обойми.
- виконується умова у блоці № 5. Деформації крайньої стиснутої фібри бетону колони $e_{c(1)}$ досягнули граничних значень e_{cu1} для відповідного класу бетону. Зруйнувалася стиснута зона бетону колони.

- виконується умова у блоці № 7. Деформації розтягнутої арматури колони e_{si} або обойми e_{si}^{add} досягнули граничних значень e_{ud} чи e_{ud}^{add} для відповідного класу арматури. Відбувся розрив арматури.

Після завершення розрахунку отримані результати дають повну інформацію про напружено-деформований стан колони на будь-якому етапі навантаження.

Оскільки вигин дослідних колон визначався в ході розрахунку несучої здатності, то для теоретичної оцінки експлуатаційної придатності дослідних зразків залишається додатково визначити розрахункову ширину розкриття тріщин. Ширина розкриття тріщин визначається за формулою [50]:

$$w = s_{r,max} (e_{sm} - e_{ctm}). \quad (4.13)$$

Де $s_{r,max}$ – максимальний крок тріщин; e_{sm} – середні деформації в арматурі; e_{ctm} – середні деформації бетону між тріщинами.

$$(e_{sm} - e_{ctm}) = \frac{s_s - 0,6 \frac{f_{ctm}}{r_{p,eff}} (1 - a_e r_{p,eff})}{E_s}. \quad (4.14)$$

Де s_s – напруження у розтягнутій арматурі в перерізі з тріщиною (відповідні значення отримано при розрахунку несучої здатності); $a_e = E_s / E_{cm}$; $r_{p,eff} = A_s / A_{c,eff}$; $A_{c,eff} = bh_{c,eff}$; $h_{c,eff} = \min[2,5(h - d); (h - x)/3; h/2]$.

$$s_{r,max} = 3,4c + 0,17 \frac{\emptyset}{\rho_{p,eff}}, \quad (\text{крок арматури} \leq 5(c + \emptyset/2)) \quad (4.15)$$

$$s_{r,max} = 1,3(h - x), \quad (\text{крок арматури} > 5(c + \emptyset/2)) \quad (4.16)$$

Де c – захисний шар бетону поздовжньої арматури; \emptyset – діаметр стрижня.

При розрахунку ширини розкриття тріщин підсилених колон у формулах (4.14), (4.15) та (4.16) враховуватимуться лише параметри армування обойми.

4.2. Аналіз результатів експериментально-теоретичних досліджень стиснуто-зігнутих колон

Геометричні розміри розрахункового перерізу підсиленої та непідсиленої колони представлено на рис. 4.4.

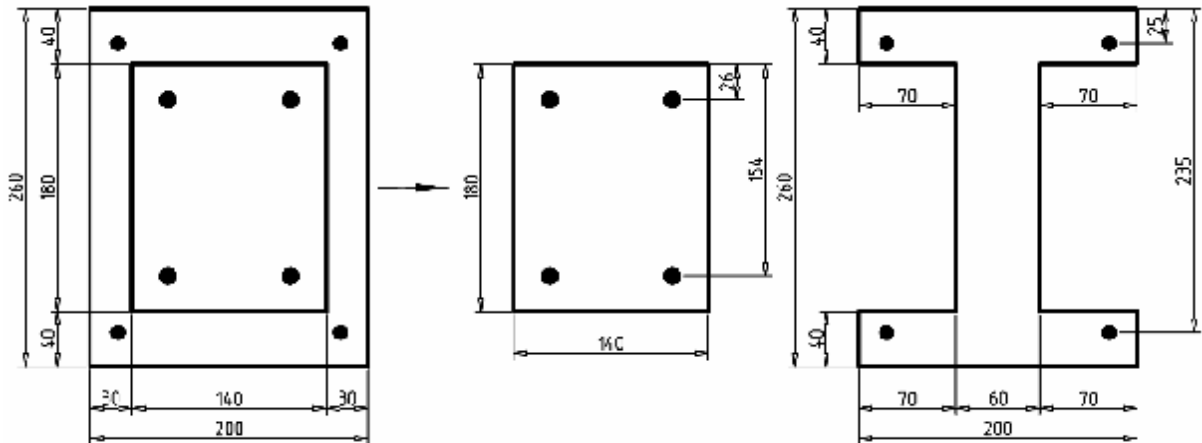


Рис. 4.4. Геометричні розміри поперечного перерізу дослідних колон

При розрахунку використано фактичні фізико-механічні характеристики армування колон та обойм, визначені експериментально (рис. 2.8, табл. 2.2). Характеристики арматури використані у розрахунку представлено у табл. 4.1.

Таблиця 4.1.

Розрахункові характеристики армування дослідних зразків

	Ø (мм)	f_y (МПа)	ϵ_{s0}	ϵ_{ud}	E_s (ГПа)	Діаграма деформування
Арматура колони	12	636,9	0,00302	0,048	211	
Арматура обойми	10	610,7	0,00291	0,070	210	

Характеристики бетону прийнято за рекомендаціями чинних норм [45] відповідно до визначеного класу бетону колон та об'єм С25/30 (табл. 2.3). Характеристики бетону використані у розрахунку представлено у табл. 4.2.

Таблиця 4.2.

Розрахункові характеристики бетону дослідних зразків

Клас	$f_{cm,prism}$ (МПа)	f_{ctm} (МПа)	ϵ_{c1}	ϵ_{cu1}	E_{cm} (ГПа)	a_k	Діаграма деформування
C25/30	28,3	2,6	0,00176	0,00355	32,5	$a_1=2,7404$ $a_2=-2,7649$ $a_3=1,3416$ $a_4=-0,35004$ $a_5=0,03295$	

4.2.1. Несуча здатність стиснуто-зігнутих колон

Результати розрахунків несучої здатності представлено у вигляді графічних залежностей "стискальна сила – деформація бетону найбільш стиснутої фібри бетону" (рис. 4.5, 4.6 та 4.7). Розрахункові графіки деформування представлено разом з усередненими експериментальними графіками деформування колон "близнюків". Усі розрахункові діаграми деформування мають максимум, що відповідає експериментальному критерію вичерпання несучої здатності. Характер деформування колон за розрахунковими графіками відповідає експериментальним. В момент втрати рівноваги розрахункові деформації крайньої фібри бетону об'єми зразків рівнів підсилення $0,0N_u$, $0,3N_u$ та $0,5N_u$ перевищують деформації колони. У випадку контрольних колон та зразків рівнів $0,7N_u$ та $0,9N_u$, максимальними в момент втрати рівноваги є деформації крайньої стиснутої фібри колони, що повністю відповідає експериментальним результатам.

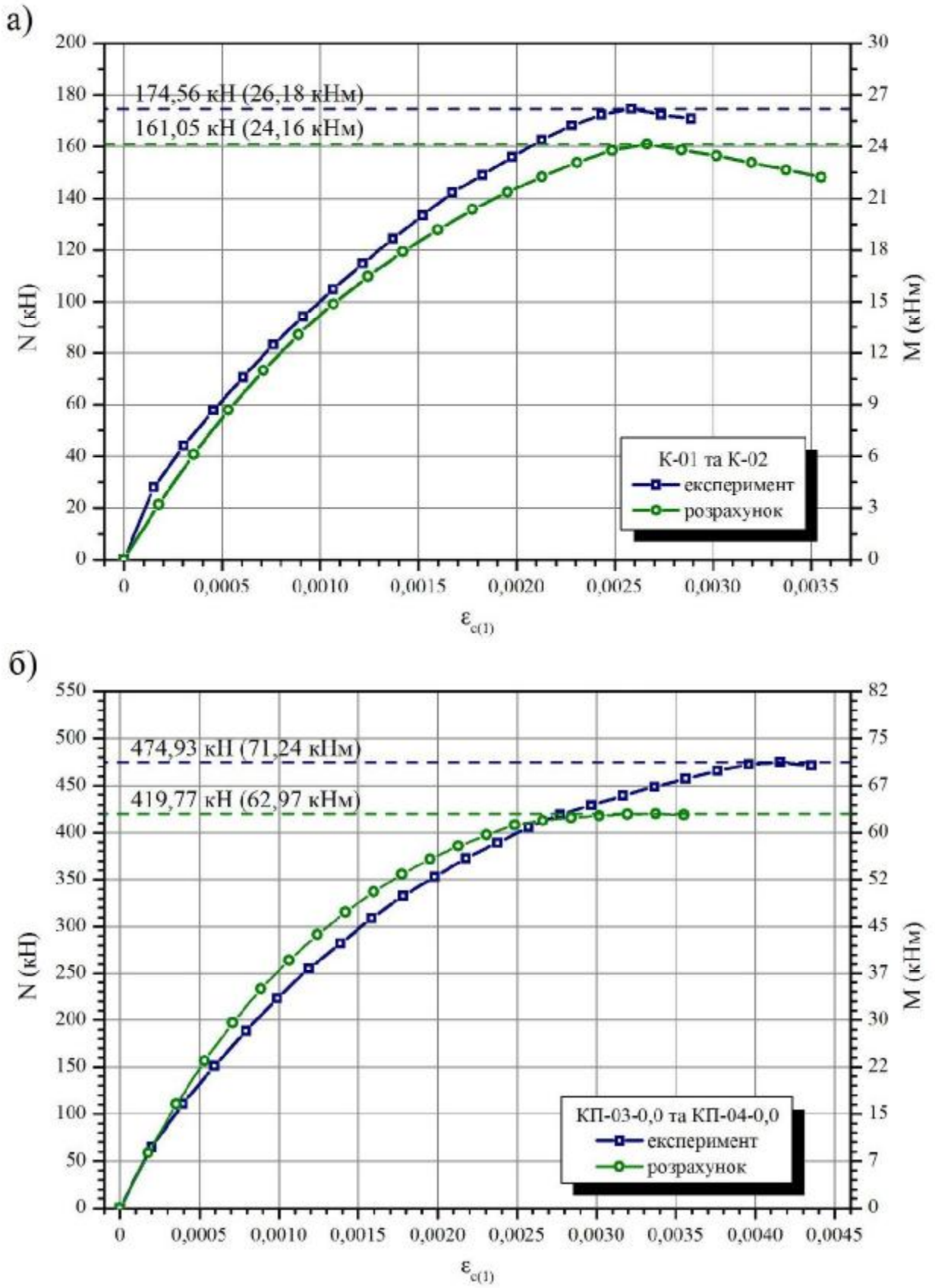


Рис. 4.5. Залежності $N(M) - \epsilon_{с(1)}$ колон:

а) непідсилених; б) рівня 0,0

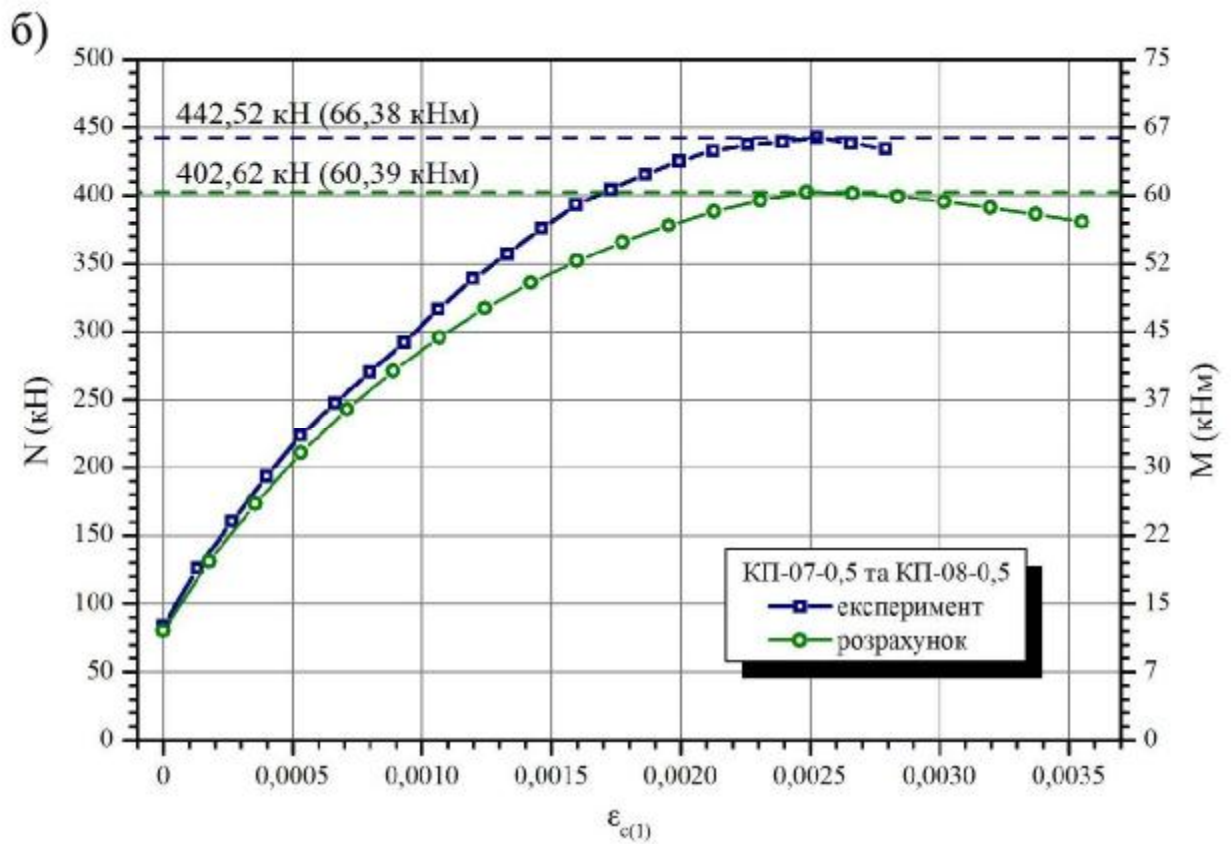
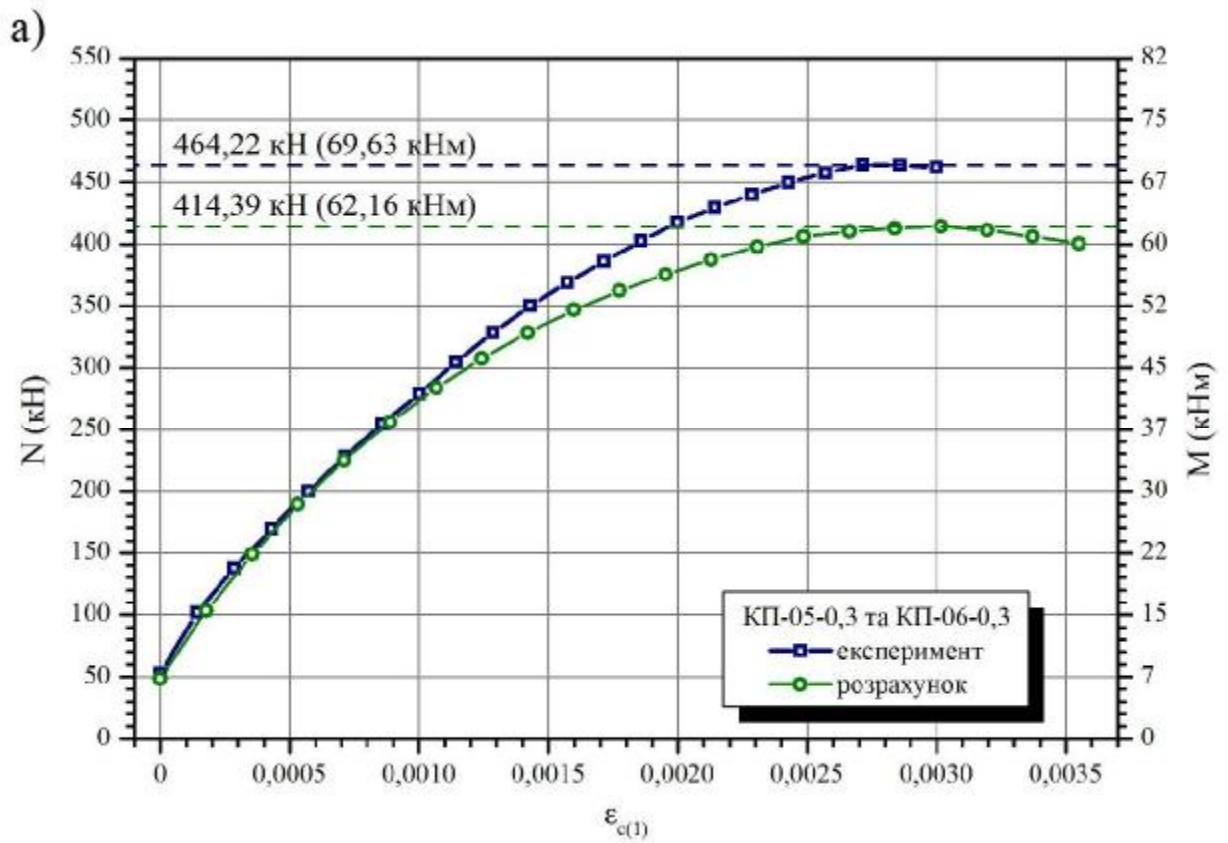


Рис. 4.6. Залежності $N(M) - \epsilon_{с(1)}$ підсиленних колон:

а) рівня 0,3; б) рівня 0,5

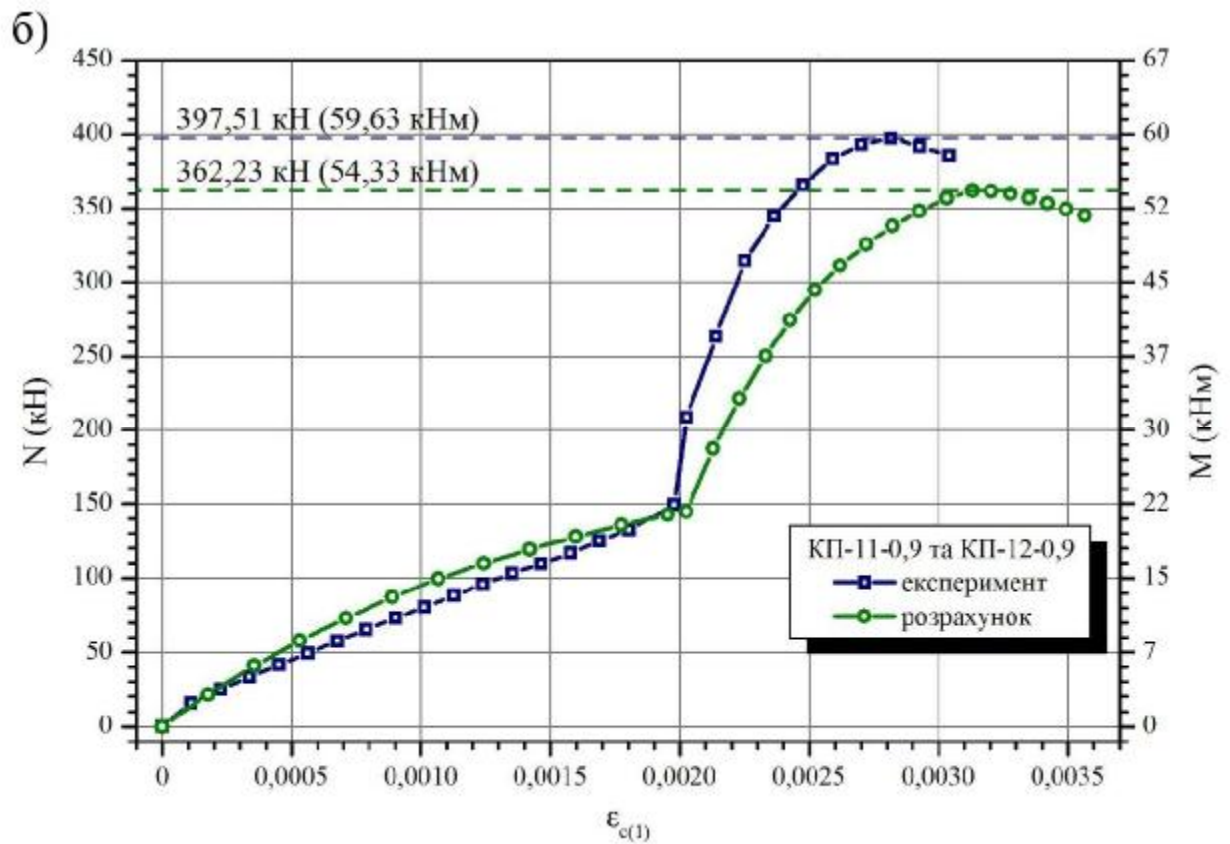
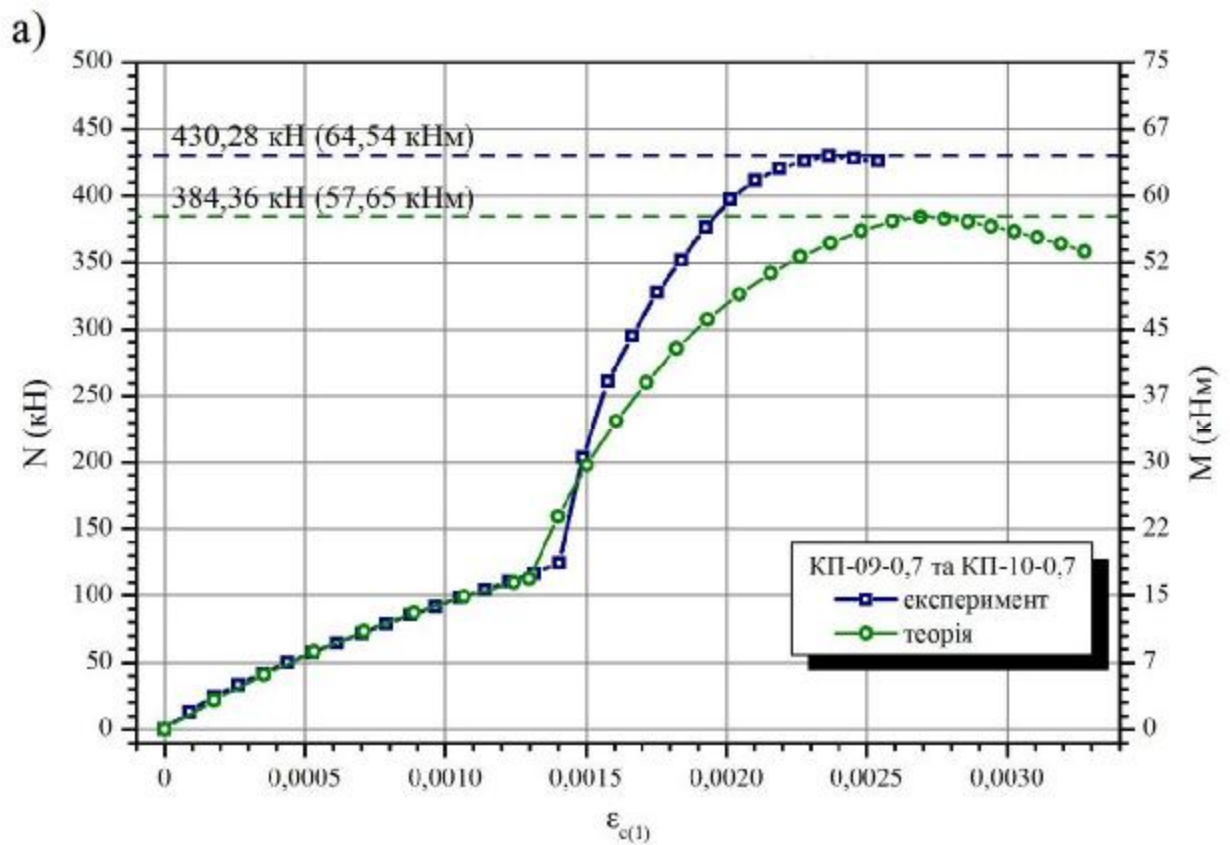


Рис. 4.7 Залежності " $N(M) - \epsilon_{с(1)}$ " підсилених колон:

а) рівня 0,7; б) рівня 0,9

Розрахункова несуча здатність контрольних колон К-01 та К-02 становить $N_{u(K)}^{teor} = 161,05$ кН. Розрахункова несуча здатність підсиленних колон становить $N_{u(0,0)}^{teor} = 419,77$ кН, $N_{u(0,3)}^{teor} = 414,39$ кН, $N_{u(0,5)}^{teor} = 402,62$ кН, $N_{u(0,7)}^{teor} = 384,36$ кН та $N_{u(0,9)}^{teor} = 362,23$ кН.

Враховуючи те, що бетон основного та додаткового перерізу підсиленних колон був одного класу (С25/30), а також прийняту розрахункову передумову про абсолютно жорстке зчеплення між колоною та обіймою підсилення, розрахунок зразків рівня підсилення $0,0N_u$ можна виконувати як елементів суцільного прямокутного перерізу. Розрахункова діаграма стану підсиленних колон рівня $0,0N_u$ як елементів суцільного перерізу представлена на рис. 4.8.

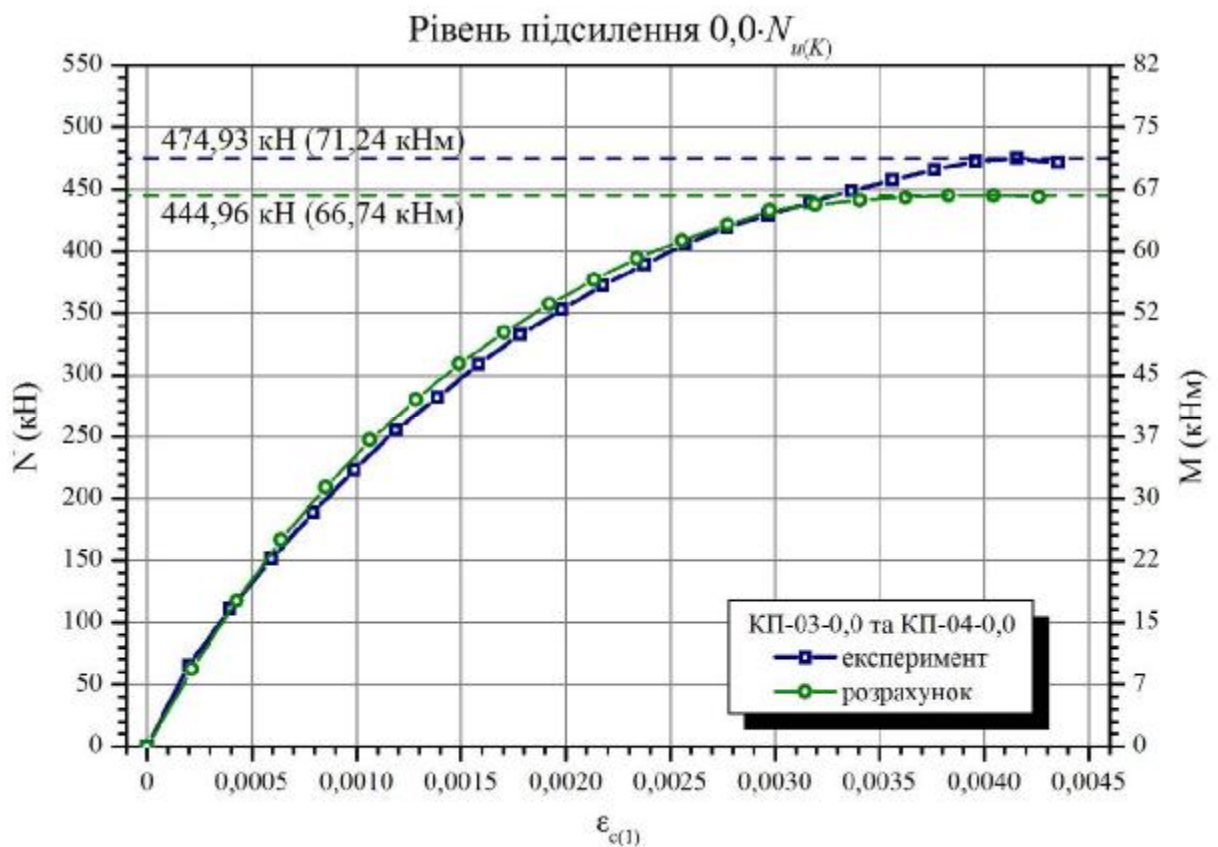


Рис. 4.8. Залежності $N(M) - \epsilon_{c(t)}$ зразків рівня підсилення $0,0N_u$, розрахованих як елемента суцільного прямокутного перерізу.

Результати розрахунку колон рівня $0,0N_u$, за схемою суцільного та складеного перерізів дають добру збіжність результатів – 11,6 % складений переріз та 6,3 % суцільний. Проте спосіб розрахунку за суцільним перерізом не підходить для розрахунку колон підсилених під навантаженням, а також не передбачає можливості задати різні характеристики бетонів колони та обійми.

Розрахункові діаграми стану дослідних колон відображають реальний напружено-деформований стан підсилених та контрольних зразків та добре корелюють з експериментальними результатами. Як згадувалось раніше, критерій вичерпання несучої здатності однаковий, як за результатами розрахунку, так і за результатами експериментальних досліджень. Всі розрахункові та експериментальні графіки деформування досліджуваних конструкцій мають максимум. Це означає, що критерієм вичерпання несучої здатності є втрата рівноваги між внутрішніми та зовнішніми зусиллями. Результати визначення несучої здатності дослідних зразків експериментальним та розрахунковим шляхом згруповано у табл. 4.3.

Таблиця 4.3.

Несуча здатність дослідних колон

Колони	Навантаження перед підсиленням, (кН)		Вичерпання несучої здатності, (кН)		Приріст несучої здатності		$(N_u - N_u^{teor}) / N_u \times 100\%$
	N_{str}	N_{str}^{teor}	N_u	N_u^{teor}	експ.	теор.	
Контрольні	-	-	174,56	161,05			7,7%
Рівень $0,0N_u$	0	0	474,93	419,77	172%	152%	11,6%
Рівень $0,3N_u$	52,78 ($0,30 \times N_{u(K)}$)	48,31 ($0,3 \times N_{u(K)}^{teor}$)	465,62	414,39	167%	149%	11,0%
Рівень $0,5N_u$	84,05 ($0,48 \times N_{u(K)}$)	80,52 ($0,5 \times N_{u(K)}^{teor}$)	442,52	402,62	154%	142%	9,0%
Рівень $0,7N_u$	124,52 ($0,71 \times N_{u(K)}$)	112,73 ($0,7 \times N_{u(K)}^{teor}$)	430,28	384,36	146%	130%	10,7%
Рівень $0,9N_u$	149,18 ($0,85 \times N_{u(K)}$)	144,94 ($0,9 \times N_{u(K)}^{teor}$)	397,51	362,23	128%	117%	8,9%

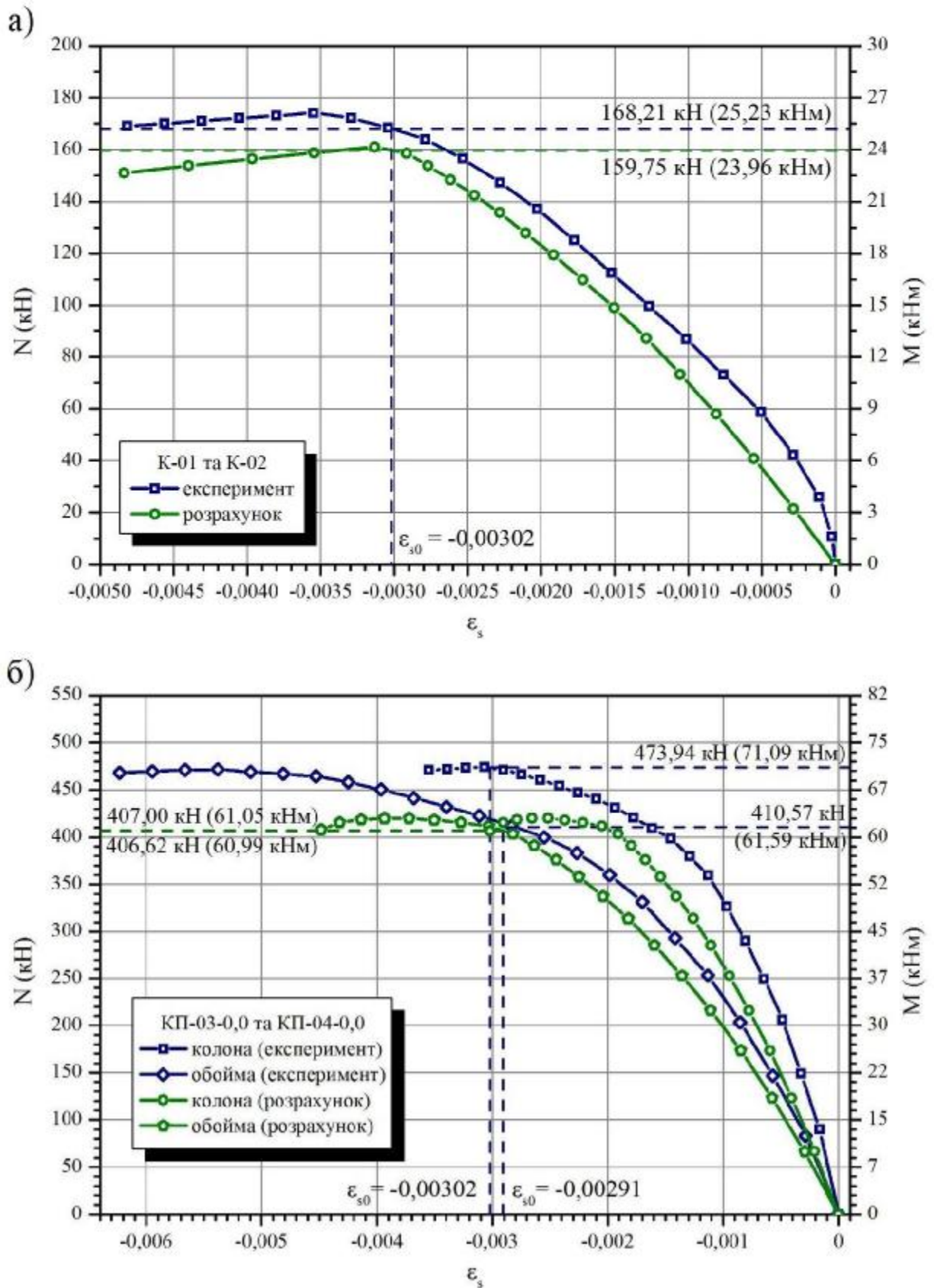
Так само як і результати експерименту, результати розрахунку показують, що максимального підвищення несучої здатності отримують підсилені без навантаження колони. Розрахунковий приріст несучої здатності колон рівня $0,0 \times N_u$ становить 152%. Зі збільшенням початкового навантаження перед підсиленням розрахунковий ефект підсилення зменшується відповідно на 3%, 10%, 22% та 35%.

Розбіжність між розрахунковою та експериментально визначеною несучою здатністю непідсиленних колон становить 7,7%. У випадку підсиленних зразків розбіжність між розрахунковою та експериментальною несучою здатністю знаходиться в межах 8,9...11,6%. Отримана збіжність результатів свідчить про те, що запропонована методика розрахунку дозволяє з достатньою точністю оцінити напружено-деформований стан підсиленних стиснуто-зігнутих елементів.

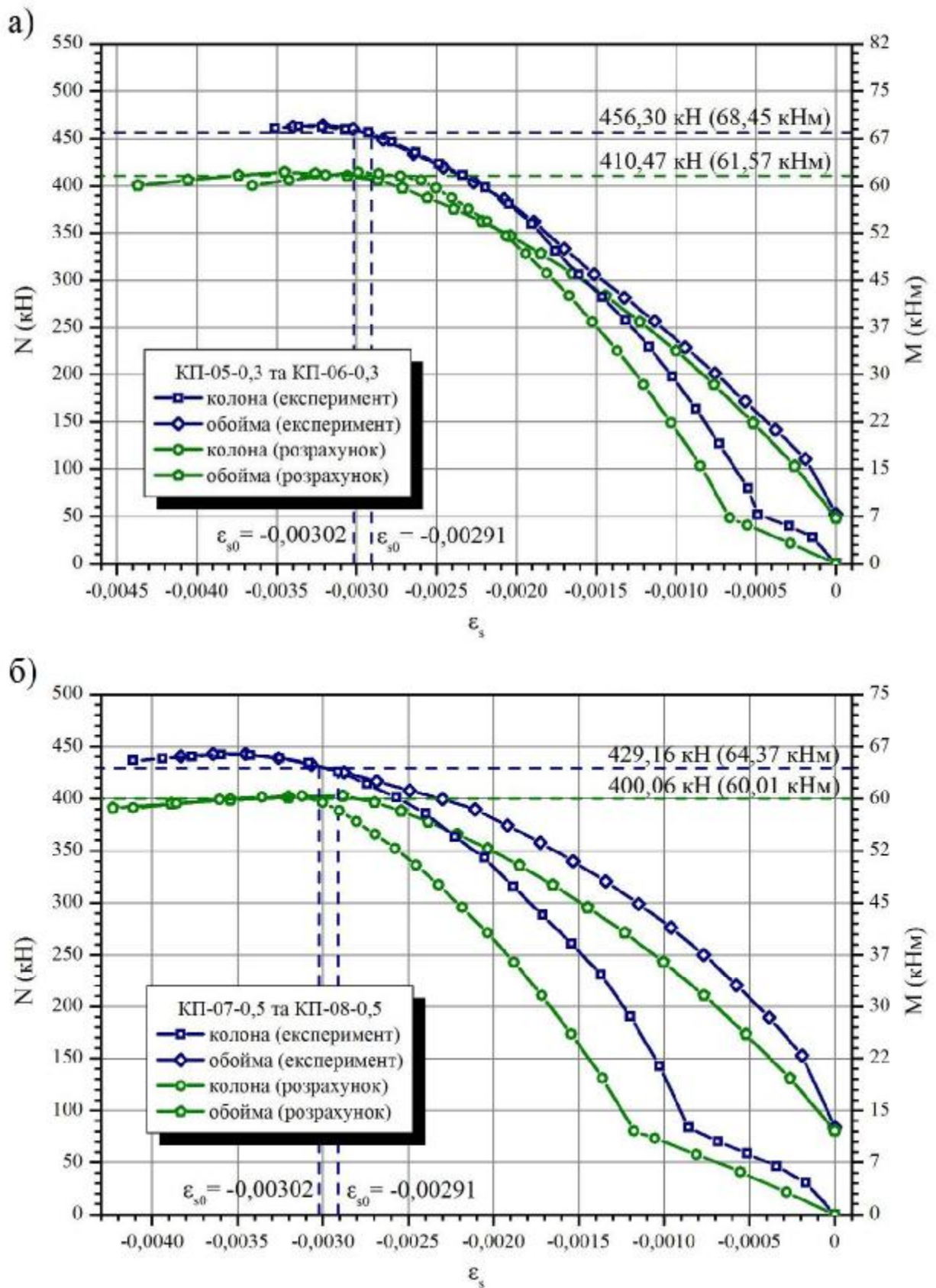
4.2.2. Деформативність стиснуто-зігнутих колон

Розрахункові графіки деформування розтягнутої арматури дослідних колон представлено разом з усередненими експериментальними графіками деформування арматури колон "близнюків" (рис. 4.9, 4.10 та 4.11). Навантаження, при якому розтягнуте армування досягло текучості визначено так само як при аналізі експериментальних графіків, а саме за фактичними значеннями ϵ_{s0} основної та додаткової арматури.

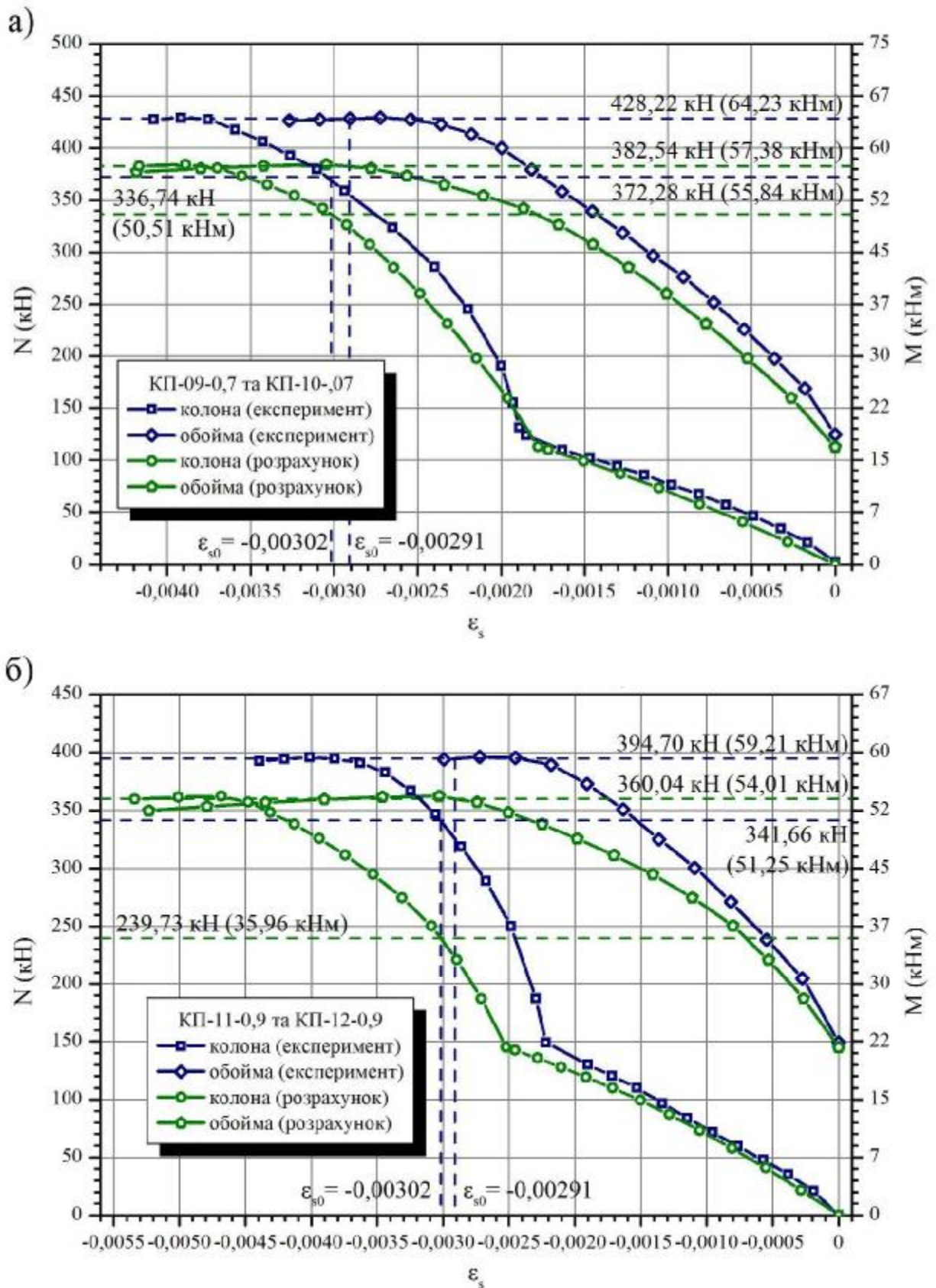
Розрахункове навантаження при текучості розтягнутого армування контрольних колон становить $N_{y(K)}^{teor} = 159,75$ кН. Текучість у шарах розтягнутого армування підсиленних зразків настає при наступних розрахункових значеннях навантаження: $N_{y(0,0)}^{teor} = 407,00$ кН, $N_{y,add(0,0)}^{teor} = 406,62$ кН; $N_{y(0,3)}^{teor} = 413,88$ кН, $N_{y,add(0,3)}^{teor} = 407,05$ кН; $N_{y(0,5)}^{teor} = 397,58$ кН, $N_{y,add(0,5)}^{teor} = 402,53$ кН; $N_{y(0,7)}^{teor} = 336,74$ кН, $N_{y,add(0,7)}^{teor} = 382,54$ кН; $N_{y(0,9)}^{teor} = 239,73$ кН, $N_{y,add(0,9)}^{teor} = 360,04$ кН.

Рис. 4.9. Залежності " $N(M) - \epsilon_s$ " колон:

а) невідсилених; б) рівня 0,0

Рис. 4.10. Залежності "N(M) – ϵ_s " підсиленних колон:

а) рівня 0,3; б) рівня 0,5

Рис. 4.11. Залежності "N(M) – ϵ_s " підсиливих колон:

а) рівня 0,7; б) рівня 0,9

Аналіз розрахунків деформативності розтягнутого армування дослідних колон проведемо аналогічно аналізу експериментальних результатів. Розрахункові величин для аналізу деформативності розтягнутого армування представлено у табл. 4.4.

Таблиця 4.4.

Текучість розтягнутого армування колон

Колони	N_u^{teor} , (кН)	N_y^{teor} , (кН)	$N_{y,add}^{teor}$, (кН)	$(N_u^{teor} - N_y^{teor} *) / N_u^{teor} \times 100\%$
Контрольні	161,05	159,75 *	-	0,8%
Рівень $0,0 > N_u$	419,77	407,00 *	406,62	3,0%
Рівень $0,3 > N_u$	414,39	413,88 *	407,05	0,1%
Рівень $0,5 > N_u$	402,62	397,58	402,53 *	0,02%
Рівень $0,7 > N_u$	384,36	336,74	382,54 *	0,5%
Рівень $0,9 > N_u$	362,23	239,73	360,04 *	0,6%

У зразків рівня $0,0 > N_u$ основне та додаткове армування досягає напружень текучості при практично однакових величинах навантаження. Тим не менше це не означає, що текучість арматури виникла одночасно в обох шарах розтягнутого армування. Звернувши увагу на розрахункові графіки деформування арматури колон КП-03-0,0 та КП-04-0,0 (рис. 4.9) бачимо, що текучість виникає почергово – спочатку у додатковому, а вже потім у основному армуванні. Величини $N_{y(0,0)}^{teor}$ та $N_{y,add(0,0)}^{teor}$ приблизно рівні за рахунок того, що додаткове армування досягнуло деформацій текучості перед втратою рівноваги, а основне армування безпосередньо після втрати рівноваги на низхідній вітці графіка.

У випадку колон рівнів 0,3 та 0,5 деформації арматури колони отримані до моменту підсилення нівелюють більші за значенням прирости деформацій арматури обійми. Таким чином, текучість обох шарів армування відбувається практично одночасно (різниця не перевищує 7 кН).

Основне армування зразків рівнів 0,7 та $0,9N_u$ до моменту підсилення вже значною мірою вичерпало свій запас деформування до текучості. Не зважаючи на більші прирости деформацій армування обойми, деформацій текучості швидше досягає армування колони.

Вище згадані закономірності між текучістю основного та додаткового армування повністю відповідають експериментальним результатам.

По аналогії з експериментальними результатами, виконано порівняння навантаження при вичерпанні несучої здатності дослідних колон з навантаженням при якому текучість виникає вже у обох шарах розтягнутого армування. Цими навантаженнями є $N_{y(K)}^{teor}$, $N_{y(0,0)}^{teor}$, $N_{y(0,3)}^{teor}$, $N_{y,add(0,5)}^{teor}$, $N_{y,add(0,7)}^{teor}$ та $N_{y,add(0,9)}^{teor}$ (позначені * у табл. 4.4). Бачимо, що найбільша розбіжність між розрахунковою несучою здатністю та розрахунковим навантаженням при текучості розтягнутого армування становить 3,0% (колони рівня $0,0N_{u(K)}$), а найменша – 0,02% (колони рівня $0,5N_{u(K)}$). Отже втрата рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями настає разом з текучістю всіх шарів розтягнутого армування. До аналогічного висновку ми прийшли під час аналізу експериментальних результатів.

Результати розрахунку максимального вигину дослідних колон представлено у виді графічних залежностей " $N(M) - f$ " на рис. 4.12, 4.13 та 4.14. Для порівняння, разом з теоретичними подано усереднені експериментальні графіками вигину колон "близнюків".

Розрахункові значення навантаження при досягненні граничного вигину колон становлять: $N_{f(K)}^{teor} = 128,28$ кН, $N_{f(0,0)}^{teor} = 412,02$ кН, $N_{f(0,3)}^{teor} = 363,18$ кН, $N_{f(0,5)}^{teor} = 304,97$ кН, $N_{f(0,7)}^{teor} = 208,67$ кН. У випадку зразків рівня підсилення $0,9N_u$ розрахунковий вигин колони в момент підсилення перевищує граничний, тобто колона втрачає експлуатаційну придатність ще до моменту підсилення. Такий самий результат спостерігався на експериментальних дослідженнях.

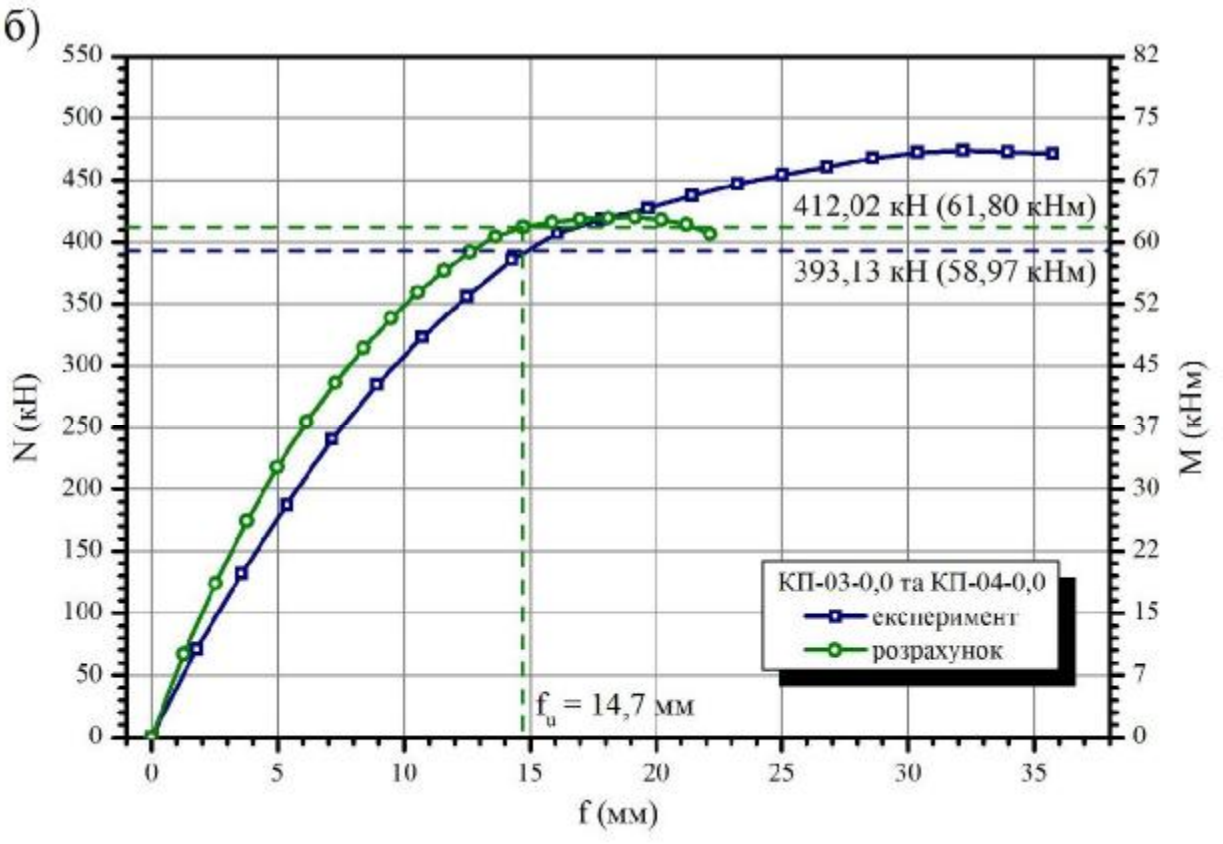
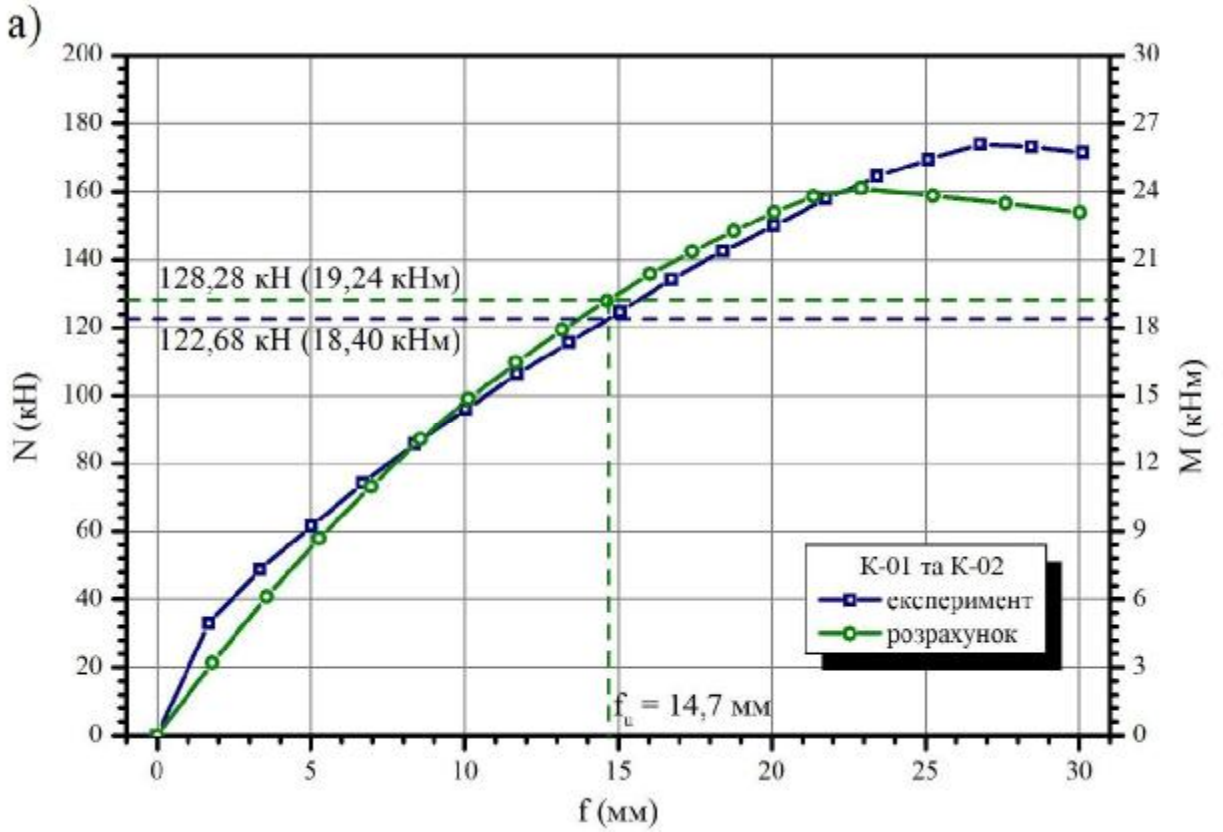


Рис. 4.12. Залежності " $N(M) - f$ " колон:

а) невідсилених; б) рівня 0,0

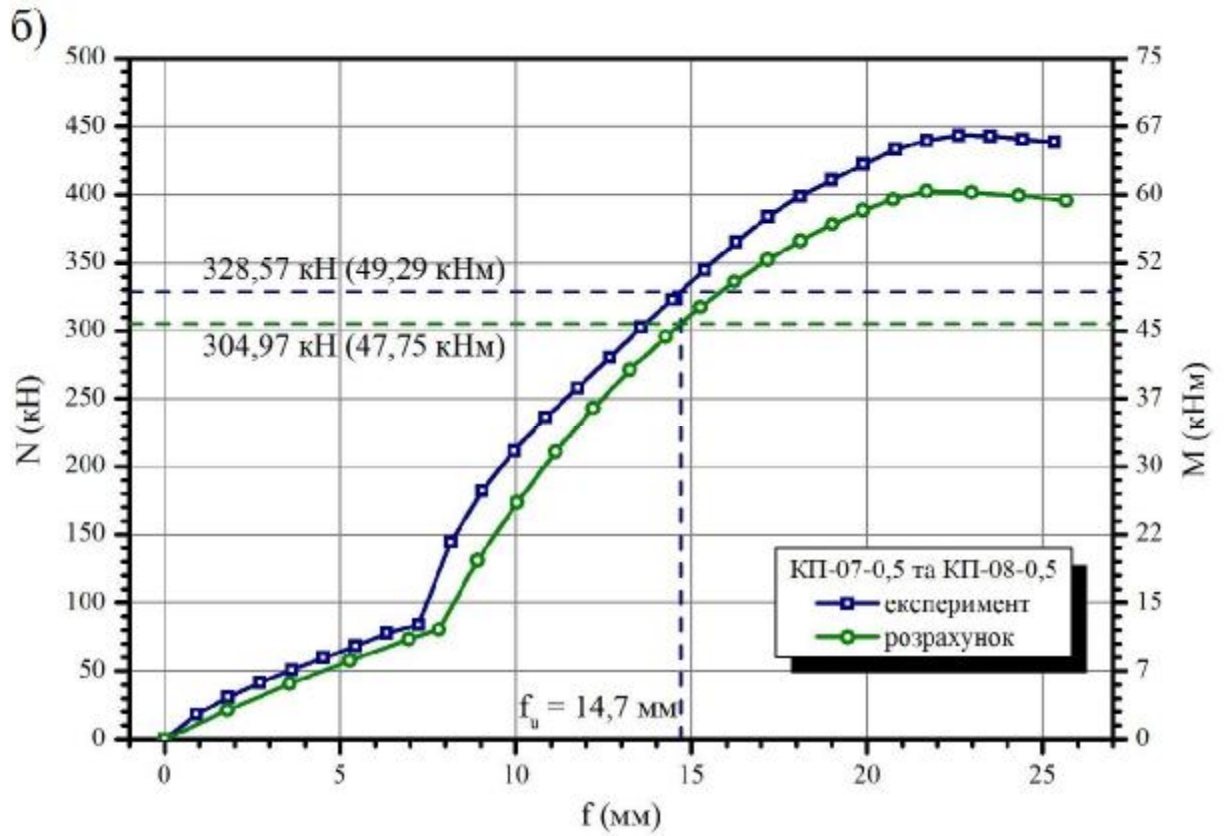
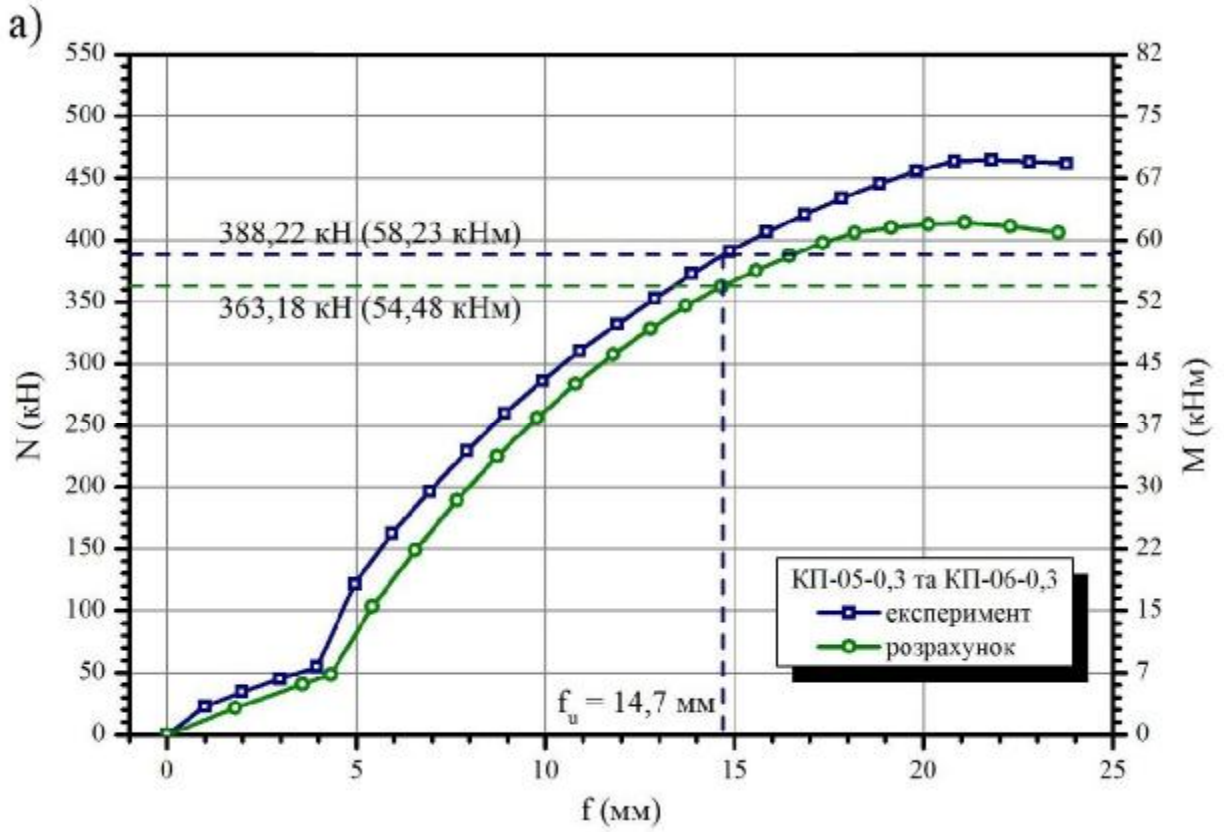


Рис. 4.13. Залежності " $N(M) - f$ " підсилених колон:

а) рівня 0,3; б) рівня 0,5

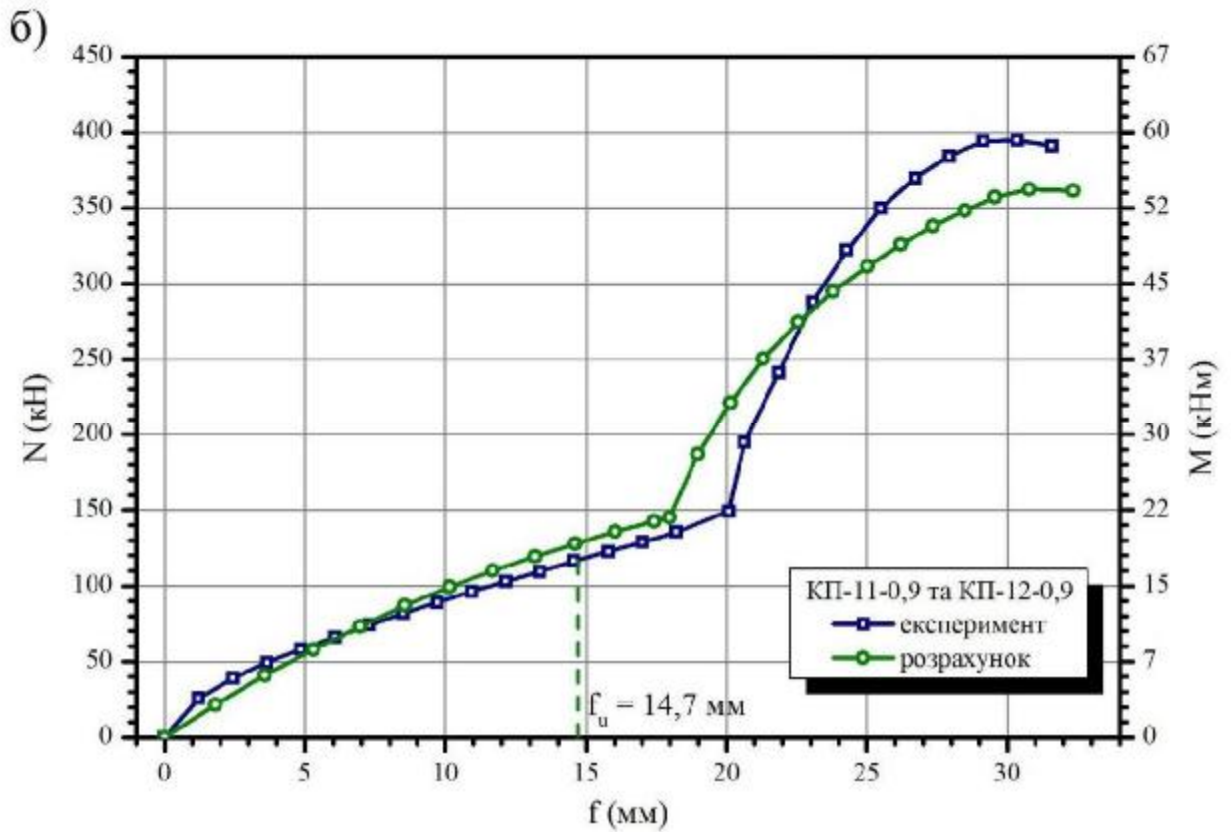
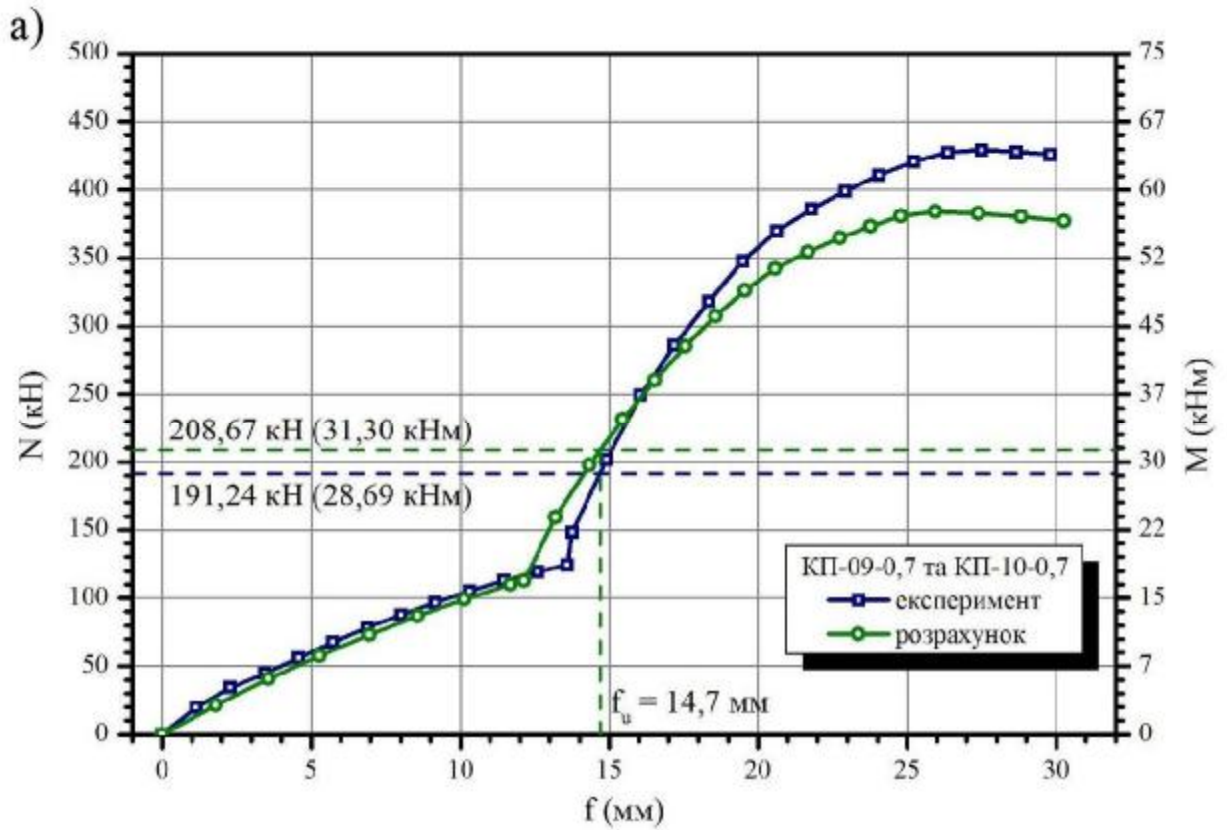


Рис. 4.14. Залежності " $N(M) - f$ " підсилених колон:

а) рівня 0,7; б) рівня 0,9

Результати розрахунків вигину дослідних колон представлено у табл. 4.5.

Таблиця 4.5.

Експлуатаційна придатність дослідних колон за граничним вигином

Колони	N_u^{teor} , (кН)	N_f^{teor} , (кН)	Ефект підсилення	N_f^{teor} / N_u^{teor}	N_f , (кН)	$(N_f - N_f^{teor}) / N_f \times 100\%$
Контрольні	161,05	128,28	-	0,80	122,68	-4,6%
Рівень $0,0 \times N_u$	419,77	412,02	221%	0,98	393,13	-4,8%
Рівень $0,3 \times N_u$	414,39	363,18	183%	0,88	388,22	6,4%
Рівень $0,5 \times N_u$	402,62	304,97	138%	0,76	328,57	7,2%
Рівень $0,7 \times N_u$	384,36	208,67	63%	0,54	191,24	-9,1%
Рівень $0,9 \times N_u$	362,23	-	-	-	-	-

За результатами розрахунку максимального ефекту підвищення експлуатаційної придатності за допустимим вигином величиною 221% отримали колони рівня підсилення $0,0 \times N_u$. З підвищенням рівня навантаження ефект від підсилення зменшувався, що також підтверджують результати експерименту. Мінімального ефекту підсилення (63%) згідно з розрахунком отримали колони рівня $0,7 \times N_u$. Колони рівня підсилення $0,9 \times N_u$ вичерпали експлуатаційну придатність ще до моменту підсилення.

Різниця між експериментальними та розрахунковими величинами навантаження при досягненні граничного вигину знаходиться в межах $-9,1 \dots 7,2\%$. При цьому для контрольних колон та підсилених колон рівня $0,0 \times N_u$ розрахунок показав завищені результати, а для рівнів $0,3$ та $0,5$ – занижені. Завищений результат колон рівня $0,7 \times N_u$ зумовлений різницею величин N_{str} та N_{str}^{teor} (рівень навантаження перед підсиленням).

Проаналізувавши відношення N_f^{teor} / N_u^{teor} бачимо, що підсилення колон при навантаженнях високих рівнів є неефективним з точки зору економічного проектування. За результатами розрахунку колони рівня підсилення $0,7 \times N_u$ вичерпують експлуатаційну придатність при запасі міцності у 46%.

За результатами розрахунку висоти стиснутої зони дослідних колон проведено порівняння розрахункового положення нейтральної лінії в момент вичерпання несучої здатності з експериментальним (табл. 4.6). Порівняння експериментального та розрахункового положення нейтральної лінії виконано як для основного, так і для додаткового перерізу колон.

Таблиця 4.6.

Висота стиснутої зони бетону зразків при вичерпанні несучої здатності

Колони	Основного перерізу				$(x_I - x_I^{teor}) / x_I \times 100\%$	Додаткового перерізу		$(x_{I,add} - x_{I,add}^{teor}) / x_{I,add} \times 100\%$
	x_I (мм)	x_I^{teor} (мм)	x_I' (мм)	$x_I'^{teor}$ (мм)		$x_{I,add}$ (мм)	$x_{I,add}^{teor}$ (мм)	
Контрольні	74	71	-	-	4,1%	-	-	-
Рівень $0,0 > N_u$	87	69	127	109	20,7%	115	109	5,2%
Рівень $0,3 > N_u$	69	68	109	108	1,4%	106	110	-3,8%
Рівень $0,5 > N_u$	70	69	110	109	1,4%	111	107	3,6%
Рівень $0,7 > N_u$	75	63	115	103	16,0%	111	101	9,0%
Рівень $0,9 > N_u$	67	62	107	102	8,1%	98	92	6,5%

Різниця між розрахунковим та експериментальним значеннями висоти стиснутої зони в межах перерізу колони знаходиться в межах 1,4...20,7%. Максимальну розбіжність у 20,7% показали колони рівня $0,0 > N_u$. У межах додаткового перерізу відповідна розбіжність знаходиться в межах -3,8...9,0%. Максимальну розбіжність у 9,0% показали колони рівня $0,7 > N_u$. Порівнявши між собою розрахункові значення висоти стиснутої зони основного та додаткового перерізу отримуємо різницю в межах 9,8%.

4.2.3. Тріщиностійкість стиснуто-зігнутих колон

При розрахунку ширини розкриття до уваги приймали тільки середні деформації арматури та середні деформації бетону між тріщинами обойми підсилення. Деформації основного перерізу колони не враховували у розрахунку, оскільки обойма підсилення включається в роботу з нульовими деформаціями, а деформації обойми рівні приростам деформацій колони на контактному шарі. Результати розрахунків представлено у виді графічних залежностей "N(M) – w" на рис. 4.15, 4.16, 4.17 та 4.18 разом з усередненими експериментальними графіками розвитку ширини тріщин колон "близнюків". Розрахункові значення навантаження при досягненні граничної ширини розкриття тріщин зразків становлять: $N_{w(K)}^{teor} = 134,19$ кН, $N_{w(0,0)}^{teor} = 334,55$ кН, $N_{w(0,3)}^{teor} = 345,00$ кН, $N_{w(0,5)}^{teor} = 350,42$ кН, $N_{w(0,7)}^{teor} = 348,86$ кН, $N_{w(0,9)}^{teor} = 321,73$ кН.

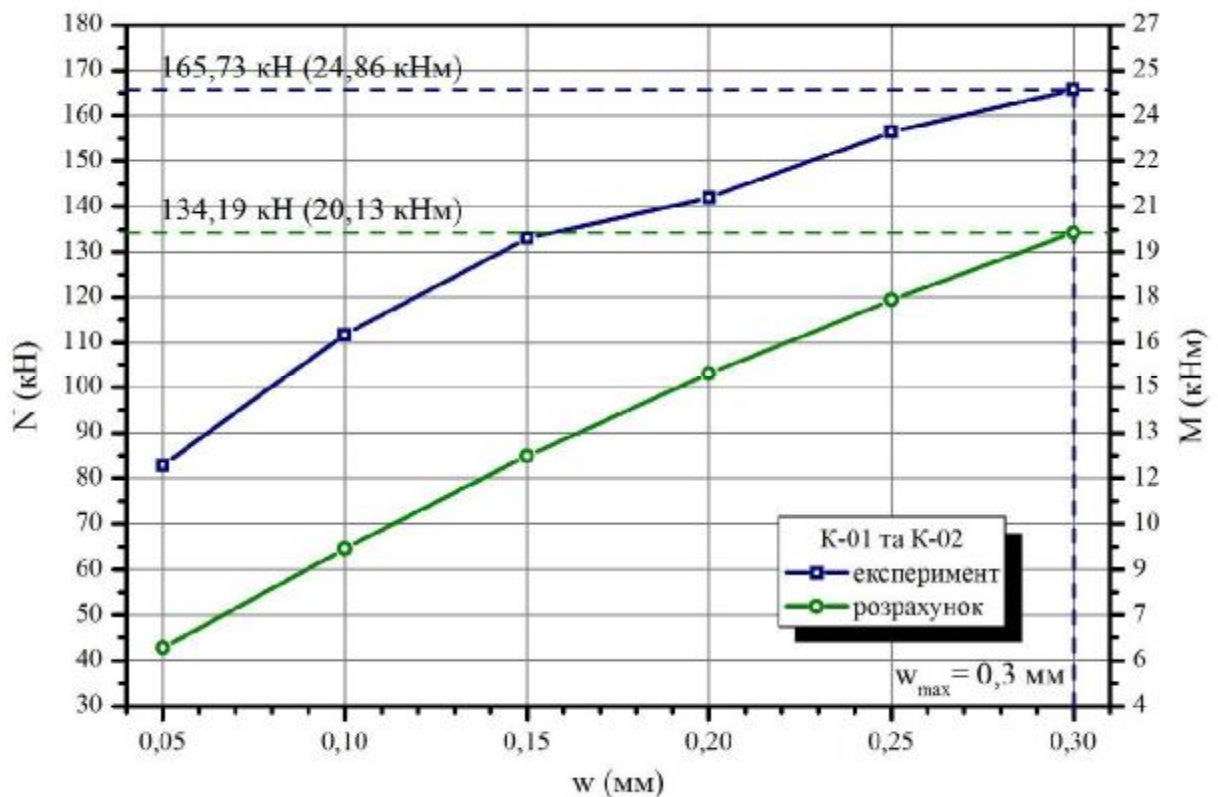


Рис. 4.15. Залежності "N(M) – w" непідсиленних колон

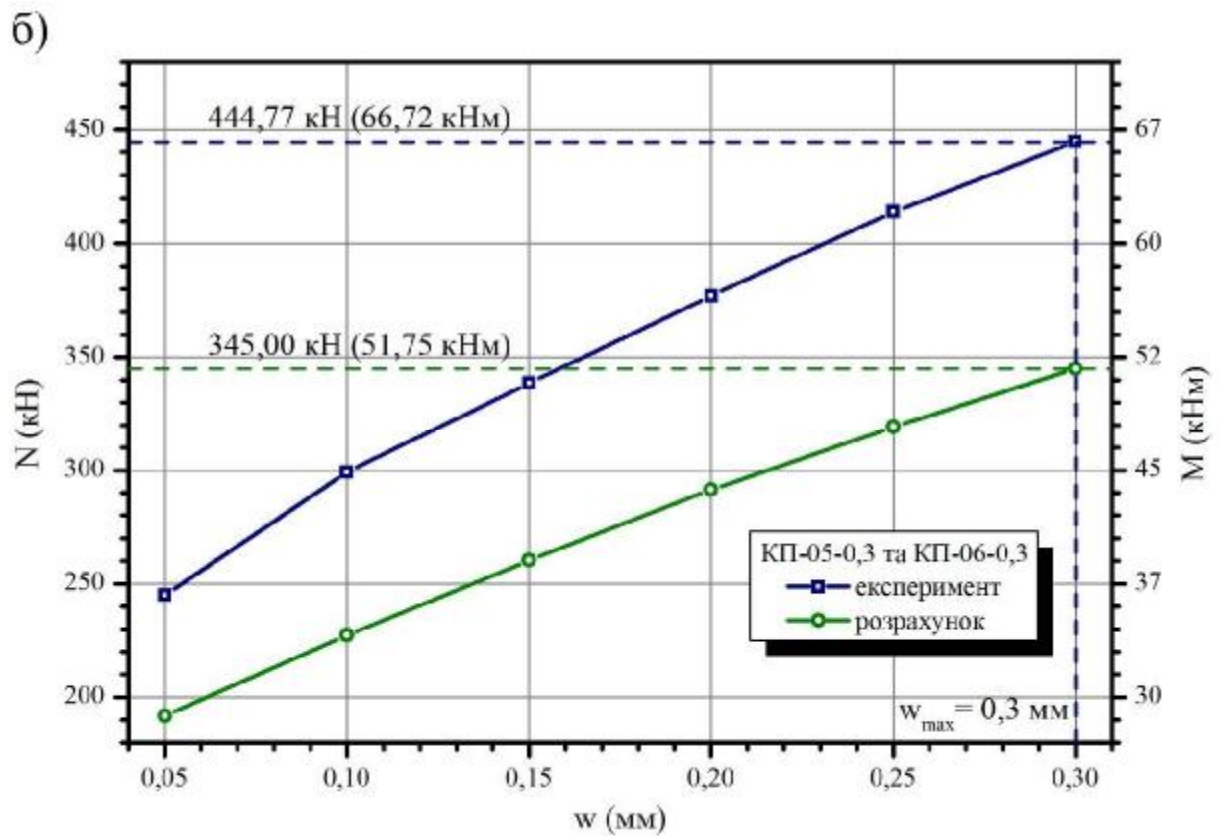
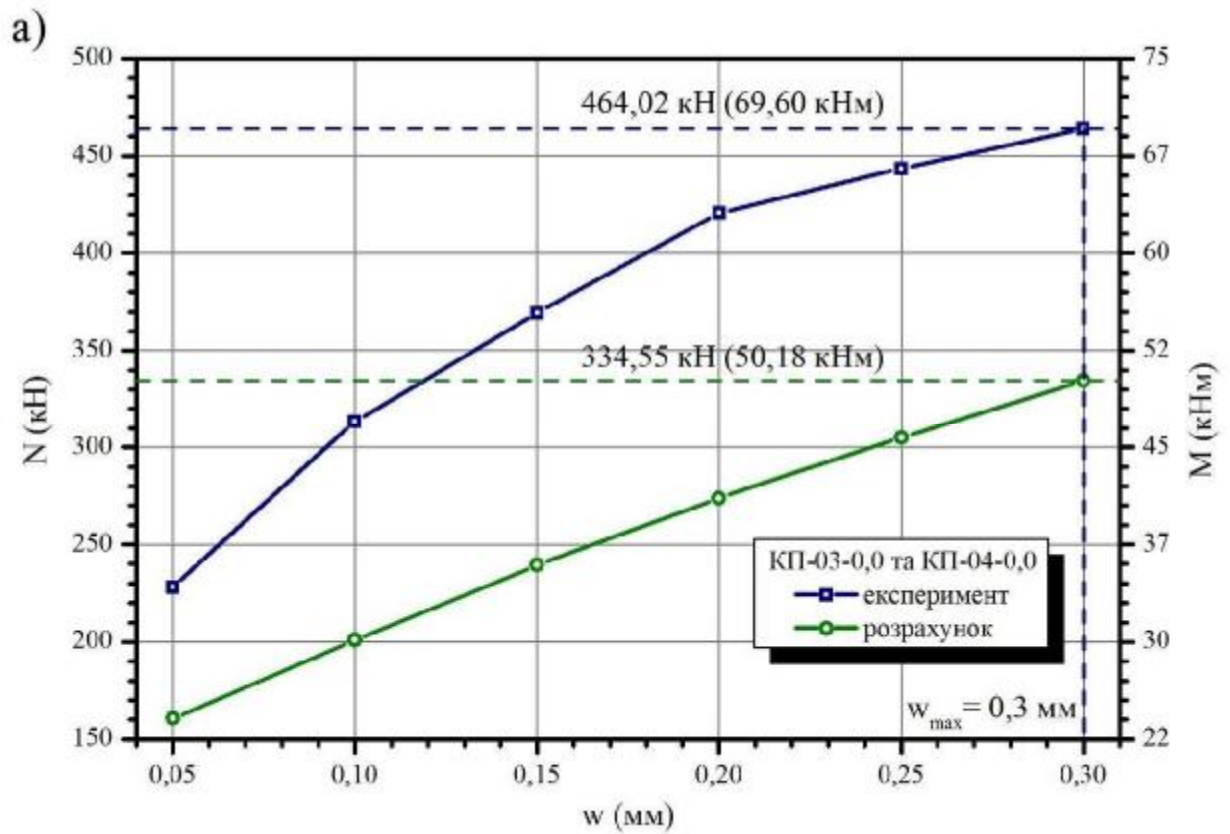
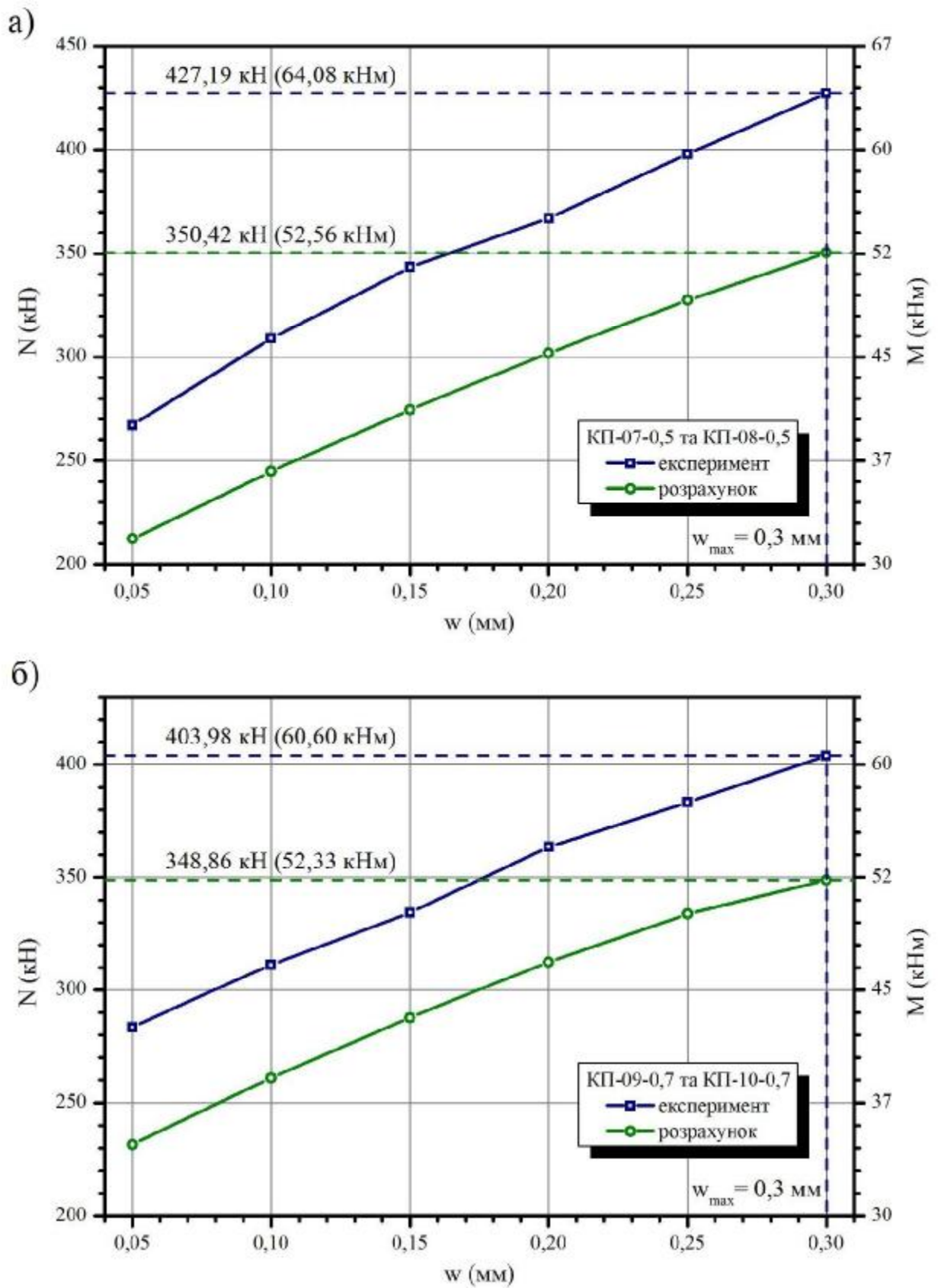


Рис. 4.16. Залежності " $N(M) - w$ " підсиленних колон:

а) рівня 0,0; б) рівня 0,3

Рис. 4.17. Залежності " $N(M) - w$ " підсилених колон:

а) рівня 0,5; б) рівня 0,7

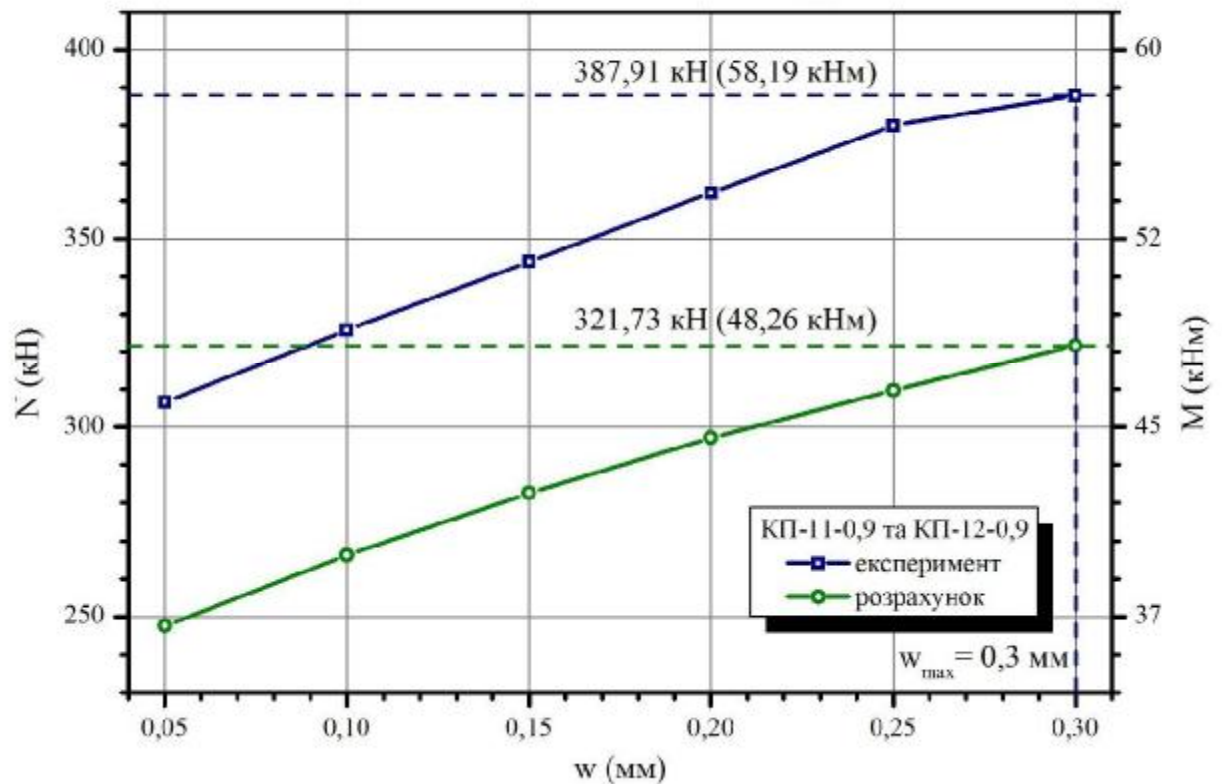


Рис. 4.18. Залежності "N(M) – w" підсиленних колон рівня 0,9

Результати розрахунків ширини розкриття тріщин подано у табл. 4.7.

Таблиця 4.7.

Експлуатаційна придатність за граничною шириною розкриття тріщин

Колони	N_u^{teor} , (кН)	N_w^{teor} , (кН)	Ефект підсилення	N_w^{teor} / N_u^{teor}	N_w , (кН)	$(N_w - N_w^{teor}) / N_w \times 100\%$
Контрольні	161,05	134,19	-	0,83	165,73	19,0%
Рівень $0,0 > N_u$	419,77	334,55	149%	0,80	464,02	27,9%
Рівень $0,3 > N_u$	414,39	345,00	157%	0,83	444,73	22,4%
Рівень $0,5 > N_u$	402,62	350,52	161%	0,87	427,19	17,9%
Рівень $0,7 > N_u$	384,36	348,86	160%	0,91	403,98	13,6%
Рівень $0,9 > N_u$	362,23	321,73	140%	0,89	387,91	17,1%

Максимального підвищення експлуатаційної придатності за розрахунковою шириною розкриття тріщин отримали зразки рівня підсилення

0,5 $N_{u(K)}$ (161%), а мінімального (140%) – колони рівня 0,9 $N_{u(K)}$. Закономірність, що ефект підсилення зменшується з підвищенням рівня навантаження перед підсиленням не виконується. В той же час дана закономірність є справедливою для експериментальних результатів експлуатаційної придатності за шириною розкриття тріщин. Розбіжність між експериментальними та розрахунковими величинами навантаження при досягненні граничної ширини розкриття тріщин знаходиться в межах 13,6...27,9%.

Графічні залежності на рис. 4.16, 4.17 та 4.18 підтверджують експериментальні спостереження про те, що перші тріщини шириною розкриття 0,05 мм найшвидше появляються у обіймах колон рівня 0,0 $N_{u(K)}$, а найпізніше у колон рівня 0,9 $N_{u(K)}$. В свою чергу закономірність про те, що граничні тріщини шириною 0,3 мм розкриваються тим пізніше, чим менше навантаження на колону перед підсиленням не виконується. Розрахунок показує, що найпізніше граничні тріщини розкриваються у зразків рівня підсилення 0,5 $N_{u(K)}$, а не рівня 0,0 $N_{u(K)}$.

Відношення N_w^{teor} / N_u^{teor} всіх дослідних колон знаходиться в межах 0,80...0,91. Це означає, що після втрати експлуатаційної придатності колони за допустимою шириною розкриття тріщини конструкція ще має запас міцності близько 10...20%. В той час як результати експерименту свідчать, що граничні тріщини появляються безпосередньо перед втратою несучої здатності.

4.3. Висновки до розділу 4

1. Теоретичні розрахунки дослідних колон підтверджують експериментальний критерій вичерпання несучої здатності, тобто втрату рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями.
2. Розрахункові діаграми стану дослідних колон з достатньою точністю моделюють роботу реального підсиленого та непідсиленого зразка. Різниця між результатами розрахунку несучої здатності відповідно до запропонованої методики та експериментальними значеннями

знаходиться в межах 8,9...11,6% в сторону заниження розрахункових величин.

3. Теоретичні розрахунки дослідних колон підтверджують ефективність підсилення залізобетонними обоймами навіть при високих рівнях навантаження під час підсилення. Розрахунковий ефект підсилення колон рівня $0,9N_{u(K)}$ склав 117%. При цьому різниця між максимальним (у колон рівня $0,0N_{u(K)}$) та мінімальним (у колон рівня $0,9N_{u(K)}$) розрахунковим ефектом збільшення несучої здатності становить 35%.
4. Розрахунок деформативності розтягнутого армування підсилених та непідсилених зразків підтверджує експериментальні спостереження про те, що втрата рівноваги між зовнішніми та внутрішніми зусиллями настає одночасно з текучістю обох шарів розтягнутого армування (основного та додаткового).
5. Визначення вигину дослідних колон виконано за методом номінальної кривизни. Експериментальні значення навантаження при досягненні граничного вигину колон відрізняються від розрахункових на -9,1...7,2%. Розрахункові графіки вигину показують дещо завищену жорсткість контрольних колон та підсилених колон рівня $0,0N_{u(K)}$ та занижену жорсткість підсилених зразків рівня $0,3N_{u(K)}$, $0,5N_{u(K)}$, $0,7N_{u(K)}$, та $0,9N_{u(K)}$.
6. Підсилення зразків, що майже досягнули граничного вигину (рівень $0,7N_{u(K)}$) показало позитивний розрахунковий ефект. Проте, після підсилення ці зразки втрачають експлуатаційну придатність з великим запасом несучої здатності (46% згідно з розрахунком). Експериментальні результати відображають таку ж особливість роботи підсилених конструкцій.
7. Розрахункові значення навантаження при втраті експлуатаційної придатності за шириною розкриття тріщин відрізняються від експериментальних на 13,6...27,9% в сторону заниження розрахункових

величин. Крім того експериментальна залежність про те, що величина навантаження при досягненні граничної ширини розкриття тріщин підвищується зі зниженням навантаження перед підсиленням не підтверджується результатами розрахунку.

8. Результати експерименту свідчать про те, що тріщини досягають граничної ширини розкриття практично перед втратою несучої здатності. Згідно з результатами розрахунку, колони втрачають експлуатаційну придатність за допустимою шириною розкриття тріщин з запасом міцності 10...20%.
9. Розрахункове положення нейтральної лінії основного та додаткового перерізів дослідних колон не відрізнялося більше ніж на 10% в момент вичерпання несучої здатності, що підтверджують результати експериментальних досліджень.
10. Напружено-деформований стан колони до моменту її підсилення має вплив на міцнісні та експлуатаційні властивості конструкції після підсилення. Запропонована методика розрахунку стиснуто-зігнутих елементів, підсилених залізобетонною обіймою дозволяє враховувати напружено-деформований стан основного перерізу елемента під час підсилення та моменти від впливів другого порядку. Результати розрахунку за запропонованою методикою дають добру збіжність з експериментальними результатами.

Загальні висновки

1. Підсилення залізобетонними обоймами дозволяє значною мірою зміцнити стиснуто-зігнуті залізобетонні елементи. Наявні дослідження таких конструкцій охоплюють широкий спектр аспектів їх роботи, проте НДС підсилених під навантаженням колон все ще потребує глибшого експериментально-теоретичного вивчення.
2. Розроблено програму експериментальних досліджень та проведено випробування стиснуто-зігнутих залізобетонних колон, підсилених залізобетонною обоймою. Підсилення колон виконано під навантаженням різних рівнів, що дало змогу змодельовати напружено-деформований стан реальних конструкцій в момент підсилення та визначити його вплив на подальшу роботу підсилених елементів.
3. За результатами експериментальних досліджень максимального ефекту підвищення несучої здатності отримали зразки, підсилені без попереднього навантаження ($0,0 \times N_{u(K)}$). Для цих зразків підвищення несучої здатності склало 172%. З появою рівня навантаження перед підсиленням ефект від підсилення зменшувався. Для колон рівня $0,3 \times N_{u(K)}$ ефект підсилення становив 167%; рівня $0,5 \times N_{u(K)}$ – 155%; рівня $0,7 \times N_{u(K)}$ – 146% та рівня $0,9 \times N_{u(K)}$ – 128%.
4. Запропоновано методику розрахунку підсилених залізобетонних елементів, яка дозволяє оцінити параметри напружено-деформованого стану підсилених під навантаженням стиснуто-зігнутих елементів з доброю збіжністю. Різниця між розрахунковими та експериментальними величинами несучої здатності дослідних колон знаходиться в межах 8,9...11,6%.
5. За результатами експериментальних досліджень встановлено, що експлуатаційна придатність дослідних колон, підсилених під навантаженням високих рівнів, втрачається швидше. Граничне

навантаження за допустимим вигином колон рівня $0,0N_{u(K)}$ зросло на 220%, в той час як колони рівня $0,9N_{u(K)}$ досягнули граничного вигину ще до моменту підсилення. Граничне навантаження за допустимою шириною розкриття тріщин зразків рівня $0,0N_{u(K)}$ зросло на 180%. З появою рівня навантаження перед підсиленням ефект зменшився до 134% (рівень підсилення $0,9N_{u(K)}$).

6. Запропоновано враховувати впливи другого порядку через розрахунок вигину колон на основі методу номінальної кривизни, який показав збіжність теоретичних значень вигину з експериментальними в межах 9%. В той час як розрахунок теоретичної ширини розкриття тріщин показав розбіжність з експериментом 13,6...27,9% в сторону заниження розрахункових значень.
7. Запропонована методика розрахунку стиснуто-зігнутих елементів, підсиленних залізобетонною обоймою, дозволяє враховувати напружено-деформований стан основного перерізу елемента під час підсилення та моменти від впливів другого порядку. Результати розрахунку за запропонованою методикою дають добру збіжність з експериментальними результатами
8. Результати експерименту та теоретичних розрахунків підтверджують, що розвантаження конструкції до максимально можливого рівня перед підсиленням приведе до підвищення її несучої здатності та покращення експлуатаційних властивостей.

Список використаних джерел

1. Алексієвець І.І. Дослідження зміни прогинів позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами / І.І. Алексієвець // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2012. – №23. – С. 82-87.
2. Алексієвець І.І. Особливості роботи позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів за дії малоциклових навантажень із знаковмінними ексцентриситетами / І. І. Алексієвець // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: зб. наук. пр. – 2013. – Вип. 25. – С. 194-199.
3. Алексієвець І.І. Несуча здатність, деформативність та тріщиностійкість позацентрово стиснутих залізобетонних елементів при дії малоциклових знаковмінних навантажень: автореф. дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / І.І. Алексієвець; Нац. ун-т вод. госп-ва та природокористування. – Рівне, 2014. – 21 с.
4. Анализ аварий и поврежденных железобетонных конструкций – под ред. Б.Н. Мизернюка (НИИЖБ, 1981). – 41 с.
5. Андреев В.Г. Прочность внецентренно-сжатых стержней. / В.Г. Андреев // «Бетон и Железобетон». – 1981. – С. 26-32.
6. Астафьев Д.О. Расчет реконструируемых железобетонных конструкций / Д.О. Астафьев; СПб гос. архит.-строит. Университет, 1995. – 158 с.
7. Бабич В.Є. Исследование и расчет сжатых элементов с переменными эксцентриситетами по длине / В.С. Бабич // Бетон и железобетон. – 1992. – №10. – С. 12-23.
8. Бабич Є.М. До питання побудови діаграми деформування бетону та визначення коефіцієнта повноти епюри напружень / Є.М. Бабич, Ю.О. Крусь // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2001. – Вип. 6. – С. 94-104.

9. Байков В.Н. Залізобетонні конструкції. Загальний курс. / В.Н. Байков, Є.Є. Сигалов: М:Стройиздат, 1991. – 767 с.
10. Байков В.Н. Определение предельного состояния внецентренно сжатых элементов по неупругим зависимостям напряжения - деформации бетона и арматуры / В.Н. Байков, С.В. Горбатов // Бетон и железобетон. – 1985. – №6. – С. 13–14.
11. Бамбура А.М. Деформаційна модель та алгоритм визначення напружено-деформованого стану розрахункового перерізу залізобетонних елементів / А.М. Бамбура, О.Б. Гурківський, М.С. Безбожна, О.В. Дорогова // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. научн. трудов. – Днепропетровск: ПГАСА. – 2009.– Вып. №50. – С. 19-25.
12. Бамбура А.Н. К оценке прочности железобетонных конструкций на основе деформационного подхода и реальных диаграмм деформирования бетона и арматуры / Бамбура А.Н. // Бетон на рубеже третьего тысячелетия: материалы 1-й Всерос. конф. по проблемам бетона и железобетона. – 2001. – Том 2. – С. 750-757.
13. Бамбура А.Н. К построению деформационной теории железобетона стержневых систем на экспериментальной основе / А.Н. Бамбура, А.Б. Гурковский // Будівельні конструкції: сб. научн. тр. – 2003. – Вип. 59. – С. 121-130.
14. Бамбура А.М. До оцінки точності визначення несучої здатності гнучких позацентрово стиснутих стійок за деформаційним методом / А.М. Бамбура, В.В. Гічко // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – 2012. – Вип. 76. – С. 512-517.
15. Барашиков А.Я. Залізобетонні конструкції / Барашиков А.Я.; К: Вища школа, 1987. – 416 с..
16. Бетонные и железобетонные конструкции. СНиП 2.03.01-84. – М.: НИИЖБ, 1988. – 118 с.

17. Бетонные и железобетонные конструкции: СНиП 2.03.01.84*.-М.; Госстрой СССР, 1989. – 155с.
18. Блещик Н.П. Железобетонные конструкции. Основы теории, расчета и конструирования / Блещик Н.П., Жуков Д.Д.; Брест, БГТУ, 1987р. – 380 с.
19. Бліхарський З.Я. Реконструкція та підсилення будівель і споруд, навчальний посібник / Бляхарський З.Я.; Львів: Видавництво Львівської політехніки. – 2008р. - 108 с.
20. Бліхарський З.Я. Методика експериментальних досліджень стиснутих залізобетонних елементів на дію короткотривалого навантаження прикладеного з ексцентриситетом / З.Я. Бліхарський, Є.С. Царьов, Р.Є. Хміль, В.І. Попович // Теорія і практика будівництва, 2010. – №662. – С. 50-54.
21. Большаков В.І. Проблеми захисту будівельних конструкцій / В.І. Большаков, В.М. Дерев'яноко // Зб. наук. праць: Будівельні конструкції. – 2002. – вип. 56. – С. 300-305.
22. Бондаренко В.М. Расчетные модели силового сопротивления железобетона / Бондаренко В.М.; Издательство «АСВ», 2004. – 248 с.
23. Бондаренко В.М. Железобетонные и каменные конструкции / Бондаренко В.М., Суворкин Д.Г.; М.: Высшая школа, 1987. – 384 с.
24. 20 Бондаренко В.М., Приклади розрахунку залізобетонних і кам'яних конструкцій: Навчальний посібник / Бондаренко В.М., Римшин В.І.; М.: Высшая школа, 2006. – 504 с.
25. Бондаренко С.В. Усиление железобетонных конструкций при реконструкции зданий / Бондаренко С.В., Санжановский Р.С.; М.: Стройиздат, 1990. – 352 с.
26. Борисюк О.П. Підсилення згинальних залізобетонних конструкцій сучасними матеріалами / О.П. Борисюк, С.В. Мельник // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: збірник наукових праць. – Рівне: НУВГП. – 2010. – Вип. 20 – С. 459-465.

27. Боярчук Б.А. Міцність, тріщиностійкість та деформації залізобетонних конструкцій при різних способах підсилення розтягнутої зони.: автореферат дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Б.А. Боярчук. – Львів. – 2003. – 20с.
28. Валовой О.І. Закономірності поведінки сталей при складному деформуванні і навантаженні / О.І. Валовой, О.Ф. Єрмоєнко, М.О. Валовой // Вісн. Криворізь. нац. ун-ту: зб. наук. пр. – 2014. – Вип. 38. – С. 58-62.
29. Валовой О.І. Оцінка типових дефектів при улаштуванні підсилення залізобетонних елементів наросуванням / О.І. Валовой, О.Ю. Єрмоєнко, М.О. Валовой // Ресурсоеконом. матеріали, конструкції, будівлі та споруди : зб. наук. пр. – 2013. – Вип. 25. – С. 682-687.
30. Валовой О.І. Ефективні методи реконструкції промислових будівель та інженерних споруд: Навч. посіб. для студ. вищ. навч. закл. / О.І. Валовой.; Кривий Ріг: Мінерал, 2003. – 269 с.
31. Вахненко П.Ф. Залізобетонні конструкції / Вахненко П.Ф., Павліков А.М.; К: Вища школа. – 1999. – 508 с.
32. Вишневецький Г.Д. Применение I теории старения к расчету нелинейной ползучести железобетонных элементов с трещинами в растянутой зоне / Г.Д. Вишневецький // Межвуз. темат. сб. тр. Совершенствование методов расчета и исследования новых типов железобетонных конструкций. – Л.: ЛИСИ. – 1981.– С. 14-19.
33. Второй международный симпозиум проблемы современного бетона и железобетона. / Институт БелНИИС. – 2009. – Часть 1. – 86 с.
34. Галагурия Є.І. Напружено-деформований стан по-різному навантажених колон / Є.І. Галагурия, А.О. Шевченко // Теорія і практика будівництва. – 2010. – №662.– С. 108-113.
35. Гарбусенко В.В. Аварии, дефекты и усиление железобетонных и каменных конструкций / Гарбусенко В.В.; Новосибирск. – 2006. – 66 с.

36. Гвоздев А.А. Задачи и перспективы развития железобетона / А.А. Гвоздев // Строительная механика и расчет сооружений. – 1981. – №6. – С. 14-17.
37. Голишев А.Б. Проектування залізобетонних конструкцій / Голишев А.Б.; К: Будівельник. – 1985. – 496 с.
38. Голишев А.Б. Проектирование усиленных несущих железобетонных конструкций зданий и сооружений / Голишев А.Б., Ткаченко І.Н.; К: Логос. – 2001. – 172 с.
39. Гроздов В.Т. Дефекты строительных конструкций и их последствия / Гроздов В.Т.; С-Пб.: «Центр качества строительства», 2007. – 136 с.
40. Гроздов В.Т. О прочности и деформативности колонн, усиленных обоймами / В.Т. Гроздов, В.В. Теряник // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1989. – С. 8-11.
41. Гроздов В.Т. О прочности и деформативности внецентренно сжатых колонн, усиленных обоймами / В.Т. Гроздов, В.В. Теряник // Изв. вузов. Строительство и архитектура. – 1991. -№ 2. С. 7-10.
42. Залесов А.С. Деформационная расчетная модель железобетонных элементов при действии поперечных сил. / А.С. Залесов // Инженерные проблемы современного железобетона. – 1995. – С. 113-120.
43. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України. – К.: Мінрегіонбуд України, 2006. – 51с.
44. ДБН В.1.2-14:2009 Загальні принципи забезпечення надійності і конструктивної безпеки будинків, споруд, будівельних конструкцій і основ. – К.: Мінрегіонбуд України, 2009. – 43 с.
45. ДБН В.2.6-98:2009 Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. – К.: Мінрегіонбуд України, 2011. – 71с.
46. ДБН В.3.1-1-2002 Ремонт і підсилення несучих і огорожувальних будівельних конструкцій і основ промислових будинків та споруд. - К.: Мінрегіонбуд України, 2003. – 168с.

47. ДСТУ 3760:2006 Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Інститут чорної металургії НАН України. – 2006. – 28 с.
48. ДСТУ Б В.1.2-3:2006 Прогини і переміщення. Прогини і переміщення. – К.: Мінбуд України. – 2006. – 30 с.
49. ДСТУ БВ.2.7-214:2009 Будівельні матеріали. Бетони. Методи визначення міцності за контрольними зразками. – К.: Мінрегіонбуд України. - 2010. – 43 с.
50. ДСТУ В.2.6-156:2011 Бетонні та залізобетонні конструкції з важкого бетону. Правила проектування – К.: Мінрегіонбуд України. – 2011. – 118 с.
51. Железобетонные конструкции за ред. Л.П. Полякова. – К.: Вища школа. – 1984. – 346 с.
52. Заїкін А.І Залізобетонні конструкції одноповерхових промислових будівель / А.І. Заїкін; М: АСВ. – 2007. – 270 с.
53. Иванов Ю.В. Реконструкция зданий и сооружений / Ю.В. Иванов // Усиление, восстановление, ремонт. – 2012. – С. 8-10.
54. Карпенко Н.И. Общие модели механики железобетона / Карпенко Н.И.; М: «Стройиздат». – 1996. – 416 с.
55. Карпенко Н.И. Теория деформирования железобетона с трещинами / Карпенко Н.И.; М: «Стройиздат». – 1976. – 205с.
56. Кизирия Г.В. О новой модификации наследственной теории старения / Г.В. Кизирия, Г.Н. Гвингидзе // АН ГССР. – 1981. – С. 117-120.
57. Кінаш Р.І. Оцінка надійності залізобетонних конструкцій / Р.І. Кінаш // Будівельні конструкції. Зб. наукових праць. К: НДІБК. – 1999. – вип. 51. – С. 180-187.
58. Коковин О.А. Деформации изгибаемых и внецентренно сжатых элементов при кратковременно действующей нагрузке в стадиях, близких

- к разрушению / О.А. Коковин // Сб. Прочность и жесткость железобетонных конструкций. – 1968. – С.104-125.
59. Корсун В.И. Напряженно-деформированное состояние железобетонных конструкций в условиях температурных воздействий / Корсун В.И.; Макеевка. – ДонГАСА, 2003. – 194 с.
60. Кочкаръов Д.В. Практичний розрахунок залізобетонних елементів на міцність за дії згинального моменту на базі ДБН В.2.6-98:2009 / Д.В. Кочкаръов // Науково-технічний збірник «Комунальне господарство міст». – 2012. – Випуск 103. – С. 46-57.
61. Кочкаръов Д.В. Пропозиції до розрахунку стиснутих, стиснуто-зігнутих і зігнутих залізобетонних елементів / Д.В. Кочкаръов // Національний університет водного господарства та природокористування. – 2012. – Випуск 107. – С. 60-73.
62. Кривошеєв П.І. Науково-технічні проблеми реконструкції будівель і споруд. / П.І. Кривошеєв // Будівельні конструкції. Реконструкція будівель і споруд. Досвід і проблеми. Зб. наук. Праць. – 2001. – вип. № 54. – С. 3-10.
63. Крылов С.М. Особенности деформирования изгибаемых железобетонных элементов при разгрузках и повторных нагружениях / С.М. Крылов, В.В. Чижевский // Сб. Исследование железобетонных конструкций при статических повторных и динамических воздействиях. – 1984. – С. 71-81.
64. Крусъ Ю.А. Аналитический метод трансформирования диаграмм деформирования бетона в условиях однородного сжатия и растяжения / Ю.А. Крусъ // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – 2007. – Вип. 67. – С. 195-206.
65. Крусъ Ю.О. До питання нормування основних міцнісних і деформативних характеристик бетону при стиску та розтягу / Ю.О. Крусъ // Бетон и железобетон в Украине. – 2007. – № 5(39). – С. 2-11.

66. Крись Ю.О. Моделювання зв'язку між напруженнями і деформаціями центрально стисненого бетону при різних режимах його навантажування / Ю.О. Крись, О.Ю. Крись // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2012. – Вип. 23. – С. 285-292.
67. Кузнецова Л.Д. К оценке точности расчета железобетона на основе различных теорий ползучести / Л.Д. Кузнецова // Сб. Строительные конструкции. – 1971. – С. 46-52.
68. Лозовой Ю.Л. Рекомендации по усилению монолитных железобетонных конструкций зданий и сооружений предприятий горнодобывающей промышленности / Лозовой Ю.Л.; Стройиздат. – 1974. – 53 с.
69. Мальганов А.И. Усиление железобетонных и каменных конструкций зданий и сооружений / Мальганов А.И., Плевков В.С.; Изд. Томского Университета. – Томск, 1989. – 88 с.
70. Мандриков А.П. Примеры расчета железобетонных конструкций. / Мандриков А.П.; Учебное пособие для строительных техникумов по спец. ПГС. – М. Стройиздат, 1979. – 419с.
71. Масюк Г.Х. Аналіз деформування бетону та арматури в позацентрово-стиснутих залізобетонних елементах при дії малоциклових знакозмінних навантажень / Г.Х. Масюк, І.І. Алексієвець / «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону». Київ, ДП НДІБК. – 2013. – Випуск 78, книга 2 – С. 493 – 498.
72. Масюк Г.Х. Методика експериментальних досліджень міцності, деформативності та тріщиностійкості позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів при дії малоциклових знакозмінних навантажень / Г.Х. Масюк, І.І. Алексієвець // Вісник НУВГП. Збірник наукових праць. – 2008. – Випуск 4(44). – С. 122-127.
73. Масюк Г.Х. Результати експериментальних досліджень несучої здатності та тріщиностійкості позацентрово-стиснутих залізобетонних елементів при дії малоциклових навантажень із знакозмінними ексцентриситетами /

- Г.Х. Масюк, І.І. Алексієвець // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2010. – №20. – С. 252-257.
74. Методические рекомендации по учету влияния ползучести бетона при расчете железобетонных стержней стержневых систем. – К.: НИИСК, 1981. – 72с.
75. Мизернюк Б.Н. Рекомендации по проектированию усиления ЖБК реконструируемых предприятий / Мизернюк Б.Н.; М: Стройиздат, 1992. – 122 с.
76. Митрофанов В.П. Практическое применение деформационной модели с экстремальным критерием прочности железобетонных элементов / В.П. Митрофанов // Коммунальное хозяйство городов. Серия: Архитектура и технические науки. – 2004. – Вып. 60. – С. 29 – 48.
77. Мурашов В.И. Трещиностойчивость, жесткость и прочность железобетона (основы сопротивления железобетона) / Мурашов В.И.; М., 1950. – 267с.
78. Немировский Я.М. Исследование напряженно-деформированного состояния железобетонных элементов с учетом работы растянутого бетона над трещинами и пересмотр на этой основе теории расчета деформаций и раскрытие трещин. / Я.М. Немировский // Сб. Прочность и жесткость железобетонных конструкций. НИИЖБ, М. – 1968. – С. 125-170.
79. Онуфриев Н.М. Усиление железобетонных конструкций промышленных зданий и сооружений / Онуфриев Н.М.; М. Стройиздат, 1965. – 343 с.
80. Пособие к СНиП 2.01.03-84 по проектированию бетонных и железобетонных конструкций из тяжелых и легких бетонов без предварительного напряжения. – М.:Центральный институт типового проектирования. – 1988. – 415 с.
81. Пособие П1-98 "Усиление железобетонных конструкций к СНиП 2.03.01-84*. Мінск, – 1998. – 186 с.

82. Пособие по практическому выявлению пригодности к восстановлению поврежденных строительных конструкций зданий и сооружений и способам их оперативного усиления. ЦНИИПРОМЗДАНИЙ – Москва – 1996г. – 100с.
83. Писанко Г.Н. Предельная деформативность высокопрочного бетона при сжатии / Г.Н. Писанко, Е.Н. Щербаков // Строительные конструкции. Киев.: Будівельник. – 1971. – С. 105-108.
84. Прокопович И.Є. О теориях ползучести бетона / И.Є., Прокопович, И.И Улицкий // Изд. вузов. Строительство и архитектура. – 1963. – №10. – С. 13-34.
85. Раевский А.Н. Определение несущей способности внецентренно сжатых элементов средней и большой гибкости по прочности и устойчивости / А.Н. Раевский, В.В. Теряник // Известия ТулГУ. Серия «Строительные материалы, конструкции и сооружения». – 2004. – С. 152-156.
86. Рак Н.А. Методика экспериментальных исследований деформативности узлов сопряжений стропильных конструкций с центрифугированными колоннами кольцевого сечения / Н.А. Рак, Т.М. Пецольд, В.А. Клевцов // Вопросы строительства и архитектуры. Мн.: Выш.шк. – 1980. – С. 41-45.
87. Совершенствование методики определения несущей способности внецентренно сжатых колонн из условия устойчивости и прочности / ВНТИЦ, [укладачі Раевский А.Н., Теряник В.В., Мальков А.А.]. – М., Деп. в ВНТИЦ, 2001. – 15с.
88. Стасюк М. І . Залізобетонні конструкції. Ч-1. Основи розрахунку залізобетонних конструкцій за граничними станами / Стасюк М.І.; Київ, ІЗМН, 1997. – 272с.
89. Теряник В.В. Прочность, устойчивость и деформативность железобетонных колонн, усиленных обоймами / Теряник В.В.; Челябинск: ЮУКИ, 2004. – 188 с.

90. Теряник В.В. Влияние поперечного армирования железобетонной обоймы на несущую способность усиленных элементов / В.В. Теряник, А.Ю. Бирюков, А.О. Борисов // Развитие вуза через развитие науки: сб. докл. II Междунар. науч.-практ. конф. – Тольятти: ГВТИ, 2008. – Ч.1. – С. 7-9.
91. Теряник В.В. О проблеме устойчивости внецентренно сжатых бетонных и железобетонных элементов средней и большой гибкости / В.В. Теряник // Вестн. Сам. ГТУ. Серия «Физико-математические науки». – 2003. – Вып.19. – С. 167-169.
92. Теряник В.В. Совершенствование методики определения несущей способности железобетонных колонн из условия прочности и устойчивости / Теряник В.В. // Наука-производству. – 2004. – №8(76). – С. 27-29.
93. Теряник В.В. Прочность и устойчивость внецентренно-сжатых элементов, усиленных железобетонными и металлическими обоймами: автореферат диссертации на соискания степени д.т.н. / В.В. Теряник, Челябинск. – 2007. – 41 с.
94. Теряник В.В. О проблеме устойчивости внецентренно сжатых бетонных и железобетонных элементов средней и большой гибкости / В.В. Теряник // Серия "Строительство и архитектура". – 2003. – С. 167-170.
95. Теряник В.В. Сопротивление сжатых усиленных элементов железобетонных конструкций действию продольных сил / В.В. Теряник // Изв. вузов. Строительство. – 2003. – №4. – С. 128-131.
96. Улицкий И.И. Теория и расчет железобетонных стержневых конструкций с учетом длительных процессов / Улицкий И.И.; К.: Будівельник., 1967 – 438 с.
97. Улицкий И.И. Железобетонные конструкции (расчет и конструирование). Издание третье / Улицкий И.И. Ривкин С.А., Самолетов М.В.; Киев, 1972. – 992 с.

98. Хило Є.Р. Усиление железобетонных конструкций з изменением расчетной схемы и напряженного состояния / Хило Є.Р., Попович Б.С.; Львів: Вища школа, 1976. – 146с.
99. Шагин А.Л. Реконструкция зданий и сооружений / Шагин А.Л.; М: Высш. школа, 1991. – 352с.
100. Шкурупій О.А. Розрахунок несучої здатності позацентрово стиснутих залізобетонних колон / О.А. Шкурупій // Полтавський національний технічний університет імені Юрія Кондратюка. Науково технічний збірник. – 2008. – № 81. – с. 27-33.
101. Шкурупій О.А. Розрахунок нормальних перерізів стиснутих залізобетонних елементів із застосуванням експериментального критерію / О.А. Шкурупій, Д.М. Лазарєв // Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди. – 2006. – №14. – С. 374-381.
102. Шкурупій О.А. Використання чисельних і оптимізаційних методів для розрахунку міцності нормальних перерізів залізобетонних елементів на основі деформаційної моделі з екстремальним критерієм / О.А. Шкурупій, Д.М. Лазарєв // Коммунальное хозяйство городов : сб. научных трудов. – 2007. – Вып.76. – С. 71–79.
103. Abu-Tair A. Testing the bond between repair materials and concrete substrate / A. Abu-Tair, S. Rigden, E. Burley // ACI Materials Journal. – 1996. – № 93(6). – P. 553–558.
104. ACI 318-95. Manual of concrete practice. Part 3: Use of Concrete in Buildings Design, Specifications and Related Topics. – 1996. – 373 p.
105. Alcocer S. Assessment of the response of reinforced concrete frame connections redesigned by jacketing / S. Alcocer, J. Jirsa // Proceedings of the 4th US National Conference on Earthquake Engineering. – 1990. – P. 295–304.
106. Alcocer S. RC frame connections rehabilitated by jacketing. / S. Alcocer // Journal of Structural Engineering. – 1993. – № 119(5). – P. 1413–1431.

107. Austin S. Tensile bond testing of concrete repairs / S. Austin, P. Robins, Y. Pan // *Materials and Structures*. – 1995. – № 28. – P. 249–259.
108. Bett B. Lateral load response of strengthened and repaired reinforced concrete columns / B. Bett, R. Klingner, J. Jirsa // *ACI Structural Journal*. – 1988. – № 85(5). – P. 499–508.
109. BS 8110. Structural Use of Concrete. British Standards Institution. – London. – 1985. – 168 p.
110. Eduardo N.B.S. Júlio. Reinforced concrete jacketing - interface influence on monotonic loading response / Eduardo N.B.S. Júlio, Fernando A.B. Branco, Vítor D. Silva // *ACI Structural Journal* – 2005. – Vol. 102. No. 2. – P. 252-257.
111. Eurocode-2: Design of Concrete Structures. – Part 1-4: General Rules and Rules for Building: EN 1992-1-1. - [Final Draft, October, 2001]. – Brussels: CEN. - 2001. - 52 p.
112. Eurocode-2: Design of Concrete Structures. – Part 5-8: General Rules and Rules for Building: EN 1992-1-1. - [Final Draft, October, 2001]. – Brussels: CEN. - 2001. – pp.53-157.
113. Eurocode-2: Design of Concrete Structures. – Part 9-12: General Rules and Rules for Building: EN 1992-1-1. - [Final Draft, October, 2001]. – Brussels: CEN. - 2001. - pp.157-231 p.
114. Hayashi T. Strengthening methods of the existing reinforced concrete buildings / T. Hayashi, H. Niwa M. Fukuhara // *Proceedings of the 7th World Conference on Earthquake Engineering – Istanbul, 1980/* – P. 89–97.
115. Hindo K. In-place bond testing and surface preparation of concrete / K. Hindo // *Concrete International*. – 1990. – P. 127–129.
116. Julio E. Structural rehabilitation of columns with reinforced concrete jacketing / E. Julio, F. Branco, V. Silva // *Progress in Structural Engineering and Materials*. – 2003. – P. 29-37.

117. Luckyram J. Shear displacement in bonded structures / J. Luckyram, A. Vardy // *Journal of Construction Steel Research*. – 1990 -. – № 16. – P. 71–84.
118. McCormac J. Design of Reinforced Concrete / McCormac, J. Nelson K.; – 2005. – 736 p.
119. Meda A. Strengthening of R/C existing columns with high performance fiber reinforced concrete jacket / A. Meda, G.A. Plizzari, Z. Rinaldi, G. Martinola // *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II*. – 2009. – P. 1263-1268.
120. Required RC jacket thickness and reinforcement ratio for repairing RC tied rectangular and circular concrete columns [Електрон. ресурс] / Tamer Al-Afandy, Magdy Bakry // *ResearchGate*. – 2015. – Режим доступу до статті.: <http://www.researchgate.net/publication/273316535>.
121. Rizzo E. Selection criteria for concrete repair materials / E. Rizzo, M. Sobelman // *Concrete International*. – 1989. – P. 46–49.
122. Rodriguez M. Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing / M. Rodriguez, R. Park // *ACI Structural Journal*. – 1994. – Vol. 91 (2). – P. 150-159.
123. Rodriguez M. Repair and strengthening of reinforced concrete buildings for earthquake resistance / M. Rodriguez, R. Park // *Earthquake Spectra*. – 1991. – № 7(3). – P. 439-459.
124. Rodriguez M. Seismic load tests on reinforced concrete columns strengthened by jacketing / M. Rodriguez, R. Park // *ACI Structural Journal*. – 1994. – № 91(2). – P. 150–159.
125. Rybak M. Wzmacnianie mostów betonowych za pomocą przyklejanego zbrojenia zewnętrznego / M. Rybak, M. Łagocła // XVIII Konferencja Naukowo-Techniczna „Awary Budowlane”, Szczecin-Międzyzdroje. – 1997. – P. 41-50.
126. Saucier F. Durability of new-to-old concrete bondings / F. Saucier, M. Pigeon // *Proceedings of the ACI International Conference on Evaluation and*

Rehabilitation of Concrete Structures and Innovations in Design. – Hong Kong, 1991. – P. 689–707.

127. Sayed A. Retrofitting and strengthening of reinforced concrete columns using steel jackets; Mechanical performance and applications / Ahmed El-Badawy Sayed // Journal of engineering sciences, Assiut university. – 2009. – Vol. 37 (no. 3). – P. 563-580.
128. Silfwerbrand J. Improving concrete bond in repaired bridge decks / J. Silfwerbrand // Concrete International. – 1990. – P. 121–126.
129. Stoppenhagen D. Seismic repair and strengthening of a severely damaged concrete frame / D. Stoppenhagen, J. Jirsa, L. Wyllie // ACI Structural Journal. – 1995. – № 92(2). – P. 177–187.
130. Sugano S. Seismic strengthening of existing reinforced buildings in Japan / S. Sugano. – Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering. – 1981. – № 14(4). – P. 209–222.
131. Talbot C. Influence of surface preparation on long-term bonding of shotcrete / C. Talbot, M. Pigeon, D. Beaupre, D. Morgan // ACI Materials Journal. – 1994. – № 91(6). – P. 560–566.
132. Vijaya Kumar Y M. Finite element analysis of jacketed reinforced concrete column subjected to axial and uniaxial load / Vijaya Kumar Y M., Gopi Siddappa, Suresh Chandra, Anushree // IJRET: International Journal of Research in Engineering and Technology. – 2015. – Vol. 04 (4).

Додаток 1

**Довідки про впровадження результатів дисертаційних
досліджень**

№ 13/88 Дата 25.11.2015 р.
на № _____ від _____

АКТ

впровадження результатів науково-дослідних робіт

В ТОВ "КАРПАТНАФТОХІМ" протягом 2013-2015 рр. разом зі співробітниками Національного університету "Львівська політехніка" виконувались роботи з обстеження, визначення технічного стану та розроблення рекомендацій з реконструкції та підсилення залізобетонних конструкцій, які отримали пошкодження різного рівня. Це стосується залізобетонних конструкцій корпусу №902 цеху з виробництва хлорвінілу виробництва поліхлорвінілової смоли суспензійної і каустичної соди.

При виконанні робіт були використані результати дисертаційної роботи Країнського Павла Івановича на тему: "Міцність та деформативність залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів, підсилених залізобетонними обоймами при дії навантаження".

Ефективні рішення з реконструкції та підсилення пошкоджених залізобетонних конструкцій прийнято на основі рекомендацій співробітників Національного університету "Львівська політехніка", що базувались на результатах обстеження, визначення залишкової міцності та експлуатаційної придатності пошкоджених елементів конструкцій.

Начальник відділу
технічного нагляду



В.В. Кучер



„ЗАТВЕРДЖУЮ”

Проректор
Національного університету
„Львівська політехніка”

доц. Давидчак О.Р.

” _____ 2015 р.

АКТ

про впровадження у навчальний процес у Національному університеті „Львівська політехніка” результатів дисертаційної роботи Країнського Павла Івановича „Міцність та деформативність залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів, підсилених залізобетонною обоймою при дії навантаження”.

Комісія у складі:

Соболь Х.С. – декана повної вищої освіти інституту будівництва та інженерії доквілля, д.т.н., проф.,

Демчини Б.Г. – професора кафедри „Будівельні конструкції та мости”, д.т.н., проф.,

Куценка В.М. – професора кафедри „Будівельні конструкції та мости”, д.т.н., проф.,

Холода П.Ф. – завідувача кафедри „Будівельні конструкції та мости”, к.т.н., доц.

цим актом підтверджує те, що у навчальному процесі на кафедрі будівельних конструкцій та мостів Інституту будівництва та інженерії доквілля впроваджені результати дисертаційної роботи „ Міцність та деформативність залізобетонних стиснуто-зігнутих елементів, підсилених залізобетонною обоймою при дії навантаження ”.

Результати роботи впроваджено у вигляді розділів у лекційних курсах для студентів базового напрямку підготовки 6.060101 „Будівництво” та спеціальностей 7.06010101, 8.06010101 „Промислове та цивільне будівництво” та 8.17020301 – „Пожежна безпека”.

– „Результати експериментальних досліджень залізобетонних колон підсилених під навантаженням залізобетонними обоймами” – у лекційні курси „Залізобетонні та кам’яні конструкції” для базового напрямку підготовки 6.060101 „Будівництво” (доц. Кархут І.І.) та „Реконструкція будівель та споруд” для базового напрямку підготовки 6.060101 „Будівництво” (проф. Бліхарський З.Я.).

– „Методика розрахунку параметрів напружено-деформованого стану залізобетонних колон, підсилених під навантаженням залізобетонними

обоймами” – у лекційні курси „Проектування залізобетонних та мурованих конструкцій” для спеціальностей 7.06010101 та 8. 06010101 „Промислове та цивільне будівництво” (доц. Стасюк М.І.) та „Обстеження і реконструкція будівель і споруд після пожежі” для спеціальностей 8.17020301 „Пожежна безпека” (доц. Вашкевич Р.В.).

декан повної вищої освіти інституту
будівництва та інженерії довкілля,
д.т.н., проф.

Х.С. Соболю

професор кафедри
„Будівельні конструкції та мости”,
д.т.н., проф.

Б.Г. Демчина

професор кафедри
„Будівельні конструкції та мости”,
д.т.н., проф.

В.М. Кущенко

завідувач кафедри
„Будівельні конструкції та мости”
к.т.н., доц.

П.Ф. Холод