УКРАЇНСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

ОПАНАСЕНКО ОЛЕНА ВІКТОРІВНА

УДК 624.072.2.016.046.2

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН СТАЛЕБЕТОННИХ РАМ КАРКАСІВ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЕЛЬ

Спеціальність 05.23.01 – будівельні конструкції,
будівлі і споруди

АВТОРЕФЕРАТ
дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

Харків – 2006

Дисертацією є рукопис.

Робота виконана на кафедрі будівельної механіки і гідравліки Української державної академії залізничного транспорту Міністерства транспорту і зв'язку України.

Науковий керівник –
доктор технічних наук, професор
Чихладзе Елгуджа Давидович,
завідувач кафедри будівельної механіки і гідравліки
Української державної академії залізничного транспорту.

Офіційні опоненти:
- доктор технічних наук, професор
Молодченко Геннадій Анатолійович,
завідуючий кафедри будівельних конструкцій Харківської державної академії міського господарства;

- кандидат технічних наук, доцент
Кириленко Віталій Федорович,
доцент кафедри металевих і
дерев'яних конструкцій Національної академії
природоохоронного і курортного будівництва.

Провідна установа - Харківський державний технічний університет будівництва і архітектури Міністерства освіти і науки України, кафедра залізобетонних і кам'яних конструкцій,
м. Харків.

Захист відбудеться 11 травня 2006 р., о 15^{00} годині на засіданні спеціалізованої вченої ради Д 64.820.02 при Українській державній академії залізничного транспорту за адресою: 61050, м. Харків, пл. Фейєрбаха, 7.

З дисертацією можна ознайомитись у бібліотеці Української державної академії залізничного транспорту за адресою: 61050, м. Харків, пл. Фейєрбаха, 7.

Автореферат розісланий 8 квітня 2006 р.

Вчений секретар
спеціалізованої вченої ради
канд. техн. наук, доцент Ватуля Г.Л.

ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

Актуальність теми. Застосування конструкцій із зовнішнім армуванням у каркасах промислових будівель і споруд, замість сталевих і залізобетонних, дозволяє значно підвищити надійність, довговічність і зменшити вартість будівництва. Це випливає з наступних переваг сталебетонних конструкцій: спрощення технології виготовлення, скорочення витрат на опалубку і закладні деталі, зменшення висоти елементів завдяки відсутності захисного шару і компактному розташуванню арматури, кращою опірністю в агресивних, стосовно бетону, середовищах. Бетонне ядро перешкоджає втраті місцевої і загальної стійкості стінок обойми, підвищує її опір механічним впливам. Сталебетонні конструкції дуже надійні в експлуатації, у граничному стані вони не втрачають несучу здатність миттєво, а здобуваючи деформації, ще тривалий час здатні витримувати значні стискаючі навантаження за рахунок збільшення міцності бетонного ядра, що знаходиться в умовах об'ємного напруженого стану. Для підвищення ефективності і більш широкого застосування сталебетонних стержневих конструкцій у практиці будівництва необхідна розробка методів розрахунку напружено-деформованого стану рам каркасів з оптимальними розмірами перерізів.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами. Робота виконана в рамках наукової теми «Розробка способів підсилення аварійних споруд та методів оцінки їх несучої здатності після підсилення з урахуванням реальних властивостей матеріалів», реєстраційний номер 0102V002542. О*собистий внесок* – розробка алгоритму розрахунку рами каркаса промислової будівлі і чисельні дослідження.

Мета дослідження полягає в розробці методики розрахунку сталебетонних рам каркасів промислових будівель на силові впливи з урахуванням особливостей деформування і оптимізації перерізів.

Задачі дослідження - провести чисельні дослідження напружено-деформованого стану сталебетонних елементів прямокутного перерізу при осьовому, позацентровому стисканні і згинанні; одержати діаграми несучої здатності *M-N* для сталебетонних елементів; розробити методику визначення жорсткості перерізів *EI* на всьому діапазоні навантаження і одержати залежності між геометричними характеристиками перерізів (площею, моментом опору, моментом інерції); розробити алгоритм розрахунку плоских сталебетонних рам на силові впливи, використавши при цьому для початкового наближення програмний комплекс Ліра 9; впровадити результати досліджень у практику проектування і будівництва, розробивши при цьому конструкції і вузли сталебетонної рами.

Об'єкт дослідження – рами каркасів промислових будівель.

Предмет дослідження – напружено-деформований стан сталебетонних рам каркасів промислових будівель.

Методи дослідження. Аналітичні та чисельні. Отримані залежності для описання напружено-деформованого стану сталебетонних рам каркасів промислових будівель при силових впливах, основані на використанні діаграм M-N несучої здатності сталебетонних елементів. Здійснена чисельна реалізація поданого рішення.

Наукова новизна отриманих результатів. Отримані діаграми M-N сталебетонних елементів прямокутного перерізу для різних товщин обойм, класів бетону, відношення сторін перерізу; діаграми M-N сталебетонних елементів прямокутного перерізу з урахуванням їх довжини; параметри функціонального зв'язку між геометричними характеристиками сталебетонних перерізів. Використання графіків несучої здатності M-N для оцінки несучої здатності сталебетонних рам каркасів. Розроблена методика розрахунку параметрів оптимізації перерізів.

Практичне значення отриманих результатів. Використання в каркасах промислових будівель і, зокрема, у каркасах атомних електростанцій, сталебетонних конструкцій дозволяє підвищити надійність, знизити матеріалоємність і вартість будівельних елементів каркасів.

Впровадження. Методика розрахунку і конструктивні рішення елементів і вузлів сталебетонної рами впроваджені в практику проектування ВАТ “Харківметропроект” (м. Харків).

Особистий внесок здобувача: проведено аналіз літературних джерел, у яких описані залізобетонні, сталеві і сталебетонні каркаси промислових будівель; проведено чисельні дослідження напружено-деформованого стану сталебетонних елементів прямокутного перерізу при осьовому і позацентровому стисканні, згинанні; отримано діаграми несучої здатності M-N для сталебетонних елементів; отримано залежності між геометричними характеристиками перерізів (площею, моментом опору, моментом інерції); розроблено алгоритм розрахунку плоских сталебетонних рам на силові впливи, при цьому для початкового наближення використано програмний комплекс Ліра 9; здійснено впровадження результатів досліджень у практику проектування і будівництва.

Апробація результатів дисертації. Основні результати дисертаційної роботи доповідалися і обговорювалися на:

1. Міжнародній науково-технічній конференції кафедр академії і фахівців залізничного транспорту і підприємств (Харків, 2001р., 2002р., 2003р., 2004р., 2005 р.).
2. Четвертій науково-технічній конференції «Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі і споруди» (Рівне, 2003 р.).
3. Другій міжнародній науково-технічній конференції «Баштові спорудження: матеріали, конструкції і технології» (Макіївка, 2003 р.)
4. Конференції «Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівель” (Київ, 2003 р.).
5. Четвертій всеукраїнській науково-технічній конференції «Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону» (Суми, 2005 р.).

Публікації. Основний зміст дисертації опублікований у 9 наукових працях. З них 8 статей – у виданнях, рекомендованих ВАК України для публікації результатів дисертаційних робіт.

Обсяг роботи. Дисертація складається із вступу, чотирьох розділів, висновків, переліку використаних джерел, додатків і містить 91 сторінку тексту, у тому числі: 73 рисунка, 13 таблиць, 6 додатків. Перелік використаних джерел містить 91 найменування.

ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

У **вступі** обґрунтовано актуальність, наукову новизну і практичну цінність роботи, сформульовано задачі, практичне значення, зазначена область впровадження, сформульовано особистий внесок здобувача, дана загальна характеристика дисертації.

В першому розділі приведено: огляд каркасів промислових будівель, виконаних із залізобетонних, сталевих і сталебетонних конструкцій; приведено економічні показники ефективного використання сталебетонних конструкцій замість сталевих і залізобетонних; огляд програмних обчислювальних комплексів, використаних для оцінки напружено-деформованого стану конструкцій, в основу яких покладено метод скінченних елементів. Відзначено важливість постановки задачі оптимізації, тому що сталебетонні конструкції ефективні при визначених співвідношеннях товщин обойми, розмірів перерізів, міцнісних характеристик бетону. Експериментальним і теоретичним дослідженням сталебетонних і залізобетонних конструкцій і оцінці їх міцнісних властивостей присвячені роботи А.А. Долженка, Л.І. Стороженка, В.Ф. Мареніна, Е.Д. Чихладзе, Р.С. Санжаровського, А.І. Міщенко, В.А. Росновського, О.Л. Шагіна, В.С. Шмуклера, Г.А. Молодченка, І.Я. Лучковського, А.Ф. Яременка, В.Ф. Кириленка, А.В. Грішина, Ф.Е. Клименка, Л.К. Лукши, І.Г. Людковського, В.Н. Сурдина, О.В. Семко, В.І. Єфименка, Н.Н. Стрелецького, П.І. Плахотного, Г.Л. Ватулі, О.В. Лобяк, М.А. Веревічевої, С.Ю. Берестянської, О.М. Кобзевой, І.А. Жакіна, О.В. Мотовилова, Ю.В. Глазунова та ін. Ці роботи внесли істотний вклад в теорію і практику сталебетону. Однак проблема розрахунку споруд, що включають сталебетонні елементи, недостатньо досліджена. Тому зроблено висновок про необхідність розробки методики розрахунку напружено-деформованого стану сталебетонних рам каркасів із прямокутними оптимальними перерізами.

Другий розділ присвячено чисельним дослідженням напружено-деформованого стану при осьовому, позацентровому стисканні і згинанні коротких і довгих сталебетонних елементів. Основи теорії розрахунку сталебетонних конструкцій, яка основана на розкритті контакту між сталевими і бетонними елементами, розроблена проф. Чихладзе Е.Д. Теорія розрахунку, що викладається тут, вдосконалена в частині поширення змінної

в межах перерізу обойми і використанням поряд з відомими підходами до оцінки міцнісних і деформативних властивостей бетону (рекомендації НДІЗБ), також параметрів деформування, отриманих на підставі апроксимації дослідних даних Купфера.

Розглядається брус, що складається із бетонного ядра і металевої тонкостінної оболочки прямокутного поперечного перерізу. Передбачається, що зовнішнє повздовжнє навантаження прикладене до бетону і сталі одночасно і рівномірно. Ядро і обойма в повздовжньому напрямку працюють спільно без відриву і прослизання. Для аналізу виділяється із бруса елемент одиничної довжини (рис. 1).

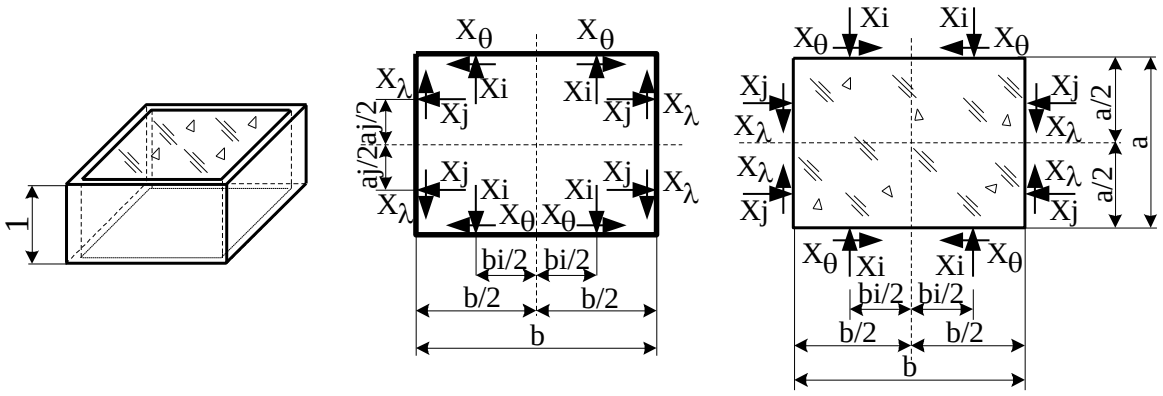

Рис. 1. Розрахункова схема елемента

За невідомі приймаються нормальні X_i, X_j і дотичні X_λ, X_θ контактні сили. Вважається, що матеріал обойми має властивості ідеальної пружнопластичності. Залежність між напруженнями і деформаціями в бетоні приймаємо у формі закону Гука. При цьому параметри деформування: січний модуль деформацій E і коефіцієнт поперечних деформацій ν приймаємо в наступному вигляді:

для трьохосьового напруженого стану:

$$E=9KG / [G + 3K]; \quad (1)$$

$$\nu =[3K - 2G] / [2G + 3K], \quad (2)$$

де $ДО$ – січний модуль відносних об'ємних деформацій,

$$K = \frac{\dfrac{K_0\left(1 + A\sigma^2\right) + A\sigma^2}{\left(1 + B\sigma^2\right)}}{1 - \left(\dfrac{\sigma}{\overline{\sigma}}\right)^n \left(C + \dfrac{S_I^3}{(\sigma + m)^3}\right) D},$$

G – січний модуль зсуву,

$$G = \frac{G_0 \dfrac{\left(1 + aS_I^2\right)}{\left(1 + bS_I^2\right)}}{1 + C_1\left(2 + \dfrac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3}\right)\left(\dfrac{S_I}{\overline{S}_I}\right)^n}.$$

G_0 – початковий модуль зсуву;

A , n, C, m, a – величини, що характеризують деформативність і, які не залежать від R_b;

B , D, b, C_1 – величини, що характеризують деформативність і, які залежать від R_b;

S_I – інваріант, що характеризує девіатор напружень;

K_0 – початковий модуль об'ємного стисканні;

$\overline{\sigma}$, $\overline{S}_I$ – граничні значення середнього напруження й інваріанта, які визначаються відповідно до критерію Яшина і рекомендацій НДІЗБ; для двохосьового напруженого стану:

$$E_b = E_{bi}\left(1 - \nu_b \eta\right); \tag{3}$$

$$\nu_b = \eta\left(1 - \overline{E}_{b1}/\overline{E}_{b2}\right)/\left(1 - \eta^2\ \overline{E}_{b1}/\overline{E}_{b2}\right); \tag{4}$$

$$E_{bi} = 3\sum_{k=1}^{n} A_{ik}\left(\varepsilon'_{bi}\right)^{k-1}/\left(k+2\right);\ \ i = 1,2;\quad k = 1...4;\quad \eta = \sigma_2/\sigma_1. \tag{5}$$

де A_{ik} - коефіцієнти, які визначаються з умов мінімуму квадратичних відхилень експериментально отриманих значень напружень;

ε_{bi} - деформації в і-тому напрямку при стисканні;

$\overline{E}_{b1}, \overline{E}_{b2}$ - модулі пружності приведеного середовища;

η - співвідношення напружень на головних площадках.

Сили взаємодії між ядром і обоймою знайдемо з умови рівності переміщень на границі контакту із системи рівнянь

$$A\vec{X} = -\vec{H} \tag{6}$$

Елементи матриці A являють собою різниці поперечних переміщень обойми і ядра від одиничних сил; елементи матриці стовбця H – різниці поперечних переміщень обойми і ядра від зовнішніх повздовжніх зусиль.

Поперечні переміщення визначаються для обойми в замкнутому вигляді. Для знаходження поперечних переміщень у бетонному ядрі від одиничних сил рахується в різницевій формі диференціальне рівняння плоскої задачі зі змінними по полю параметрами деформування $\tilde{E}$ і $\tilde{\nu}$.

$$\frac{\partial^2}{\partial y^2}\left[\frac{(1-\tilde{\nu}^2)}{\tilde{E}}\frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2}-\frac{\tilde{\nu}(1+\tilde{\nu})}{\tilde{E}}\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}\right]+\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left[\frac{(1-\tilde{\nu}^2)}{\tilde{E}}\frac{\partial^2\varphi}{\partial x^2}-\frac{\tilde{\nu}(1+\tilde{\nu})}{\tilde{E}}\frac{\partial^2\varphi}{\partial y^2}\right]+ \quad (7)$$
$$+\frac{\partial^2}{\partial x\partial y}\left[\frac{2(1-\tilde{\nu})}{\tilde{E}}\frac{\partial^2\varphi}{\partial x\partial y}\right]=0.$$

Як чисельний метод рішення використовуємо метод скінченних різниць. Для цього в шуканій області вибираємо кінцеве число точок, що представляють собою вузли кінцево-різницевої сітки з дискретними координатами *I, J*. Для кожної точки записується вихідне рівняння, у якому часні похідні заміняються наближеними виразами через функції напружень у вузлах сітки. В результаті безперервне рішення заміняється дискретними значеннями у вузлах сітки, а диференціальне рівняння зводиться до системи алгебраїчних.

У згорнутому вигляді кінцеве дозволяюче рівняння для точки з координатами (IJ) можна представити в наступному вигляді:

$$\sum_{\chi=-2}^{2}\sum_{L=-2}^{2}\varphi(I+\chi,J+L)B(I+\chi,J+L)=0, \quad (8)$$

де χ, L = -2, -1, 0, 1, 2.

Поперечні переміщення в ядрі від повздовжніх зусиль знайдемо в результаті наближеного рішення просторової задачі теорії пружності для призматичного тіла одиничної довжини із змінними параметрами деформування $\tilde{E}$ і $\tilde{\nu}$.

Запропоноване рішення реалізується чисельно при кроковому навантажені сталебетонного елемента. Лінеаризація здійснюється в процесі послідовних наближень, змінними параметрами якого є січний модуль деформації бетону $\tilde{E}_{JI}$ і коефіцієнт поперечної деформації $\tilde{\nu}_{IJ}$ в кожній точці кінцево-різницевої сітки. Процес послідовних наближень продовжують до досягнення задовільного співпадання контактних сил.

На кожному кроці завантаження встановлюють модулі деформацій бетону в кожній точці, коефіцієнти поперечних деформацій, контактні сили, головні напруження в бетоні, положення головних площадок.

Несуча здатність центрально-стиснутого сталебетонного елемента

$$N=\sum_{n=1}^{\beta}\bar{\sigma}_{b1n}A_{bn}+\sum_{m=1}^{\gamma}\bar{\sigma}_{s1m}A_{sm}\ . \quad (9)$$

де σ_{b1}, σ_{s1} - граничні повздовжні напруження в бетонному ядрі і сталевому листі;

β, γ – число елементів бетонного ядра й обойми;

A_b, A_s – площа елементів бетонного ядра й обойми.

При позацентровому стисканні і згинанні, як вплив на сталебетонний елемент, прийнята вимушена деформація (рис. 2). У розтягнутій зоні можливе виникнення тріщин, нормальних до повздовжньої осі елемента. Критерієм утворення тріщин є досягнення у волокнах бетону граничних напружень. Після утворення тріщин у напрямку дії максимальних розтягуючих напружень, у перпендикулярних напрямках смуги бетону можуть працювати без тріщин.

Розрахункові схеми обойми (а) і бетонного ядра (б) у поперечному перерізі сталебетонного елемента показані на рис. 2.

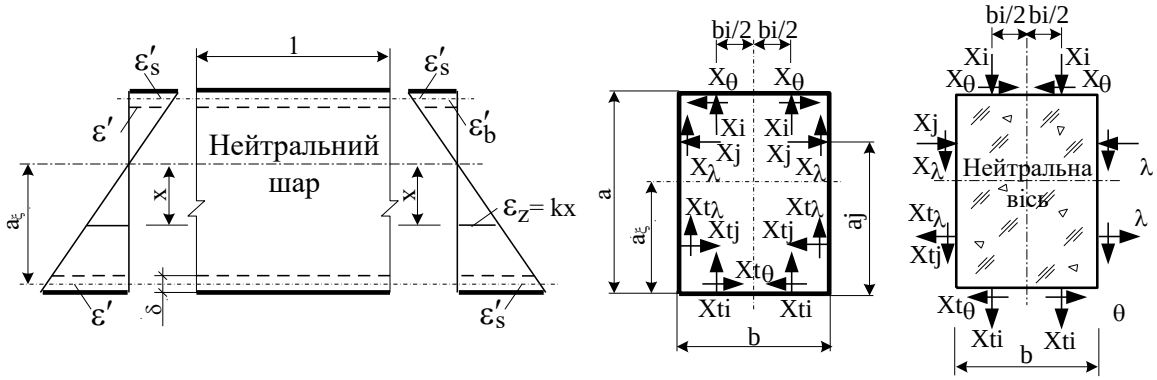

Рис. 2. Розрахункова схема елемента при позацентровому стисканні

Згинальний момент у перерізі

$$M = \sum_{n=1}^{\beta} \sigma_{b1n} A_{bn} x_n + \sum_{m=1}^{\gamma} \sigma_{bt1m} A_{bm} x_m + \sum_{f=1}^{h} \sigma_{s1f} A_{sf} x_f + \sum_{P=1}^{r} \sigma_{s1p} A_{sp} x_p , \qquad (10)$$

де $\sigma_{b1} = \varepsilon_{b1} E_b + \nu_b (\sigma_{b2} + \sigma_{b3})$; $\sigma_{s1} = \varepsilon_{s1} E_s + \nu_s \sigma_{s2}$;

β, h – відповідно число в повздовжньому напрямку елементів бетонного ядра і обойми;

γ, r – число розтягнутих у повздовжньому напрямку елементів ядра і обойми;

x_n, x_m, x_f, x_p – відстані від центрів ваги елементів бетонного ядра і обойми до геометричної осі поперечного перерізу елемента.

Положення нейтральної лінії знаходиться в процесі послідовних наближень для кожного деформованого стану з умови рівноваги. Несуча здатність визначається:

$$N = \sum_{n=1}^{\beta} \sigma_{b1n} A_{bn} + \sum_{m=1}^{\gamma} \sigma_{bt1m} A_{bm} + \sum_{f=1}^{h} \sigma_{s1f} A_{sf} + \sum_{P=1}^{r} \sigma_{s1p} A_{sp} \qquad (11)$$

У залежності від величини повздовжньої сили положення нейтральної осі може бути розташоване як у межах перерізу, так і за його межами. Критерієм граничного стану є досягнення в розтягнутій зоні оболонки стану

текучості, який визначається за Мизесом, або в крайніх волокнах стиснутого бетону – межі міцності при трьохвісному напруженому стані.

Проведено чисельні розрахунки сталебетонних елементів з розмірами поперечного перерізу: $a=b$=150-600 мм; товщинами обойми δ=1-8 мм і різними класами бетону. Характеристики матеріалів: границя текучості і модуль пружності сталі σ_T=235 МПа, E_s=2,1×10^5 МПа; коефіцієнт

поперечних деформацій сталі ν_s=0,3; початкове значення коефіцієнту поперечних деформацій бетону ν_b=0,2; початкове значення модуля пружності і нормативний опір бетону прийнято відповідно до класів бетону В20-В60.

В результаті визначена несуча здатність для приведених вище сталебетонних елементів. Як видно з графіків, показаних на рис. 3, найбільший ефект обойми (відношення несучої здатності бетону в обоймі до несучої здатності неізольованого бетону) виникає в перерізах, заповнених бетоном класу В20 ÷ В40 з товщиною обойми δ=2 ÷ 4 мм. Побудовано криві M-N, що обмежують зону несучої здатності сталебетонних елементів (рис. 4).

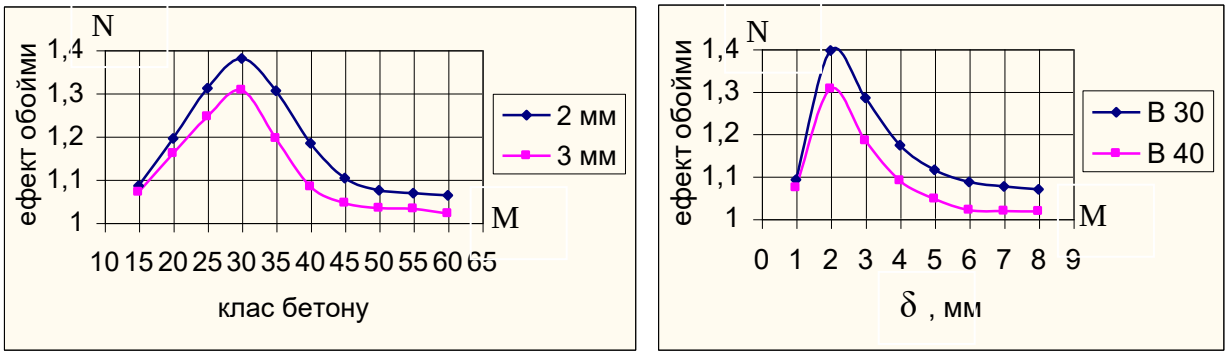

Рис. 3. Графіки зміни ефекту обойми в сталебетонному елементі

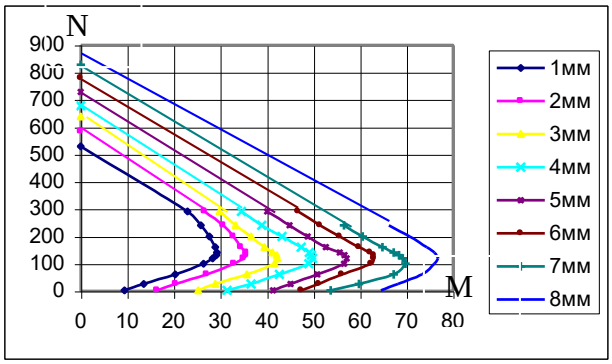

Рис. 4. Графіки несучої здатності сталебетонного елементу квадратного перерізу

Зроблено розрахунок сталебетонних елементів з відносними розмірами поперечних перерізів *a/b*=2; 1,75; 1,5; 1,25; 1 для класів бетону В20-В35.

Несуча здатність (рис. 5) зростає зі збільшенням абсолютних розмірів перерізу, товщини обойми і класу бетону, але найбільшу несучу здатність мають перерізи, співвідношення сторін яких наближається до одиниці.

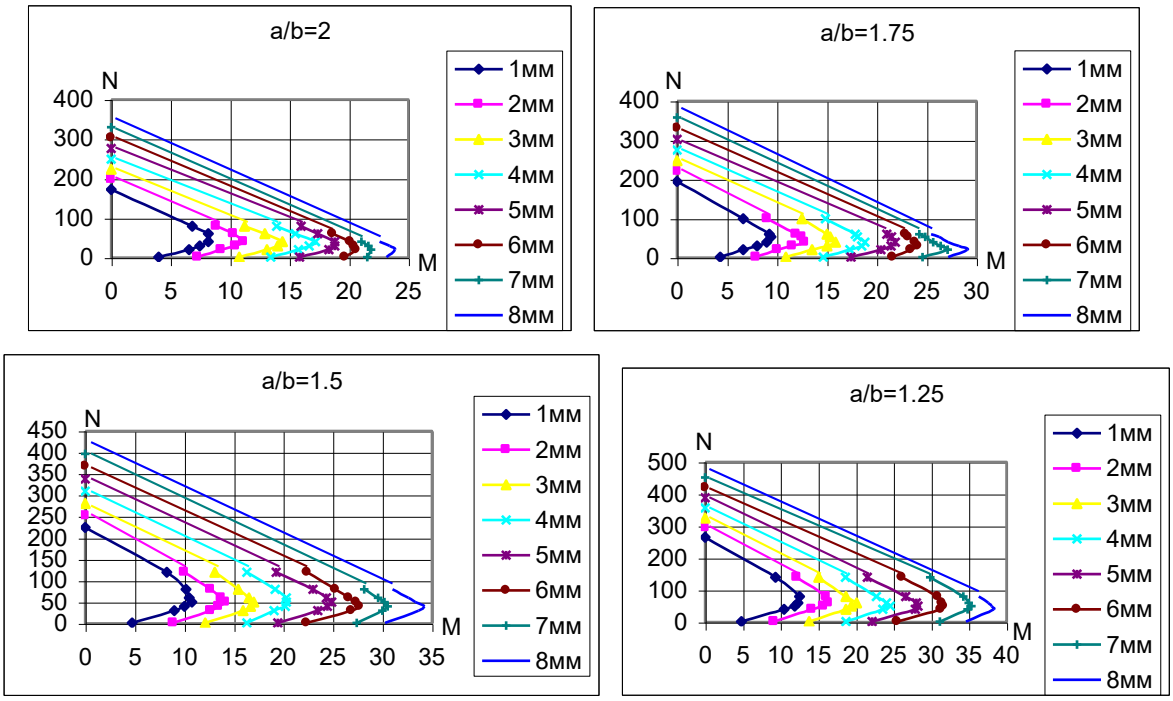

Рис. 5. Графіки несучої здатності сталебетонного елементу прямокутного перерізу (δ =1-8 мм; клас бетону В25)

При розрахунку сталебетонних елементів на позацентрове стискання отримано криві, що визначають залежність між згинальним моментом і кривизною (M - k) (рис. 6). Ці залежності використовуються для розрахунку сталебетонних стержнів на повздовжнє згинання. Зв'язок між кривизною і моментом, отриманий в результаті розрахунку коротких колон, приймаємо в табличній формі (табл.1), наприклад, на рис. 6 і табл. 1 приведені дані для перерізу 600× 600 мм. При розрахунку на повздовжнє згинання розглядається стержень, складений з окремих елементів одиничної довжини.

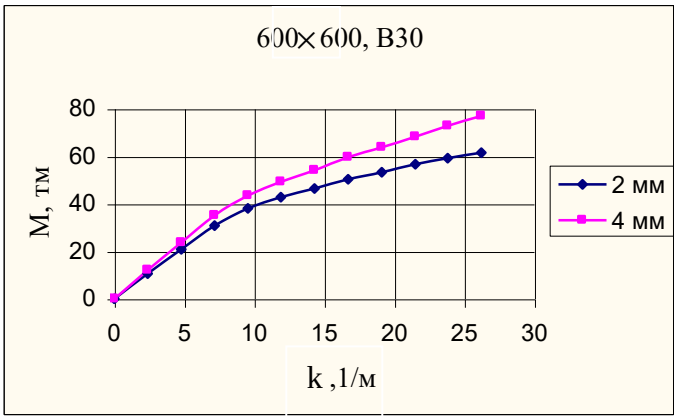

Рис. 6. Залежності $M = \varphi(k)$ при $N = const$.

Таблиця 1

Залежності момент-кривизна

k	0	2.38	4.77	7.15	9.54	11.9	14.3	16.7	19.1	21.5	23.8	26.2
M	0	10.7	20.9	30.9	38.1	42.8	46.4	50.4	53.3	56.7	59.3	61.6

Покажемо, як у розрахунку враховується довжина стержня. Для цього розглянемо сталебетонний стержень довжиною l, завантажений на торцях стискаючими силами F і моментами M_0 , що викликають плоске згинання (рис. 7).

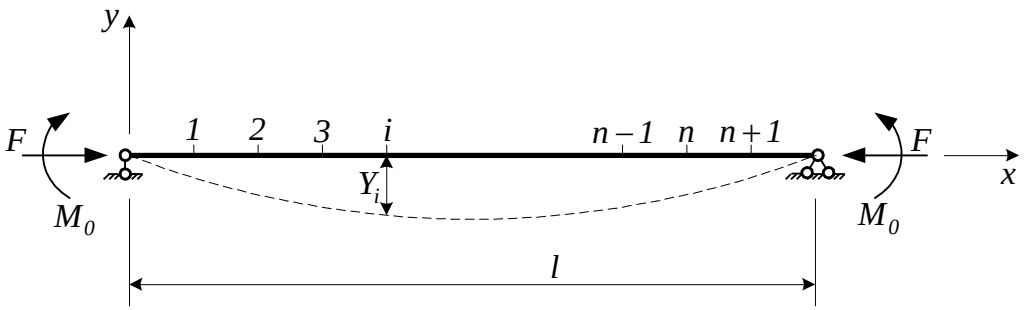

Рис. 7. Розрахункова схема сталебетонного елементу при згинанні

Диференційне рівняння вигнутої осі стержня: $K_i = F(M_i) = \dfrac{M_i}{D_i}$,

де D_i – твердість при згинанні, а згинальний момент у будь-якому перерізі стержня, визначається за формулою $M_i = P(e_0 + Y_i) + M_0$.

Кривизна перерізу: $K_i = \dfrac{\partial^2 Y_i}{\partial x^2}$.

Рішення рівняння здійснюємо методом скінченних різниць. Для цього стержень розбиваємо на n елементів. У кожному вузлі записуємо дозволяюче рівняння, що отримане заміною диференційного оператора кінцево-різницевим з похибкою $\cong 0\lfloor h^2 \rfloor$ апроксимації. Число рівнянь дорівнює числу внутрішньоконтурних вузлів n-1. Дозволяюче рівняння має вигляд

$$Y_{(i-1)} - 2Y_i + Y_{(i+1)} = K_i \Delta_x^2. \qquad (12)$$

Результати розрахунку на згинання сталебетонних стрижнів з розмірами поперечного перерізу 200×200 мм із товщиною обойми 2 і 3 мм і 400×400 мм із товщиною обойми 2 мм для різних класів (В20, В25, В30) і довжин 5 м, 10 м, 15 м, 20 м представлені у вигляді залежностей M-N, що показують несучу здатність даних перерізів (рис. 8). Як видно з графіків, несуча здатність коротких елементів більше за несучу здатність довгих

елементів. Зі збільшенням довжини сталебетонного елементу несуча здатність значно зменшується, крива *M-N* (див. рис.8) згладжується і приймає форму прямої.

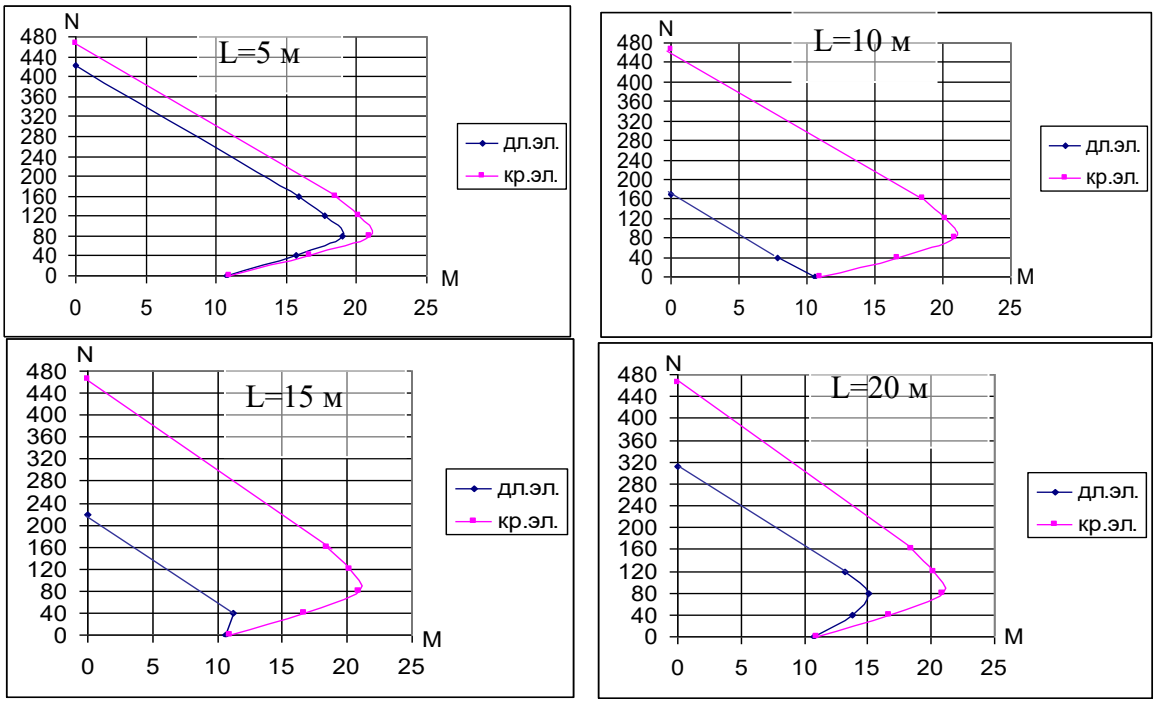

Рис. 8. Графіки несучої здатності довгого і короткого елементу перерізом 400×400 мм, товщина обойми 2 мм, клас бетону В30

Задача оптимізації зводиться до знаходження таких розмірів перерізу, при яких вартість була б найменшою при задоволенні обмеження по несучій здатності. Ґрунтуючись на роботах Чихладзе Е.Д. і Черненко М.Г., отримано залежності між геометричними характеристиками W, I, A сталебетонних перерізів. Для знаходження цих параметрів використовуємо підхід, що ґрунтується на теоремі Коші про середнє значення. Так, для сусідніх перерізів функціональний зв'язок між моментом інерції і моментом опору приблизно може бути прийнято у вигляді наступної функції $I = I_0 W^{\psi}$.

$$\ln I_0 = \frac{\frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln W_i \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln I_i - \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln W_i \frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln I_i}{\frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln W_i - \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln W_i}. \qquad (13)$$

$$\psi = \frac{\frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln I_i - \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln I_i}{\frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln W_i - \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln W_i}. \qquad (14)$$

Аналогічно, зв'язок між площею перерізу і моментом опору $A = A_0 W^{\eta}$.

$$\eta = \frac{\frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln A_i - \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln A_i}{\frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln W_i - \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln W_i}. \quad (15)$$

$$\ln A_0 = \frac{\frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln W_i \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln A_i - \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln W_i \frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln A_i}{\frac{1}{n-m}\sum_{i=m+1}^{n} \ln W_i - \frac{1}{m}\sum_{i=1}^{m} \ln W_i}. \quad (16)$$

Отримано наступні значення характеристик функціонального зв'язку для ряду перерізів сталебетонних елементів (табл. 2).

Таблиця 2

Значення характеристик функціонального зв'язку

Клас бетону	a, мм	b, мм	δ ,мм	ψ	η	I_0	A_0
B25	200	200	1÷8	0,690	0,491	7,059	5,265
	300	300		0,556	0,399	34,307	11,678
	400	400		0,547	0,334	69,294	22,980
	500	500		0,521	0,289	169,094	39,891
	600	600		0,487	0,248	303,58	67,853
B30	200	200	1÷8	0,671	0,439	8,072	7,954
	300	300		0,555	0,346	36,476	18,301
	400	400		0,510	0,271	74,110	33,911
	500	500		0,489	0,234	179,246	68,690
	600	600		0,464	0,210	373,667	105,168

Аналогічно параметри ψ, η, I_0, A_0 визначено і для інших розмірів сталебетонних перерізів, товщин обойм і класів бетону. Ці параметри приведені в дисертації.

З кожним поперечним перерізом сталебетонного позацентрово-стиснутого елементу, як було відзначено вище, зв'язана діаграма несучої здатності (рис. 9). Представимо її в наступному вигляді:

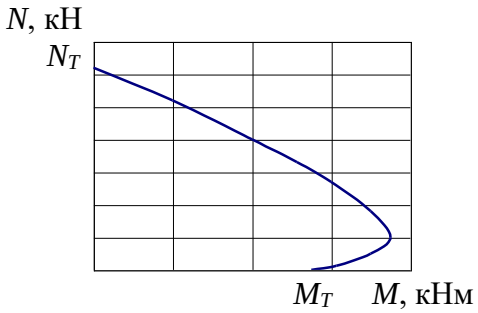

Рис. 9. Графік несучої здатності сталебетонного елементу

На графіку M_T і N_T - граничний момент і гранична повздовжня сила відповідно. З огляду на особливості розташування граничної кривої для

сталебетонних елементів, обмеження по несучій здатності позацентрово-стиснутого стержня запишемо в наступному вигляді:

$$f_j = \left(\frac{M_j}{M_{Tj}}\right)^k + \frac{N_j}{N_{Tj}} - 1 \le 0, \tag{17}$$

де k – показник ступеня, що враховує вид конкретної діаграми.

Кожне оптимальне рішення повинно задовільняти необхідним умовам екстремума:

$$\sum_{j=1}^{s} \frac{\partial f_j}{\partial W_i} u_j + \frac{\partial P}{\partial W_i} \ge 0 \ , \ i=1,2,\ldots,n; \tag{18}$$

$$(W_i - W_{ic}) \left[\sum_{j=1}^{s} \frac{\partial f_j}{\partial W_i} u_j + \frac{\partial P}{\partial W_i} \right] = 0, \text{ при } i=1,2,\ldots,n; \tag{19}$$

$$f_j \le 0, \text{ при } j=1,2,\ldots,s; \quad f_j u_j = 0, \text{ при } j=1,2,\ldots,n; \quad W_i \ge W_{ic} \text{ при } i=1,2,\ldots,n; \tag{20}$$

Часна похідна по моменту опору *i-го* елементу, що характеризує зміну його несучої здатності, має вигляд:

$$\frac{\partial f_j}{\partial W_i} W_i = k \frac{\sigma_{jm}}{R} \left(\frac{\partial M_j}{\partial W_i} \frac{W_i}{M_j} - \delta_{ij} \right) + \frac{\sigma_{jn}}{R} \left(\frac{\partial N_j}{\partial W_i} \frac{W_i}{N_j} - \delta_{ij} \eta_i \right), \tag{21}$$

$$\sigma_{jm} = \frac{|M_j|}{W_j}, \quad \sigma_{jn} = \frac{|N_j|}{A_j}, \quad \eta_i = \frac{\partial A_j}{\partial W_j} \frac{W_j}{A_j}.$$

Відзначимо, що η_i - це параметр функціонального зв'язку між площею і моментом опору перерізу. Його можна обчислювати безпосередньо через значення M_T і N_T. Одержимо $\eta_i = \frac{\partial N_{Tj}}{\partial M_{Tj}} \frac{M_{Tj}}{N_{Tj}}$. З цього співвідношення випливає залежність $N_{Tj} = N_{Tj0} M_{Tj}^{\eta}$

За аналогією параметр ψ_i між моментом інерції і моментом опору перерізу буде мати вигляд: $\psi_i = \frac{\partial (EI)_j}{\partial M_{Tj}} \frac{M_{Tj}}{(EI)_j}$.

Для зменшення числа даних, необхідних для підбору перерізу сталебетонного елементу, представимо діаграму несучої здатності трьома точками, з'єднаними прямими (рис. 10).

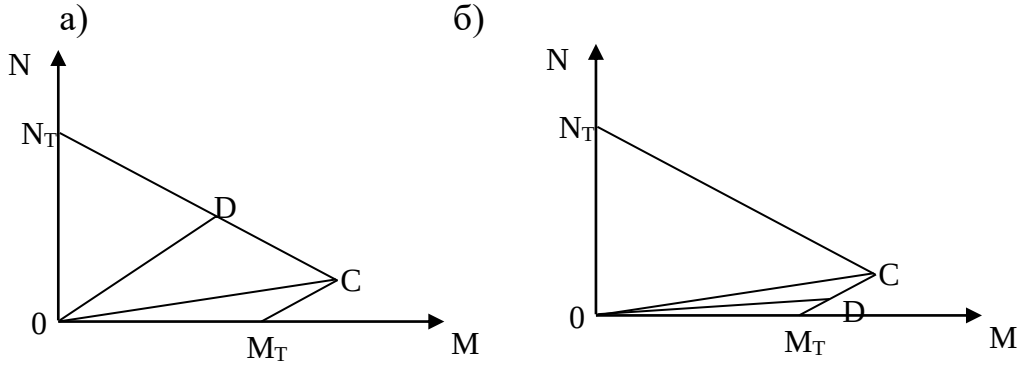

Рис. 10. Розрахункові випадки підбору перерізів сталебетонного елементу

Точка С характеризується максимальним моментом M_{max} і відповідним значенням повздовжньої сили N_c. Будемо вважати, що залежності між M_{max} і M_T, N_c і M_T є степеневими функціями:

$$N_T = aM_T^{\alpha}, M_{max} = bM_T^{\beta}, N_c = cM_T^{\gamma}, \quad (22)$$

де $a, b, c, \alpha, \beta, \gamma$ - параметри функціонального зв'язку визначаються з використанням методу середніх, аналогічно $A_0, I_{0,} \eta, \psi$, за формулами (13)-(16).

Для визначення величини допустимого значення M_T використовуємо метод послідовного наближення. Спочатку визначаємо значення M_T при $N=0$, а також N_T при $M=0$. При цьому значенні N_T обчислюється величина M_T. Більше з отриманих значень M_T приймається за початкове наближення. Далі обчислюється ексцентриситет $e=M/N$ і порівнюється з величиною $e_c=M_{max}/N_{max}$, тому що перехід ексцентриситету через значення e_c приводить до зміни розрахункової формули. Вирази для обчислення граничних значень моментів і подовжніх сил мають вигляд:

При $e \le e_c$: $M_d = \dfrac{M_{max} N_T e}{e(N_T - N_c) + M_{max}}$, $N_d = \dfrac{M_{max} N_T}{e(N_T - N_c) + M_{max}}$.

Аналогічно при $e \ge e_c$: $M_d = \dfrac{M_T N_c e}{N_c e - M_{max} + M_T}$, $N_d = \dfrac{M_T N_c}{N_c e - M_{max} + M_T}$.

Далі обчислюємо фактичний коефіцієнт запасу $n=M_d/N$. При його відхиленні від одиниці обчислюється нове значення M_T за формулою $M_T^{k+1} = M_T^k / n$. Процес наближень продовжується до тих пір, доки n не буде дорівнювати одиниці, відхилення складає $\approx$ 1 %.

У третьому розділі виконані чисельні дослідження рам каркасів промислових будівель зі сталебетону і зроблений підбір розмірів перерізів елементів.

Метод розрахунку проілюструємо на прикладі однопрогонової рами каркаса (рис. 11). Основними елементами каркаса є двогілкові колони і сталебетонна ферма, яка опирається по торцях. Рама має прогон 42 м, крок колон 12 м. У будівлі працює мостовий кран вантажопідйомністю 150 тс. Гілки колон, розпорки і верхній пояс ферм виготовлені зі сталебетону прямокутного перерізу із суцільною обоймою, нижній пояс і розпорки ферми – сталеві з двох кутників.

Розрахунок рами робимо з використанням програмного комплексу

ЛІРА. Задаємо початкові розміри перерізів сталебетонних елементів і обчислюємо їхні приведені жорсткості при згинанні і розтяганні (стисканні): $E_i I_i = nE_{bi} I_{bi} + E_{si} I_{si}$, $E_i A_i = nE_{bi} A_{bi} + E_{si} A_{si}$, $n = E_{bi} / E_{si}$.

Розрахунок робимо на основне сполучення навантажень. Завантажуємо вихідну раму постійним і тимчасовим навантаженням (сніг, вітер, власна вага конструкцій, вага кранів) і знаходимо небезпечний переріз.

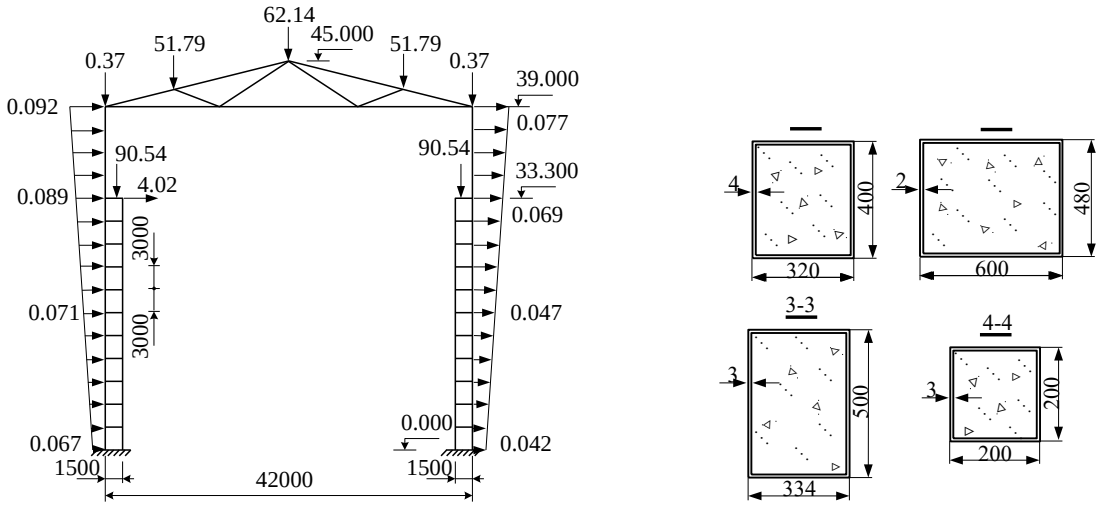

Рис. 11. Схема рами каркасу

Цей переріз знаходиться в гілці колони підкранової частини: M= 64,65 тсм і N = 273,83 тс (рис. 12). Маючи набір діаграм M-N і параметри функціонального зв'язку, уточнюємо розміри перерізу. Використовуючи степенні залежності (19) і формули (20)-(21) визначаємо значення M_T (M_T = 44,34 тсм) і порівнюємо це значення з графіками M-N. Таким чином, можна підібрати ряд діаграм у залежності від класу бетону, товщини обойми і розмірів поперечного перерізу. Приймаємо діаграму, що відповідає класові бетону В30 і перерізові 600×600×4 мм. Обчислюємо жорсткості. Для ферми приймаємо наступні розміри перерізів: нижній пояс - ⊥⊥ 250×250×30 мм; розпорки - ⊥⊥ 100×100×10 мм. Верхній пояс виконаний зі сталебетону з розмірами 240×240×3 мм. На цьому перше наближення закінчується.

а) б)

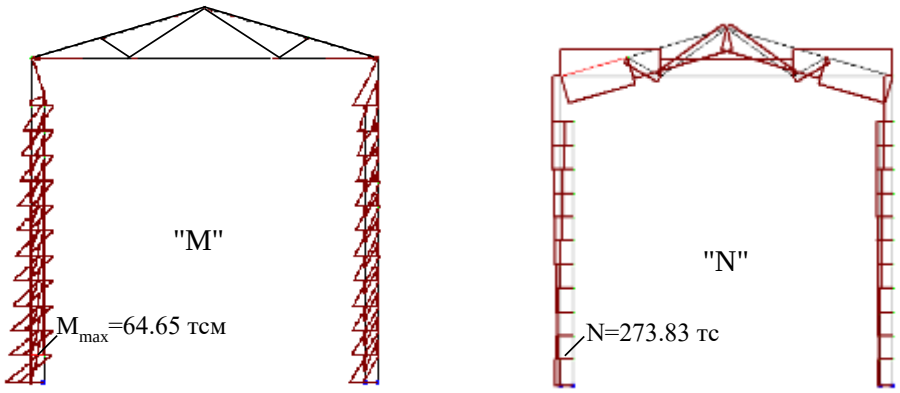

Рис. 12. Епюри згинальних моментів (а) і повздовжніх сил (б)

В другому наближенні при повторному розрахунку на ЛІРІ одержали M=73,41 тсм и N=271 тс. Для цих значень M_T=40,49 тсм і відповідає перерізові 600×480×4 мм.

У третьому наближенні M=71,98 тсм і N=271,5 тс, M_T=39,9 тсм, переріз - 600×400×4 мм. У четвертому наближенні M=70,97 тсм і N=271,8 тс, M_T=40,4 тсм, переріз 600×400×4 мм. У двох наступних наближеннях одержали практично однакові значення M, N, і M_T. Похибка складає менш ніж 1%. Отже, остаточно приймаємо переріз підкранової гілки колони 600×400×4 мм. Аналогічно, маючи початкові розміри перерізу верхнього поясу ферми і значення подовжньої сили, з розрахунку одержуємо наступні розміри перерізу -300×240×5 мм. У процесі розрахунку може змінюватися положення небезпечного перерізу, внаслідок чого розрахунок буде виконуватися вже для нового перерізу.

Використовуючи приведену вище методику розрахунку, зробимо підбір розмірів перерізів ряду сталебетонних рам каркасів. Основними елементами каркасів будівлі атомної електростанції (рис. 13), складу готової продукції і сировини (рис.14) і Калінінградської ТЭЦ (рис.15) є двогілкові сталебетонні колони й обперті по торцях кроквяні ферми зі сталебетонними верхніми поясами, нижні пояси і розкоси виконані сталевими з двох кутиків.

За результатами розрахунків отримані наступні розміри перерізів приведених каркасів (рис. 13, 14, 15).

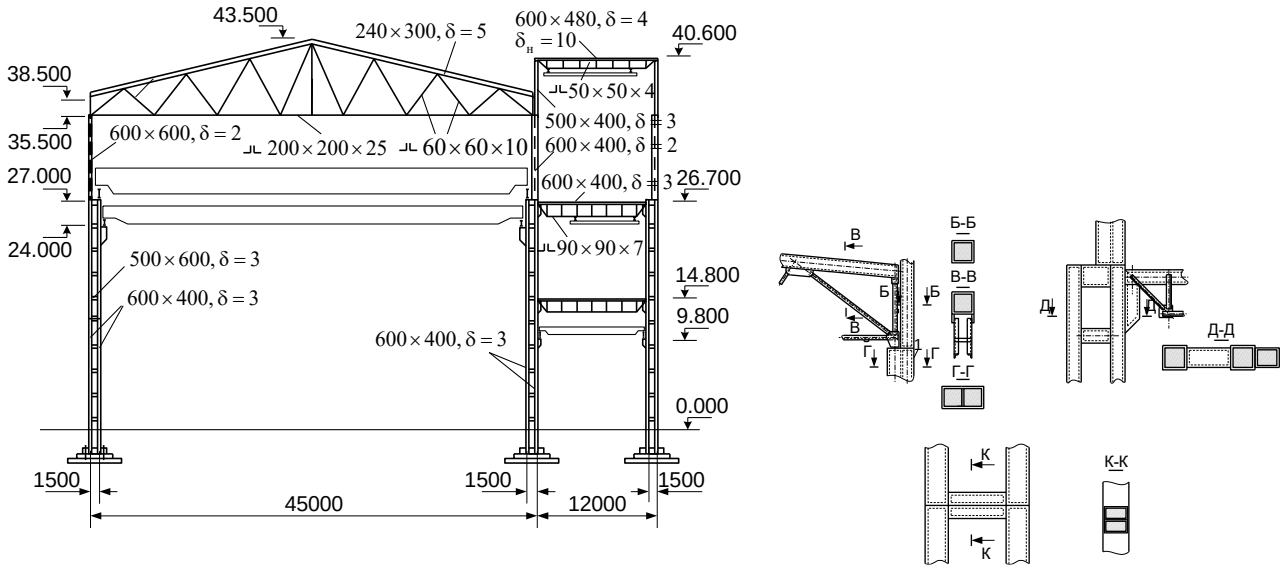

Рис. 13. Каркас будівлі атомної електростанції

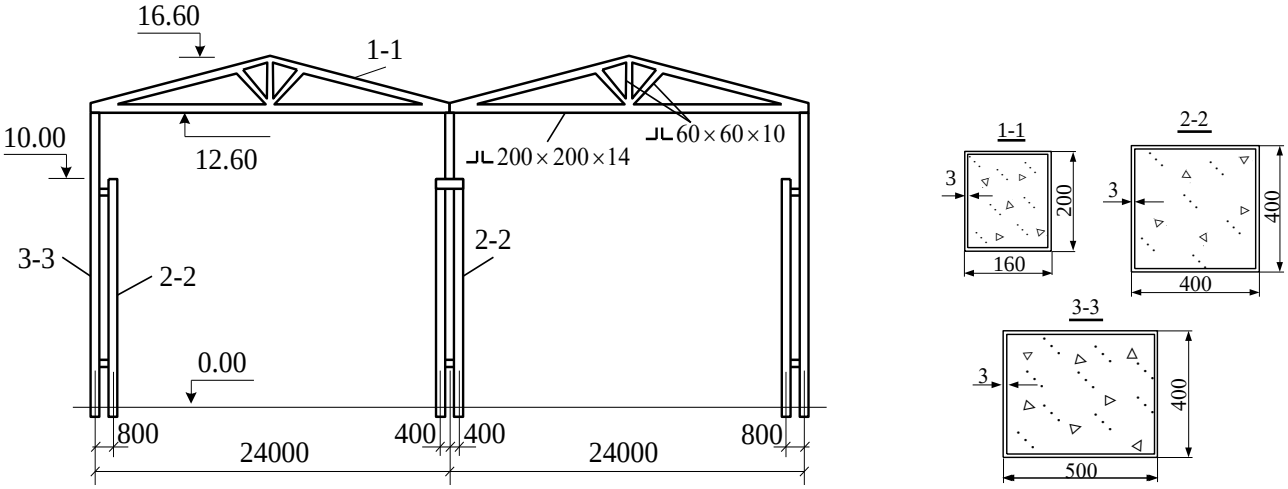

Рис. 14. Склад готової продукції і сировини

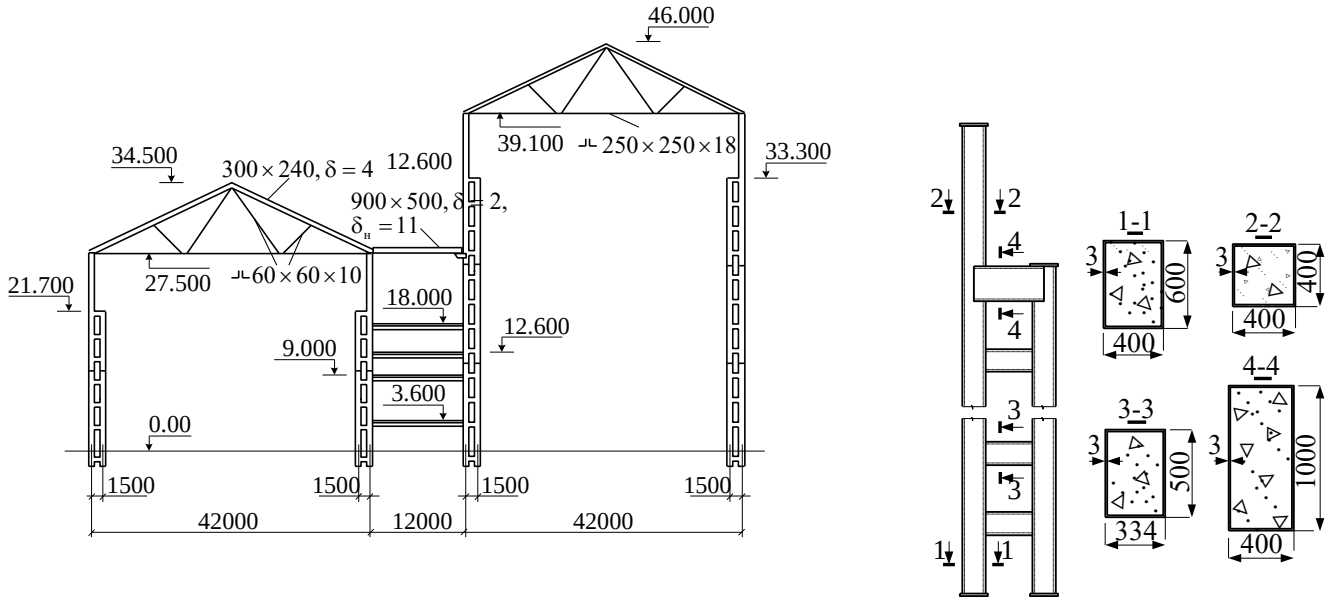

Рис. 15. Каркас Калінінградської ТЕЦ

В четвертому розділі на підставі теоретичних і чисельних досліджень показано ефективність застосування сталебетонних каркасів промислових будівель замість сталевих. При розрахунку використовувалися графіки несучої здатності (рис. 16, б). Є також спрощені діаграми для сталевих і залізобетонних елементів (рис. 16, а, в). Порівняння діаграм граничних станів позацентрово стиснених стержнів, виготовлених з різних матеріалів, виявляє як деякі їхні загальні властивості, так і відмінності. Особливістю діаграм граничних станів для двох останніх типів елементів є те, що для деяких граничних значень згинаючого моменту існує два граничних значення повздовжньої сили.

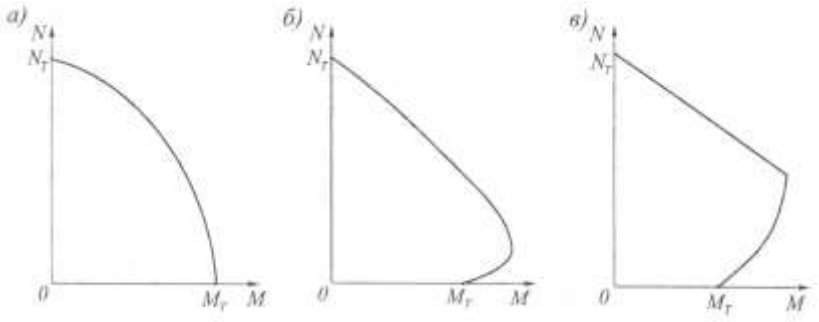

Рис. 16. Діаграми граничних станів сталевого (а), сталебетонного (б) і залізобетонного (в) елементів.

Виконано порівняння ряду каркасів: сталебетонних (рис. 13, 14, 15) і ідентичних їм сталевих. Вага металу, використана для зведення сталебетонних конструкцій рами каркаса атомної АЕС (рис.13), складає 9.21т, для такого ж сталевого каркаса необхідно 14.1 т металу, що на 34.5 % більше. По вартості сталебетонні конструкції, з урахуванням бетону, приблизно на 10% дешевше вартості сталевих конструкцій. Для зведення сталебетонного каркаса Калінінградської ТЕЦ (рис. 14) необхідно 11.0 т металу, для такого ж сталевого каркаса – 17.68 т, що на 37 % більше. По вартості сталебетонний каркас, з урахуванням бетону, приблизно на 14 % дешевше вартості сталевого каркаса. Для виготовлення сталебетонних конструкцій складу готової продукції і сировини (рис. 15) необхідно 2.84 т металу, для ідентичного сталевого каркаса – 4.24 т і це на 33 % більше. По вартості сталебетонні конструкції, з урахуванням бетону, приблизно на 9.4 % дешевше вартості сталевих конструкцій. Результати розрахунків представлені у вигляді діаграм (рис. 17).

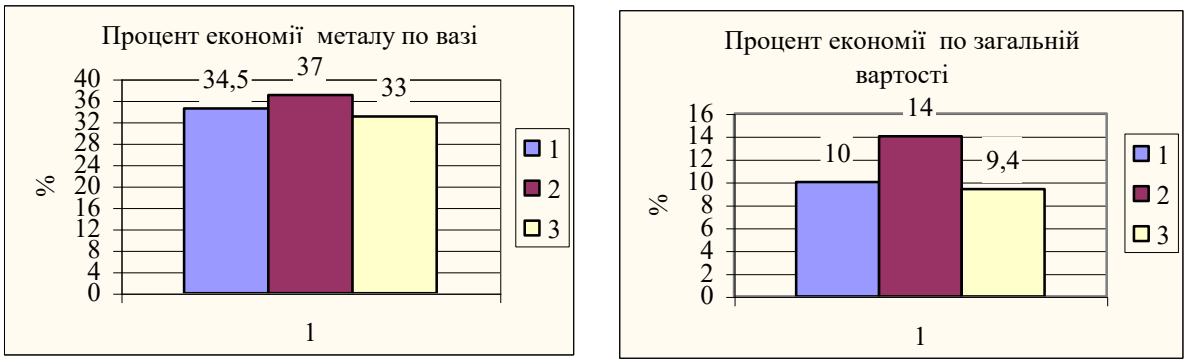

Рис. 17. Економічна ефективність застосування каркасів промислових будівель зі сталебетонних елементів

Застосування сталебетонних конструкцій у каркасах промислових будівель замість сталевих дозволяє зменшити розміри поперечного перерізу і досягти економії сталі, як видно з діаграм (рис. 17), у середньому на 30 %. Доцільно використовувати сталебетонні конструкції при великих

навантаженнях, великих прогонах будівель і обмежених розмірах поперечних перерізів.

ВИСНОВКИ

1. Проведено огляд літературних джерел показав, що застосування каркасів промислових будівель зі сталебетонних конструкцій ефективніше за використання традиційних сталевих і залізобетонних каркасів.
2. Проведено чисельні дослідження напружено-деформованого стану сталебетонних елементів прямокутного перерізу при осьовому і позацентровому стисканні, згинанні для різних співвідношень сторін перерізу, товщин обойми, класів бетону і класів сталі.
3. Отримано діаграми M-N несучої здатності для сталебетонних елементів одиничної довжини і для сталебетонних довгих колон. В роботі діаграми представлено в графічному й аналітичному виглядах.
4. Показано, що найбільший ефект обойми (співвідношення несучої здатності бетону в обоймі до несучої здатності неізольованого бетону) виникає в перерізах, заповнених бетоном класу В20 - В40 з товщиною обойми
2-4мм.
5. Зі зростанням товщини обойми несуча здатність сталебетонного елементу зростає, однак спостерігається зниження ефекту обойми.
6. У розрахунках сталебетонних елементів з відносними розмірами поперечного перерізу a/b = 2; 1.75; 1.5; 1.25 спостерігається тенденція збільшення несучої здатності перерізу зі зростанням розмірів перерізу, товщини обойми і класу бетону, але найбільшу несучу здатність мають перерізи, співвідношення сторін яких наближається до одиниці.
7. Зі зростанням довжини сталебетонного стержня несуча здатність його значно зменшується.
8. Розроблено методику визначення жорсткості перерізу EI на всьому діапазоні навантаження й отримано залежності (параметри функціонального зв'язку φ, η, A_0, I_0) між геометричними характеристиками перерізу (площею, моментом інерції і моментом опору), а також залежності між характерними точками діаграми M-N (M_t, N_t, M_c).
9. Розроблено алгоритм і програма розрахунку сталебетонних перерізів на ПЕОМ.

СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ РОБІТ ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Чихладзе Е.Д., Опанасенко О.В. Каркаси промислових будівель із сталебетонних елементів // Міжвуз. зб. наук. праць. – Харків: УкрГАЖТ, 2001. – Вип. 48. – С. 71-74.
особистий внесок – показано перевага сталебетонних конструкцій
2. Опанасенко Е.В. Сталебетонные каркасы промышленных зданий и сооружений // Інформаційно-керуючі системи на залізничному транспорті.

Спец. випуск по результатах роботи 63-ої науково-технічної конференції Харківської державної академії та фахівців залізничного транспорту, 2001. – Вип. 5 (32). – С. 90.

3. Опанасенко О.В. Застосування сталебетонних конструкцій у каркасах промислових будівель // Зб. наук. праць. – Харків: УкрГАЖТ, 2002. – Вип. 49. – С. 140-144.

4. Опанасенко О.В., Кіслов О.Г. Мінімізація маси поперечника промислової будівлі // Міжвуз. зб. наук. праць. – Харків: УкрГАЖТ, 2002. – Вип. 52. – С. 88-97.

особистий внесок - розробка методу розрахунку сталебетонної рами каркасу

5. Чихладзе Е.Д., Черненко М.Г., Опанасенко О.В. Про один підхід до оптимізації сталебетонних стержневих конструкцій // Зб. наук. праць. – Рівне: УДУВГП, 2003. – Вип. 9. – С. 365-371.

особистий внесок - чисельні розрахунки сталебетонних елементів

6. Опанасенко О.В. Оптимізація малоелементної кроквяної ферми із сталебетонним верхнім поясом // Зб. наук. праць. – Харків: УкрГАЖТ, 2003. – Вип. 56. – С. 88-92.

7. Опанасенко О.В. Оптимізація сталебетонних стержневих конструкцій // Вісник ДонДАБА. Будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Макіївка: ДонДАБА, 2003. – Вип. 2 (39). Том 2. – С. 128-131.

8. Опанасенко О.В., Щербатюк Н.Ю. Визначення мінімальної вартості малоелементної кроквяної ферми з сталебетонним верхнім поясом // Зб. наук. праць. Перспективні напрямки проектування житлових та громадських будівль – Київ: ЗНДІЕП, 2003. – С. 184-190.

особистий внесок - чисельні розрахунки сталебетонних елементів, розробка методу підбору оптимальних розмірів сталебетонних перерізів

9. Опанасенко О.В. Використання діаграм несучої здатності сталебетонних елементів у задачах оптимізації стержневих конструкцій// Зб. наук. праць. – Харків: УкрГАЖТ, 2004. – Вип. 57. – С. 155-160.

АННОТАЦИЯ

Опанасенко Е.В. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных рам каркасов промышленных зданий. - Рукопись.

Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01 - строительные конструкции, здания и сооружения. - Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, Харьков, 2006.

В диссертации рассматриваются сталебетонные рамы каркасов на силовые воздействия с учетом особенностей деформирования и оптимизации сечения. Напряженно-деформированное состояние сталебетонных элементов исследуется с учетом трехосного напряженного состояния бетона. Зависимости между напряжениями и деформациями в бетоне принимаются в форме закона Гука с переменными параметрами деформирования E и ν. Предельные значения $\overline{\sigma}$ и $\overline{S_I}$ определяются в соответствии с критерием

прочности Яшина А.В. Критерием наступления предельного состояния стали считаем достижение $\overline{\sigma}_{т}$ по Мизесу. Для оценки напряженно-деформированного состояния элемента раскрывается контакт между бетоном и сталью. В качестве неизвестных принимаем силы контактного взаимодействия, определяемые из условия равенства перемещений на границе контакта: $A\vec{X} = -\vec{H}$. По полученным значениям напряжений и деформаций оценивается несущая способность сталебетонных элементов.

Проведены численные исследования напряженно-деформированного состояния сталебетонных элементов прямоугольного поперечного сечения при осевом и внецентровом сжатии, изгибе для различных толщин обоймы, соотношений сторон сечения, классов бетона и типа стали. Получены диаграммы несущей способности *M-N* для элементов единичной длины и для сталебетонных длинных колонн. Получены зависимости между геометрическими характеристиками сечений (площадью, моментом сопротивления, моментом инерции). Разработан алгоритм расчета плоских сталебетонных рам на силовые воздействия, при этом использован для начального приближения программный комплекс Лира 9. Разработан алгоритм оптимизации сечений с учетом особенностей граничной кривой *M-N* для сталебетонных элементов и проведены численные исследования НДС различных конструкций рам каркасов промышленных зданий.

Методика расчета, конструктивные решения элементов и узлов сталебетонной рамы внедрены в практику проектирования ОАО “Харьковметропроект” (г. Харьков).

Ключевые слова: стальная обойма, эффект обоймы, напряженно-деформированное состояние, несущая способность, контактная сила, рама, каркас промышленного здания.

АНОТАЦІЯ

Опанасенко О.В. Напружено-деформований стан сталебетонних рам каркасів промислових будівель. - Рукопис.

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди. - Українська державна академія залізничного транспорту, Харків, 2006.

Дисертація присвячена розробці методики розрахунку плоских сталебетонних рам каркасів промислових будівель на силові впливи з урахуванням особливостей деформування та оптимізації перерізу. Проведено чисельні дослідження сталебетонних довгих і коротких елементів з різними розмірами перерізів, товщин обойми і класами бетону. Отримано діаграми несучої здатності *M-N* для сталебетонних елементів; отримано залежності між геометричними характеристиками перерізів

Ключові слова: сталева обойма, ефект обойми, напружено-деформований стан, несуча здатність, контактна сила, рама, каркас промислової будівлі.

ANNOTATION

Opanasenko E.V. Stress-strained state of steel-concrete frames shells of industrial buildings. - Manuscript.

Dissertation for the scientific degree of the candidate of technical sciences by speciality 05.23.01 - building constructions, buildings and structures. - Ukrainian State Academy of Railway Transport, Kharkov, 2006

The dissertation is devoted to development of a design procedure of flat steel-concrete frames shells of industrial buildings on power influences in view with features of deformation and optimization of sections. Numerical researches of steel-concrete long and short elements with the various sizes of sections, thickness of a tube and classes of concrete are carried out. Diagrams of carrying ability *M-N* for steel-concrete elements are received; dependences between geometrical characteristics of sections. The basic results of work are introduced into construction.

Key words: a steel holder, effect of the holder, the stress-strained state, carrying ability, contact force, a frame, a shells of industrial building.

АВТОРЕФЕРАТ
дисертації на здобуття наукового ступеня
кандидата технічних наук

НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНИЙ СТАН СТАЛЕБЕТОННИХ РАМ КАРКАСІВ ПРОМИСЛОВИХ БУДІВЛЬ

Опанасенко Олена Вікторівна

Відповідальний за випуск
Романенко В.В.

Підписано до друку
Формат паперу 60х84 1/16 Папір для множних апаратів.
Друк офсетний. Умовн.-друк. арк. 0,9. Обл.-вид. арк. 1,0.
Замовлення. № . Тираж 100 екз.

Видавництво УкрДАЗТа. Посвідчення ДК №112 від 06.07.2000 р.
Друкарня УкрДАЗТа: 61050, м. Харків, майдан Фейєрбаха, 7