

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА

Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

АЛКАСІР МОХАМАД РАГЕБ

АНАЛІЗ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ
ФОРМОУТВОРЮЮЧИХ ЕЛЕМЕНТІВ МОНОЛІТНИХ
ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ

192 Будівництво та цивільна інженерія
за освітньо-професійною програмою «Промислове та цивільне будівництво»
магістр

2018

ВСТУП.....	3
РОЗДІЛ 1	6
АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ І МОДЕЛЕЙ СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З НЕПРЯМИМ АРМУВАННЯМ.....	6
1.1. Застосування непрямого армування для залізобетонних колон	7
1.2. Застосування сіткового армування для залізобетонних колон	11
1.3. Застосування трубобетонних елементів і залізобетонних колон зі спіральним армуванням	18
1.4. Виводи до розділу 1	24
РОЗДІЛ 2.	25
Н ПРОЕКТУВАННЯ І БУДІВНИЦТВО БАГАТОПОВЕРХОВИХ І ВИСОТНИХ ЦИВІЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ	25
2.1. Існуючі типи залізобетонних каркасів багатоповерхових будівель.....	25
2.1.1. Збірні залізобетонні каркаси.	25
2.1.2. Монолітні залізобетонні каркаси.	27
2.1.3 Збірно-монолітні залізобетонні каркаси.	27
2.2. Зарубіжний досвід будівництва збірно-монолітних багатоповерхових будівель	29
2.2.1. Збірно-монолітні споруди в країнах США і Європи.	29
2.2.2. Сучасні багатоповерхові збірно-монолітні споруди в країнах Ближнього Сходу.....	31
2.3. Будівництва збірно-монолітних багатоповерхових будівель в Україні	36
2.3.1.Чебоксарська серія.	38
2.3.2. Система «Аркос».	38
2.3.3. Система «КУБ».	39
2.3.4. Каркас «Сочі».	40
2.3.5. Система «РАДІУСС».	40
2.4. Технологія зведення висотних будівель.....	41

	2
2.5. Виводи до розділу 2.....	42
РОЗДІЛ 3.	43
ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО КАРКАСА З УРАХУВАННЯМ ВПЛИВУ ФОРМОУТВОРЮЮЧИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	43
3.1. Конструкція сталезалізобетонного каркаса для багатоповерхових будівель. Постановка задачі.....	43
3.2. Чисельний аналіз моделей вузла сполучення колони з внутрішньою обоймою і плити перекриття	48
3.3. Виводи по розділу 4.....	57
РОЗДІЛ 4.	58
АНАЛІТИЧНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО КАРКАСА З УРАХУВАННЯМ ВПЛИВУ ФОРМОУТВОРЮЮЧИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ	58
4.1. Методика розрахунку колон сталезалізобетонного каркаса з металевим формоутворюючим елементом.....	58
4.2. Приклад розрахунку колони з внутрішньою обоймою	65
4.3. Аналіз впливу різних параметрів на ефективність застосування обійми	67
4.4. Розрахунок перекриття на продавлювання перекриття з ригелями формоутворюючого каркаса	70
4.5. Виводи по розділу 4.....	76
ВИСНОВКИ.....	77
СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ	78

ВСТУП

Актуальність дослідження. В даний час спостерігається збільшення обсягів каркасного монолітного житлового будівництва. Однак підвищена трудомісткість робіт, що пов'язана з кліматичними особливостями, дещо стримує цю тенденцію. Для крупних мегаполісів, незворотним стає збільшення поверховості житлових і цивільних будівель, що висуває підвищені вимоги до надійності і довговічності їх конструкцій. Об'єм будівництва житла зростає щорічно. Нині відповідно до відомого міжнародного стандарту будівництва, на 1 мешканця міста приходиться 1 м² житлової площі на рік. Показник річного об'єму монолітного житлового будівництва в перерахунку на одного жителя в країнах Європи складає 0,8...2 м². Така тенденція обумовлює необхідність високотехнологічного і економічного проектування з одночасною можливістю гнучкої зміни об'ємно-планувальних рішень при будівництві і реконструкції будівель. Традиційні технології часто не витримують конкуренції із-за високої трудомісткості зведення монолітних будівель.

Найважливішим аспектом просування на ринок монолітних каркасних будівель із залізобетону є дослідження, як в області формоутворення, так і в області вдосконалення методики розрахунку.

Методики розрахунку таких будівель інтенсивно розвиваються. Завдяки зростанню обчислювальних потужностей ЕОМ, деякі з сучасних програмних комплексів вже дозволяють врахувати специфіку послідовності зведення будівлі, фізичну і геометричну нелінійності, включаючи властивості реології матеріалів і ґрунтів основи. Однак урахування фізичної і геометричної нелінійності, а також суттєвої неоднорідності бетону, дискретного армування і дискретного тріщиноутворення розтягнутої зони не

завжди дозволяє отримати результат розрахунку, що відтворює дійний фізичний стан.

Нормативна база будівництва у ряді країн вимагає враховувати в розрахункових моделях будівель можливих відхилень геометричних параметрів від їх номінальних значень. Тим часом, ні в нормативних документах, ні в роботах дослідників не розроблені методики урахування в розрахункових моделях залізобетонних монолітних будівель можливих геометричних відхилень, а в методиках розрахунку окремих елементів вплив геометричної недосконалості враховується приблизно. У роботах, присвячених моніторингу будівель, наголошується суттєвий вплив відхилень на напружено - деформований стан будівель. Боротися з цим фактором можна не тільки розрахунковими, але і конструктивними заходами.

Метою магістерської роботи є дослідження напружено-деформованого стану елементів залізобетонного безригельного каркаса з використанням формоутворюючого остову і внутрішніх обійм у вертикальних елементах.

Для досягнення поставленої мети сформульовані наступні задачі:

- розробити скінчено-елементні моделі вузлів з'єднань колон з елементами перекриттів, з урахуванням нелійності фізико-механічних властивостей матеріалів;
- порівняти результати чисельного моделювання варіантів вузлів з'єднання колони, що має металевий остов, плитою перекриття;
- оцінити вплив формоутворюючого каркаса на вузол з'єднання колон з монолітним перекриттям;
- визначити граничні деформації елементів з внутрішньою обіймою.

Об'єктом дослідження є елементи каркасних монолітних залізобетонних будівель із застосуванням формоутворюючого остову.

Предмет дослідження - особливості напружено-деформованого стану формоутворюючого каркаса і його елементів.

Наукова новизна магістерської роботи. Побудовані моделі метода скінчених елементів каркасу багатоповерхових будівель, в яких жорстка арматура колон одночасно виконує функції формоутворюючого остову і внутрішньої обойми. Доведено, що внутрішня обойма в залізобетонних колонах збільшує максимальні деформації перед руйнуванням в порівнянні з колонами без обойми.

Практична цінність роботи.

Розроблена каркасна система підвищить якість зведення багатоповерхових монолітних каркасних будівель і дозволить знизити загальні витрати сталі в порівнянні з відомими аналогами. Розглянуто доцільність використання стержневої арматури підвищеної міцності.

Встановлено, що застосування формоутворюючого металевого каркаса в монолітних будівлях дозволяє істотно знизити початкові горизонтальні відхилення колон у стадії зведення.

Достовірність результатів обумовлена: використанням фізично адекватних гіпотез і методик розрахунку монолітних залізобетонних каркасних будівель., використанням фактичних експериментальних даних як основи для пропонованих теоретичних положень.

Структура і об'єм роботи. Дипломна робота складається із вступу, чотирьох розділів, основних висновків, бібліографічного списку, що включає 64 найменування, і містить 84 сторінки тексту, зокрема 27 рисунків, 5 таблиць.

РОЗДІЛ 1

АНАЛІЗ ІСНУЮЧИХ КОНСТРУКТИВНИХ РІШЕНЬ І МОДЕЛЕЙ
СТИСНУТИХ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ КОНСТРУКЦІЙ З
НЕПРЯМИМ АРМУВАННЯМ

Випробування різних типів каркасів показали, що в збірно - монолітного виконання часто окремі вузли з'єднань можуть бути перевантажені у випадках, коли в елементах каркаса є значний запас жорсткості. Це пояснюється безліччю факторів і перш за все, нехтуванням зусиль розпорів, спільної роботи ригеля і плити, а також перерозподілом зусиль при утворенні тріщин в розтягнутих зонах. Відомо, що особливістю залізобетону є здатність підстроюватися під навантаження, які на нього діє. Характер пружно-пластичних деформації з раннім тріщиноутворенням дозволяє істотно економити ресурси при проектуванні каркасних систем. У ряді зарубіжних країн утворення тріщин в залізобетоні вважається неприпустимим і це приводить до додаткових збільшень матеріаломісткості.

Вивченню цих і суміжних проблем були присвячені роботи Н.П. Абовського, В.В. Адіщева, Ф.Х. Ахметзянова, В.Н. Байкова, С.Х. Байрамукова, Р.О. Бакирова, В.М. Баташева, В.Я. Бачинського, Н.І. Безухова, Г.І., Бердичівського, В.М. Бондаренко, В.П. Васильєва, П.І. Васильєва, П.Н. Ганаги, А.А. Гвоздева, Г.А. Генієва, Ю.П. Гущавина, С.А. Дмитрієва, Л.В. Енжієвського, А.С. Залесова, Л.Ф. Ільїна, Н.І. Карпенко, А.Д. Кауфмана, В.І. Колчунова - Котова, А.Ю. Кубасова, В.І. Кудашева, О.Г. Кумпяка, І.Ю. Ларічева, Л.Н. Лемиша, В.І. Ленипіна, М.П. Леонтьєва, А.Ф. Лолейта, І.І. Лучко, С.А. Мадатяна, Л.П. Макаренко, Ю.В. Максимова, Б.Я. Мартьянова, І.В. Матвєєва Мігунова, В.М. Мітасова, В.І. Мітрофанова, В.І. Мурашева, Т.А. Мухамедієва, А.І. Никулїна, А.В. Носарева, В.І. Осидзе, Е.Н. Панькова, Е.Н. Пересипкіна, В.С. Пльовкова, Г.І. Попова, Б.С. Расторгуєва, Г.А.

Смоляго, В.М. Сурдина, Д.В. Талантова, В.С. Уткіна, Л.В. Уткіна, М. Харуна, С.Ю. Цейтліна, В.П. Чіркова, В.І. Шевченко, Г.Н. Шоршнева, Г.П. Яковленко, P. Aagren, Z.P. Bazant, Q. Chen, A. Cijunaitis, Q. Huang, V. Jokubaitis, W. Peng, H.W. Reinhard, R. Shionaga, M.A. Sozen, Z. Sun, M. Xia, Z.Yang і ін.

1.1. Застосування непрямого армування для залізобетонних колон

В даний час в будівництві з'явилися нові класи уніфікованої високоміцної стержневої арматури, такі як А500 і А600. Дана арматура дозволяє економити до 45% стали при проектуванні згинальних та розтягнутих елементів. Однак в стиснутих елементах традиційні способи армування не дозволяють ефективно використовувати високоміцні стали, тому що розрахункові опори стиснутої арматури обмежені малою величиною граничних деформацій стиснутого бетону.

У цьому розділі представлений огляд літературних джерел, присвячених особливостям деформації різних каркасних систем під навантаженням.

Можливість підвищення граничних деформацій бетону з'являється при створенні в стиснутих елементах тривісного напруженого стану. Один з варіантів створення такого стану - це застосування непрямого армування. Використання непрямої (поперечною) арматури в елементах малої гнучкості дозволяє підвищити їх несучу здатність, і збільшити граничні деформації бетону. При цьому як подовжня арматура можуть застосовуватися високоміцні стали з розрахунковим опором на стиск, в 1,5-2 рази що перевищує величину, встановлену нормами проектування залізобетонних конструкцій.

Непряме армування у поєднанні з високоміцною подовжньою арматурою в стиснутих залізобетонних елементах дозволяє економити до 50% арматурної сталі. Такі колони, по відомостях, які приводить Н.А.

Котлова [74], мають несучу здатність до 14000 кН при перерізі 400x400 мм, питоме напруження в бетоні при цьому може в 2-3 рази перевищувати його призматичну міцність.

Ідея армування бетону поперечною арматурою виникла на початку ХХ століття. У 1902 році М. Консидер [38] випробував на осьовий стиск бетонні зразки, що знаходилися під дією бокового гідростатичного тиску. Для практичного використання ефекту підвищення міцності бетону в умовах тривісного стиску їм було запропоновано поперечне армування бетону і проведені перші випробування бетонних циліндрів в спіральній обоймі. М. Консидером було виявлене, що опір бетону із спіральним армуванням стиску може перевищувати призматичну міцність до 2 разів і встановлено, що використання стали як поперечна арматура у декілька разів ефективніше за її використання як подовжньою. Надалі дослідження бетону в спіральній обоймі набули широкого поширення. У 1904 р. Н.М. Абрамов [1] запропонував встановлювати між повздовжніми стержнями зигзагоподібну арматуру. У дослідженнях До. Баха, Ф. Ріхарда, А. Брандцаєга, Р. Брауна, Р. Залігера, О. Графа, Ст. Вейбулла, Ф.Е. Гитмана [22], Г.А. Гамбарова, А.С. і багатьох інших учених було встановлено, що на ефективність роботи спіралі впливають різні фактори: міцність бетону, його склад і консистенція, діаметр і клас спіральної арматури, відстань між витками спіралі. У дослідженнях [22, 35] була запропонована попередньо напружена спіраль, досліджений її вплив і відмічений значний ефект застосування попереднього напруження.

У 1927 - 1935 роках Американським інститутом бетону були виконані обширні випробування колон із спіральною арматурою [54]. За результатами виконаних випробувань був зроблений наступний граничний опір бетонного ядра (переріз колони без урахування захисного шару арматури спіралі) дорівнює площі ядра, помножене на міцність бетону контрольного циліндра, збільшене на 75-85%, плюс площа повздовжніх арматурних стержнів, помножена на розрахунковий опір відповідних спіралей, плюс площа

спірального стержня, помножена на його напруження у момент досягнення межі текучості.

У 1932 році В.П. Некрасов запропонував визначати тимчасовий опір бетону в призмі з подовжньою арматурою і сітками по формулі [17]:

$$R = R' + 10\alpha \left(R' + \alpha_2 / 2 \sqrt{100\alpha_0 h / d_0} \right) + \alpha_2 \sqrt{100\alpha_0 h / d_0}, \quad (1.1)$$

де R - тимчасовий опір всієї призми, віднесений до всього перерізу; R' - тимчасовий опір бетону стиску; α - відношення об'єму повздовжніх стержнів до об'єму бетону; α_0 - те ж, для сітки (спіральної обмотки); α_2 - модуль пружності арматури, рівний 10 кгс/см² або обчислений по формулі:

$$\alpha_2 = 9,9 + 10\alpha_0^2 / 3;$$

h - менший розмір колони; d_0 - діаметр стержнів сітки.

При тих же позначеннях розрахункова напруження визначається по формулі:

$$[n] = [n'] + 10\alpha \left\{ [n'] + \frac{\alpha_2}{2K} \sqrt{\frac{100\alpha_0 h}{d_0}} \right\} + \frac{\alpha_2}{K} \sqrt{\frac{100\alpha_0 h}{d_0}} \quad (1.2)$$

де K - коефіцієнт запасу, рівний 2,5. За наявності повздовжньої арматури необхідно, щоб виконувалася умова $[n] \leq 2[n']$.

Декілька раніше, в 1928 р., Р. Залігер запропонував формулу для визначення навантаження N , що допускалося, на колону [30]:

$$N = (F_{\text{я}} + 15F_e + 45F_n) \sigma_b, \quad (1.3)$$

де $F_{я}$ - площа бетонного ядра: $F_{я} = \pi d_{я}^2 / 4$; $d_{я}$ - діаметр ядра; F_e - площа перерізу повздожньої арматури; $F_n = \pi d_{я} f / g$ - площа поперечного перерізу фіктивної повздожньої арматури; f - площа перерізу арматури спіралі; g - крок сіток або спіралі; σ_b - тимчасовий опір бетону.

Великі дослідження роботи коротких колон, армованих в'язаними сітками, були проведені в 1939-1941 рр. А.Н. Кузнецовим під керівництвом А.А. Гвоздева при застосуванні сіток для підсилення бетону на будівництві моста в м. Рибінське [61]. За результатами досліджень було встановлено, що основними факторами, що впливають на міцність армованих зразків, були процентний зміст сіткової арматури, межа текучості стержнів сіток і вид бетону. При бетоні жорсткої консистенції сіткове армування давало більше підвищення міцності.

У 1948 р., в НиТУ 3-48 [45] була приведена формула для розрахункового навантаження, яке містить коефіцієнт запасу, необхідний для переходу від руйнуючого навантаження до розрахункової K :

$$N = (R_{np} F_{я} + \sigma_m F_a + 2.5 \sigma_m F_c) / K, \quad (1.4)$$

де R_{np} - призматична міцність бетону; $F_{я}$ -- площа ядра перерізу колони; σ_m - межа текучості повздожньої арматури; F_a - площа перерізу повздожньої арматури; F_c - приведена площа перерізу спіральної обмотки: $F_c = \pi D_{я} f_c / s$; s - крок спіральної обмотки; K - коефіцієнт запасу.

Відповідно до французьких і німецьких норм, навантаження, що допускається, на залізобетонну колону із спіральною арматурою визначалося по формулі [17]:

$$P = \sigma (F_k + mf) \left(1 + kmf \frac{f_c}{F_k} \right), \quad (1.5)$$

де F_k - площа перерізу ядра обійми; f - площа перерізу повздовжньої арматури; f_c - площа приведеної арматури: $f_c = \pi D f_0 / s$; D - діаметр ядра; f_0 - площа поперечного перерізу стержнів спіралі; s - крок спіралі; σ - допускаємо напруження бетону на стиск, що дорівнює $\sigma = R/k_1$;

$$k = \sigma_s F_k / \sigma_m f_s; \quad \sigma_a = \sigma_m / k_2, \quad (1.6)$$

тут σ_s - додатковий опір від дії обійми, віднесене до одиниці площі ядра; $m = E_a / E_b = 10$ або 15 .

Руйнуюче навантаження визначалося по формулі:

$$P_p = F_k R + f \sigma_m + F_k R_c, \quad (1.7)$$

де R - тимчасовий опір бетону; σ_m - межа текучості сталі; R_c - додатковий опір від обійми у момент руйнування. Для розрахункового навантаження формула (1.7) мала вигляд:

$$P_p = (F_k + mf + kmf_s) \sigma; \quad \sigma = R/k_1; \quad \sigma_a = \sigma_m / k_2 = \sigma m. \quad (1.8)$$

Формула (1.8) як за німецькими, так і радянськими нормами рекомендувалася при $m = 15$ і $k = 3$.

1.2. Застосування сіткового армування для залізобетонних колон

У 50-х роках сіткове армування почало застосовуватися для підсилення кінцевих ділянок залізобетонних колон. Дослідження, проведені С.М. Криловим, Н.Н. Коровіним, А.П. Васильєвим, дозволили їм розробити рекомендації, що увійшли до норм проектування, за розрахунком і

конструюванням сіткових армованих кінцевих ділянок колон. Коефіцієнт ефективності сіткового армування в рекомендаціях був прийнятий постійним, рівним 2. Пізніше за дослідження стиків колон в'язевого каркаса під великі навантаження А.П. Васильєва і Н.Г. Маткова і колон з сітковим армуванням В.І. Довгалюка [28] встановили, що коефіцієнт ефективності сіткового армування - величина змінна, що досягає в деяких випадках значень 3-4.

У 1967 р. вийшов нормативний документ [62], згідно якому подовжнє зусилля стиску N від розрахункових навантажень в елементах з непрямым армуванням визначається по формулі:

$$N \leq R_{np}F_{я} + R_{ac}F'_a + 2R_a^cF_c, \quad (1.2.9)$$

де $F_{я}$ - площа бетонного ядра; R_{np} - розрахунковий опір бетону при осьовому стиску; F'_a - площа перерізу повздовжньої арматури; R_{ac} - розрахунковий опір повздовжньої арматури на стиск; R_a^c - розрахунковий опір розтягуванню непрямої арматури; F_c - площа приведенного перерізу непрямої арматури.

В.И. Довгалюком [29] були випробувані елементи з повздовжнім і непрямым армуванням і запропонована розрахункова формула, що відрізняється від тієї, що наведена в нормах [128] введенням коефіцієнта $\gamma \leq 1$ і заміною двійки в (1.2.9) коефіцієнтом K_{on} , величину якого пропонується визначати по формулі

$$K_{on} = \left(N_p^{on} - R_{np}^H F_a \right) / \mu_k R_{ак} F_{я}, \quad (1.10)$$

у дослідах $\mu_k = 0,034$.

У роботі [23] В.І. Гнедовський пише, що формула (1.10) «неправильна, оскільки від N_p^{on} треба відняти ще опір повздовжньої арматури, рівний $R_a F_a$ і тоді значення K вийде істотно менше...Загалом можна зробити висновок що формулою В.І. Довгалоюка не слід користуватися».

В.Г. Евстіфеев запропонував формулу, що декілька відрізняється від наведеної в нормах [62] формулу (49):

$$N \leq R_{np} F_{я} + R_{ac} F_a + 2\alpha \mu_k R_{ак} F_{я}, \quad (1.11)$$

де $\alpha = sak/F_{я}$ а є відношення площі поверхні арматури сітки, що межує з бетоном, до площі бетону всередині контура сіток.

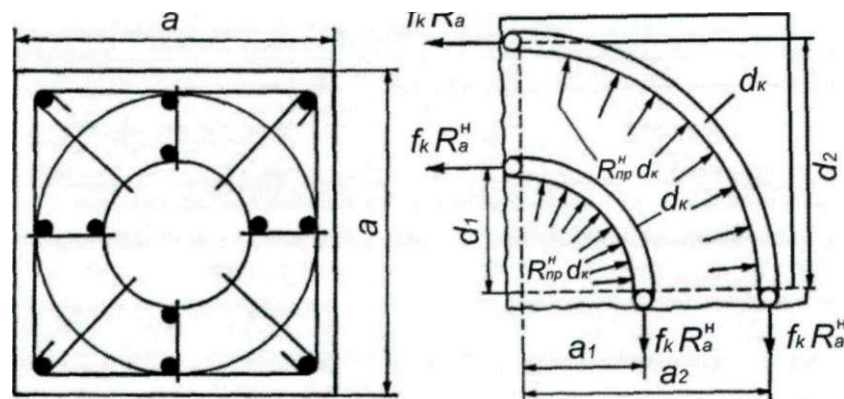


Рис. 1.1. Сітка непрямого армування, що була запропонована О.Ф. Віноградової і схема зусиль в ній.

Інший метод розрахунку центрально-стиснутих залізобетонних елементів з непрямым армуванням був запропонований О.Ф. Віноградовою [16]. Розрахунок елементів, армованих сітками з кільць і радіальних стержнів (див. рис. 1.1), проводиться по стадії руйнування. У основу цього розрахунку прийнята гіпотеза, що при граничному осьовому навантаженні стиску напруження розтягу, що виникають в кільцях, досягають межі текучості стали R_a^H , а в радіальних стержнях досягаються напруження, що рівні опору

зчеплення з бетоном R_{cy}^H . У такому випадку, руйнующе навантаження на осьовий стиск для залізобетонного елемента визначається по формулі:

$$N_{расч} = F_{\bar{o}} R_{np}^H (1 + \alpha) + F_{ac} R_a^H, \quad (1.12)$$

$F_{\bar{o}}$ - площа поперечного перерізу; R_{np}^H - призматична (нормативна) міцність бетону; F_{ac} - площа перерізу повздожньої арматури; R_a^H - нормативний опір арматури, межа текучості.

Коефіцієнт α приймається рівним

$$\alpha = k \sigma_3 / R_p^H, \quad (1.13)$$

тут σ_3 - напруження бетону на відрив в граничному стані, тобто при руйнующому навантаженні.

Дослідження О.Ф. Віноградової зразків з непрямым армуванням сітками нового типу показали, що границя прояву мікротріщин в бетоні досягає $R_m = 320 \text{ кгс/см}^2$, при цьому коефіцієнт поперечної деформації $\nu = 0.7$ замість 0.5 по О.Я. Бергу [10].

У дослідах над зразками, армованими сітками, В.А. Червонобаба [64] встановив, «що на зменшення деформативності сильніший вплив робить не стільки зменшення відстані між сітками, скільки збільшення кількості стержнів в сітках». Суттєвим недоліком сіток є згин стержнів, що відбувається під дією поперечних деформацій бетону.

Німецькі дослідники Н. Вейглер і І. Хенсель [15] в 1961 р. провели досліди над бетонними зразками з сітчастим армуванням і встановили, що із збільшенням кроку сіток і одночасним зменшенням приведеної площі перерізу сіток руйнующе навантаження зменшується. Несуча здатність колони визначалася по формулі:

$$P_{br} = F_g k_g (1 + k), \quad (1.14)$$

тут K - коефіцієнт, що визначає вплив непрямої арматури; k_g - міцність призми, рівна $0.68W_{28}$, де W_{28} - кубкова міцність бетону; F_g - площа поперечного перерізу призми.

Проведені Н. Вейглером і І. Хенселем дослідження показали, що застосування сітчастої арматури дозволяє значно підвищити несучу здатність елементів, в окремих випадках до 140%.

У роботі Б.П. Філіппова встановлено, що міцність сіткового армованого ядра стиснутих колон значно більше міцності бетону захисного шару. При цьому було підкреслено, що розрив між навантаженням, при якому руйнується захисний шар, і навантаженням руйнування ядра збільшується із зростанням процента армування.

Згідно з дослідженням, проведеним А.П. Васильєвим, Н.Г. Матковим, Б.П. Філіпповим [13], армування стиснутих елементів поперечними сітками дає можливість значно підвищити міцність бетону, як при центральному, так і при позакентровому стиску. Ефективність непрямого армування при позакентровому і позакентровому стиску залишаються рівними. Це дозволяє використовувати при визначенні приведеної призматичної міцності методику СНиП II-V.1-62 з застосуванням змінного коефіцієнта ефективності, залежного від марки бетону, потужності непрямого армування і міцності арматурної сталі. Це важлива перевага сіток перед спіральним армуванням. У разі спірального армування вже при малому ексцентриситеті навантаження ефект обойми знижується, а із збільшенням ексцентриситету - повністю зникає. Також було встановлено, що підвищена деформативність бетонів в стиснутих елементах з непрямым армуванням збільшує відносну величину стиснутої зони бетону при граничних між 1 і 2 випадками позакентрового стиску в порівнянні з елементами без непрямого армування.

У роботі [43] на підставі аналізу численних експериментальних матеріалів викладено обґрунтування включеного в СНиП II-21-75 [59] методу

розрахунку залізобетонних конструкцій з непрямым армуванням. Приведену призматичну міцність запропоновано визначати по формулі:

$$R_{b,red} = R_b + k\mu_{cir}R_{s,cir}. \quad (1.15)$$

При застосуванні спіральної або кільцевої арматури:

$$k = 2 \left(1 - \frac{7.5e_0}{d_{ef}} \right), \quad (1.16)$$

де k - коефіцієнт інтенсивності непрямого армування; для центрально стиснутих конструкцій $k = 2$; μ_{cir} - коефіцієнт непрямого армування; e_0 - початковий ексцентриситет повздожньої сили; $R_{s,cir}$ - розрахунковий опір розтягуванню непрямої арматури; d_{ef} - діаметр бетонного елемента усередині захисного шару спіралі.

Ефект непрямого армування для центрально стиснутих елементів складає $k = 2$ і, хоча він де диференційований по класах бетону, в роботі [43] наголошується, що чим міцніше бетон, тим вище коефіцієнт k . Коефіцієнт k прийнятий мінімальним із-за поки недостатнього досвіду використання високоміцного бетону.

Запропоновані формули (1.15) і (1.16) для розрахунку колон з непрямым армуванням підтвердили працездатність і були включені в СНиП 2.03.01-84* [58] в наступній редакції:

$$R_{b,red} = R_b + 2\mu_{cir}R_{s,cir} \left(1 - \frac{7.5e_0}{d_{ef}} \right), \quad (1.17)$$

де $R_{s.cir}$ - розрахунковий опір арматури спіралі; μ_{cir} - коефіцієнт армування рівний:

$$\mu_{cir} = \frac{4A_{s.cir}}{d_{ef} s}, \quad (1.18)$$

тут $A_{s.cir}$ - площа поперечного перерізу спіральної арматури; d_{ef} - діаметр перерізу усередині спіралі; s - крок витків спіралі; e_0 - ексцентриситет прикладення повздовжньої сили (без урахування впливу прогину).

У [6] детально описано конструювання елементів з непрямым армуванням, доцільність і ефективність його застосування.

Н.А. Котлова досліджувала непряме армування стиснутих елементів сталевими пластинами. Встановлено, що ефективність використання непрямої арматури при армуванні пластинами в основному не нижче ефективності сіткового армування, а у ряді випадків істотно перевищує її за рахунок збільшення площі побічно армованого ядра і роботи стали в двовісному напруженому стані.

Н.Н. Поповим, Н.Н. Трекиним і Н.Г. Матковим були отримані повні діаграми стиску бетону, армованого зварними поперечними сітками і подовжньою високоміцною арматурою при статичному і динамічному вантаженні. Встановлений характер впливу армування і режиму вантаження на деформацію бетону. Ними запропонована методика розрахунку міцності і деформативності колон з непрямым армуванням і подовжньою високоміцною арматурою при динамічній дії [49].

Польським ученим А.Б. Новаковським проведені експериментальні дослідження несучої здатності стиснутих циліндрів, з дрібнозернистого бетону з непрямым армуванням. Визначено, що приріст несучої здатності

стержня, пов'язаний з виникненням ефекту обойми, спостерігається при ексцентриситетах, що не перевищують 0,125 діаметру ядра перерізу.

П.Ф. Вахненко і В.Н. Кондель провели дослідження міцності і деформативності косостиснутих залізобетонних елементів з непрямым армуванням сітками і високоміцною подовжньою арматурою. Встановлено, що із зростанням ексцентриситету прикладення навантаження і кута повороту силової площини збільшуються кінцеві деформації стиснутого бетону, а, отже, підвищується ефективність використання подовжньої арматури [14].

1.3. Застосування трубобетонних елементів і залізобетонних колон зі спіральним армуванням

Спіральне армування, незважаючи на досить обширні дослідження, не знайшло широкого практичного застосування внаслідок великої трудомісткості і складної технології виготовлення спіральних армованих елементів в заводських умовах, що вимагає спеціального обладнання для навивки спіралі на бетонний сердечник. Окрім цього для елементів круглого перерізу складніше, ніж для прямокутного, вирішуються вузли спряження з іншими конструкціями будівлі. Недоліком спіральних армованих елементів є і те, що захисний шар бетону в них руйнується при значно меншому навантаженні, чим армований сердечник.

Від недоліків спірального армування вільні трубобетонні елементи, експериментальні дослідження яких складають окрему велику групу в дослідженнях бетону в умовах обмеженої поперечної деформації. На відміну від спіралі сталеві труби в трубобетонному елементі являються одночасно подовжньою і поперечною арматурою.

Випробування трубобетона советських учених Г.П. Передерія [47], А.А. Гвоздева [32], В.А. Росновського [111], Н.Г. Добудогло, А.Ф. Ліпатова, Н.Ф. Ськворцова [119], В.Ф. Мареніна, А.Б. Ренського, а також французьких-

М. Рабю і А. Менаже [40] виявили особливості роботи бетону в обоймі з труби і показали, що трубобетон не менш ефективний, чим спіральні армовані елементи. Ефект обойми - підвищення опору бетону стискуючій нарузі, по А.А. Гвоздеву досягає 2 разів, а по Г.П. Передерію - 2,2 разів.

Трубобетонні елементи мають ряд переваг: відсутність опалубних робіт при виготовленні, стійкість при механічних діях. Проте розташування металевої обойми зовні вимагає додаткових заходів по захисту від корозії і дії вогню.

Перші досліди по дослідженню деформації матеріалів, розміщених в трубчастих оболонках, при дії центрального стиску були здійснені Рабю в 1915 р. в лабораторії Школи мостів і доріг у Франції. Сталеві труби заповнювали піском або гравієм і піддавали їх стиску. При цьому сумарний опір виходив більше, ніж сума опорів обох матеріалів, що розглядаються окремо.

Потім, в 1928 р., проф. Бас на конгресі із залізобетону у Відні повідомив, що при використанні крем'янистого піску була досягнута напруження 250 кгс/см^2 без помітних руйнувань, внаслідок чого на практиці можна задавати напруження 200 кгс/см^2 незалежно від допускаемого опору оболонки.

Бетонні колони в сталевій обоймі були випробувані в 1934 р. В.С. Лором. Руйнуюче навантаження для зразків в обоймі виявилось в п'ять разів більше, ніж для бетонних циліндрів. У статті приведені розрахункові формули, що містять малодосліджений коефіцієнт k , що є відношенням значень поперечного стиску до подовжнього. Цей коефіцієнт k В.С. Лором був прийнятий рівним 0,12.

Дослідження деформативних властивостей бетону в металевій трубці були проведені в 1946 р. А.А. Гвоздевим [19]. Розвиток подовжніх і поперечних деформацій зразків відбувався по лінійному закону до навантажень, що складали 0,8-0,9 від максимальних, а величини деформацій відповідали приблизно величинам деформацій при одноосному стиску. При

значеннях навантажень, що наближалися до руйнуючих, починався інтенсивний розвиток подовжніх і поперечних деформацій, причому збільшення цих деформацій проходило при незначному підвищенні навантаження або навіть без зміни навантаження. Максимальні величини відносних поперечних деформацій значно перевищували при цьому граничну розтяжність бетону і були близькі по величині до подовжніх деформацій.

У статті В.А. Росновського і А.Ф. Ліпатова [55] приведені дані про результати випробування трубобетонних зразків різних діаметрів і із стінками різної товщини.

В.А. Росновський запропонував ефект обойми оцінювати виразом:

$$R_b^{mp} = 0.7R + 180, \quad (1.19)$$

де R_b^{mp} - міцність бетону в трубі; R - кубикова контрольна міцність бетону; 180 - емпіричний коефіцієнт, отриманий за результатами обробки експериментальних даних.

Обширні дослідження міцності на стиск трубобетонних елементів виконав А.Ф. Ліпатов. Він зробив висновок, що коефіцієнт ефективності обойми залежить від консистенції бетонної суміші, якою заповнюється труба. Для жорстких сумішей з малим водоцементним відношенням коефіцієнт ефективності обойми досягає чотирьох одиниць, а для бетону в трубі з пластичних сумішей - лише 1,8.. 2,2.

За даними В.І. Карпінського [35] бетону в сталевій трубі складає: для бетону міцністю 522 кгс/см² - 176%, для бетону міцністю 375 кгс/см² - 287%.

У 1957 р. А.Ф. Мареніним і А.Б. Ренським були проведені експериментальні дослідження трубобетона при осьовому стиску, на підставі яких запропонована формула для практичних розрахунків:

$$P_p = F_b R_{np} + \alpha F_c \alpha_m, \quad (1.20)$$

тут коефіцієнт α змінюється від 1,5 до 2,5 залежно від марки бетону.

Специфіку роботи бетону в трубі описує В.І. Гнедовський [23]: «Характер роботи бетону в трубчастій оболонці представляється наступним: під навантаженням бетон в трубі досягає спочатку призматичної міцності, потім, при підвищенні навантаження, - кубкової міцності з можливим утворенням мікротріщин, розвиток яких стримується оболонкою. При подальшому збільшенні навантаження в бетоні починаються пластичні деформації, а оболонка (труба), розширюючись, піддається розтягу в поперечному напрямі. До цього моменту, можливо, відбувається втрата зчеплення бетону з трубою, внаслідок чого при граничному (руйнуючому) навантаженні вона втрачає стійкість».

Матеріали по дослідженню міцності і деформативності трубобетонних зразків, приведені в [37], показують, що пластичні деформації бетону в трубі досягають 2% без втрати стійкості конструкції, що майже на порядок вище, ніж для «чистого» бетону на стиск.

Обширні дослідження трубобетонних елементів виконані в НІЗБ на великомасштабних моделях [63]. Їх метою було виявлення правомірності розрахунку трубобетонних елементів по СНиП 2.03.01-84* [58] як різновиди конструкцій з непрямым армуванням. Раніше проведені випробування показали, що ефективність бетону в трубах різного діаметру неоднакова. Наприклад, коефіцієнт ефективності бетону в трубах діаметром 100.. 300 мм вищий, ніж в трубах діаметром 630 мм. Для останнього він складає $\alpha = 1.5$.

Випробування показали, що коефіцієнт інтенсивності обойми для трубобетона не є постійною величиною, а залежить від відносної товщини стінки труби d/D або діаметру елементу і в незначний мірі - від міцності бетону. Несуча здатність трубобетона, пропонується розраховувати по формулі:

$$N = R_{b,red}A_{b.cir} + \alpha R_{s.cir}A_{s.cir}, \quad (1.21)$$

$$\alpha = \sqrt{\frac{1 + (k - 1)^2}{3}}, \quad (1.22)$$

$$k = 4.8D^{-0.18} (0.03\mu^{-0.72} + 1), \quad (1.23)$$

де k - коефіцієнт ефективності обтискання бетону обоймою.

Коефіцієнт k тривалий час приймався рівним 4, а відповідно до рекомендацій університету [54] Ілінойса коефіцієнт α рекомендований рівним 2. Випробування показали, що для зразків діаметром 630 мм із збільшенням коефіцієнта армування μ від 0,01 до 0,14 коефіцієнт k зміниться від 4 до 2,54, а при зміні діаметру труби від 100 до 1020 мм при коефіцієнті армування $\mu = 0.045 \dots 0.054$ коефіцієнт k змінюється від 4 до 2,65.

Одній з проблем в конструкціях з трубобетона є необхідність зниження або повного уникнення усадки бетону при його твердненні, прояв якої знижує ефективність використання трубобетона і надійність конструкцій.

У роботі Г.М. Мартіросова і А.І. Шахворостова як непряме армування використовували склопластикові труби і бетон на напружуючому цементі. Застосування останнього не тільки усує усадку, але й призводить до розширення бетону. Ефективність такої конструкції в порівнянні з рівними по перерізу і витраті металу звичайними залізобетонними колонами вище до 10 разів.

У роботі [63] описується досвід КНР по застосуванню трубобетонних конструкцій у висотних будівлях, мостобудуванні і інших інженерних спорудах. У 90-х роках ХХ в Китаї розроблені нормативні документи по проектуванню і зведенню трубобетонних конструкцій. У таких конструкціях, як правило, використовується високоміцний бетон. За даними фахівців з Китаю, застосування трубобетона в порівнянні з металевим каркасом дає

50% економії металу, а при однаковій несучої здатності, розмір перерізів з трубобетона на 50% менше, ніж із залізобетону.

Н.В. Свіридовим проведені дослідження трубобетона і стиснутих елементів з циліндровими сталевими «обічайками» із застосуванням особливого міцного цементного бетону, що має опір на стиск $R > 100$ МПа. Показана ефективність застосування таких конструкцій у висотних будівлях і інженерних спорудах.

Не дивлячись на те, що в радянському союзі і Україні дослідженнями роботи трубобетонних елементів займалися і займається багато учених [12, 18, 36, 37, 47, 54, 55, 56, 57, 60, 61], широкого застосування вони не отримали із-за ряду недоліків, таких як складність улаштування [54], необхідність захисту від корозії, необхідний вогнезахист. Негативний вплив роблять також усадка і повзучість бетону, недостатнє зчеплення металу труби з бетонним ядром, що приводить до роздільної роботи бетону і труби [54].

Установка трубок невеликого діаметру, заповнених бетоном і, у свою чергу, забетонуваних, здійснена Г.П. Передірієм в арках моста імені Володарського [46, 47], є доцільним, але складним в реалізації рішенням. Також доцільне застосування попередньо-напруженої спіральної обмотки, що обтискає сердечник і перешкоджає розвитку поперечних деформацій бетону і що підвищує несучу здатність залізобетонного елемента. Однак недоліком цього способу непрямого армування є складність виготовлення залізобетонних елементів.

Велика кількість робіт присвячена дослідженню різних варіантів непрямого армування [16, 22, 33, 42, 50, 52], проте жоден з них зараз не використовується в монолітному житловому будівництві, що пов'язане з високою трудомісткістю виконання робіт і складністю бетонування таких конструкцій.

У даній роботі пропонується альтернативний варіант армування стиснутих елементів, що дозволяє підвищити їх несучу здатність і збільшити

відносні подовжні деформації, будучи при цьому простим і зручним для реалізації.

1.4. Виводи до розділу 1

1. Проаналізовано історію розвитку залізобетонних стиснутих елементів з непрямым армуванням.

2. Визначені основні чинники, що впливають на несучу здатність елементів зі спіральним та сітковим армуванням. А саме, процентний зміст сіткової арматури, межа текучості стержнів сіток, рівень зусиль попереднього напруження в спіральній арматурі і вид бетону, консистенція бетонну.

3. Шляхом зіставлення відомих експериментальних даних, встановлено, що механізми взаємодії бетонного ядра і труби-оболонки недостатньо досліджені.

РОЗДІЛ 2.

Н ПРОЕКТУВАННЯ І БУДІВНИЦТВО БАГАТОПОВЕРХОВИХ І ВИСОТНИХ ЦИВІЛЬНИХ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ БУДІВЕЛЬ

2.1. Існуючі типи залізобетонних каркасів багатоповерхових будівель

В період централізованої економіки будівництво житлових і цивільних будівель із залізобетону набуло широкого розмаху. Були розроблені уніфіковані проекти будівель, які будували на всій території країни. Враховуючи кліматичні особливості місцевості, а також необхідність швидкого насичення території доступним житлом, переважним видом будівництва являвся збірний залізобетон. Каркаси (каркасні конструктивні системи) застосовують для всіх видів цивільних і промислових будівель - житлових, адміністративних, учбових, торгівельних, лікувальних, виробничих і так далі Каркас є практично єдиною конструктивною системою, на основі якої проектуються багатоповерхові будівлі із значними вільними просторами - крупними приміщеннями, а також з можливістю зміни з часом внутрішньої планувальної структури.

Відмінна риса каркасної будівлі - строге ділення елементів на несучи і огорожуючи - дозволяє застосовувати для них найбільш відповідні призначенню матеріали: жорсткі і міцні - для несучих, легкі, тепло- і звукоізоляційні, - для тих, що захищають. Ефективне використання властивостей різних матеріалів знижує масу будівель, витрати на будівництво.

2.1.1. Збірні залізобетонні каркаси.

У 50 - 70-х роках минулого століття основне будівництво велося із застосуванням збірних залізобетонних конструкцій, проте, житлові будівлі будували переважно в цегляного і панельного виконання. У основу конструктивного вирішення будівель цивільного будівництва був

покладений принцип передачі навантажень від перекриттів на несучі конструкції каркасу або діафрагми жорсткості. Найбільшого поширення в той час набули три основні конструктивні схеми будівель:

- з внутрішнім каркасом і зовнішніми несучими стінами;
- з повним каркасом і зовнішніми самонесучими стінами;
- безкаркасні із зовнішніми і внутрішніми повздовжніми несучими стінами.

У табл. 2.1. приведені порівняльні техніко-економічні показники деяких типів великопанельних будівель, широко вживаних при будівництві п'ятиповерхових будівель (переважно в 5-ти поверхового виконання).

Таблиця 2.1.

Порівняльні техніко-економічні показники на 1 м² житлової площі великопанельних п'ятиповерхових будинків

Серія	Витрата матеріалів в кг на 1 м ² житлової площі	
	сталі	цементу
Серія 1-464, Гіпростройіндустрії	23,4	175
Серія 1-335, тип Ленгорстройпроекта	29,2	205
Серія 1-468, тип Горстройпроекта	30,3	209
Серія К-7-3	42,6	240

У каркасних будівлях в порівнянні з будівлями, що мають несучі стіни, є можливість чіткого розмежування несучих і огорожувальних елементів. В результаті, застосовуючи для каркаса високоміцний матеріал - залізобетон, а для огорожувальних елементів - матеріал малої об'ємної ваги, вдається різко знизити вагу будівлі і збільшити корисний об'єм приміщень. Тут основними елементами конструкцій багатоповерхової каркасної будівлі є залізобетонні рами з балочними або безбалочними перекриттями. Просторова жорсткість багатоповерхової каркасної будівлі може забезпечуватися рамою, в'язевою або рамно-в'язевою конструктивною схемою.

Вертикальні в'язові діафрагми можуть бути у вигляді сходових кліток, поперечних і торцевих стінів і тому подібне

З'єднання ригелів і стійок в більшості вузлів рамних систем жорстке; у рамно-в'язевих системах з'єднання вузлів може бути як жорстке, так і шарнірне.

Збірні залізобетонні каркаси, вживані в цивільному будівництві, - це, перш за все, серія ИИ-04 і 1.020.

2.1.2. Монолітні залізобетонні каркаси.

В даний час посилюється тенденція підвищення частки монолітних конструкцій в загальному об'ємі будівельних робіт. Світова практика будівництва показує, що на сьогоднішній день з існуючих технологій зведення будівель і споруд найбільш перспективним являється саме монолітне будівництво. Використовуючи технологію монолітного будівництва, можна створювати вільні планування з великими прольотами і будь-якою висотою поверху. Можливості формоутворення монолітного залізобетону також необмежені і дозволяють зводити будівлі будь-якої конфігурації. Ще однією перевагою монолітного будівництва є відсутність стиків і швів. Всі вузли монолітної каркасної будівлі являються жорсткими. Залежно від поверховості, конфігурації і величини горизонтальних навантажень можуть застосовуватися рамна або рамно-в'язева схема монолітного каркаса, де у якості зв'язків виступають діафрагми жорсткості або жорстке ядро будівлі. Основним параметром, по якому можна класифікувати монолітні каркасні будівлі, є конструкція перекриттів. Одним з різновидів таких конструкцій є збірно-монолітні залізобетонні каркаси (ЗМК).

2.1.3 Збірно-монолітні залізобетонні каркаси.

Збірно-монолітні конструкції є раціональним поєднанням в спільній конструктивній системі збірних елементів з монолітним залізобетоном при їх спільній роботі як єдине ціле.

Частка збірної залізобетону до повної кубатури збірно-монолітних конструкцій є значною і змінюється в діапазоні від 30 до 95%. Верхня межа цього відношення відповідає конструкціям, цілком складеним із збірних елементів, де будівельний бетон застосовується лише для заповнення швів і омоноличування окремих вузлів і елементів. Найбільш низький зміст збірної залізобетону має місце у випадку його застосування головним чином в частках несучих конструкцій.

Способи утворення збірно-монолітних конструкцій досить різноманітні, проте їх можна звести в три групи:

- збірно-монолітні конструкції, що складаються із збірних елементів, в яких монолітний залізобетон служить лише для цілей їх замоноличування;
- конструкції, складені із збірних елементів неповного по висоті профілю, з випущеною назовні арматурою, що доповнюється при їх добетонування до повного поперечного переріза при одночасному замоноличуванні конструкцій;
- конструкції, змонтовані з основних збірних несучих елементів і окремих ділянок, виконуються в монолітному залізобетоні в підвісній опалубці при загальному замоноличуванні і добетонуванні збірних елементів до повного профілю.

Практика показує, що безперечними конкурентними перевагами збірно-монолітної каркасної технології в порівнянні з панельним житловим будівництвом є можливість вільного планування квартир на кожному поверсі, а також менша витрата залізобетону. Вважається, що збірно-монолітний варіант житлового будівництва може стати найбільш зручним на територіях зі складними кліматичними умовами. Однак у збірно-монолітної каркасної технології є і недоліки. Перш за все, це не завжди вдалі схеми монтажу збірних елементів з великою кількістю підтримуючих елементів, надмірна масивність збірної частини будівель і витрати на транспортування і складування.

Основний принцип рішення багатопверхових будівель в збірно-монолітних конструкціях полягає в створенні просторового збірного рамного каркаса з одним або декількома прольотами. Багатопверхові рами в більшості випадків йдуть впоперек будівлі, однак є ряд споруд, в яких вони розташовані вздовж будівлі.

Колони рам традиційно виконуються прямокутного перерізу і переважно мають протяжність в два поверхи, що зменшує кількість стикових з'єднань по їх висоті. Для збільшення просторової жорсткості колони можуть виконуватися з використанням попередньої напруженої арматури з натягом на бетон. При цьому досягається підвищена жорсткість вузлів за рахунок попереднього обтиску місць стиків колон між собою і місць спирання ригелів на колони.

2.2. Зарубіжний досвід будівництва збірно-монолітних багатопверхових будівель

2.2.1. Збірно-монолітні споруди в країнах США і Європи.

Оскільки збірні елементи багатопверхових каркасів, що становлять, з'єднуються між собою у вузлах, розглядати слід рішення двох вузлів з'єднання колон з ригелями - крайнього і середнього рядів, що одночасно дозволяє виявити все специфічне, таке, що представляє інтерес відносно окремих елементів каркасів, що сполучаються.

У крайніх вузлах збірно-монолітних багатопверхових каркасно-рамних будівель вузли з'єднання колон з ригелями і обв'язувальними балками в більшості випадків зарубіжної практики виконуються у вигляді стикового паза в колонах, тому таке з'єднання можна вважати для подібних конструкцій свого роду стандартом (рис. 2.1).

У середніх проміжних вузлах рамних просторових каркасів багатопверхових будівель колони сполучаються з ригелями двох суміжних прольотів, до яких в деяких випадках також примикають обв'язувальні балки або другорядні балки перекриттів.

Слідє відзначити, що існують і інші варіанти вузлів з'єднання колон і ригелів. Стик, застосований в будівлі друкарні в Сан-Елбенсе в США, виконаний шляхом устрою в межах елементів зменшеного перерізу колони, що сполучаються, по всіх чотирьох сторонах у вигляді шийки. Примикаючі елементи встановлюються на уступи в колонах навколо таких шийок. Ригелі і другорядні балки виконані неповного профілю і на своїй поверхні мають випуски хомутів для кращого зв'язку з бетоном подальшого бетонування монолітних плит поверхових перекриттів. Установка надопорної арматури балок і ригелів могла проводитися в процесі монтажу після підвіски до елементів щитів опалубки несучих плит перекриттів, так, щоб ці елементи перетворювалися в нерозрізні конструкції після їх замоноличування при одночасному бетонуванні плит перекриттів.

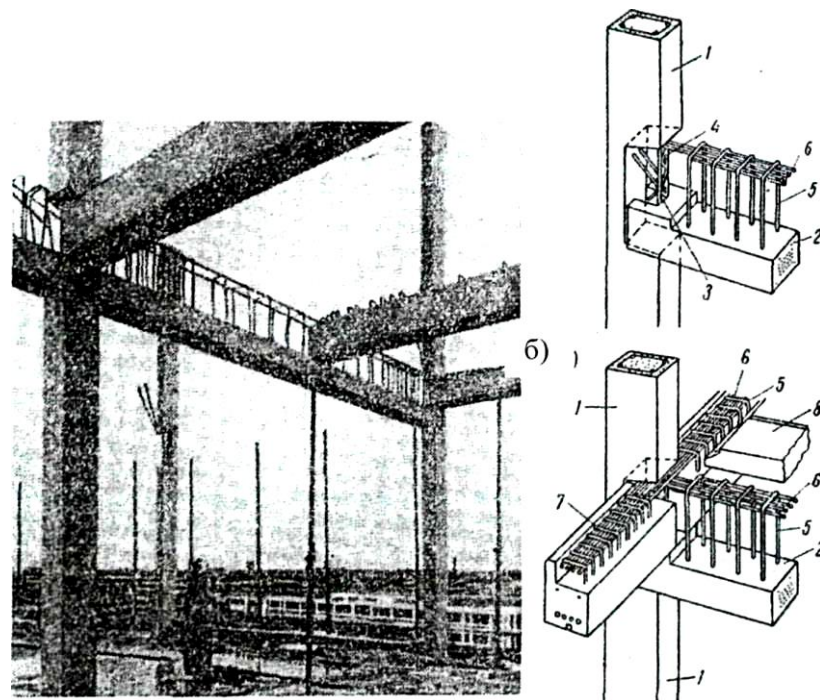


Рис.2.1. Конструкція вузлів з'єднання ригелів і обв'язувань з крайніми колонами рам, що поширена у Великій Британії :а - вузол з'єднання з ригелем, поставленим в паз колони рами; б - вузол з'єднання із встановленим ригелем і обв'язуваннями в паз колони рами; 1 -колонны; 2 - струнобетонний ригель неповного профілю; 3 - паз в колоні; 4 - пропущений в пазу колони зварний просторовий каркас із арматури колони з трикутними

решітками; 5 - випущені із збірних елементів неповного профілю хомути; 6 - встановлена надпорна арматура; 7 - обв'язування неповного профілю; 8 - панелі перекриття.

2.2.2. Сучасні багатоповерхові збірно-монолітні споруди в країнах Близького Сходу.

У наймолодшому і шикарному місті ОАЕ і сучасності, Дубаї, будівництво хмарочосів – це спосіб життя і постійна досконалість розуму і технологій. Головним чином всі висотні споруди розташовуються в районі Дубайської Марини на шосе шейха Зайда. Будівельний бум на зведення піднебесних башт в Дубаї припав на 1999 рік. На 2011 рік в найбільшому адміністративному центрі ОАЕ з'явилося 38 нових башт, висота яких перевищує 220 м і ще близько 19 будівель знаходяться у стадії початку будівництва. Згідно з архітектурним планом ОАЕ, місто Дубай повинне бути першим містом в світі по кількості хмарочосів, висота яких перевищує 100м.

Падаюча башта Абу-дабі - футуристичний хмарочос в столиці Об'єднаних Арабських Еміратів (рис.2.2). Також ще можна зустріти назву Capital Gate - Ворота Столиці. Це унікальний хмарочос, що примикає до Національного виставкового центру. Власник споруди - Національна виставкова компанія Абу-дабі.

Висота Capital Gate складає 160 метрів. Це одна з найвищих будівель в столиці Еміратів. У червні 2010 року Capital Gate потрапив в Книгу рекордів Гіннесу як хмарочос з найбільшим кутом нахилу в світі. Хмарочос нахилений на захід. Кут нахилу складає 18 градусів. Для порівняння, кут нахилу в Пізанської вежі - 4 градуси. Capital Gate по нахилу випереджає Пізанську вежу в 4,5 разу.

Щоб зробити такий нахил знадобився особливий інженерний підхід. До 12-го поверху в Capital Gate перекриття улаштовувалося строго одне над іншим. Зверху 12-го поверху перекриття почали накладати із зазорами 0,3 - 1,4 метрів. Таким чином споруда набула міцності і стійкості.

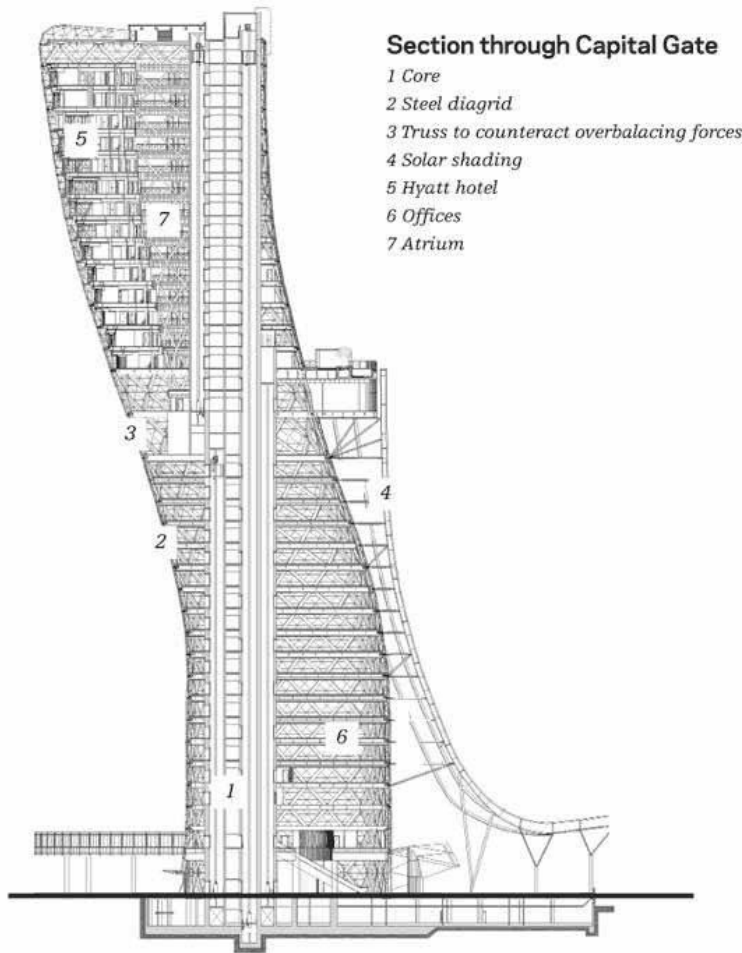


Рис. 2.2. Падаюча башта Абу-дабі

Всього споруда Capital Gate нараховує 35 поверхів. Площа всередині будівлі складає 53,1 тис. кв.м. Усередині будівлі розташовується офіси, службові приміщення і п'ятизірковий готель «Хаят в Столичному центрі». На споруду такої споруди знадобилося 4 роки (2007-2011 рр.) і 2,2 млрд. доларів США.

При будівництві Capital Gate застосували екологічні розробки. Стекла, якими облицьовували будівлю, блокують сонячні промені. Завдяки такій технології відбувається зменшення витрат на споживання електричної енергії на кондиціонування. Біля підніжжя хмарочоса, з південного боку, розташована хвилеподібна споруда. Вона виконує функцію захисту від нагріву, зменшує потік сонячного тепла на 30%.

Capital Gate - це перший на Аравійському півострові хмарочос, побудований за технологією з використанням діагональної сітки. Діагональна сітка поглинає і перенаправляє повітряні потоки, зменшує атмосферний тиск на будівлю і у разі виникнення сейсмічної активності хмарочос стає стійкішим. Сталева сітка, в Capital Gate, розташовується поверх 490 паль. Палі вбиті на глибину 30 метрів під землю. На сітку прикріплені 728 спеціально виготовлені скляні панелі ромбоподібної форми. Хмарочос містить більше 12500 стекол, істотно знижуючи витрати на освітлення в приміщеннях.

У табл. 2.2 приведені хмарочоси ОАЕ з висотою більш 200 метрів, засновані на стандартних вимірах висоти. Ця висота включає архітектурні деталі, але не включає антени радіо веж і башт. Існуючі споруди включені для побудови рейтингу, ґрунтуючись на поточній висоті.

Таблиця.2.2.

Найвищі будівлі ОАЕ

№	Об'єкт	Висота, м	Кількість поверхів	Рік закінчення будівництва	Місце будівництва	Примітки
1	Бурдж Халіфа	828	163	2010	Дубай	Найвища будівля і споруда в світі
2	Princess Tower	413	101	2012	Дубай	Друга по висоті житлова будівля в світі.
3	23-Marina	392,8	90	2012	Дубай	
4	Elite Residence	380	87	2012	Дубай	

Продовження табл.2.2

4	Бурдж-Мохаммед-бин-Рашид	381	92	2014	Дубай	
6	Almas Tower	369	68	2009	Дубай	Найвища офісна будівля Дубая.
7	JW Marriott Marquis Dubai Tower 1	355	77	2012	Дубай	Другий по висоті готель в світі
7	JW Marriott Marquis Dubai Tower 2	355	77	2012	Дубай	
9	Emirates Office Tower	355	54	2009	Дубай	
10	The Marina Torch	337	79	2011	Дубай	Також відомий як Emirates Tower One
11	Rose Tower	333	72	2007	Дубай	Третій по висоті готель в світі

BEIRUT TERRACES

Місцеположення: Бейрут, Ліван

Архітектори: студія Herzog & De Meuron

Рік реалізації проекту: 2017

Як би ні було дивно, але Бейрут вважається Парижем Близького Сходу. І через деякий час, яке можна іменувати паузою в його зростанні, до Лівану знову з'їжджаються впливові люди, а разом з ними – і впливові архітектори, які проектують простір в кращих традиціях сучасності. Одним з кращих представників сучасного Відродження став житловий комплекс

швейцарській архітектурній студії в одному з головних районів Бейрута (рис.2.3.).



Рис. 2.3. Beirut Terraces

Це асиметричне будівля, що тягнеться у висоту на 119 метрів, унікальна в своєму плануванні і незвичайному формоутворенні. Поверхи розташовані із зміщенням, завдяки чому відкривається простір для балконів із затіненими ділянками, які знижують потребу мешканців комплексу в надмірному кондиціонуванні.

Скляні поверхи башти вміщують в собі квартири класу люкс і мають велику площу зелених насаджень. Таким чином, вони сприятливо позначаються не тільки на мікрокліматі комплексу, але і на екологічну складову міста, в цілому. Комплекс оснащений інноваційними інженерними рішеннями, які сміливо ставлять Beirut Terraces на почесне місце, серед будівель корисних для екологічної ситуації нашого світу.

2.3. Будівництва збірно-монолітних багатоповерхових будівель в Україні

Стик з'єднання ригелів з колоною в середньому вузлі рамного каркаса, розроблений в СРСР в типових багатоповерхових промислових будівлях по серіях від ИИ-60 до ИИ-64, представлені на рис. 2.4 Тут ригелі, виконані неповного профілю з випущеними у верхню грань конструкції поперечними стержнями у вигляді скоб, які мають поперечний переріз з боковими похилими гранями для утворення чвертей, що служать опорами наздогнала перекриття. Колони мають кулачки-консолі службовці опорами ригелів рами, до яких останні приварюються за допомогою закладних деталей. У колонах передбачені бокові поперечні борозни і отвори в межах стику для установки і пропуску надпорної арматури ригелів у вигляді зварних плоских каркасів-решіток, що встановлюються з боків колони, а також окремих стержнів, які пропускаються в отвори колони.

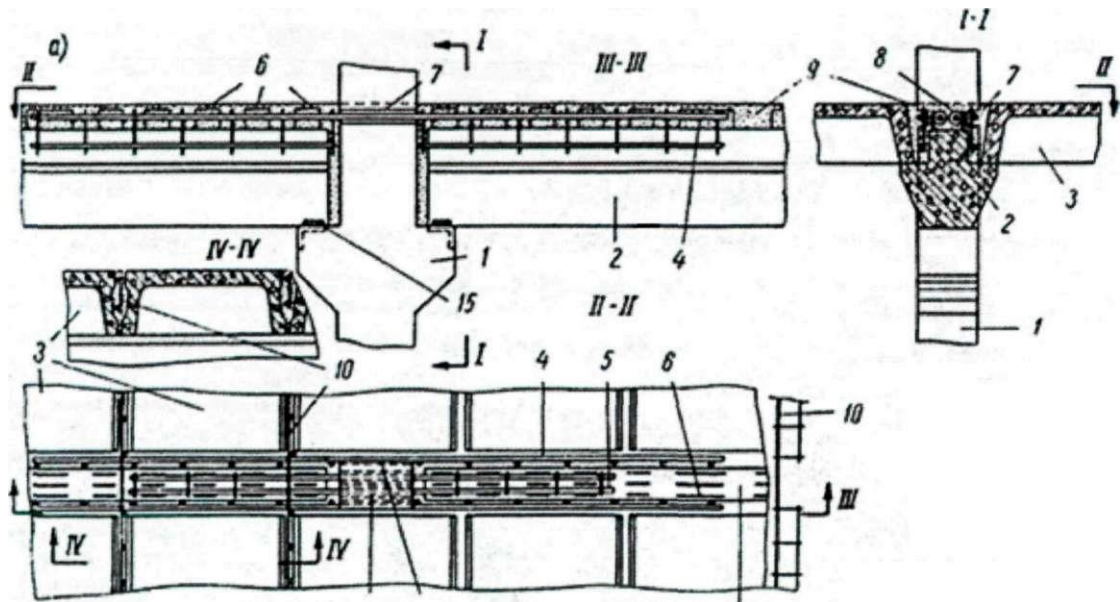


Рис. 2.4. Вузол рами для типових багатоповерхових каркасних будівель серій ІІІ-60, ІІІ-61, ІІІ-62, ІІІ-63, ІІІ-64: 1- колонна рами; 2 - ригель рами; 3 - настил перекриття; 4- арматура зварного каркаса; 5-арматура над опорою із окремих стержнів; 6- арматура, випущена з елемента ригеля у вигляді хомутів-скоб; 7-паз в колоні для пропуску арматури; 8- отвори у колоні для пропуску арматури; 9 - зона замонолічування; 10 - каркаси (сідловидні) в швах настилу.

Стик, що був запропонований НДІ залізобетону, для рамних, багатоповерхових і цивільних будівель передбачає з'єднання струнобетонних попередньо напружених ригелів з колонами при перекриттях із попередньо напружених ребристих панелей. Наявність попередньо напруженої арматури у всіх згинальних елементів, що входять до складу перекриття підвищує ефективність конструкції.

На сьогоднішній день найбільшого поширення набули такі систем збірно-монолітних каркасів:

- технології СМК від ЗАТ "Рекон" ("Чебоксарська серія/система") (Шембаков В.А. і ін.);
- система " Аркос" (серія Б 1.020.1 -7) (Білорусія);

- система "КУБ", "КБК". Система КУБ розроблена спільно інститутами МНІТЕП і ГИПРОНІ РАН;
- каркас "Сочі" (автори ЦНІЕП за участю НІЗБ, 1962 р.);
- система "РАДІУСС" (автори ЦНІІП реконструкції міст за участю НІЗБ, 1986-1989 рр.).

2.3.1. Чебоксарська серія.

Чебоксарська серія - це збірно-монолітний каркас із застосуванням збірних багатоярусних (на декілька поверхів) колон і збірно-монолітних перекриттів. Технологія виробництва збірно-монолітних елементів була придбана ОАО «Чебоксарський ДБК» у РРВ SARET в 1993 році. Колони перерізом 250х250 мм для зручності транспортування розрізають на елементи довжиною до 12 м. Стикування колон здійснюється без зварювання за допомогою "штепсельного" стику. Матеріал колон - важкий бетон класу В15-D30. Подовжнє армування виконується стержнями $\varnothing 16-25$ мм класу АІІ(А400С). У каркасі малоповерхових (до 17 метрів) будівель встановлюються безстиківі колони.

Збірно-монолітний каркас має змішану конструктивну схему з повздовжніми і поперечними ригелями.

Особливості розрахунку: у кожному проекті слід проводити додаткові розрахунки на дію сейсмічних, вітрових і інших навантажень. За результатами розрахунку підбираються збірні залізобетонні вироби по наявній номенклатурі або розробляються робочі креслення додаткових виробів по наявних параметрах.

2.3.2. Система «Аркос».

Розробка і наукові дослідження конструктивної системи будівель АРКОС належать інституту БЕЛНІІБ, а потім ТОВ НТЕПЦ «Аркос». Всі основні технічні вирішення будівель системи АРКОС є новими і захищені євразійськими патентами №010209...010214. Конструктивна система АРКОС відрізняється тим, що в ній всі збірно-монолітні диски перекриттів

виконують плоскими із застосуванням багатопустотних плит, без проникаючих в об'єм будівлі частин перекриттів. При приведеній до суцільного перекриття товщині, що дорівнює 12... 14 см, забезпечено перекриття прольотів довжиною до 7,200 м і більш. У диску перекриттів повністю реалізовано урахування реактивних зусиль розпорів, що виникають під навантаженням. Це дозволило на 30...40 % скоротити витрату арматурної сталі.

2.3.3. Система «КУБ».

Конструкції КУБ-2,5 розроблено для будівництва будівель до 25 поверхів і вище в I-IV кліматичних районах, як в звичайних умовах, так і в умовах підвищеної сейсмічної активності до 8 балів. Можливо, також будівництво будівель заввишки до 16 поверхів і в районах з сейсмічністю до 9 балів.

Розроблені в системі «КУБ-2,5» нові елементи конструкцій не вимагають установки опалубки, що скорочує на 60% об'єм бетону замонолічування при монтажі.

Розчленовування перекриття запроектоване з таким розрахунком, щоб стики панелей розташовувалися в зонах, де величина згинаючих моментів дорівнює нулю. Просторова жорсткість конструкції забезпечена монолітним зв'язком елементів перекриттів і колон і, при необхідності, і включенням в систему зв'язків і діафрагм.

Стики елементів каркаса замонолічування, утворюючи рамну конструктивну систему, ригелями якої служать перекриття.

Система універсального безбалочного каркаса (КУБ) відрізняється від традиційних збірно-монолітних каркасних систем відсутністю ригелів, роль яких виконують плити перекриттів, і застосуванням багатоярусних колон без виступаючих частин. Просторова жорсткість і стійкість вбудованого каркаса забезпечуються замонолічуванням стиків між елементами і використанням зв'язків. Каркас працює по рамній або рамно-связевой схемі.

2.3.4. Каркас «Сочі».

Дана система будівництва розроблена для будівництва в районах, що мають підвищену сейсмічність. При улаштуванні перекриття між кожною плитою вставляються плоскі арматурні каркаси, які зв'язують арматуру сусідніх паралельних ригелів, а після бетонування кожна плита опиняється в залізобетонному «вікні», що в цілому створює жорсткий диск перекриття, здатного протистояти підвищеним навантаженням. Слід зазначити, щов будівельній практиці утвердились декілька типів збірно-монолітного каркаса. Найбільшого поширення набув каркас з прихованим ригелем, що утворюється шляхом формування усередині перекриття.

У каркасі використовуються конструкції, що виготовляються на заводах. А саме, між торцями типових круглопустотних плит, в межах їх товщини утворюють монолітні залізобетонні головні балки - ригелі. В колонах квадратного, прямокутного або круглого перерізів на рівні перекриттів для пропуску арматури монолітного ригеля повинні бути утворені незабетоновані ділянки або отвори в бетоні.

2.3.5. Система «РАДІУСС».

Систему несучих конструкцій будівель системи «РАДІУСС» утворює збірно- монолітний безригельний каркас. Конструктивно-планувальні об'єкту будівництва задаються сітками колон $3\text{м} \times 6\text{м}$ або $3,6\text{м} \times 7,2\text{м}$.

Завдяки відсутності виступаючих частин, консолей, колони можна виготовляти в єдиній формі для будівель з різними висотами поверхів. Передача навантаження з плит перекриттів на колони здійснюється за допомогою монолітних міжколонних ділянок, тому вузли з'єднання всіх елементів каркаса максимально спрощені, що є одним з найбільш характерних відмітних властивостей системи. У монолітних ділянках ригелів встановлюється подовжня арматура, яка забезпечує нерозрізність перекриттів і сприймає розтягуючу складову опорних і пролітних моментів. Оскільки висота монолітних ділянок ригелів співпадає з товщиною перекриттів, приміщення мають гладкі стелі.

Оскільки кожна з планувальних комірок може перекриватися однією великогабаритною плитою, спрощується монтажне оснащення, проте значну вага таких плит вимагає достатньо потужного обладнання крана. Тому система передбачає додаткові конструктивні варіанти з полегшеними малогабаритними монтажними елементами.

2.4. Технологія зведення висотних будівель

Монтаж конструкцій багатопверхових будівель вимагає неухильного дотримання наступного правила: не приступати до установки конструкцій наступного ярусу, висоту ярусу визначає довжина відправного елемента колони, до вивірювання і надійного закріплення пролягає нижче. Ця вимога продиктована необхідністю забезпечення міцності і стійкості будівлі впродовж всього періоду його зведення. В процесі збірки крана каркаса на висоту 5...6 поверхів повинні бути виконані наступні вимоги:

- перевірена стійкість каркаса в процесі монтажу відповідно до рекомендованої в ППР черговістю збірки крана;
- передбачена установка тимчасових монтажних зв'язків між колонами, що забезпечують їх стійкість до набору міцності замонолічуваних стиків в плитах перекриттів;
- проектний закріплені вертикальні зв'язки, рамні вузли з'єднання ригелів з колонами;
- виконаний улаштування жорстких міжповерхових перекриттів, що забезпечують загальну стійкість будівлі;
- здійснена перевірка міцності окремих елементів каркаса і вузлів на навантаження від самопідємних і приставних кранів в місцях спирання на каркас.

Монтаж каркаса будівлі слід виконувати поярусно - передусім необхідно змонтувати всі елементи ядра жорсткості і ретельно їх вивірити. Тимчасове закріплення колон при монтажі виконують за допомогою кондукторів або інвентарних розчалювань, що забезпечують стійкість колон

до розкріплювання їх постійними проектними елементами зв'язків, які вже забезпечують стійкість змонтованої частини споруди. Якщо проектних зв'язків недостатньо для забезпечення жорсткості каркаса, встановлюють тимчасові зв'язки. Проектне закріплення колон виконують відразу після монтажу і вивіряння елементів комірки - чотирьох колон, зв'язаних ригелями.

2.5. Виводи до розділу 2

1. Практика показує, що безперечними конкурентними перевагами збірно-монолітної каркасної технології в порівнянні з збірним житловим будівництвом є можливість вільного планування квартир на кожному поверсі, а також менша витрата залізобетону.

2. Збірно-монолітний варіант житлового будівництва може стати найбільш зручним на територіях зі складними кліматичними умовами та відсутністю централізованого водопостачання.

3. Схеми монтажу збірних елементів є не завжди вдалими, так як передбачають велику кількість підтримуючих елементів, також надмірна масивність збірної частини будівель і великі витрати на транспортування і складування. Однак у збірно-монолітної каркасної технології є і недоліки.

РОЗДІЛ 3.

ЧИСЛОВЕ МОДЕЛЮВАННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО КАРКАСА З УРАХУВАННЯМ ВПЛИВУ ФОРМОУТВОРЮЮЧИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

3.1. Конструкція сталезалізобетонного каркаса для багатопверхових будівель. Постановка задачі

Пропонованим тут монолітним варіантом є сталежелезобетонний каркас. Цей каркас зводиться в два етапи по аналогії з збірно- монолітним зведенням будівлі. На першому етапі зводиться формоутворюючий збірний сталевий каркас з металевих елементів - колон і ригелів, виготовлених на заводі. Елементи складаються з прокатної сталі у вигляді чотирьох кутків $\perp 50 \times 5$, розташованих по кутах перерізу і об'єднаних горизонтальними і діагональними арматурними стержнями (див. рис. 3.1, 3.2). Оскільки виготовлення формоутворюючого каркаса здійснюється на заводах металоконструкцій, то і точність його зведення відповідає вимогам, що пред'являються до сталевих конструкцій. Всі елементи з'єднуються між собою під час монтажу на болтах, що забезпечує простоту, зручність і високу швидкість зведення. На рис. 3.3 показано з'єднання колони з фундаментом і стик колон по висоті. Після установки формоутворюючого каркаса в колони поміщається додаткова арматура, площа якої визначається за експлуатаційними навантаженнями. Дання арматура може бути розміщена ще до установки колон і спільно з ними піднята в проектне положення.

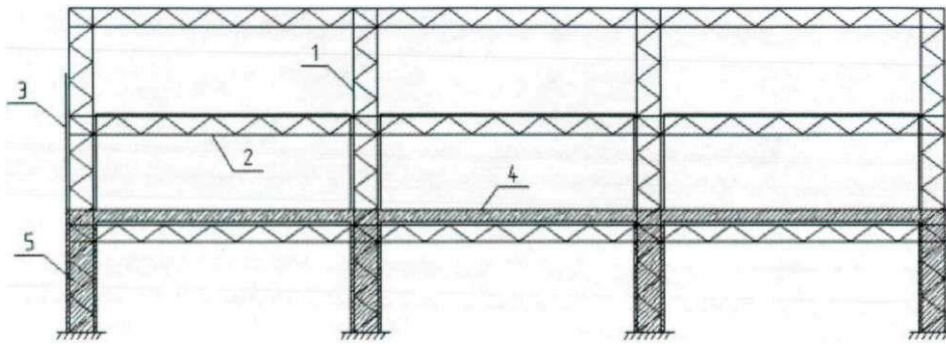


Рис. 3.1. Схема формуючого каркаса із знімними ригелями 1 - колони формуючого каркаса; 2 - знімні ригелі; 3 - опалубка; 4 - монолітна плита перекриття; 5 - колона після бетонування

Далі до колон кріпиться П - подібна опалубка, захисний шар при цьому може бути дотриманий автоматично, якщо на горизонтальних закріпити спеціальні пластикові фіксатори.

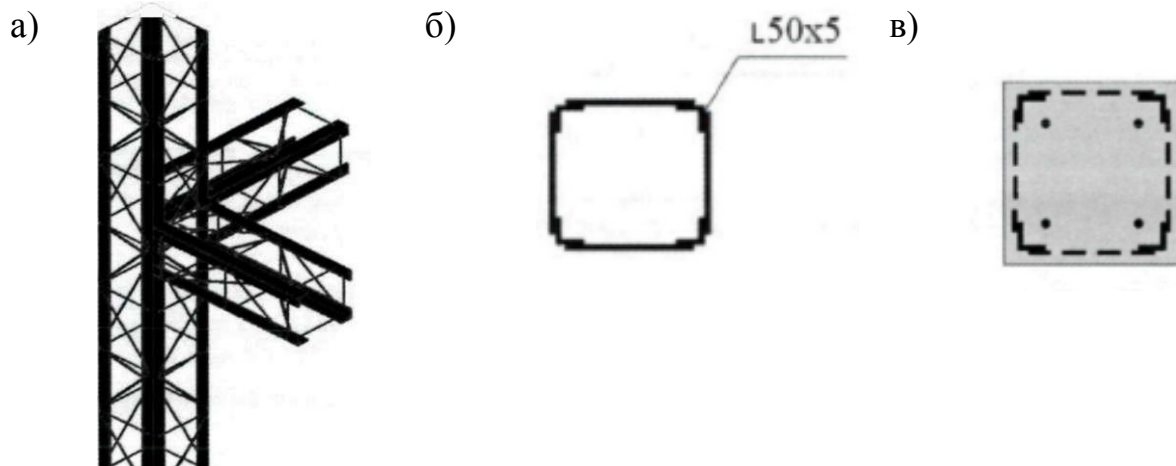


Рис. 3.2. Елементи сталежелезобетонного каркаса: а - формуючий каркас; б - переріз колони каркаса; в - перетин колони після бетонування

Оскільки опалубка не вимагає ніяких додаткових підтримуючих пристроїв, а також відсутня необхідність вивіряння у зв'язку з точністю установки формуючого каркаса, то термін виконання опалубних робіт скорочується.

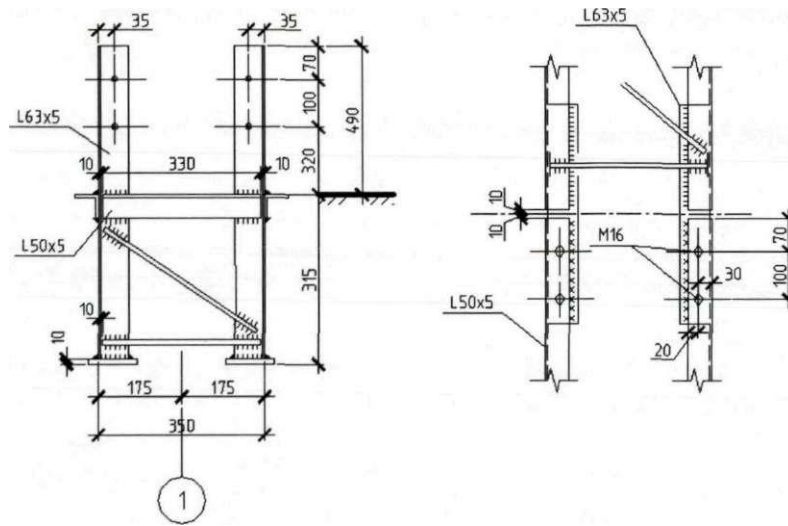


Рис. 3.3. Вузли з'єднання формуючого каркаса: а - з'єднання колони з фундаментом; б - стик колон по висоті.

Горизонтальні ригелі металевого каркаса можуть бути виконані в двох варіантах - як знімні так і стаціонарні. У разі знімного варіанту ригелі встановлюються тільки на період монтажу на болтах, для забезпечення точної просторової форми і подальшої підтримки горизонтальних щитів опалубки плит перекриття. Після набору бетоном достатньої міцності, такі ригелі знімаються і переставляються на інші ділянки.

Стаціонарні ригелі кріпляться до колон теж на болтах, але з подальшим обварюванням (рис. 3.4). Такий стик вважається жорстким, тому додаткових зв'язків встановлювати не потрібно. При такому варіанті ригелі після бетонування залишаються в тілі перекриття у вигляді жорсткої арматури. Проте під час монтажу у такому разі для підтримки щитів опалубки необхідні додаткові пристрої. У першому випадку витрата стали від формуючого каркаса на 1 м² при сітці колон 6×7,5 складає 4,5кг, в другому - 8 кг. На рис. 3.5 показаний переріз плити перекриття з металевим ригелем і розташування арматури усередині перерізу.

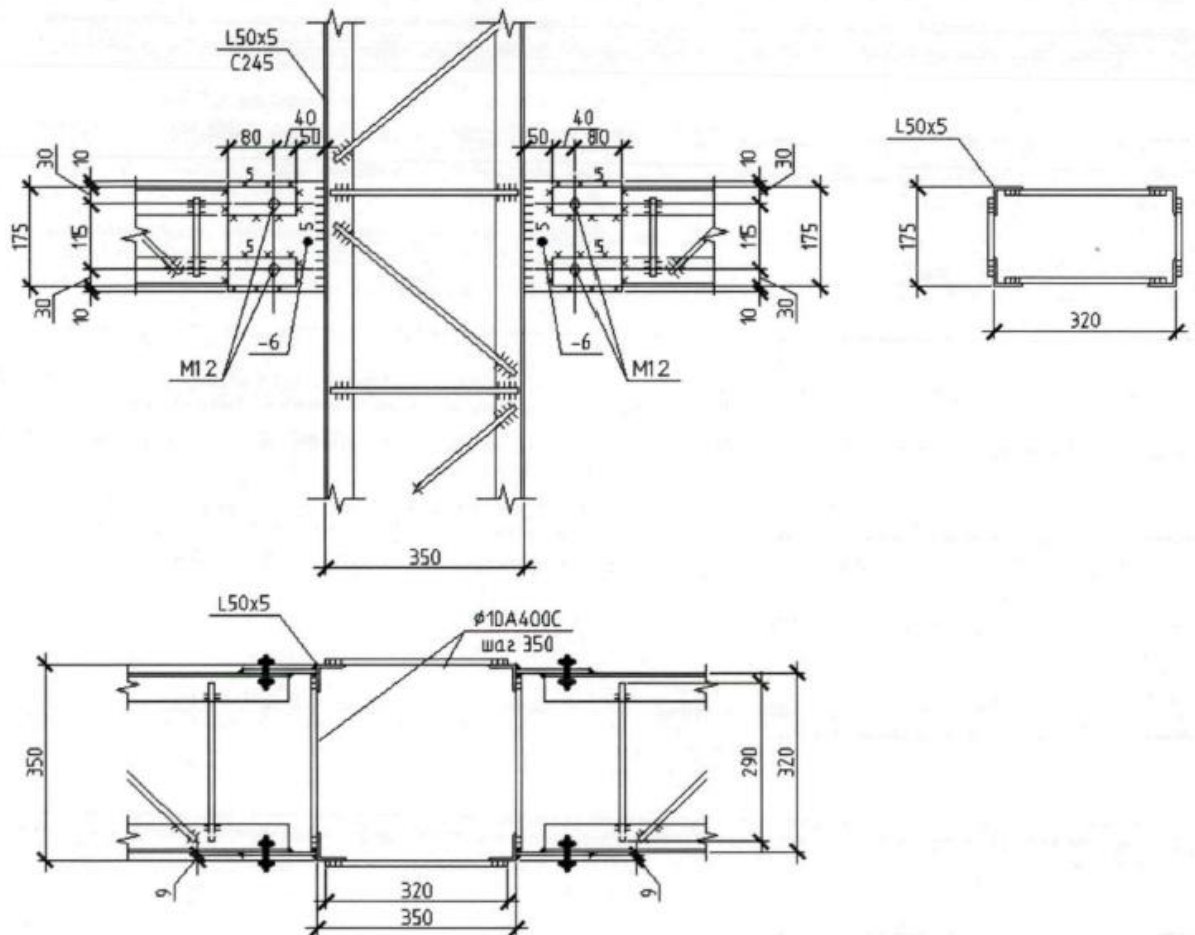


Рис. 3.4. З'єднання колони і ригеля формуючого каркасу

Розроблена в даний час конструкторська документація на металеві конструкції, дозволяє виготовити даний каркас таким чином, що швидкість його зведення близька до швидкості зведення великопанельних будівель. Сам по собі формуювальний каркас має достатню жорсткість і не вимагає яких-небудь заходів щодо забезпечення стійкості в період зведення.

Для оцінки ефективності такого рішення при виборі кроку колон використаний поширений в проектуванні модуль - 1,5 м, що дозволило створити достатньо гнучкі об'ємно-планувальні рішення, зручні як для будівництва, так і для подальшої реконструкції (при необхідності). У експериментальному варіанті прийнятий крок колон $7,5 \times 6$ м, який дозволяє формувати як ширококорпусні, так і поширені сьогодні будівлі, наприклад це $(7,5+7,5) \times 6$, або $(6+6) \times 7,5$, можливі і інші варіанти.

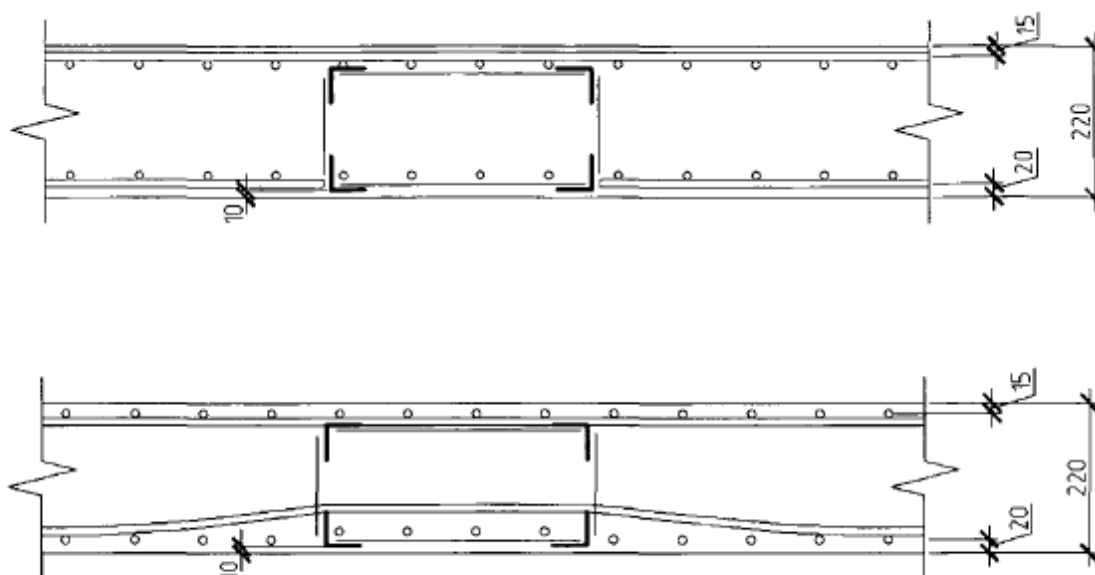


Рис. 3.5. Переріз плити перекриття з ригелем

Колони з несучою арматурою, застосовують в монолітних залізобетонних конструкціях, для зведення яких потрібний пристрій складних лісів. Такі умови зустрічаються, наприклад, при зведенні каркасів багатоповерхових будівель. В процесі будівництва несуча арматура використовується замість лісів для підтримки ваги опалубки, свіжого бетону і всіх монтажних навантажень. Після досягнення бетоном достатньої міцності несуча арматура, включається в роботу у складі залізобетонних конструкцій. Найбільш доцільне застосування несучої арматури, в конструкціях, власна вага яких не перевищує 25% повного навантаження, оскільки тут перевитрата стали або зовсім не має місця, або незначний і окупається економією на лісах. Переріз з жорсткою арматурою приймають найменшим за умовами сприйняття навантажень в процесі будівництва - зазвичай в межах 3-8% від перерізу бетону. Щоб уникнути відшаровування бетону воно не повинне перевищувати 15%, інакше бетон виконує тільки функції захисної непрацюючої оболонки.

Несуча арматура розраховується на навантаження можливі під час зведення споруди до тверднення бетону, як сталева конструкція при додатковому поєднанні навантажень. Після того, як бетон набере міцність не

менше 25 кг/см^2 на подальші навантаження він працює спільно з несучою арматурою.

Головна відмінність пропонованого в справжній роботі каркаса полягає в тому, що кутки в колонах грають роль не тільки жорсткої арматури, але і внутрішньої обійми, стримуючи поперечні деформації бетону і збільшуючи несучу здатність елемента. Як і інші способи створення тривісного стиску, дане конструктивне рішення дозволить збільшити відносні подовжні деформації колон і завдяки цьому використовувати високоміцну арматуру з повним опором стиску.

Для ефективного використання нового принципу формоутворення каркасних будівель проведено числове моделювання і аналітичне дослідження, з метою встановити наступні параметри пропонованої моделі каркаса:

- можливості зменшення впливу геометричної недосконалості на напружено-деформований стан елементів каркаса;
- можливості використання металевго остову усередині монолітних залізобетонних колон у якості жорсткої арматури;
- можливості використання металевго остову усередині монолітних залізобетонних колон у якості внутрішньої обійми з ефектом непрямого армування;
- можливості використання формоутворювального каркаса для прискорення зведення монолітної багатоповерхової будівлі.

3.2. Чисельний аналіз моделей вузла сполучення колони з внутрішньою обіймою і плити перекриття

З метою дослідження впливу внутрішньої обійми на вузол сполучення колони і плити перекриття було виконано чисельне моделювання даного вузла з різними варіантами проходження обійми крізь плиту. Всього було

розглянуто три моделі: без обійми; з обіймою, плити, що проходить наскрізь, і з обіймою, що доходить до нижньої грані плити (див. рис. 3.6).

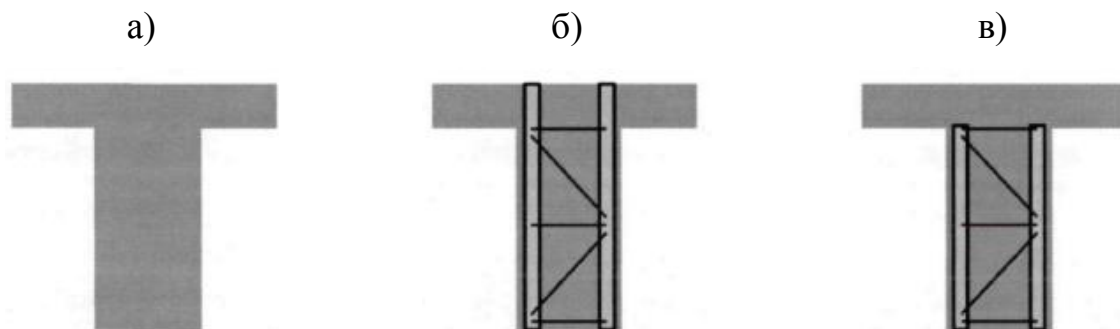


Рис. 3.6. Схеми моделей з'єднання сполучення колони і плити перекриття: *a* - модель без обійми; *б* - модель з обіймою, що проходить наскрізь перекриття; *в* - модель з обіймою, що доходить до нижньої грані плити перекриття.

Моделювання за методом кінцевих елементів проводилося в програмному комплексі SCAD. Параметричні розміри моделей були прийняті виходячи з можливостей і зручності моделювання збільшеними в 10 разів в порівнянні з фізичними зразками, з якими планувалося подальше зіставлення результатів. Необхідність збільшення масштабу виникла у зв'язку з неможливістю обробки програмним комплексом елементів із сторонами рівними 1 мм, масштабний фактор в програмі при розрахунку не враховується. Розміри моделей прийняті наступними: перетин колони - 100×100 см; висота колони - 400 см; товщина плити - 70 см; розміри плити - 440×440 см.

Бетон моделювався за допомогою 8-вузлових ізопараметричних кінцевих елементів з модулем пружності $E = 2698 \text{ кН/см}^2$. Кутки обійми змодельовані за допомогою елементів того ж типу з модулем $E=20601 \text{ кН/см}^2$. Для поперечних і діагональних стержнів обійми застосовані елементи 5-го типу - «просторовий стержень».

Переріз колони розбивався на 10 елементів бетонного ядра в двох напрямках, по два елементи, що моделюють кутки обойми і елементи із стороною 1 см - захисний шар (див. рис. 3.7.).

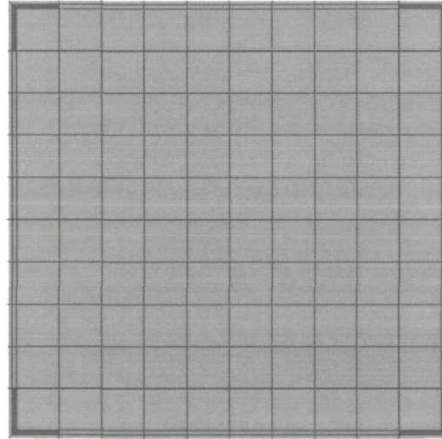


Рис. 3.7. Схема розподілення перерізу колони на кінцеві елементи

Завантаження проводилося трьома різними способами:

- рівномірно розподіленим навантаженням на всю поверхню плити інтенсивністю $0,00517 \text{ кН/см}^3$ прикладене на всі верхні елементи плити;
- рівномірно розподіленим навантаженням на контур плити шириною 50см інтенсивністю $0,0128 \text{ кН/см}^3$ прикладене на верхні елементи контуру плити;
- рівномірно розподіленим навантаженням на центр плити рівний перерізу колони інтенсивністю $0,1 \text{ кН/см}^3$ прикладене на верхні центральні елементи плити.

Порівняння результатів розрахунку показало, що місця концентрації максимальних дотичних напружень виникають у вузлі, де обойма доходить до плити перекриття. Результати порівняння показані в табл. 3.1. Максимальне дотичне напруження у вузлі, де обойма доходить до низу плити, перевищують напруження у вузлі без обойми на 75%. Розподіл дотичних напружень у вузлах показаний на рис. 3.8.

Максимальні дотичні напруження у вузлах

Тип моделі	τ_{yz}^{\max} , Г/М ²	τ_n/τ_1
Без обойми	1281.2	1
Обойма наскрізь плити	2066.26	1.61
Обойма до плити	2247.86	1.75

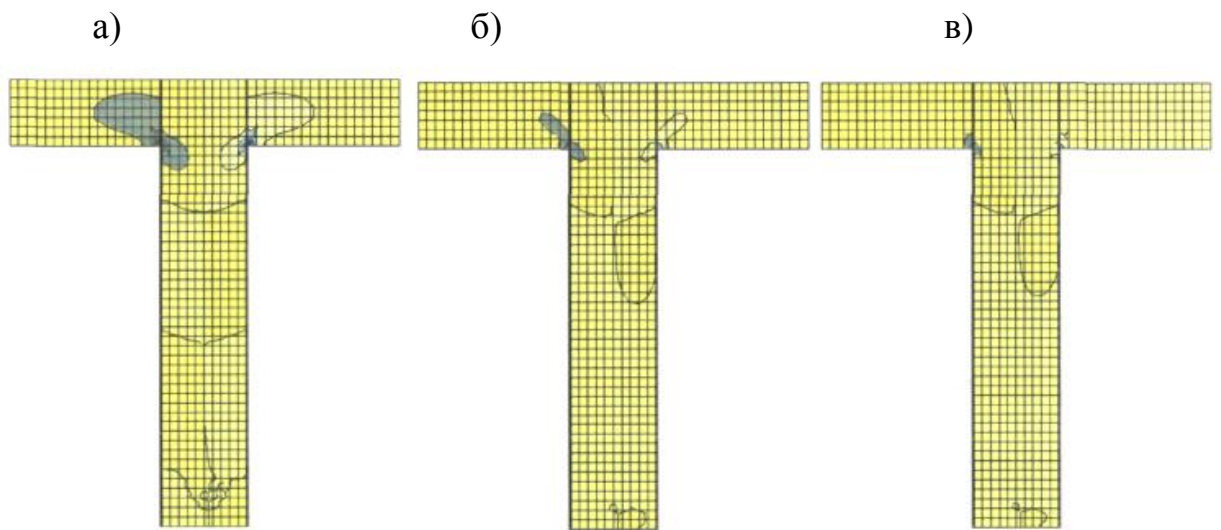


Рис. 3.8. Поля дотичних напружень в перетині вузлів *а* - модель без обойми; *б* - модель з обоймою, що проходить наскрізь перекриття; *в* - модель з обоймою, що доходить до нижньої грані плити перекриття.

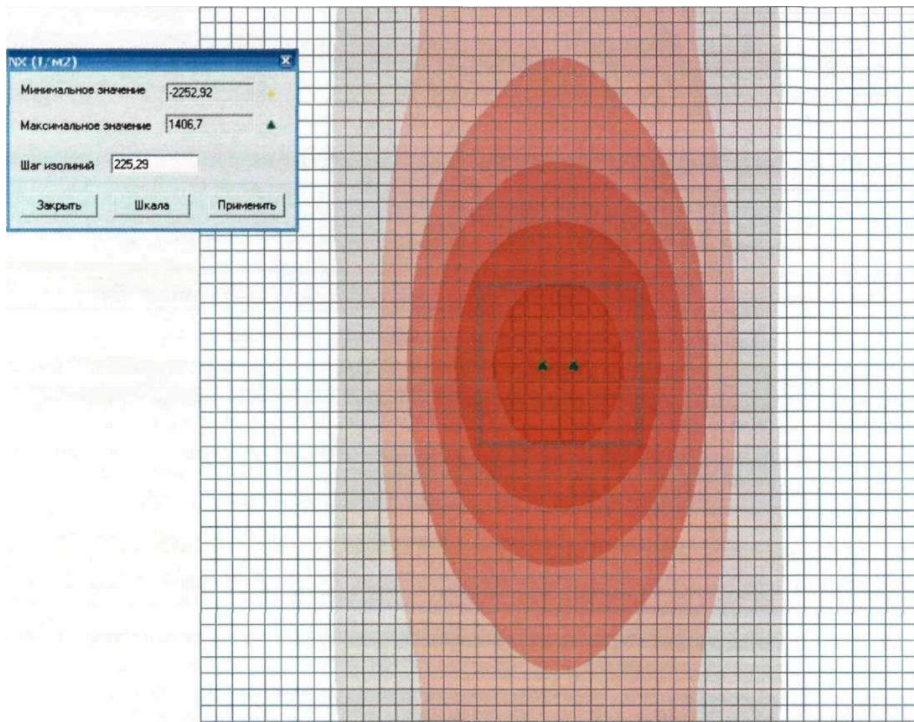


Рис. 3.9. Напруження NX , т/м² на верхній поверхні плити вузла без обойми

Порівняння максимальних і мінімальних значень зусиль розтягу NX в плиті приведені в табл. 3.2, середні значення NX по центру плити показані в табл. 3.3.

Таблиця 3.2.

Максимальні і мінімальні значення напружень розтягу NX в плитах перекриття моделей вузлів

Тип моделі	NX_{\max} , т/м ²	$\frac{NX_{n,\max}}{NX_{1,\max}}$	NX_{\min} , т/м ²	$\frac{NX_{n,\min}}{NX_{1,\min}}$
Без обойми	1406.7	1	-2252.92	1
Обойма наскрізь плити	4434.9	3.15	-5570.59	2.47
Обойма до плити	1362.6	0.97	-4658.13	2.07

Таблиця 3.3.

Середні значення напружень розтягу NX по центру плит перекриттів
моделей вузлів

Тип моделі	NX_{\max} , Т/М ²	$\frac{NX_{n,\max}}{NX_{1,\max}}$	NX_{\min} , Т/М ²	$\frac{NX_{n,\min}}{NX_{1,\min}}$
Без обойми	1189.45	1	-555.03	1
Обойма наскрізь плити	1130.86	0.95	-517.03	0.93
Обойма до плити	1149.84	0.97	-531.11	0.96

З даних, що наведені в табл. 3.2, 3.3, видно, що наявність обойми призводить до появи концентраторів напружень, як в стиснутій, так і в розтягнутій зоні плити перекриття, проте середні значення нормальних напружень в центрі плити на 3-7% нижче, ніж в моделі вузла без обойми.

Поля напружень розтягу NX на верхній грані плити перекриття показані на рис. 3.9 – 3.11.

Оскільки в ПК SCAD є можливість проводити тільки пружний розрахунок, було виконано зміну початкового модуля пружності на значення, отримане іншими авторами з експерименту, також був змінений коефіцієнт деформації з початкового значення $\nu = 0.2$ на $\nu = 0.3$. Спочатку був виконаний розрахунок для значення модуля пружності бетону $E_1 = 2698 \text{ кН/см}^2$, потім для значення $E_2 = 2341 \text{ кН/см}^2$, це значення відповідає руйнівному рівню навантаження для зразка з обоймою. Проведений аналіз зміни зусиль в поперечних стрижнях обойми при зменшенні модуля і збільшенні коефіцієнта деформацій.

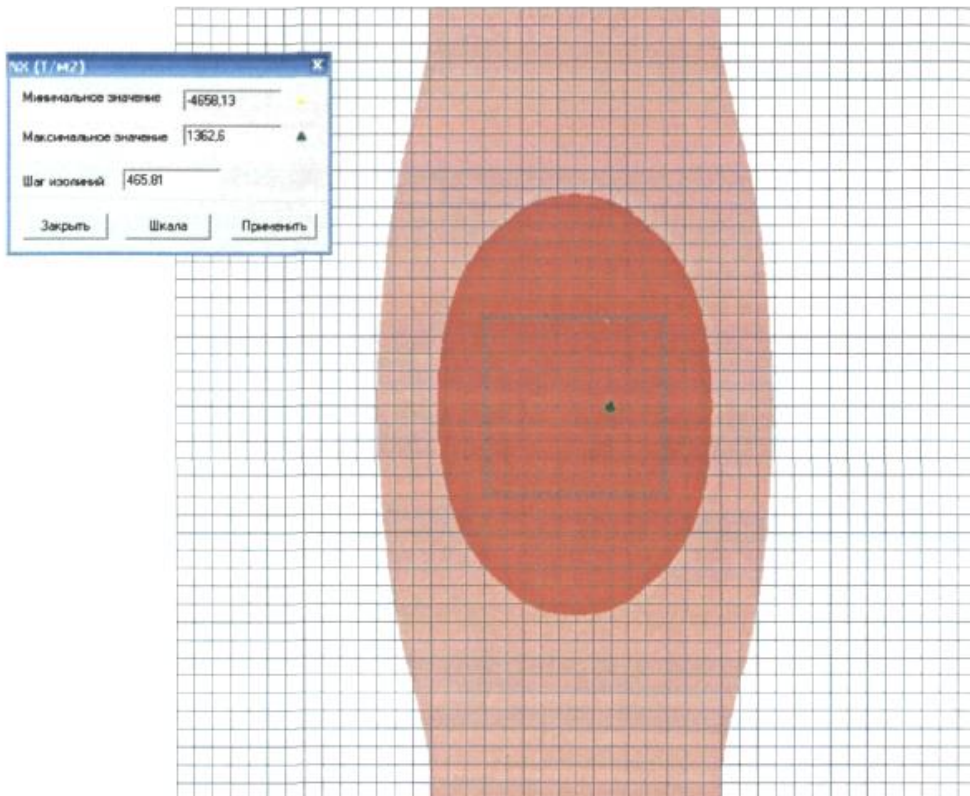


Рис. 3.10. Напряжения NX , t/m^2 на верхній грані плити вузла з обоймою, що доходить до перекриття

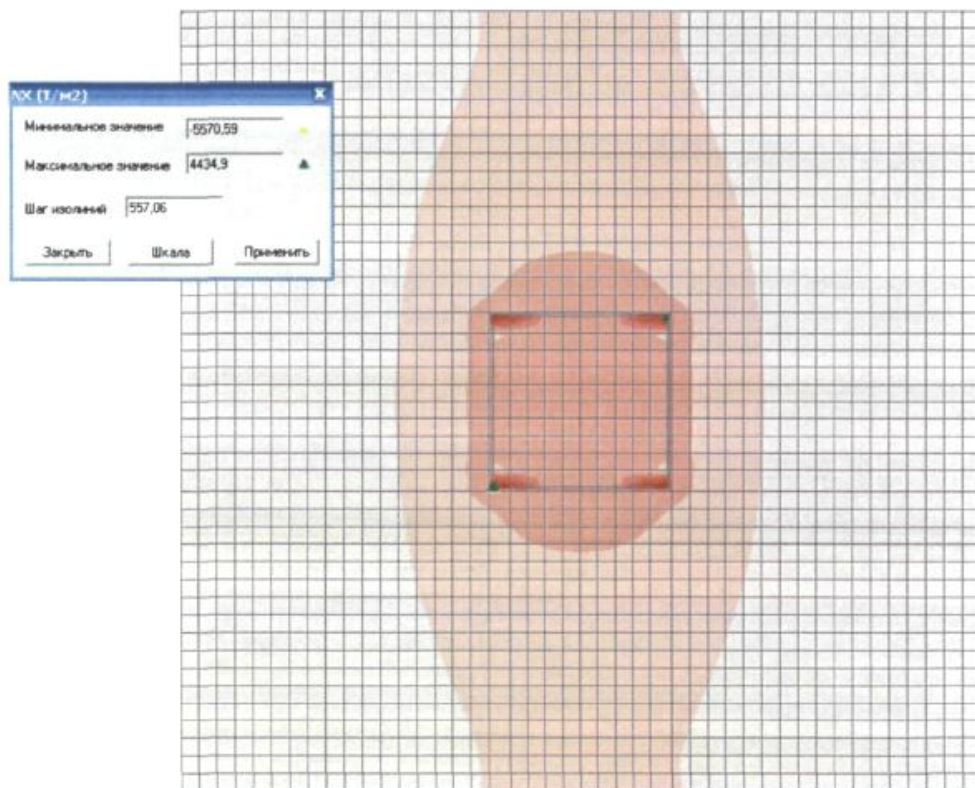
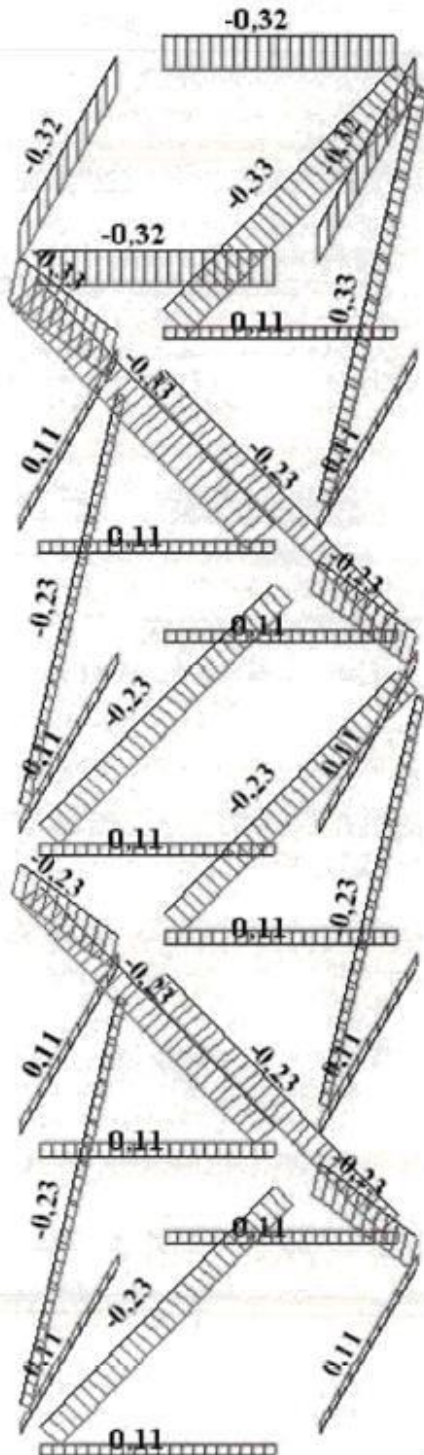


Рис. 3.11. Напряження NX , t/m^2 на верхній поверхні плити вузла з обоймою наскрізь перекриття

На рис. 3.12 показані значення зусиль до і після зміни модуля і коефіцієнта деформацій бетону.

а)



б)

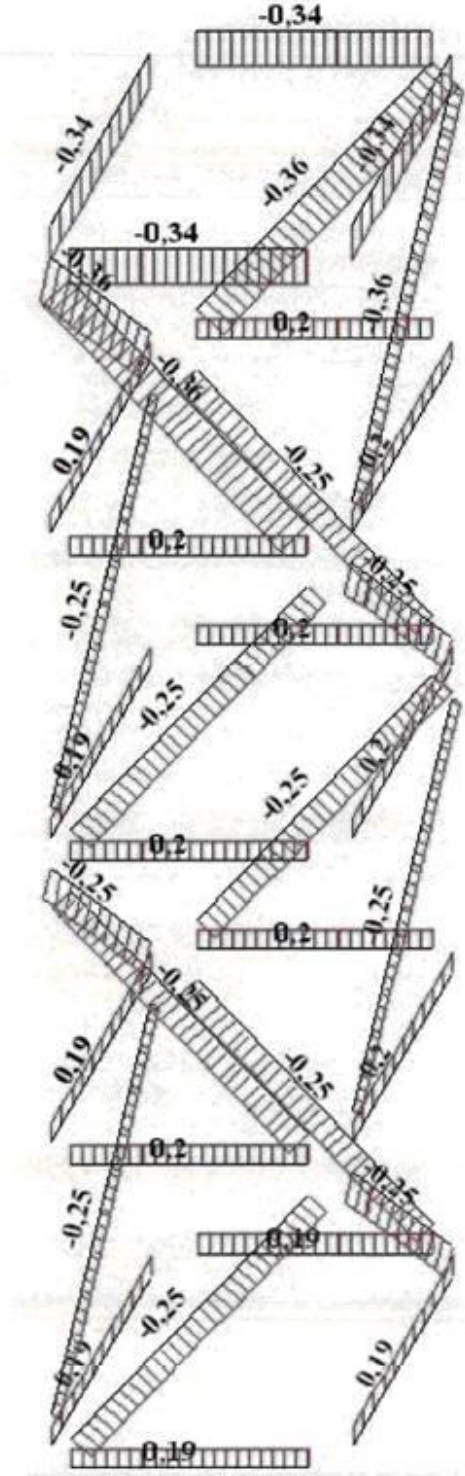


Рис. 3.12. Зусилля в поперечних і діагональних стрижнях обойми а – для $E_1 = 2698 \text{ кН/см}^2$ і $\nu = 0.2$; б - для $E_2 = 2341 \text{ кН/см}^2$ і $\nu = 0.3$.

Результати чисельного моделювання показали, що зменшення модуля деформації бетонного ядра на 15% і одночасне збільшення коефіцієнта деформації на 50% призвели до збільшення зусиль розтягу в поперечних стержнях обійми на 82%.

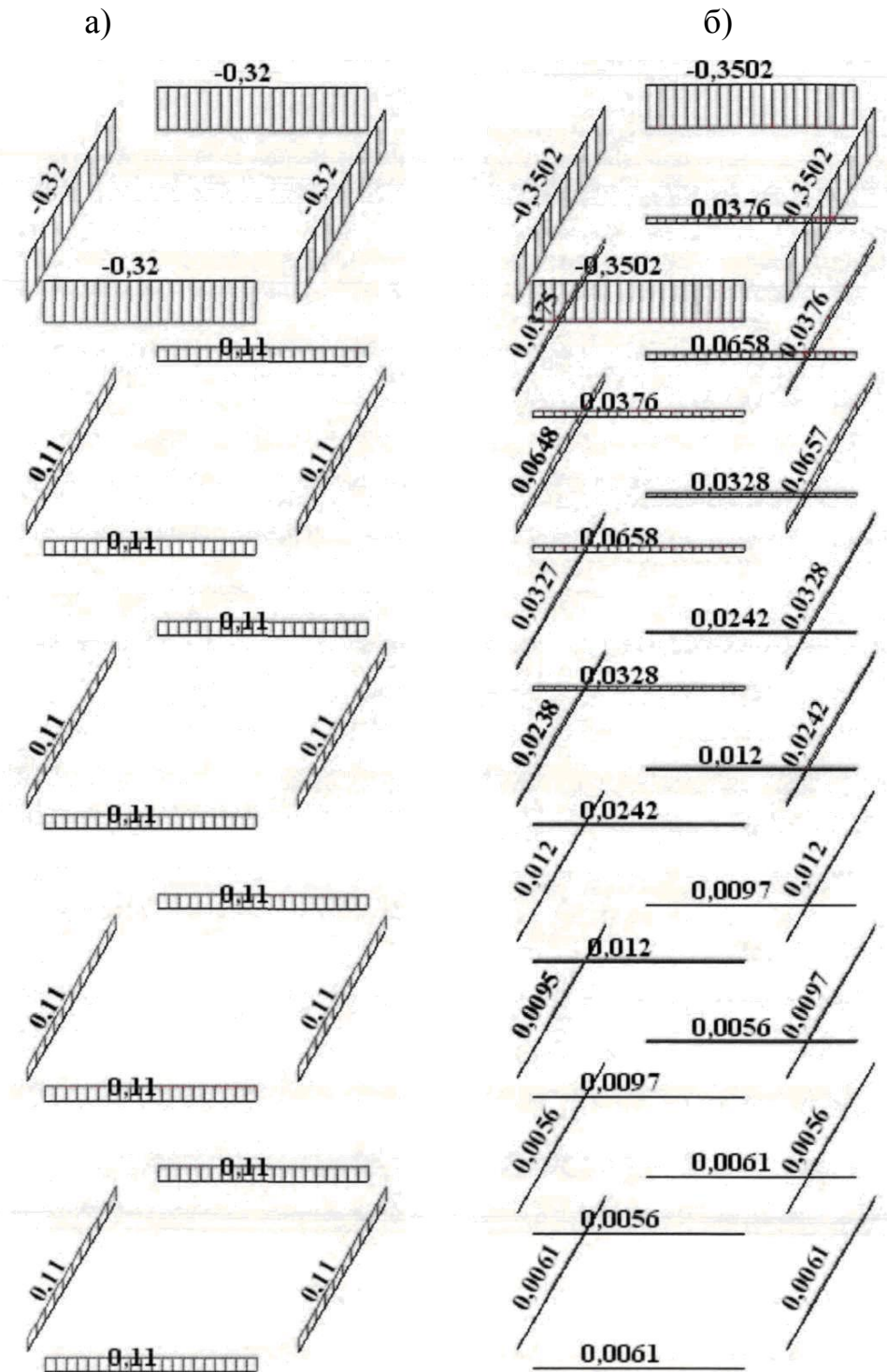


Рис. 3.13. Значення зусиль в поперечних стержнях обійми при різних кроках між ними: *a* - при кроці 100 см; *б* - при кроці 50 мм

Проведений аналіз зміни зусиль в поперечних стрижнях обойми при зменшенні їх кроку. Порівняння значень зусиль приведені на рис. 3.13. Результати порівняння показали, що зменшення кроку поперечних стержнів в 2 рази, веде до зменшення зусиль в них до 20 разів.

3.3. Виводі по розділу 4

1. З отриманих даних, видно, що наявність обойми призводить до появи концентраторів напружень, як в стиснутій, так і в розтягнутій зоні плити перекриття, проте середні значення нормальних напружень в центрі плити на 3-7% нижче, ніж в моделі вузла без обойми.

2. Результати чисельного моделювання за методом кінцевих елементів показали, що урахування нелінійної деформації бетону шляхом зменшення модуля деформації і збільшення коефіцієнта деформації ведуть до збільшення значень зусиль розтягу в поперечних стрижнях внутрішньої обійми.

3. Порівняння результатів розрахунку показало, що місця концентрації максимальних дотичних напружень виникають у вузлі, де обойма доходить до плити перекриття.

4. Максимальні значення дотичних напружень виявлені у вузлі, де обойма доходить до низу плити, вони перевищують напруження у вузлі без обойми на 75%.

РОЗДІЛ 4.

АНАЛІТИЧНЕ ДОСЛІДЖЕННЯ НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНОГО
СТАНУ ЕЛЕМЕНТІВ ЗАЛІЗОБЕТОННОГО КАРКАСА З УРАХУВАННЯМ
ВПЛИВУ ФОРМОУТВОРЮЮЧИХ МЕТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

4.1. Методика розрахунку колон сталезалізобетонного каркаса з металевим формоутворюючим елементом

Колони формоутворюючого несучого вального каркаса, як це розглянуто раніше в розділі 3, складаються з прокатних кутиків, а також поперечних і діагональних стержнів, що сполучають їх між собою. Після набору бетоном міцності, формоутворюючий каркас в колонах починає грати роль внутрішньої обійми. У роботах авторів [24] є рекомендації до розрахунку при проектуванні залізобетонних колон з урахуванням підсилення обіймою. Проте у випадку підсилення обов'язкова наявність попереднього обтиску колони обіймою, а в даному випадку обтиск не передбачений. Ефект обійми починає проявлятися по мірі збільшення навантаження і зростання подовжніх і поперечних деформацій. У існуючих методах розрахунку не враховується розподіл розрахункового навантаження між підсилюваною конструкцією, обіймою і бетоном усередині обійми. Цей істотний недолік, прийнятий в розрахунках підсилення стиснутих елементів не дозволяє призначати переріз внутрішньої обійми, а саме розмір кутиків, крок і діаметр поперечних стержнів.

У Посібнику з проектування кам'яних і армокаменних конструкцій (до СНиП II-22-81) [49] формула для розрахунку перерізів стовпів, підсилених обіймою, має вигляд:

$$N_p = (N_k + N_{об} + N_s) \varphi \psi, \quad (4.1)$$

де N_p - розрахункова повздовжня сила від комбінації навантажень на стовп; N_k - частина несучої здатності, що сприймається існуючим перерізом кладки; $N_{об}$ - частина несучої здатності обойми, непряме армування у вигляді поперечних металевих стержнів - хомутів; N_s - частина несучої здатності обойми, що несе, що сприймається безпосередньо металевими кутиками; φ - коефіцієнт подовжнього вигину стовпа; ψ - коефіцієнт, що враховує вплив ексцентриситету повздовжньої сили.

Тут пропонується варіант розрахунку залізобетонних колон з внутрішньою обоймою для випадку центрального стиску (рис. 4.1). Мета розрахунку - набути значень зусиль, що сприймаються елементами обойми і бетоном усередині обойми, а також визначити коефіцієнт зміцнення для бетону ядра.

Обтискання елемента призми обоймою характеризується як об'ємний напружений стан. Залежність зміцнення бетонного зразка від відносного бічного тиску σ_2 була отримана В.М. Байковим і представлена в статті [7], але для випадку двовісного стиску (рис. 4.2). Щоб отримати таку залежність для тривісного стискування бетону, скористаємося експериментальними даними, представленими Г.Г. Соломенцевим.

Діаграма, побудована нами по даним, приведеним в [60] показана на рис. 4.3. Для зручності її використання при розрахунку стиснутих елементів з внутрішньою обоймою, апроксимуємо дану залежність лінійною функцією, позначивши відношення σ_1/R_b коефіцієнтом зміцнення k , отримаємо:

$$k = 1 + 8.1 \frac{\sigma_{2,3}}{R_b}. \quad (4.2)$$

Зазначимо, що для $\frac{\sigma_{2,3}}{R_b} = 1$ значення коефіцієнта зміцнення. Тому дана

залежність (4.2) буде мати місце тільки в діапазоні $\frac{\sigma_{2,3}}{R_b} \in [0; 0.3]$. Тобто,

внутрішня обойма більшого значення бічного тиску забезпечити не зможе.

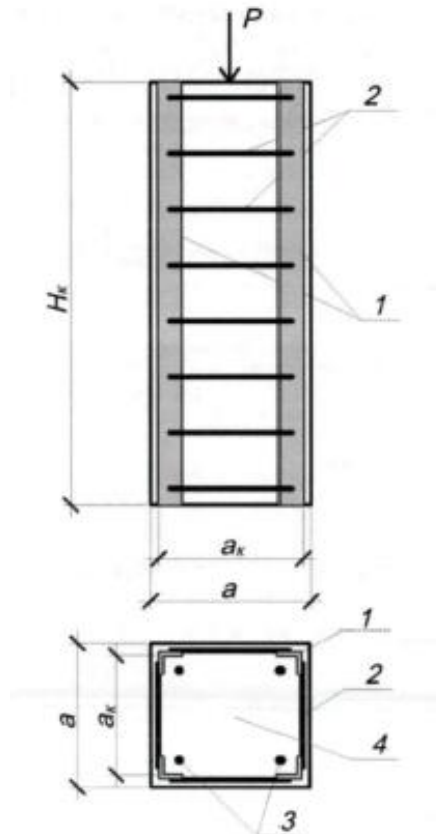


Рис. 4.1. Колонна з внутрішньою обоймою: 1 - куточки внутрішньої обойми; 2 - поперечні стержні внутрішньої обойми; 3 - додаткова робоча арматура; 4 - залізобетонне ядро

Для визначення значення зусиль, що сприймаються елементами обойми і бетоном усередині обойми, на першому етапі, приймаємо гіпотезу про рівномірний розподіл тиску на обойму. Виділимо двома горизонтальними площинами ділянку колони dy на висоті h в межах вертикального розміру колони (рис. 4.4). На елемент діятимуть наступні сили:

$\gamma_k A_k dy$ - власна вага шару при площі перерізу колони A_k з об'ємною вагою матеріалу колони γ_k ;

$q_b A_k$ - вертикальний тиск зверху;

$(q_b + dq_b) A_k$ - вертикальний тиск знизу;

$q_r u dy$ - горизонтальний тиск, що надається стінками обійми по периметру і її взаємодією з колоною;

$f q_r u dy$ - вертикальний тиск, що сприймається стінками обійми по периметру унаслідок тертя, що виникає між обіймою і залізобетонним ядром колони, де f - коефіцієнт тертя бетону колони і обійми.

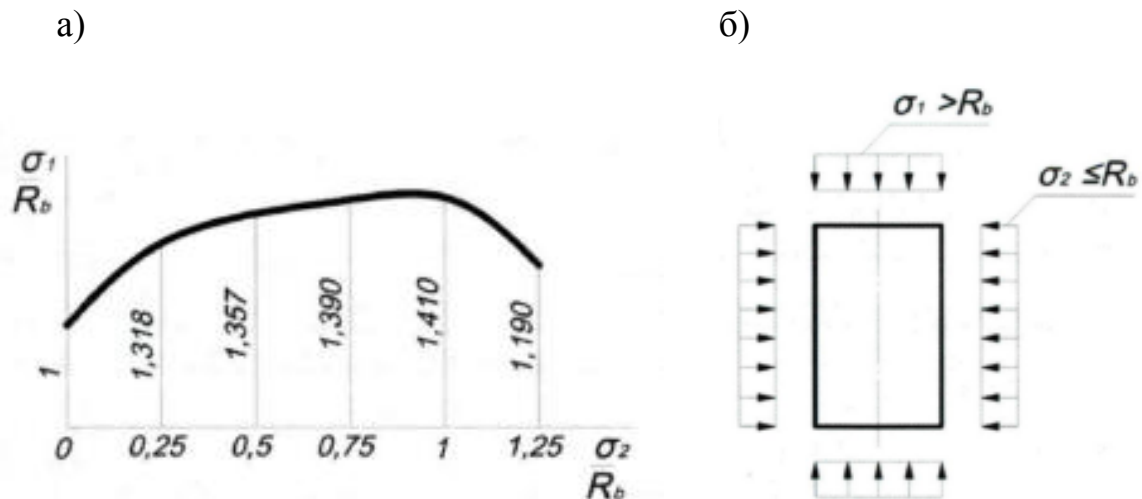


Рис. 4.2. Міцність бетону при двовісному стиску [7]: а - перевищення осьової міцності призми; б - схема завантаження

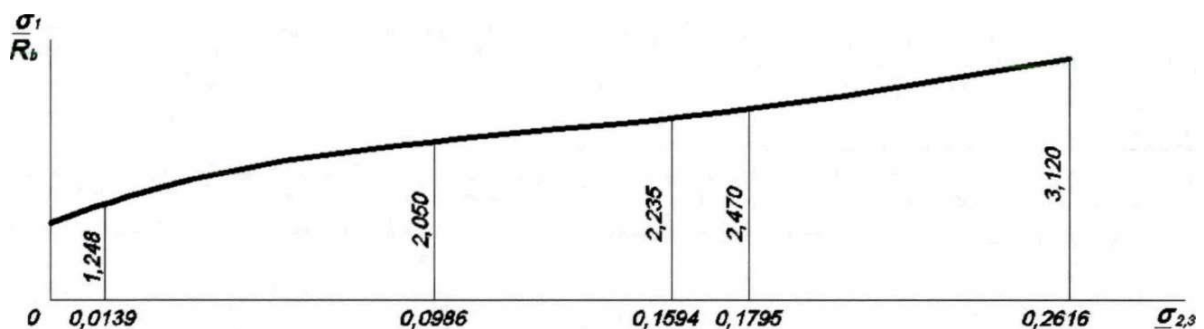


Рис. 4.3. Міцність бетону при тривісному стиску

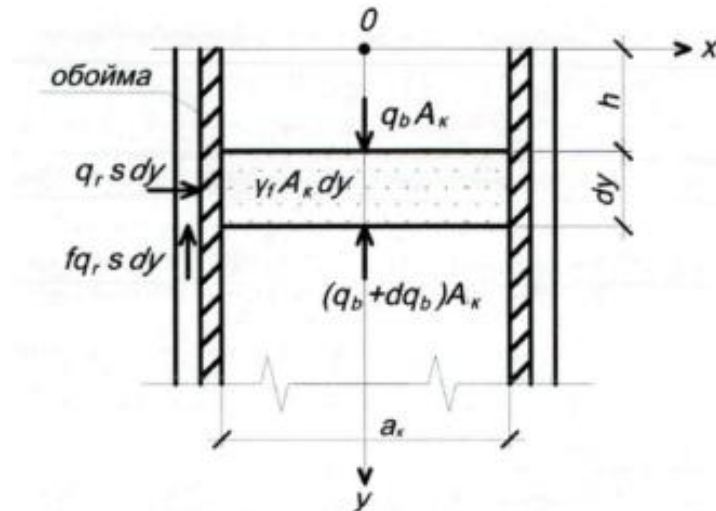


Рис. 4.4. До розрахунку колони з внутрішньою обіймою

З умови рівноваги (див. рис. 4.4) запишемо:

$$A_k dq_b = \gamma_k A_k dy - f q_r u dy, \quad (4.3)$$

звідки отримаємо диференціальну залежність

$$dy = \frac{dq_b}{\gamma_k - \frac{f q_r u}{A_k}}, \quad (4.4)$$

де $f = 0,45$ - коефіцієнт тертя між бетоном і обіймою; u - периметр взаємодії перерізу ядра колони з обіймою.

При дії вертикального навантаження q_b в стані безпосередньому передуванні утворенню подовжніх тріщин в колоні згоден [7] бічний тиск на обійму буде дорівнювати:

$$q_r = 0.7 q_b, \quad (4.5)$$

Після підстановки (4.5) в (4.4) маємо

$$dy = \frac{dq_b}{\gamma_k - \frac{0.7 f u q_b}{A_k}}, \quad (4.6)$$

Інтегруючи (4.6), маючи на увазі, що при $y=0$, $q_b = P/A_k$ де P - навантаження на верхній переріз колони від розміщених вище поверхів і перекриття, отримаємо наступне рішення:

$$q_b = \beta \left(\gamma_k - \frac{\gamma_k - P/\beta A_k}{e^{y/\beta}} \right), \quad (4.7)$$

$$\text{де } \beta = \frac{A_k}{0.7 f u}.$$

Відповідно до (4.5) горизонтальний тиск на обійму q_r отримаємо з (4.7)

$$q_r = 0.7 \beta \left(\gamma_k - \frac{\gamma_k - P/\beta A_k}{e^{y/\beta}} \right). \quad (4.8)$$

Максимальний вертикальний тиск в бетоні ядра колони:

$$q_b^{\max} = \beta \left(\gamma_k - \frac{\gamma_k - P/\beta A_k}{e^{h_k/\beta}} \right) \quad (4.9)$$

де h_k - висота колони.

Максимальний горизонтальний тиск на обійму:

$$q_r = 0.7\beta \left(\gamma_k - \frac{\gamma_k - P/\beta A_k}{e^{h_k/\beta}} \right). \quad (4.10)$$

Вертикальне зусилля, що сприймається бетонним ядром в основі колони:

$$N_{\bar{o}} = q_b^{\max} A_k. \quad (4.11)$$

Вертикальне зусилля, що сприймається обіймою в основі колони:

$$N_{o\bar{o}} = P + G_k - N_{\bar{o}}, \quad (4.12)$$

де G_k - власна вага колони.

Для забезпечення міцності повинна виконуватися наступна умова:

$$P + G_k \leq N_{\bar{o}} + N_{o\bar{o}}. \quad (4.13)$$

Площа і крок поперечних стержнів обійми визначається з умови:

$$q_r^{\max} \frac{a_k}{2} \leq \frac{R_{sw} A_{sw}}{s}. \quad (4.14)$$

Коефіцієнт зміцнення бетону усередині обійми k визначимо по залежності (4.2). У випадку, якщо

$$\frac{2R_s A_s}{a_k s} \geq q_r^{\max}, \quad (4.15)$$

коефіцієнт зміцнення бетону $k = 6.67$. При меншій інтенсивності поперечних стержнів обойми, тобто, якщо умова (4.15) не виконується, коефіцієнт k до слід визначати виходячи з фактичного значення q_r .

Ця методика для центрально навантажених колон з внутрішньою обоймою, дозволяє отримати необхідні величини зусиль в елементах обойми і вплив її на зміцнення бетону ядра перерізу.

4.2. Приклад розрахунку колони з внутрішньою обоймою

Дані для розрахунку: $H_k = 1.6$ м, перетин колони 400×400 мм, клас міцності бетону В25, площа бетонного ядра усередині обойми $A_k = 0.144$ м²; коефіцієнт тертя між кутниками обойми і бетоном $f = 0.45$; об'ємна вага важкого бетону $\gamma_k = 25$ кН/м³. Обойма утворена чотирма кутниками $\perp 50 \times 5$, сталь класу міцності С245, периметр взаємодії з бетоном ядра колони $u = 8 \cdot 0.05 = 0.4$ м, маса 1 п.м. куточка 0,004 т/м, поперечні стержні обойми $\varnothing 6A400C$ з кроком 150 мм. Навантаження на колону $P = 3000$ кН.

Потрібно розрахувати необхідне додаткове армування залізобетонного ядра колони.

Розв'язок.

Визначимо параметр β

$$\beta = \frac{A_k}{0.7 f u} = \frac{0.144}{0.7 \cdot 0.45 \cdot 0.4} = 1.14 \text{ м.}$$

Максимальний вертикальний тиск в бетоні ядра колони:

$$q_b^{\max} = \beta \left(\gamma_k - \frac{\gamma_k - P/\beta A_k}{e^{h_k/\beta}} \right) = 1.14 \left(25 - \frac{25 - \frac{3000}{1.14 \cdot 0.144}}{e^{1.6/1.14}} \right) = 5141 \text{ кН./м}^2.$$

Зусилля, що сприймається залізобетонним ядром колони перед утворенням подовжніх тріщин:

$$N_{\sigma} = q_b^{\max} A_k = 5141 \cdot 0.144 = 740.3 \text{ кН.}$$

Власна вага колони

$$G_k = 25 \cdot 1.6 \cdot 0.4^2 + 4 \cdot 0.04 \cdot 1.6 = 32 \text{ кН.}$$

Вертикальне зусилля, яке повинна сприйняти обойма для забезпечення міцності:

$$N_{\sigma\sigma} = P + G_k - N_{\sigma} = 3000 + 32 - 740.3 = 2266.4 \text{ кН.}$$

Максимальне значення зусилля, яке фактично можуть сприймати кутники \perp 50x5:

$$N_{\sigma\sigma} = R_y A = 240 \cdot 4 \cdot 4.8 \cdot 10^{-4} = 460.8 \text{ кН.}$$

Горизонтальний тиск, який здатна сприйняти обойма:

$$q_r = \frac{2R_{sw}A_{sw}}{sa_k} = \frac{2 \cdot 365 \cdot 0.283 \cdot 10^{-4}}{0.4 \cdot 0.15} = 344 \text{ кН/м}^2.$$

Значення вертикального зусилля, що повинне сприйматися залізобетонним ядром колони для забезпечення міцності

$$\frac{q_r}{q_b} = \frac{344}{17631} = 0.0195.$$

Відповідно до залежності (4.2), коефіцієнт зміцнення для бетону ядра колони дорівнює $k = 1.16$ при $\sigma_{2,3} = 0.0195R_b$.

Необхідна площа додаткової стержневої арматури класу міцності А400С:

$$(A_s + A'_s) \geq \frac{N_b - kR_b A_k}{R_{sc}} = \frac{2546 - 1.16 \cdot 14.5 \cdot 10^3 \cdot 0.144}{365 \cdot 10^3} = 3.39 \text{ см}^2.$$

Прийmemo 4 \varnothing 12 А400С ($A_s + A'_s = 4.52 \text{ см}^2$).

4.3. Аналіз впливу різних параметрів на ефективність застосування обійми

На основі інженерної методики розрахунку зразків з внутрішньою обіймою побудовані залежності несучої здатності стиснутого елемента, від кроку поперечних стержнів (рис. 4.5) і графіки впливу розмірів перерізу, класу бетону і кількості повздовжньої арматури на ефективність застосування обійми (рис. 4.6-4.8).

Залежність, представлена на рис. 4.5, отримана з розрахунку центрально навантажених коротких колон перерізом 250x250 мм довжиною 1000 мм з бетону класу В30 ($R_b = 17$ МПа) з обіймою з кутика \perp 20x4 мм і додатковою подовжньою арматурою $4\varnothing 12A400C$.

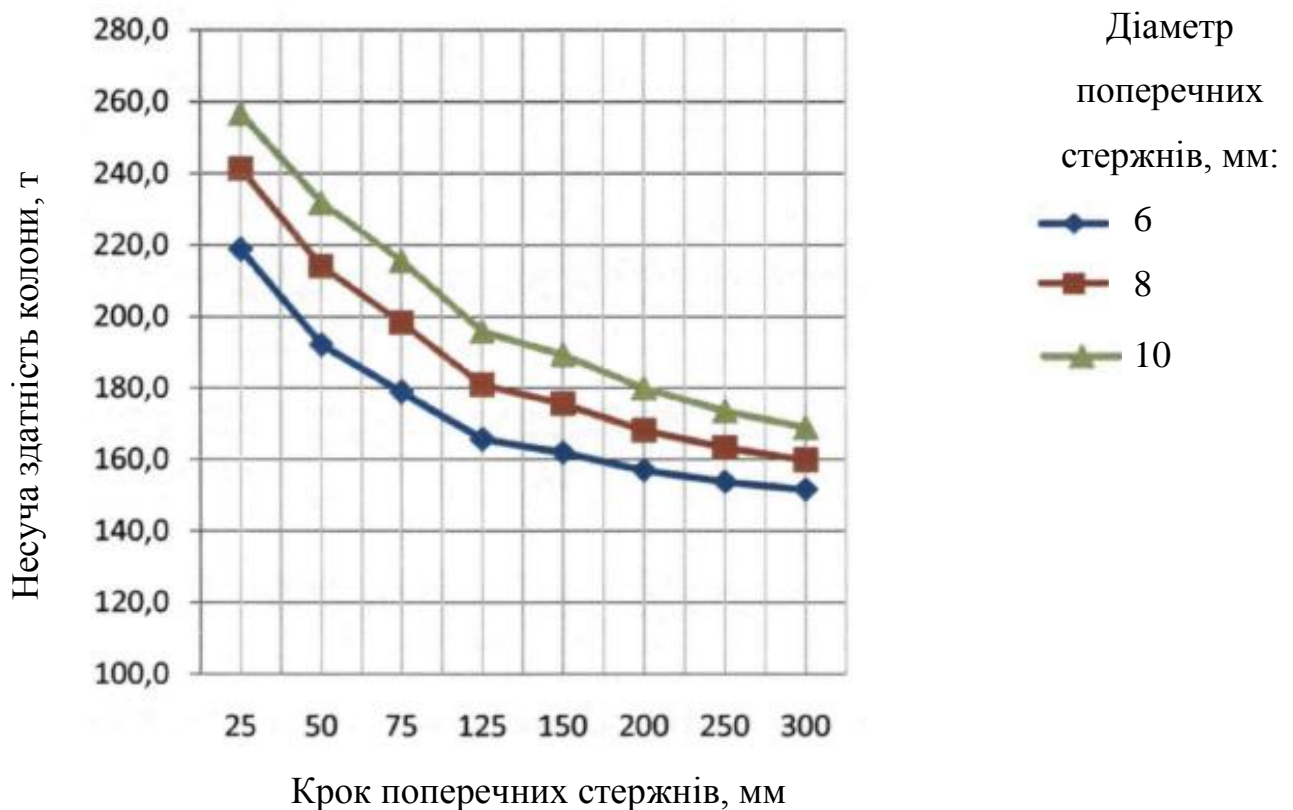


Рис. 4.5. Залежність несучої здатності колон, з внутрішньою обіймою від кроку поперечних стержнів

З графіків (рис.4.5) видно, що зменшення кроку поперечних стержнів обійми і збільшення їх діаметру веде до збільшення несучої здатності стиснутого елемента.

Залежність, представлена на рис. 4.6, отримана з розрахунку центрально навантажених коротких колон довжиною 1000 мм з бетону класу В30 ($R_b = 17$ МПа) з обіймою з кутика $\perp 20 \times 4$ мм і додатково подовжньою арматурою $4\varnothing 12A400C$.

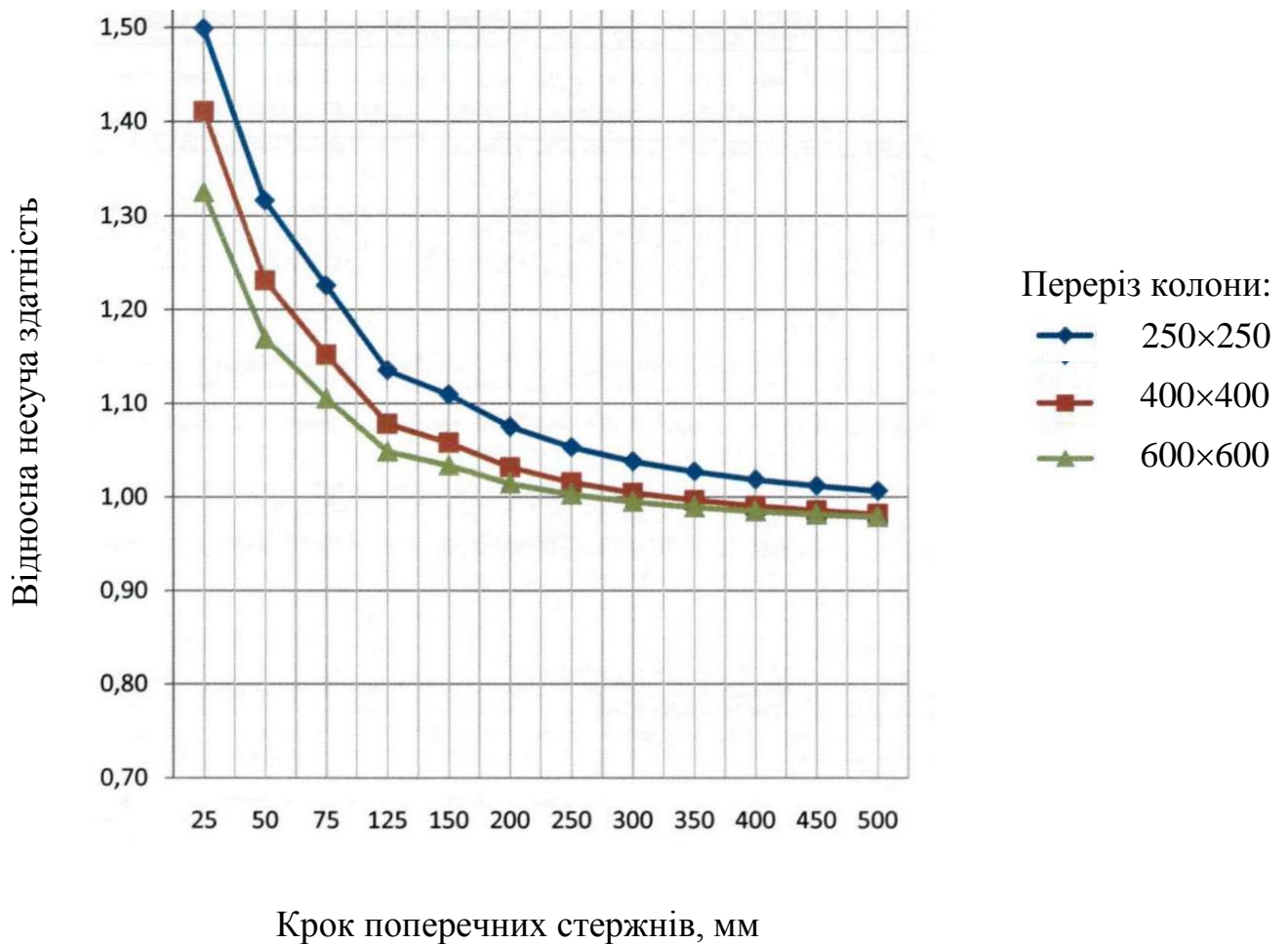


Рис. 4.6. Залежність несучої здатності колон з внутрішньою обіймою до несучої здатності колон без обійми при різних розмірах перерізу

З графіків (рис.4.6) видно, що із зменшенням перерізу елементу і кроку поперечних стержнів обійми ефективність застосування внутрішньої обійми зростає.

Залежність, представлена на рис. 4.7, отримана з розрахунку центрально навантажених коротких колон перерізом 250х250 мм довжиною 1000 мм з бетону класу В30 ($R_b = 17$ МПа) з обіймою з кутика \perp 20х4 мм і додатковою подовжньою арматурою 4 \varnothing 12А400С.

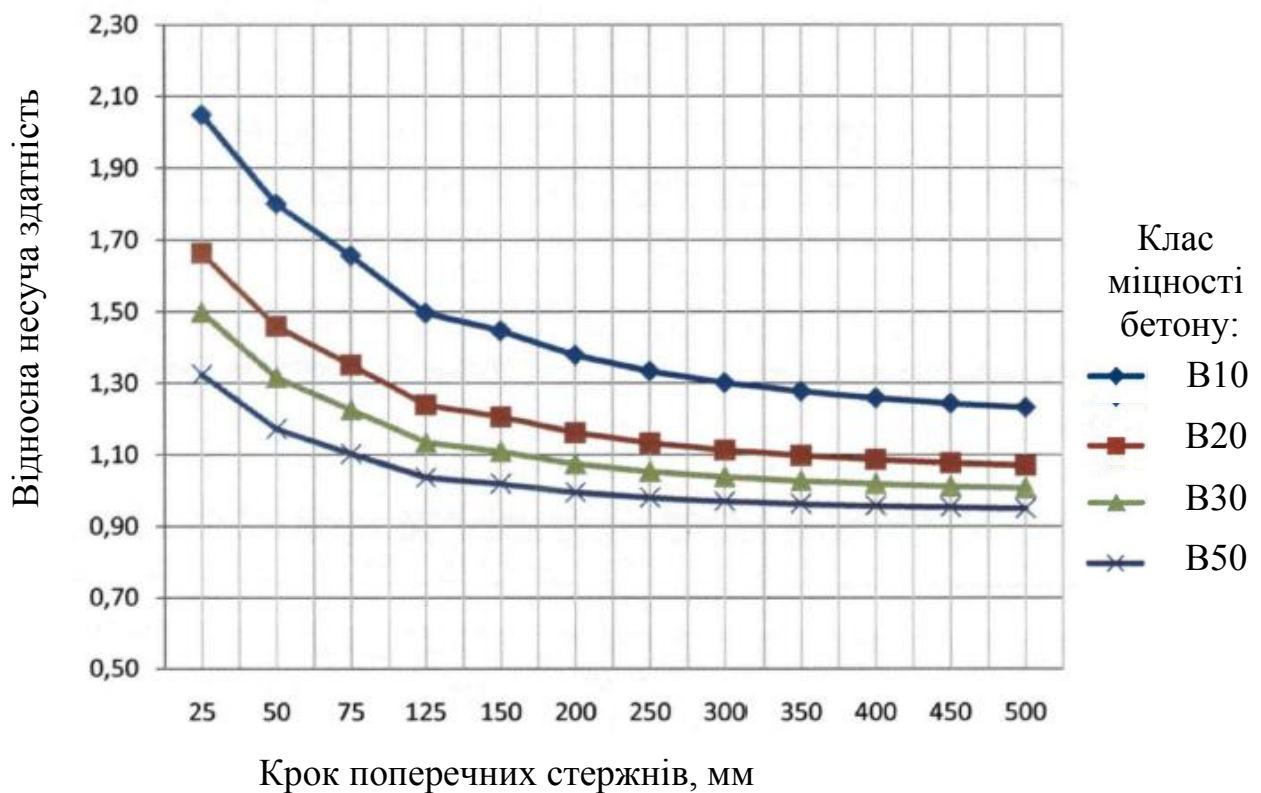


Рис. 4.7. Відношення несучої здатності колон з внутрішньою обіймою до несучої здатності колон без обійми при різних класах бетону

По графіках рис.4.7. видно, що ефективність обійми тим вище, чим нижче клас бетону і чим менше відстань між поперечними стержнями обійми.

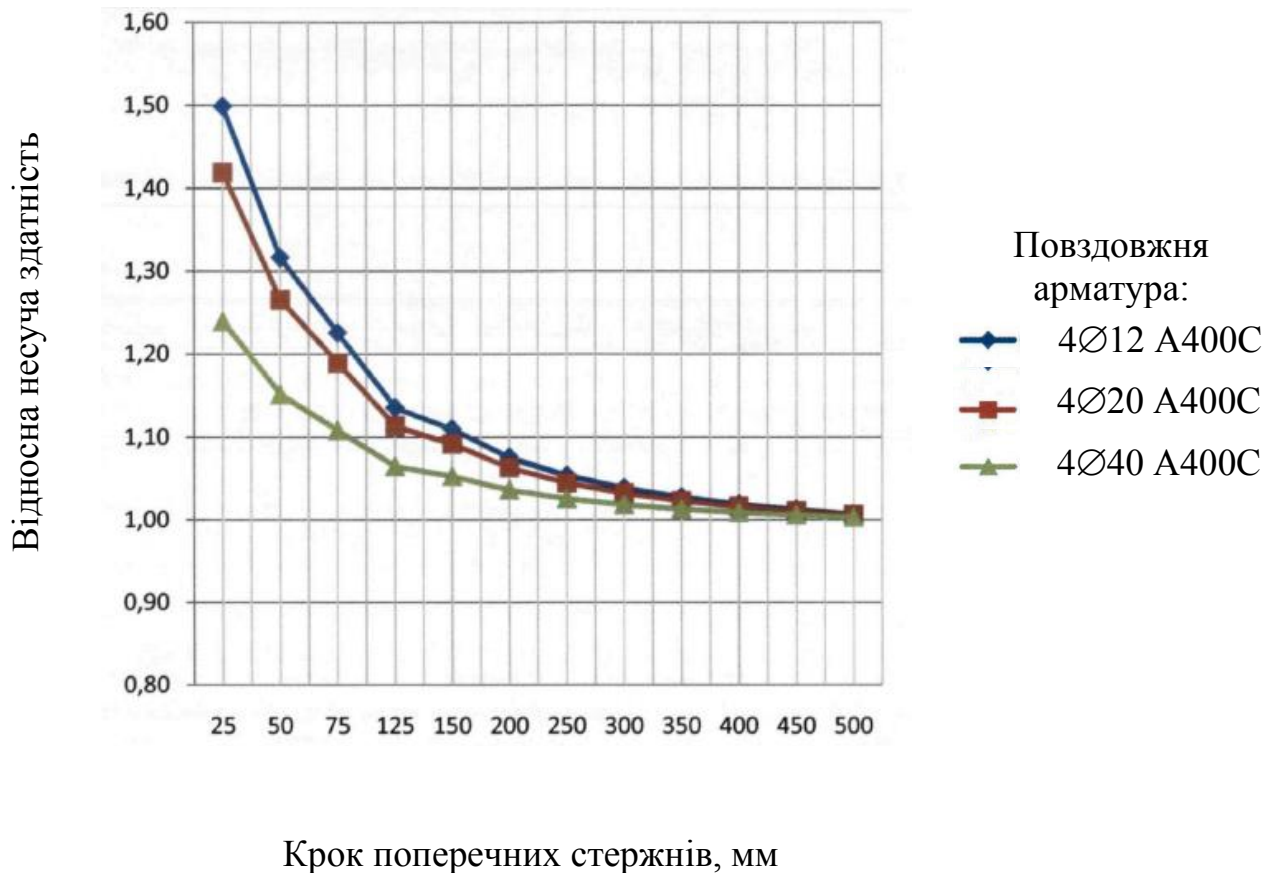


Рис. 4.8. Відношення несучої здатності колон з внутрішньою обіймою до несучої здатності колон, без обійми при різній кількості подовжньої арматури

Як можна побачити на рис. 4.8, що із зменшенням коефіцієнта подовжнього армування і кроку поперечних стержнів обійми ефективність внутрішньої обійми зростає.

4.4. Розрахунок перекриття на продавлювання перекриття з ригелями формуютьючого каркаса

У випадку, коли сталезалізобетонний каркас виконується із стаціонарними ригелями, як вже було описано в розділі 1, сталеві формуютьючі ригелі залишаються в тілі перекриття. Їх наявність в зоні

продавлювання створює додаткове підсилення, яке може бути розраховане, а конструкція ригеля запроєктована так, щоб додаткових пристрої для захисту були не потрібні

Розглянемо розрахунок перекриття на продавлювання з урахуванням внутрішніх ригелів формоутворюючого каркаса. Розрахунок на продавлювання проведений з урахуванням наявності в перекриттях жорсткої арматури (рис. 4.9).

Максимальна нормальна зосереджена сила від зовнішнього навантаження, що діє на плиту:

$$F = N_2 - N_1 - F_q - F_{q1} = 2628.4 - 1906.8 - 13.6 - 8.8 = 700 \text{ кН}. \quad (4.16)$$

N_1 і N_2 - повздовжні сили, що діють в колоні під і над плитою в поперечних перетинах у граней плити.

F_q - нормальна сила від розвантажуючої дії навантаження на плиту в межах зони продавлювання, обмеженої розрахунковим контуром:

$$F_q = q A_q = (15.3 \cdot 1.1 + 42.6 \cdot 1.2) \cdot 0.2 = 13.6 \text{ кН},$$

$$A_q = 0.2 \cdot (0.4 + 0.4 + 0.2) = 0.2 \text{ м}^2.$$

F_{q1} - нормальна сила від розвантажуючої дії навантаження від власної ваги плити між верхньою і нижньою колонами, обмежена розрахунковим контуром:

$$F_{q1} = q_1 A_q = 40 \cdot 1.1 \cdot 0.2 = 8.8 \text{ кН}.$$

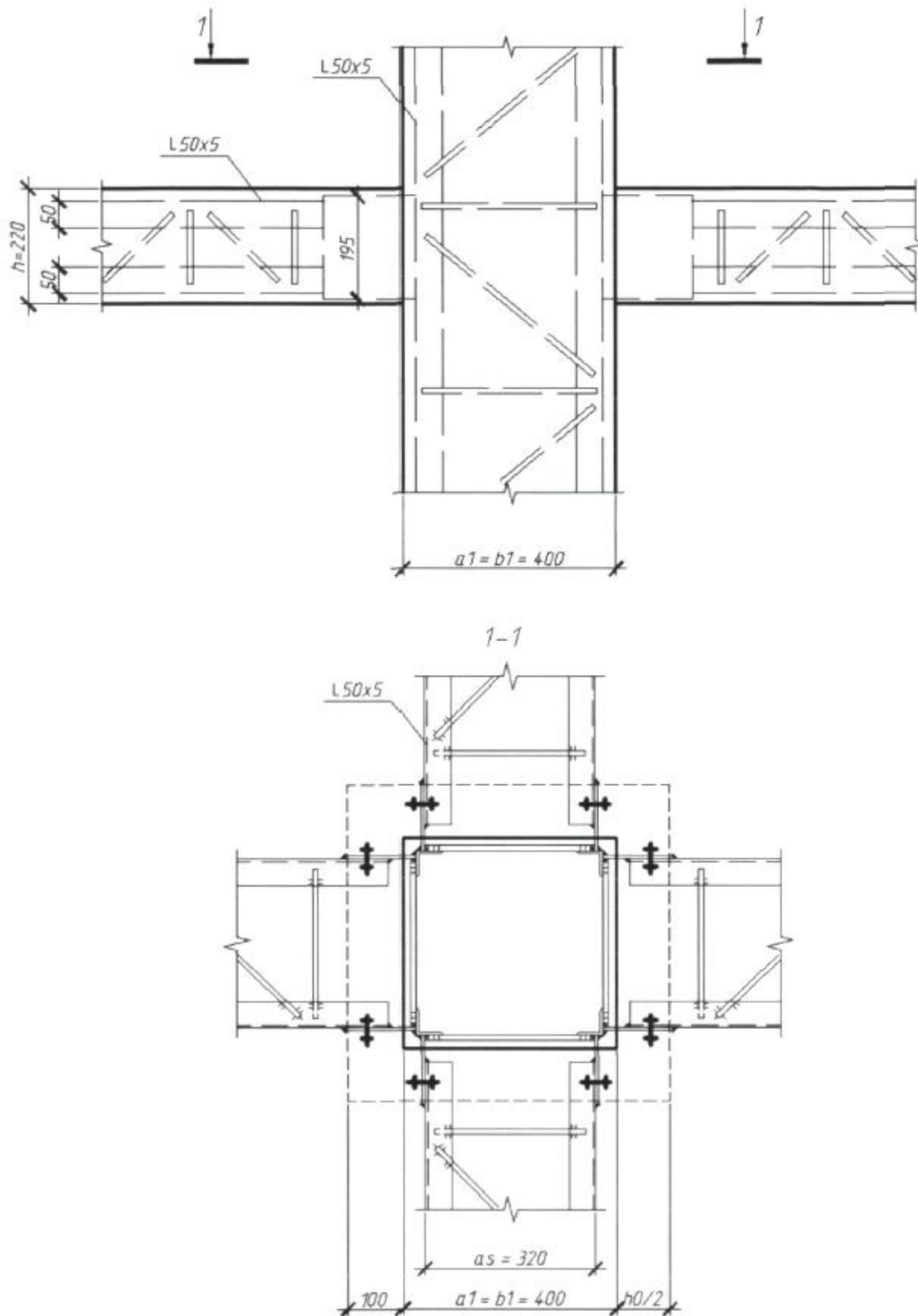


Рис. 4.9 Розташування жорсткої арматури у вузлі «плита-колона», стержнева арматура умовно не показана

Максимальні значення згинальних моментів, які викликають продавлення:

$$M_{x,loc} = M_{x1} + M_{x2} = 147.2 + 142.8 = 290 \text{ кНм};$$

$$M_{y,loc} = M_{y1} + M_{y2} = 69.3 + 41.7 = 110 \text{ кНм},$$

M_1, M_2 – згинальні моменти в колонах, що діють над и під плитой у граней перекриття.

Величина зосередженого моменту, що враховується в розрахунку плити на продавлювання:

$$M_x = 0.5M_{x,loc} = 0.5 \cdot 290 = 145 \text{ кНм};$$

$$M_y = 0.5M_{y,loc} = 0.5 \cdot 110 = 55 \text{ кНм}.$$

Розрахунок виконуємо за умови:

$$\frac{F}{F_{b,ult} + F_{sw,ult}} + \frac{M_x}{M_{bx,ult} + M_{sw,x,ult}} + \frac{M_y}{M_{by,ult} + M_{sw,y,ult}} \leq 1. \quad (4.16)$$

Граничне нормальне зусилля, що сприймається бетоном розрахункового поперечного перетину плити:

$$F_{b,ult} = R_{bt} U_b h_0 = 0.95 \cdot 10^3 \cdot 2.4 \cdot 0.2 = 456 \text{ кН}.$$

Периметр контура бетону розрахункового поперечного перерізу плити:

$$U_b = 4(a_1 + h_0) = 4(0.4 + 0.2) = 2.4 \text{ м}.$$

Граничне нормальне зусилля, що сприймається поперечною арматурою розрахункового поперечного перерізу плити:

$$F_{sw,ult} = 0.8 \cdot 4 \cdot q_{sw,a} a_s = 0.8 \cdot 4 \cdot 3510 \cdot 0.32 = 3590 \text{ кН.}$$

При концентрованому розташуванні поперечної арматури, розподілені зусилля в ній по довжині ділянок a_s розрахункового контура:

$$q_{sw,a} = \frac{R_{sw} A_{sw,a}}{a_s} = \frac{240 \cdot 0.00468}{0.32} = 3510 \text{ кН./м.}$$

Площа поперечної арматури, розташованої в межах довжини ділянок a_s розрахункового контура:

$$A_{sw,a} = t_w h_w = 0.012 \cdot 0.39 = 0.00468 \text{ м}^2.$$

Граничний момент, що сприймається бетоном розрахункового поперечного перетину плити:

$$M_{b,ult} = R_{bt} W_b h_0 = 0.95 \cdot 10^3 \cdot 0.48 \cdot 0.2 = 91 \text{ кН..}$$

Момент опору контура бетону розрахункового поперечного перерізу плити:

$$W_b = b \left(a + \frac{b}{3} \right) = 0.6 \cdot \left(0.6 + \frac{0.6}{3} \right) = 0.48 \text{ м.}$$

Довжина ділянки контура, перпендикулярна напрямку дії моменту:

$$a = b = a_1 + h_0 = 0.4 + 0.2 = 0.6 \text{ м.}$$

Граничний момент, що сприймається поперечною арматурою розрахункового контура поперечного перерізу плити:

$$M_{sw,ult} = 0.8 \cdot 2q_{sw} W_{sw,a} = 0.8 \cdot 2 \cdot 3510 \cdot 0.193 = 1084 \text{ кНм.}$$

Момент опору ділянок розрахункового контура поперечної арматури довжиною a_s :

$$W_{sw,a} = \frac{l_{sw,a}}{0.5b} = \frac{0.058}{0.5 \cdot 0.6} = 0.193 \text{ м}^3,$$

де

$$l_{sw,a} = 0.5a_s b^2 = 0.5 \cdot 0.32 \cdot 0.6^2 = 0.058 \text{ м}^3.$$

Перевірка:

$$\frac{700}{456 + 359} + \frac{145}{91 + 1084} + \frac{55}{91 + 1084} = 0.34 < 1.$$

Перевірка виконується, міцність плит на продавлювання забезпечена. Оскільки жорстка арматура проходить від колони до колони, перевірка за розрахунковим контуром не потрібна.

Необхідно також проводити розрахунок на зріз зварного з'єднання листа для кріплення ригеля з вертикальним кутиком стійкі. Розрахункова сила при цьому дорівнюватиме силі F , обчислюваною за формулою (4.15), з урахуванням сприйняття її всіма вісьма стиками кріплення - шістьнадцятьма швами.

4.5. Виводи по розділу 4

1. За допомогою інженерної методики розрахунку центрально стиснутих колон з внутрішньою обіймою, визначені необхідний крок і діаметр поперечних стрижнів обійми, а також необхідний переріз кутників і додаткової стержньової арматури при заданому навантаженні, перерізі колони і класі бетону.
2. Результати аналітичного аналізу показали, що ефективність внутрішньої обійми тим вище, чим частіше крок поперечних стрижнів обійми, більше їх діаметр, менше переріз колони, нижче клас бетону і менше коефіцієнт повздовжнього армування.
3. Показано, що наявність формоутворювальних ригелів в тілі перекриття підвищує міцність вузла сполучення колони і плити на продавлювання і дозволяє уникнути установки додаткових пристроїв для забезпечення необхідної міцності

ВИСНОВКИ

1. Проаналізований новий принцип формоутворення конструктивної системи безригельного монолітного каркаса багатопверхових будівель з використанням металевго остову в його елементах, який окрім функції жорсткої арматури виконує роль внутрішньої обійми.

2. Аналіз результатів чисельного експерименту показав збільшення несучої здатності колон, з внутрішньою обіймою в порівнянні з колонами без обійми до 24%, що дозволяє знизити клас бетону, зменшити перетин колон, тим самим збільшуючи корисну площу будівлі.

3. Встановлено, що якщо металевий остов колон проходить крізь плиту, у вузлі з'єднання за умови знімних підтримуючих ригелів необхідно встановлювати додаткові елементи, що збільшують опір продавлюванню. А у випадку, якщо ригель знаходиться усередині плити - додаткових елементів встановлювати не потрібно.

4. Застосування формоутворюючого сталезалізобетонного каркаса підвищує точність зведення монолітних багатопверхових будівель і не вимагає додаткового армування, пов'язаного з геометричною недосконалістю.

5. Виконаний аналіз напружено-деформованого стану стиснутих елементів з внутрішньою обіймою при плоскому і трьохвісному стиску.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Абрамов Н.М. Изучение свойств бетона в обойме. Механич. лаборатория Ин-та инж. путей сообщения, СПб, 1907.
2. Аржановский С.И., Маилян Д.Р. Изменение деформативных свойств высокопрочного бетона после длительного обжатия // Вопросы прочности, деформативности и трещеностойкости бетона. -Ростов н/Д.: РИСИ, 1979. - С. 83-86.
3. Бабич В.И., Панчук Ю.Н., Жук С.Р. Исследование модуля деформации бетона при внецентренном сжатии // Изв. вузов. Сер. строительство и архитектура. - 1986. - №5. - С. 11-14.
4. Байков В.Н., Горбатов С.В. Определение предельного состояния внецентренно сжатых элементов по неупругим зависимостям напряжения-деформации бетона и арматуры // Бетон и железобетон. - 1985. - №6. - С. 13-14.
5. Байков В.Н., Горбатов С.В., Димитров З.А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей // Известия вузов. Строительство и архитектура. - 1977. - №6.-С. 15-18.
6. Байков В.Н., Сигалов Э.Е. Железобетонные конструкции: Общий курс.- М.: Стройиздат, 1991. - 767 с.
7. Байков, В.Н. Взаимосвязь диаграммы прочности двухосно сжатого бетона и характеристик а-е при одноосном сжатии и растяжении [Текст] / В.Н. Байков // Бетон и железобетон. - 1991. - № 11. С. 24-26.
8. Бамбура А.Н. Диаграмма "напряжения-деформации " для бетона при центральном сжатии // Вопросы прочности, деформативности и трещеностойкости железобетона. - Ростов н/Д.: РИСИ, 1980. - С. 19-22

9. Бачинский В.Я., Бамбура А.Н., Ватагин С.С. Связь между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном неоднородном сжатии // Бетон и железобетон. - 1984. - №10. - С. 18-19
10. Берг О .Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. - М.: Госстройиздат, 1961. - 96 с
11. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. - М.: Стройиздат, 1971.-208 с.
12. Броуде Б. Об устойчивости труб круглого сечения, заполненных бетоном, при центральном сжатии. Металлические конструкции. - Сб. статей. Госстройиздат, 1934.
13. Васильев А.П. Прочность и деформативность сжатых элементов с косвенным армированием [Текст] / А.П. Васильев, Н.Г. Матков, Б.Н. Филиппов // Бетон и железобетон. - 1973. - № 4. С. 17-19.
14. Вахненко П.Ф. О степени использования высокопрочной продольной арматуры при косом внецентренном сжатии [Текст] / П.Ф. Вахненко, В.Н. Кондель // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. - 1989. - № 8. С. 1-5.
15. Вейглер Н., Хенсель И. Исследование армирования, эквивалентного спиральному. - "Die Bautechnik", т.3, 1961.
16. Виноградова О.Ф. Экспериментальные исследования центрально- сжатых железобетонных элементов с косвенным армированием сетками нового типа. - Сб. трудов ЛИИЖТ, вып. 350, 1973.
17. Гастев В.А. Железобетонные конструкции. Госстройиздат, 1932.
18. Гвоздев А.А. Определение величины разрушающей нагрузки для статически неопределимых систем. - Проект и стандарт, 1934, №8.
19. Гвоздев А.А. Расчет несущей способности конструкций по методу предельного равновесия. М.: Стройиздат, 1949. - 280 с.

20. Гвоздев А.А., Жумагулов Е.Ш., Шубик А.В. Длительное сопротивление железобетонных конструкций при неоднородной деформации // Бетон и железобетон. - 1982. - №5. - С. 42-44.
21. Гвоздев А.А., Касимов Р.Г., Яшин А.В. Деформации бетона при трехосном неравномерном сжатии. М., 1977. - 16 с.
22. Гитман Ф.Е. Исследование цилиндрических колонн с предварительно напряженной спиральной арматурой. В кн.: Исследования в области предварительно напряженных железобетонных конструкций: Сборник трудов / НИИЖБ Госстроя СССР. - М.: Госстройиздат, 1958, вып.3.
23. Гнедовский В.И. Косвенное армирование железобетонных конструкций. - Л.: Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1981, 128 с.
24. Гуца Ю.П. Расчет деформаций конструкции при кратковременном и длительном нагружениях / Ю.П. Гуца, Л.Л. Лемыш // Бетон и железобетон. - 1985.-№ 1. С. 13-16.
25. ДСТУ-Н Б В.2.6-205:2015 Настанова з проектування монолітних бетонних і залізобетонних конструкцій будівель та споруд: Наказ Міністерства регіонального розвитку від 29.04.2015 р. № 90 Надано чинності 01.01.2015
26. ДСТУ-Н Б В.1.3-1:2009 Система забезпечення точності геометричних параметрів у будівництві. Виконання вимірювань, розрахунків та контроль точності геометричних параметрів. Настанова. Наказ від 24.12.2009 № 685 Надано чинності 01.10.2010
27. ДСТУ Б В.2.6-7-95. Конструкції будинків і споруд. Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиноустійкості. Наказ Держкоммістобудування від 17.11.1994 № 16. Надано чинності 01.01.1997.

28. Довгалюк В.И. Исследование работы сжатых железобетонных элементов, армированных поперечной арматурой из сварных сеток. Автореф. дис... канд. техн. наук / НИИЖБ. М., 1971. - 20 с.
29. Довгалюк В.И. Исследование работы центрально-сжатых железобетонных колонн с косвенной и продольной арматурой. - Бетон и железобетон, 1971, №11.
30. Долженко А.А. Усадка бетона в трубчатой обойме. - Бетон и железобетон, 1960, № 8.
31. Евстифеев В.Г. К расчету элементов с косвенным армированием. Строительные конструкции железнодорожного транспорта. - Сб. трудов ЛИИЖТ, вып. 375, 1974.
32. Залигер Р. Железобетон, его расчет и проектирование. Госиздат, 1928.
33. Карнет Ю.Н. Исследование сжатых железобетонных элементов с сеточным армированием и продольной высокопрочной арматурой: Дис. ...канд.техн.наук/УПИ им.С.М.Кирова. Свердловск, 1973. - 186 с.
34. Карнет Ю.Н. Сборные колонны высокой удельной несущей способности [Текст] / Ю.Н. Карнет, А.Н. Четверкин // Бетон и железобетон. - 1989.-№ 10. С. 15-16.
35. Карпинский В.И. Бетон в предварительно напряженной обойме. Оргтрансстрой, 1961,- 183 с.
36. Карпинский В.И., Кафка В.Б., Кошелев Ю.А. Применение железобетонных колонн в спиральной обойме. - Транспортное строительство, 1971. №3.
37. Кикин А.И., Санжаровский Р.С., Трулль В.А. Конструкции из стальных труб, заполненных бетоном. - М.: Стройиздат, 1974. - 144 с.

38. Консидер М. Прочность на сжатие железобетона и бетона в обойме. "Le Genie Civil", т. XVII, 1902.
39. Лукша Л.К. Исследование сжатых железобетонных элементов с различными вариантами косвенного армирования: научное издание / Л.К. Лукша, А.С. Мацкевич // Стр-во и эксплуат. автомоб. дорог и мостов. - Минск, 1983.-С. 145-156.
40. Менаже, Барт, Веврие. Мост на озере Ибис в Везине. Пер. с франц. М.А. Андреевой. Иностр. техн. лит., вып. 4. - Мосты. Ленгострансиздат, 1933.
41. Митасов, В.М. Определение напряжений арматуры железобетонного элемента в сечении с трещиной [Текст] / В.М. Митасов //Изв. вузов. Строительство и архитектура. - 1988. - №3. - С. 116-118.
42. Некрасов В.П. Метод косвенного вооружения бетона. Новый железобетон. Ч. 1 .Транспечать, 1925.
43. Новое в проектировании бетонных и железобетонных конструкций // Под ред.А.А.Гвоздева. - М.: Стройиздат, 1978. - 204 с.
44. 93 Новое о прочности железобетона / Под ред. К.В. Михайлова. - М.: Стройиздат, 1977.-272 с.
45. Нормы и технические условия проектирования железобетонных конструкций (НиТУ 3-48). Госстройиздат, 1948.
46. Передерий Г.П. Железобетонные мосты. Т. 3. Трансжелдориздат, 1951.
47. Передерий Г.П. Трубчатая арматура. М.: Стройиздат, 1945. - 399 с.
48. Попов Н.Н., Трекин Н.Н., Матков Н.Г. Влияние косвенного армирования на деформативность бетона [Текст] / Н.Н. Попов, Н.Н. Трекин, Н.Г. Матков // Бетон и железобетон. - 1986. - № 11. С. 33-34.

49. Пособие по проектированию каменных и армокаменных конструкций к СНиП П-22-81 [Текст]. - Введ. 1985-08-15 - М.: Центральный институт типового проектирования, 1989.

50. Рекомендации по проектированию железобетонных колонн, армированных высокопрочными продольными стержнями и поперечными сварными сетками. - М.: НИИЖБ, 1979. - 16 с.

51. Роговой С.И. Расчет прочности сжатых стоек [Текст] / С.И. Роговой, П.Ф. Вахненко // Сельское строительство. - 1980. - № 2.

52. Роговой С.И. Расчет стыков внецентренно-сжатых железобетонных элементов с косвенным армированием [Текст] / С.И. Роговой, П.Ф. Вахненко, Н.Н. Губий, Н.Г. Матков // Изв. Вузов. Строительство и архитектура. - 1986. - № 2. С. 3-5.

53. Росновский В.А. Испытания труб, заполненных бетоном.- Внутривозводской транспорт и стальные конструкции, т.4,5, 1935.

54. Росновский В.А. Трубобетон в мостостроении. - М.: Трансжелдориздат, 1963. - 110 с.

55. Росновский В.А., Липатов А.Ф. Исследование труб, заполненных бетоном. - Железнодорожное строительство, 1952, №11.

56. Семенов Я.П. Определение несущей способности бетонного ядра, заключенного в сплошную стальную обойму. - Бетон и железобетон, 1960, № 3.

57. Скворцов Н.Ф. Применение сталетрубобетона в мостостроении. Автотрансиздат, 1955.

58. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции.

59. СНиП П-21-75. Бетонные и железобетонные конструкции. Нормы проектирования.

60. Стороженко Л.И., Сурдин В.М. Исследование трубобетонных элементов при осевом сжатии. - Строительные конструкции, вып. XIII. Киев, Будівельник, 1969.

61. Трубобетонный мост через р. Исеть. - Строительство железных дорог и путевое хозяйство, 1941, №1.

62. Указания по проектированию железобетонных, бетонных конструкций железнодорожных, автодорожных и городских мостов и труб. СИ 365-67. 1967.

63. Фонов В.М., Людковский И.Г., Нестерович А.П. Прочность и деформативность трубобетонных элементов при осевом сжатии // Бетон и железобетон. - 1989, №1.

64. Червонобаба В.А. Исследование сопротивления бетона, армированного сетками, смятию. - Труды НИИЖБ, вып. 5, Госстройиздат, 1959.