

Гарибов Р.Б. Прочность и долговечность железобетонных элементов конструкций в условиях сульфатной агрессии. – Саратов, 2001. – 163 с. 9. Савицкий М.В. Основы расчета надежности, долговечности та конструктивно-технологичного проектування залізобетонних конструкцій в агресивних середовищах // Зб. наук. праць “Будівельні конструкції”. – Кн. 2. – К.: НДІБК, 2003. – Вип. 59. – С.235–240. 10. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с. 11. Шкуратовський А.О., Коротич А.В. Вплив довкілля на довговічність залізобетонних мостів і методи її підвищення // Автомобильные дороги и дорожное строительство. – К.: УТУ, 2000. – № 59. – С.236–240.

УДК 624.012.3.075.23

П.Ф. Холод

Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра будівельних конструкцій та мостів

СПОСОБИ ЗБІЛЬШЕННЯ НЕСУЧОЇ ЗДАТНОСТІ УНІФІКОВАНИХ КОЛОН, АРМОВАНИХ СТИСНУТОЮ ВИСОКОМІЦНОЮ АРМАТУРОЮ

© Холод П.Ф., 2009

Розроблено конструкції просторових арматурних каркасів колон та виконано експериментальні випробування зразків колон з гнучкістю $\lambda_n=15$ за центрального стиску.

In this article design of special reinforcing cage of columns and their experimental testing under central compression with flexibility $\lambda_n=15$ are presented.

Постановка проблеми. Зростання потреби в колонах під навантаженням 7...9МН і більше призвело до пошуків економічніших вирішень їх армування. Традиційне збільшення розмірів поперечного перерізу колон є неефективним, тому що при цьому різко зростає (в 2,5...3 рази) кількість їх типорозмірів і нових металевих форм, коефіцієнт використання яких буде невеликий.

Аналіз останніх досліджень і публікацій. Аналіз способів підвищення несучої здатності колон показав, що один із найефективніших та економічно доцільних методів є застосування робочої високоміцної арматури. Різними авторами опрацьовано багато пропозицій з застосування високоміцної арматури в стиснутих елементах, а саме: сумісно з дисперсним армуванням конструкцій; з попереднім натягом високоміцної арматури; попередньо розтягнута із звичайною, попередньо стиснута із ненапруженою; попередньо стиснута в комбінації із попередньо розтягнутою [1, 2]. Основною їх метою було максимальне використання характеристик міцності високоміцної арматури. Найефективнішою спробою було використання попередньо стиснутої високоміцної арматури в комбінації з попередньо розтягнутою арматурою [3, 4].

Мета та завдання досліджень – розробити конструкцію залізобетонних колон під великі навантаження з мінімальною витратою матеріалів і високим рівнем уніфікації.

Експериментальні дослідження. Для отримання експериментальних даних про несучу здатність та деформативність стиснутих залізобетонних елементів із комбінованим армуванням попередньо стиснутою високоміцною арматурою і попередньо розтягнутою арматурою із низьких класів проведено спеціальні дослідження.

Дослідні зразки запроєктовано у вигляді колон квадратного поперечного перерізу. Довжина зразків – 3000 мм, поперечний переріз – 200×200 мм. Клас бетону – В25-35. Звичайна арматура стрижнева 4Ø20 прийнята низького класу А-II, високоміцна 4Ø18 із Ат-V (табл. 1). У вигляді поперечної арматури застосовуються хомути, які розташовані на віддалі 140 мм один від одного (рис. 1).

Площа поперечного перерізу зовнішньої арматури 12,56 см², а внутрішньої – 10,18 см².

Для підсилення опорних ділянок колони також використовуються чотири арматурні сітки з кроком 50 мм. Натяг і стиск арматури виконувалися механічним способом за розпірною схемою до розташування каркаса в опалубку і бетонування (рис. 2).

Положення арматури за її попереднього обтиску і натягу фіксується опорними листами завтовшки 40 мм, за допомогою яких стрижні стиснутої арматури займають відповідне положення по відношенню до стрижневої розтягнутої арматури. Глибина фіксаційних гнізд в опорних листах для стиснутої арматури прийнята 5 мм діаметром 22 мм. Фіксація стиснутої і розтягнутої арматури в проектному положенні здійснюється за допомогою болтових з'єднань.

Таблиця 1

Характеристики дослідних балок

Шифр колон	Арматура								Бетон			
	Армування	Площа армування, м ²	Границя текучості σ_y , МПа	Умовна границя текуч., $\sigma_{0,2}$, МПа	Умовна границя пруж., $\sigma_{0,02}$, МПа	Границя міцності, σ_{br} , МПа	Модуль пруж., $E_s \cdot 10^5$, МПа	% армування	Кубик. міцність R, МПа	Призм. міцність R_{bn} , МПа	Міцність на розтяг R_{bn} , МПа	Модуль пруж. $E_b \cdot 10^4$, МПа
КСНЗ-2а	4Ø20 А-II	12,56	325	-	-	545	2,0					
КСНЗ-2б	4Ø18 Ат-V	10,18	-	920	875	960	1,8	5,68	28	21,5	1,9	3,1

На зовнішній арматурі класу А-II нарізується різьба, на яку накручуються гайки. Після попереднього натягу і стиску арматури до проектної величини фіксації їх здійснюється за допомогою гайок.

Просторові арматурні каркаси виготовляються до бетонування дослідних взірців. В арматурний каркас входять чотири стрижні попередньо розтягнутої арматури класу А-II, розташовані із зовнішньої сторони каркаса, і чотири стрижні попередньо стиснутої високоміцної арматури періодичного профілю класу Ат-V, розташованих всередині перерізу каркаса. Для забезпечення захисного шару стрижневої арматури, вона розташовується на віддалі 30 мм від краю колони.

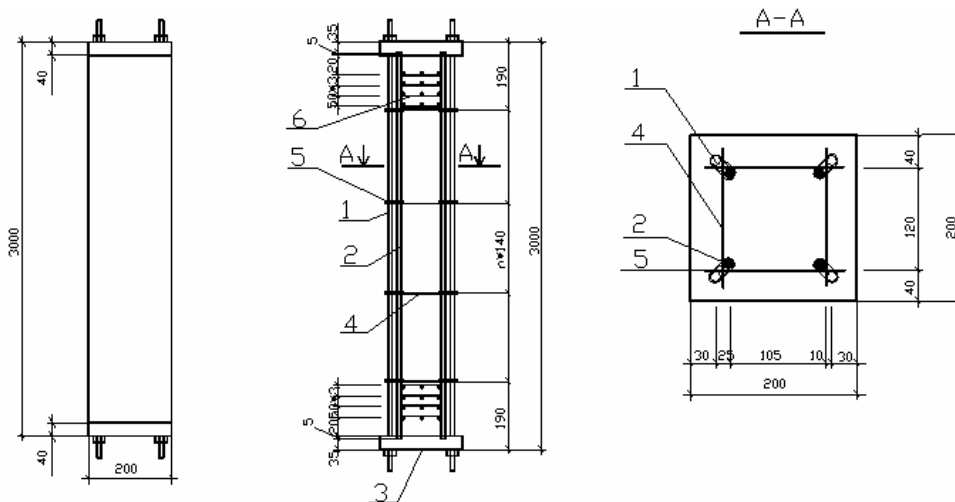


Рис. 1. Арматура колон: 1 – попередньо розтягнена арматура класу А-II Ø20; 2 – попередньо стиснута арматура класу Ат-V Ø18; 3 – опорна металева плита; 4 – поперечна арматура; 5 – спеціальні фіксатори; 6 – сітки

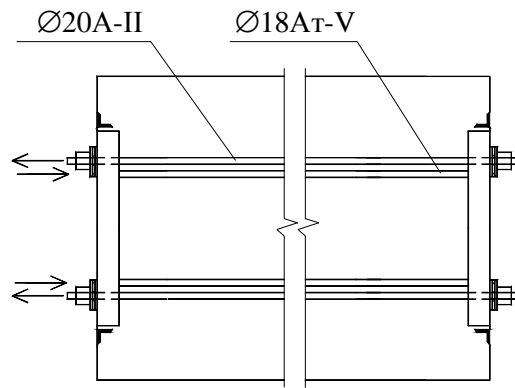


Рис. 2. Схема натягу (А-ІІ) і обтиску (Ат-У) арматури механічним способом

Перед попереднім напруженням на розтягнуту арматуру класу А-ІІ і високоміцну Ат-У наклеювали тензорезистори у трьох перерізах по довжині, а також посередині розтягнутої арматури ставили тензометри Гугенберґера. Натяг і стиск арматури здійснювався трьома ступенями завантаження, після кожного ступеня вимірювання деформації арматури.

Виготовлені каркаси розташовували в опалубці і зразки колон бетонували. Бетонування виконувалося серіями. При цьому були забетоновані бетонні кубики розмірами 150×150×150 мм, призми – розмірами 150×150×600 і 100×100×400 мм. Ущільнення бетону виконували за допомогою площадкового вібратора і віброгонки.

Випробування дослідних довгих зразків з $\lambda_n=15$ проводились на стенді за розпірною схемою в горизонтальному положенні. Для вилучення впливу власної ваги дослідних зразків в кожній 1/3 довжини елемента передбачені каткові опори.

Стенд для випробувань позacentрово і центрально стиснутих колон складався із двох штивних поздовжніх балок, які виконують функцію тяг, двох упорних і направляючої з плунжерною парою траверс. Між нерухомою упорною і направляючою траверсами розташовували два гідравлічні 200-тонні домкрати, а між направляючою і рухомою упорною траверсами – дослідний зразок колони. Випробування проводять за розпірною схемою з ножовими шарнірами по кінцях. Спеціальні ножові опори мають гвинти, що дало змогу порівняно точно (до 0,1 мм) виставляти ексцентриситет поздовжньої сили, а шарніри забезпечували центрування зразка.

Для випробування зразків на зовнішні сторони бетону колони закріплювалися мікроіндикатори з базою 200 мм в трьох перерізах по 4 шт. в кожному, тобто на усіх гранях колони. Для фіксування вигину колони, з одного боку, в трьох точках виставляються індикатори годинникового типу (точність до 0,01 мм). Контроль зовнішнього навантаження здійснюється за допомогою манометра, розташованого на механічній насосній станції. Гідравлічна система, яка складається із насосної станції і домкратів, перед випробуваннями тарувалася (рис. 3).

Завантаження дослідних зразків здійснювалося ступенями завбільшки 20 тс, що становить приблизно 10 % від руйнівного навантаження. Під час випробування після кожного ступеня навантаження за допомогою тензометрів на базі 20 мм заміряли деформації арматури А-ІІ і Ат-У в трьох перерізах по висоті, а саме – біля верхнього і нижнього опорних шарнірів і на середині довжини стрижня. У цих же перерізах за допомогою мікроіндикаторів на базі 200 мм заміряли поздовжні деформації бетону на усіх чотирьох гранях взірця. Вигин колони фіксували по індикаторах годинникового типу. Візуальне виявлення і заміри ширини розкриття тріщини здійснювалося за допомогою мікроскопа МПБ-2 з точністю до 0,05 мм.

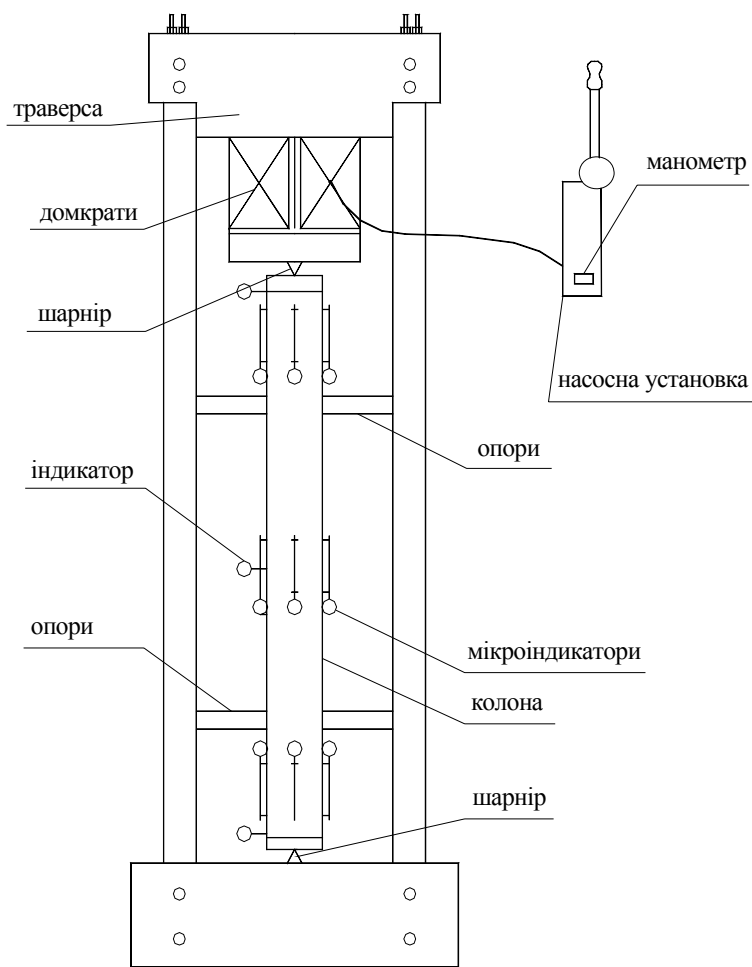


Рис. 3. Схема устаткування для випробування колон і розташування приладів

Колони КСНЗ-2а і КСНЗ-2б випробовувались тільки на центральний стиск короткочасним прикладенням стискаючої сили. В арматурних стрижнях каркасів цих колон рівень натягу арматури АІІ становив відповідно 252 та 257 МПа, рівень стиску у високоміцній арматурі Ат-V – 310 та 317 МПа. Це було досягнуто прикладенням зусилля натягу-стиску відповідно 316 та 323 кН, як подано у табл. 2.

Таблиця 2

Результати досліджень залізобетонних колон

Шифр колон	Ексцентриситет, e , мм	Рівень натягу арматури, σ_{sp} , МПа	Рівень стиску арматури, σ_{sp} , МПа	Зусилля натягу (обтиску) арматури N , кН	Поява тріщини N_{cr} , кН	Руйнівне зусилля N_p , кН
КСНЗ-2а	0	252	310	316	1200	1600
КСНЗ-2б	0	257	317	323	1100	1400

Після набирання проектної міцності бетону колон вони випробовувалися центрально прикладеним навантаженням. У колоні КСНЗ-2а деформації стиску в бетоні зростали із збільшенням стискаючої сили нелінійно і за $F=1200$ кН становили 176×10^{-5} (рис. 4, а). Вигин колони майже лінійно наростав і за $F=1200$ кН становив 1,8 см, а за $F=1400$ кН різко збільшився до величини 3,3 см, що видно на графіках рис. 4, б.

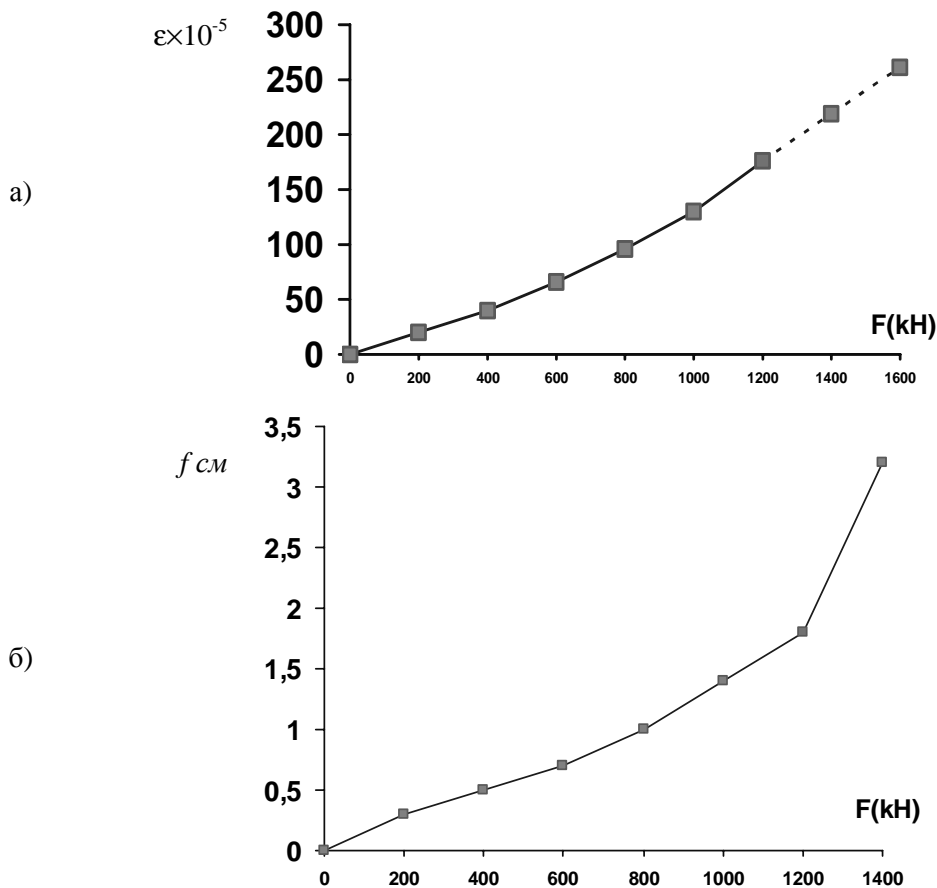


Рис. 4. Поздовжні деформації бетону колони КСНЗ-2а (а); вигин колони КСНЗ-2а (б)

Деформації стиску арматури наростали майже прямо пропорційно до зусилля стиску і для стрижнів АІІ за $F=1400$ кН становили 206×10^{-5} разом з деформаціями попереднього розтягу на стадії виготовлення каркасів (рис. 5). Для стрижнів Ат-V деформації стиску від дії зовнішнього навантаження за $F=1400$ кН становили 225×10^{-5} , а сумарно з деформаціями попереднього стиску – 388×10^{-5} . Це відповідало напруженням 698 МПа (рис. 6).

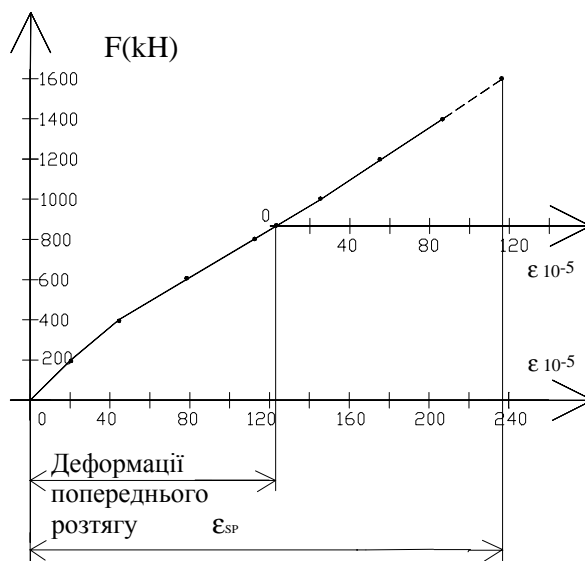


Рис. 5. Деформації арматури класу А-II колони КСНЗ-2а

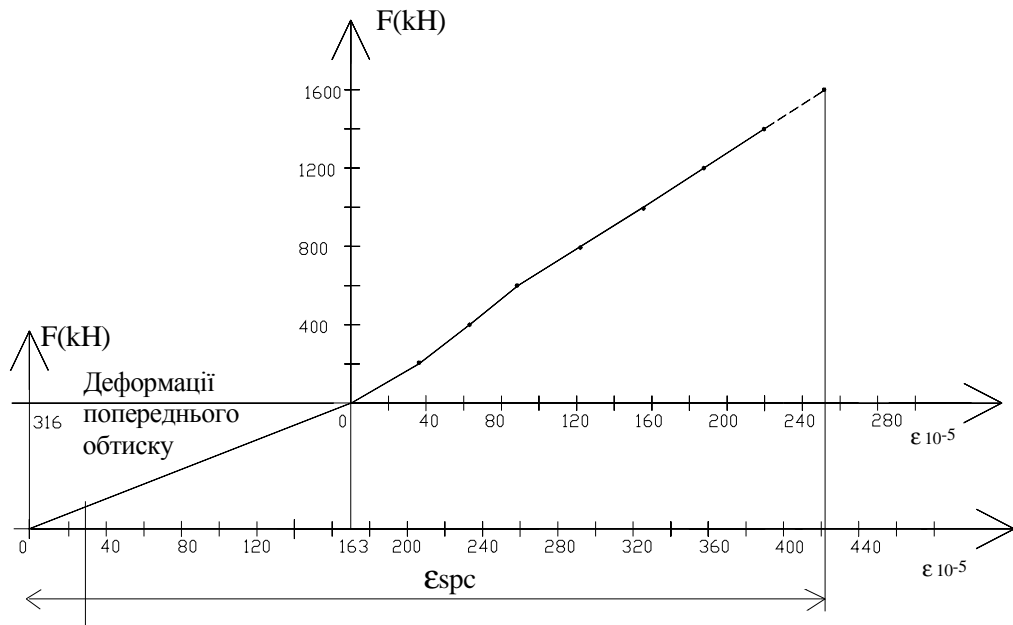


Рис. 6. Деформації арматури класу Аm-V колони КСНЗ-2а

Руйнування колони КСНЗ-2а пройшло за $F=1600$ кН внаслідок втрати загальної стійкості з роздробленням бетону приблизно посередині колони. Роздроблення бетону пройшло майже по всьому периметру середнього перерізу колони. Найбільш інтенсивно зруйнувався бетон на грані, протилежній до напрямку вигину взірця. На іншій паралельній грані утворилось багато тріщин.

Колона КСНЗ-2б щодо характеру деформування, поведінки під навантаженням і руйнування мала аналогічні до зразка-близнюка КСНЗ-2б.

Деформації стиску бетону за $F=1400$ кН становили 200×10^{-5} . Вигин не стрімко наростав і за $F=1200$ кН дорівнював 1,2 мм, що видно на графіку рис. 7.

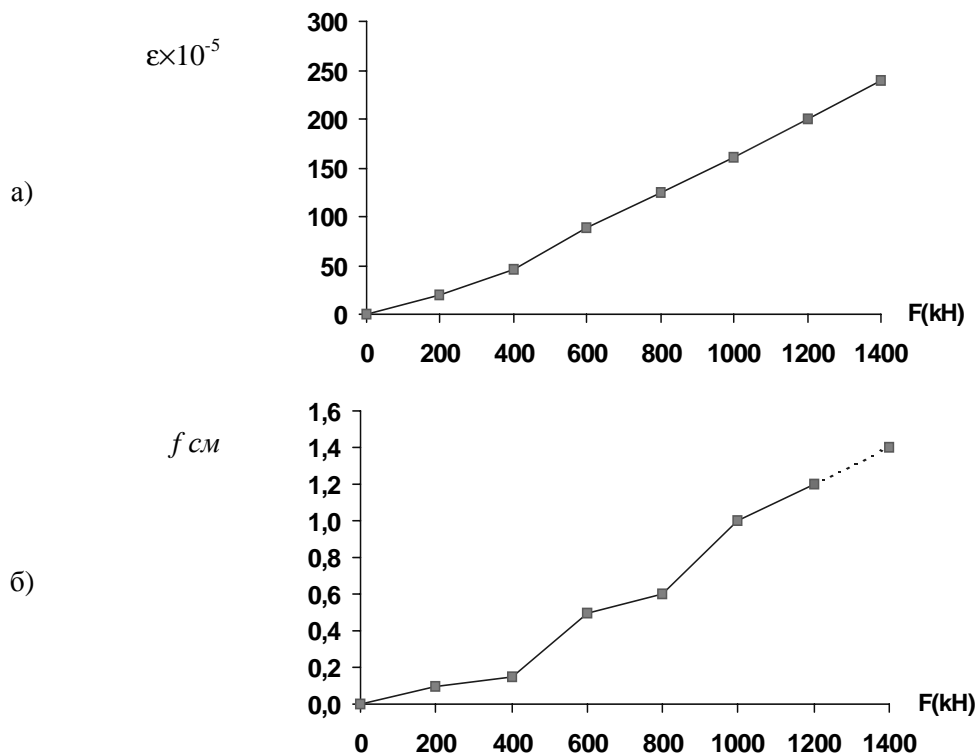


Рис. 7. Поздовжні деформації бетону колони КСНЗ-2б (а); вигин колони КСНЗ-2б (б)

Деформації арматури АІІ за $F=1200$ кН становили 150×10^{-5} (рис. 8). Для арматури Ат-V деформації стиску від зовнішнього навантаження за $F=1200$ кН становили 188×10^{-5} , а сумарно з деформаціями попереднього стиску 358×10^{-5} , що відповідало напруженням 644 МПа (рис. 9). Руйнування колони КСНЗ-26 пройшло за $F=1400$ кН (рис. 9).

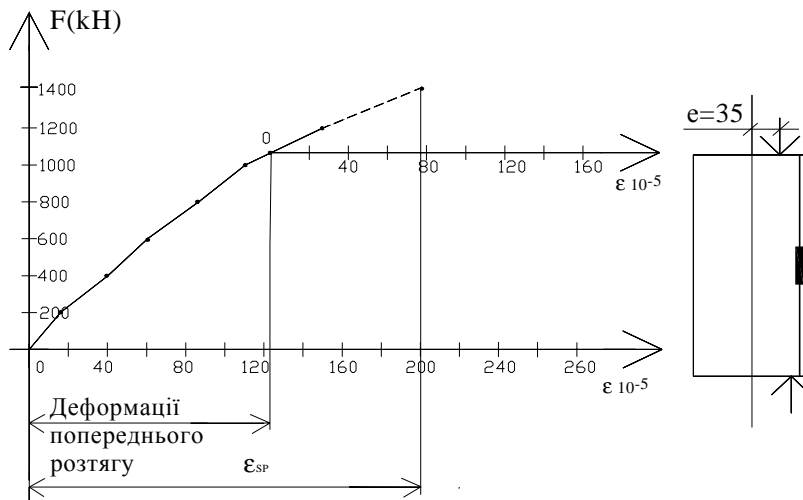


Рис. 8. Деформації арматури класу А-II колони КСНЗ-26

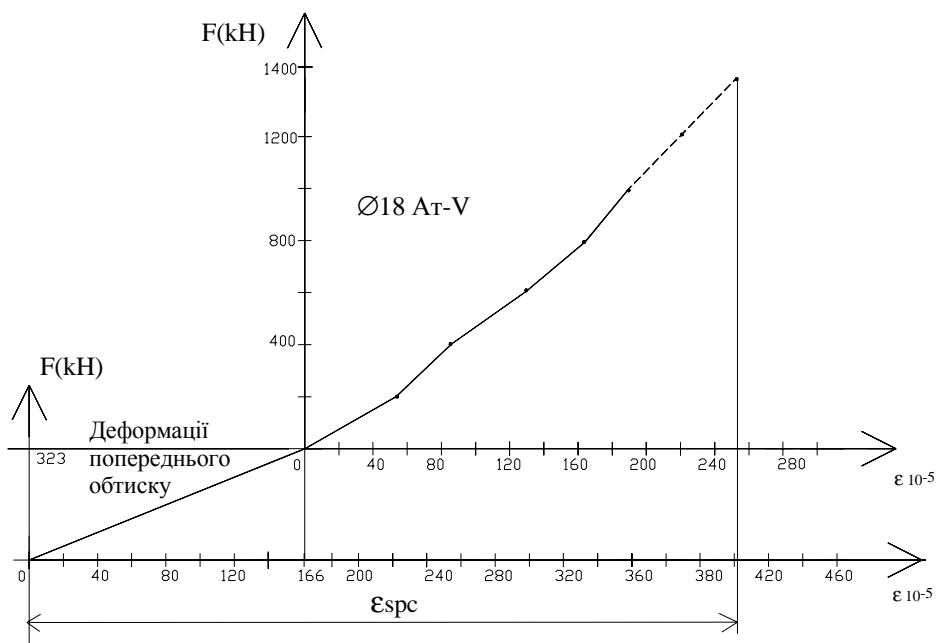


Рис. 9. Деформації арматури класу Ат-V колони КСНЗ-26

Величини деформацій бетону і арматури, які замірювались на кожному ступені навантаження колон впродовж усього процесу їх випробування, дають можливість оцінити напружено-деформований стан елементів загалом і окремих матеріалів зокрема на усіх ділянках конструкції по довжині і за різної інтенсивності завантаження. Графіки деформацій бетону і арматури різних класів зразків-колон свідчать про те, що прийнятий спосіб армування колон просторовими каркасами з попередньо обтиснутою високоміцною арматурою дає можливість цілковито використовувати характеристики міцності бетону, високоміцної та звичайної арматур, особливо за центрального і позакцентрового з невеликими ексцентриситетами прикладення навантаження.

Висновки. На основі результатів експериментальних досліджень можна стверджувати, що:

- запропонований спосіб армування залізобетонних колон просторовими арматурними каркасами, виготовленими із високоміцної арматури в комбінації з арматурою із сталі низьких класів, дає змогу використовувати характеристики їх міцності незалежно від величини граничної деформативності бетону за стиску;
- з цією метою просторовий арматурний каркас перед бетонуванням піддається попередньому напруженню, тобто стрижні низьких класів розтягуються, а стрижні високоміцної арматури попередньо стискаються, утворюється взаємно зрівноважена система – реактивні сили від обтиску високоміцної арматури сприймаються арматурою низьких класів, за рахунок чого вони і розтягуються;
- величина попереднього обтиску високоміцних стрижнів та площа поперечного перерізу арматури низьких класів визначається залежно від величини граничної деформативності бетону, з якого буде виготовлений елемент, і розрахункової характеристики міцності цієї арматури за формулою $N_0 = R_{sp} \cdot E_{sp} \cdot \epsilon_b$;
- запропонований спосіб армування стиснутих елементів дає можливість цілком використовувати характеристики міцності високоміцної арматури і тим самим підвищити несучу здатність колон, не збільшуючи відсотка їх армування, що підтверджено під час випробувань.

1. Машиянд Р., Мединский В.Л., Азизова Г. Повышение эффективности использования высокопрочной стержневой арматуры в сжатых железобетонных элементах // Новые виды арматуры и ее сварка. – М., 1982. – С. 279–282. 2. Лукьяненко Б.А. Работа внецентренно сжатых железобетонных элементов из высокопрочных материалов // Автореф. дисс... канд. техн. наук. – М., 1987. – 24 с. 3. Ониськів Б.М., Холод П.Ф. Залізобетонні колони для каркасних багатопверхових будинків // Перша Всеукраїнська науково-технічна конференція “Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону”: Збірник тез. – К., 1996. – С. 330–333. 4. Холод П.Ф., Гнатюк О.Т. Стиснуті сталобетонні елементи з арматурою високої міцності: Збірник матеріалів конференції, присвяченої 25-річчю сталобетонних конструкцій із зовнішнім армуванням. – Львів, 1996. – С. 87–89.

УДК 624.004:0125

С.В. Цепков, В.Г. Кваша

Національний університет “Львівська політехніка”,
кафедра мостів і будівельної механіки

ОЦІНКА ТЕХНІЧНОГО СТАНУ ТА НОМЕНКЛАТУРА ТИПОВИХ ДЕФЕКТІВ СТРУНОБЕТОННИХ ПРОЛЬОТНИХ БУДОВ

© Цепков С.В., Кваша В.Г., 2009

Описано технічний стан струнобетонних прольотних будов та проаналізовано типові експлуатаційні дефекти.

Technical state string reinforcement concrete span structures and analysis of typical exploitations defects are described.

Вступ. Постановка питання. У мостобудівництві України особливе місце посідають прогресивні для свого часу конструкції прольотних будов із збірних попередньо напружених струнобетонних балок стендового виготовлення, масове застосування яких почалося у 60-х роках минулого сторіччя після введення в експлуатацію шести струнопакетних стендів (Київ, Львів, Суми) [1–9].

Типовий проект цих прольотних будов з прольотами в світлі 10, 15, 20 м і габаритами Г-6, Г-7, Г-8 розроблений мостовим відділом УкрдортрансНДІ(тепер УкрдерждорНДІ) у 1961 р. [8], а в 1962 р. після введення в дію нових норм проектування мостів СН 200-62 конструкції струнобе-