

УКРАЇНСЬКА ДЕРЖАВНА АКАДЕМІЯ  
ЗАЛІЗНИЧНОГО ТРАНСПОРТУ

ХАМА РАХІМ СОРАН

УДК 624.012.45:620.17

МІЦНІСТЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ  
З ПОПЕРЕЧНОЮ ТОНКОЛИСТОВОЮ АРМАТУРОЮ ПРИ  
ОСЬОВОМУ СТИСКАННІ

Спеціальність 05.23.01 - будівельні конструкції, будівлі та споруди

АВТОРЕФЕРАТ

дисертації на здобуття наукового  
ступеня кандидата технічних наук

Харків - 2008

Дисертацією є рукопис

Робота виконана на кафедрі будівельних конструкцій Харківської національної академії міського господарства (ХНАМГ) Міністерства освіти і науки України.

Науковий керівник:

кандидат технічних наук, доцент

**Рудаков Володимир Миколайович,**

доцент кафедри будівельних конструкцій Харківської національної академії міського господарства.

Офіційні опоненти :

- доктор технічних наук, професор

**Салія Гурам Шалвович,**

професор кафедри залізобетонних та кам'яних конструкцій Харківського державного технічного університету будівництва і архітектури;

- кандидат технічних наук, доцент

**Лобяк Олексій Вікторович,**

доцент кафедри будівельної механіки та гідравліки Української державної академії залізничного транспорту.

Захист відбудеться **20 листопада 2008 р.** о **13<sup>30</sup>** годині на засіданні спеціалізованої вченої ради Д 64.820.02 при Українській державній академії залізничного транспорту за адресою: 61050, м. Харків, пл. Фейербаха, 7.

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

Автореферат розісланий «    » жовтня 2008 р.

Вчений секретар

спеціалізованої вченої ради Д 64.820.02

кандидат технічних наук, доцент

Ватуля Г. Л.

## ЗАГАЛЬНА ХАРАКТЕРИСТИКА РОБОТИ

**Актуальність роботи.** У теперішній час із ростом поверховості будівель і збільшенням прольотів навантаження на вертикальні несучі конструкції нижніх рівнів значно зростають. Особливо гостро ця проблема стосується колон нижніх поверхів, які сприймають дуже великі навантаження. Традиційні залізобетонні конструкції колон мають ряд недоліків і, зокрема, сильно розвинені розміри поперечних перерізів, що в остаточному підсумку значно погіршує об'ємно-планувальні рішення будівель.

Скорочення розмірів поперечного перерізу колон, достатніх для забезпечення їхньої міцності і стійкості, можна досягти:

- за рахунок збільшення кількості поздовжніх арматур, що у свою чергу, унеможливує або робить скрутним їхнє бетонування та забезпечення спільної роботи арматури і бетону;
- за рахунок поліпшення механічних властивостей бетону застосуванням високоактивних цементів, підбору оптимального состава бетону, впровадження передової технології готування і укладання бетону, що лише частково вдається реалізувати на практиці;
- підвищенням несучої здатності за рахунок застосування непрямого армування (зварених сіток різної конструкції, спіралей, поперечних пластинок й ін.), тобто за рахунок перетворення простого напруженого стану в об'ємний.

Для розрахунку залізобетонних елементів з непрямым армуванням у нормативних документах використовуються емпіричні формули, які враховують ефективність такого армування залежно від площі поперечного перерізу та міцності на розтягання стержнів (сіток або спіралей). Умови об'ємного обтиснення, які створюються за допомогою непрямого армування, у теперішній час діючими нормами не регламентуються, також, як і реальний фізичний стан бетону. Актуальність досліджень з конструювання, оцінки та обліку додаткових резервів несучої здатності стислих сталезалізобетонних елементів за рахунок управління умовами об'ємно-напруженого стану, представляється цілком обґрунтованою.

**Зв'язок з науковими програмами, планами, темами.** Робота виконана в рамках наукової теми «Дослідження та аналіз нових конструктивних рішень промислових і цивільних будівель з розробкою методів їх розрахунку», реєстраційний номер 01017U011517 (особистий внесок - дослідження напружено-деформованого стану стислих бетонних, залізобетонних і сталезалізобетонних елементів).

**Мета дисертаційної роботи** полягає в розробці схем армування і методу розрахунку міцності стислого сталезалізобетонного стрижня симетричного поперечного перерізу з поперечними тонколистовими арматурами.

**Завдання дослідження:**

1 - проаналізувати роботу залізобетонних і сталезалізобетонних колон з непрямым армуванням (сітками Некрасова і Гнедовського, спіраллю Консідера,

поперечними пластинами Шинке-Лезера та ін.);

2 - розробити робочі креслення касетних сталевих форм для виготовлення бетонних зразків і моделей бетонних, залізобетонних і сталезалізобетонних колон;

3 - дослідити характер руйнування бетонних зразків одного складу при осьовому стиску (з тертям по торцях), ідентичних по площі поперечного перерізу, але таких, що мають різну висоту, з виміром кута ковзання (руйнування)Ф;

4 - експериментальним шляхом дослідити характер зміни коефіцієнта поперечної деформації  $\nu$  важкого армованого та неармованого бетону при осьовому стиску від початку навантаження і аж до руйнування зразків;

5 - дослідити експериментальним шляхом ступінь ідентифікації міцності конструкційного бетону класу В35 і В50 у складі стислого сталезалізобетонного зразку квадратного перерізу при товщині пластинок  $t_{\text{п}}=1,8$  мм і кроці по висоті  $S^*=b; 2b/3; 0,5b$ ;

6 - за даними експериментальних досліджень установити залежність впливу на міцність стислого сталезалізобетонного зразка показника суцільності поперечних пластин;

7 - дослідити електротензометричним методом рівень напружено-деформованого стану поперечних пластин на всьому діапазоні навантаження;

8 - розробити алгоритм розрахунку сталезалізобетонних колон з урахуванням особливостей роботи бетону;

9 - зробити чисельні розрахунки і порівняти експериментальні дані з теоретичними результатами;

10 - впровадити результати досліджень у практику проектування та будівництва, а також у навчальний процес. Оцінити економічну ефективність запропонованої конструкції.

**Об'єкт дослідження.** Бетонні, залізобетонні і сталезалізобетонні колони квадратного перерізу.

**Предмет дослідження.** Напружено - деформований стан сталезалізобетонних коротких колон квадратного перерізу при осьовому стиску.

**Методи дослідження.** Експериментальними методами знайдені руйнівні навантаження для коротких сталезалізобетонних зразків. Сполученням аналітичного і графоаналітичного методів отримано функціональне рівняння, що зв'язує за допомогою функції кута ковзання  $\Phi$  інтенсивність напружень  $\sigma_1$  з першим інваріантом тензора напружень  $I_{1\sigma}$ .

#### **Наукова новизна:**

У частині експериментальних досліджень отримано дані про міцність: бетонних зразків квадратного перерізу  $b \times b = 150 \times 150$  (мм) і висотою  $h=600$ мм; 150 мм, 100 мм і 75 мм, виготовлених з важкого бетону класу В35 та В50, залізобетонних зразків, армованих поздовжньою стержневою 4Ø12 А400С та поперечною Ø4 Вр-1 арматурами; сталезалізобетонних зразків, армованих

поздовжньою стрижневою 4Ø12 А400С та поперечною суцільною тонколистовою (товщиною аркуша  $t=1,8$  мм) арматурами (у серіях «А» і «В»), поперечною тонколистовою  $t=1,8$  мм із осьовими отворами  $d_{\text{вн}}=0,4b=60$  мм (серія «Б») і  $d_{\text{вн}}=0,5b=75$  мм (серія «Г»).

У теоретичній частині: розроблено функціонал у рамках теорії ковзання із залученням і узагальненням ряду найважливіших властивостей звичайної циклоїди на координатній площині  $\sigma_0 \text{ } S_3$ , де  $S_3$  - найменше девіаторне,  $\sigma_0$ -гідростатичне напруження.

**Практичне значення.** Отримані експериментальні і теоретичні дані підтверджують доцільність проектування стислих елементів із застосуванням поперечного армування у вигляді тонколистових пластинок. Це приводить до скорочення розмірів поперечного перерізу колон нижніх поверхів виробничих будівель і споруд.

**Впровадження.** Результати роботи використано при проектуванні автовокзалу, розташованого в місті Діяна в іракському Курдистані, і в навчальному процесі Харківської національної академії міського господарства.

#### **Особистий внесок здобувача:**

1 - проведено аналіз літературних джерел, присвячених експериментальному і теоретичному дослідженню стислих залізобетонних елементів з непрямыми арматурами;

2 - розроблено робочі креслення касетних сталевих форм для виготовлення моделей колон квадратного перерізу;

3 - розроблено технологію виготовлення експериментальних бетонних, залізобетонних і сталезалізобетонних елементів;

4 - розроблено методику проведення експерименту з підготовкою і проведенням тензометричних (механічних та електричних) вимірів напружено-деформованого стану поперечних пластин і бетону експериментальних конструкцій при осьовому стиску;

5 - експериментально і теоретично досліджено характер зміни коефіцієнта поперечної деформації стислих бетонних зразків від початку навантаження та до руйнування;

6 - проведено камеральну обробку результатів експериментальних досліджень;

7 - участь у розробці критеріального рівняння зв'язку між інтенсивністю напруження  $\sigma_i$  (що обумовлена другим інваріантом девіатора напружень) і першим інваріантом тензора напруження на основі врахування властивостей циклоїди;

8 - впровадження результатів дисертаційної роботи.

**Апробація роботи.** Основні результати дисертаційної роботи доповідалися і обговорювалися на:

- Шостій науково - технічній конференції «Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація» (м. Кривий Ріг, 2004 р.);

- VI Міжнародному симпозиумі «Механіка і фізика руйнування будівельних матеріалів та конструкцій» (м. Ужгород, 2005 р.);
- Міжнародній науково-практичній конференції «Баштові споруди: матеріали, конструкції, технології» (м. Макіївка, 2005 р.);
- XXXIV науково-технічній конференції викладачів, аспірантів і співробітників Харківської національної академії міського господарства. (Харків, ХНАМГ, 2008).

**Публікації.** Основні положення дисертації та результати досліджень опубліковано в 8 друкованих працях, 6 з яких входять у наукові збірники, рекомендовані ВАК України, як фахові видання.

**Структура і обсяг дисертації.** Дисертація складається із вступу, п'яти розділів, основних висновків і списку літератури з 156 найменувань. Загальний обсяг роботи - 145 сторінок, у тому числі 45 рисунків, 23 таблиці і 2 сторінки додатка.

## ОСНОВНИЙ ЗМІСТ РОБОТИ

**У вступі** наведені актуальність проведених досліджень і короткий огляд літературних джерел.

**У першому розділі** проведено огляд і аналіз експериментальних та теоретичних досліджень напружено-деформованого стану залізобетонних (ЗБ) елементів з різними видами армування. У розвиток ідей зовнішнього і внутрішнього армування будівельних конструкцій внесли вклад багато дослідників: Н.А. Абрамов, О.М. Альперіна, К. К. Бакіров, Ян. Брудка, А. П. Васильєв, П. Ф. Вахненко, О.Ф. Віноградова, О.О. Гвоздьєв, В.І. Гнедовський, М.М. Губій, В. І. Довгалюк, О.О. Долженко, Р. Залігер, А.С. Зурабян, В.І. Карпинський, Н.О. Котлова, Г.Ф. Кузнєцов, А.С. Курилло, А.Ф. Ліпатов, Л.К. Лукша, О.В. Лобяк, В.Ф. Маренін, М.Г. Матков, О.С. Мацкевич, Г.А. Молодченко, В.П. Некрасов, Г.П. Передерій, В.А. Росновський, В.М. Рудаков, Г.Ш. Салія, Р.С. Санжаровський, О. В. Семко, Л.І. Стороженко, Б.П. Філіппов, Е.А. Чистяков, Е.Д. Чихладзе, О.Л. Шагін, В.С. Шмуклер та ін.

Огляд літератури підтверджує актуальність дослідження і показує, що армування тонколистовими пластинками має переваги перед іншими видами поперечного армування. Такий вид армування приводить до зниження витрати металу за рахунок більш повного використання показників міцності, як поздовжніх арматур, так і бетону.

Напружено-деформований стан сталезалізобетонних колон з поперечним армуванням у вигляді тонколистових арматур досліджено недостатньо, крім того, і теоретичний розрахунок вимагає подальшого вдосконалення. На підставі цього й була сформульована мета роботи.

У другому розділі розглянуто конструкції експериментальних зразків, технологія їхнього виготовлення, методика і основні результати експериментальних досліджень.

Програмою експериментальних досліджень було передбачене виготовлення чотирьох серій дослідних зразків, які надалі йменуються серіями А, Б, В, Г. У кожену із цих серій входило: дванадцять бетонних зразків, три залізобетонних і дев'ять сталезалізобетонних елементів. Таким чином, нами було виготовлено 96 зразків - (чотири серії по 24 зразка в кожній) для випробувань на осьовий стиск.

Зразки серій А, Б були виготовлені з важкого бетону класу В35 по міцності на стиск, а зразки серій В, Г - з важкого бетону класу В50. У таблиці 1 наведено склад важкого бетону за вагою.

Таблиця 1

Склад важкого бетону за вагою

Клас бетону по міцності на стиск	Витрата матеріалів на 1м <sup>3</sup> бетонної суміші, кг					В/Ц
	Цемент М500	Пісок крупністю 2,4 мм	Гранітний щебінь фракцією 5..10 мм	Вода	Пластифікатор С-3	
В35	280	631	1244	207	-	0,74
В50	480	464	1207	218	2,4	0,45

Дослідні зразки запроєктовано у вигляді бетонних призм розміром 150x150x600 мм, 150x150x100 мм і 150x150x75 мм, а також кубиків з ребром 150 мм. Одночасно з бетонними зразками виготовляли залізобетонні і сталезалізобетонні елементи у вигляді призм розміром 150x150x600 мм. Поздовжні арматури склалися із чотирьох стрижнів Ø12 мм зі сталі класу А400С, що має наступні механічні характеристики: межа міцності  $\sigma_b = 54,7$  кН/см<sup>2</sup>; межа текучості  $\sigma_T = 40,2$  кН/см<sup>2</sup> і відносне подовження  $\varepsilon = 0,39$ .

Поперечні стрижні залізобетонних і кінцеві поперечні стрижні арматурних каркасів сталезалізобетонних елементів виготовлені з холодноотягнутого дроту періодичного профілю Вр-І діаметром 4 мм.

Крок сталевих пластин сталезалізобетонних призм кожної серії прийнято у середній їхній частині рівним відповідно 150 мм, 100 мм і 75 мм. При цьому поперечні пластини сталезалізобетонних елементів серій А і В є суцільними (без отворів), а пластини елементів серій Б і Г мають осьові отвори діаметром відповідно Ø60мм та Ø75мм.

Виготовлення елементів арматурних каркасів та їхня зборка виконано в механічних майстернях Харківської національної академії міського господарства.

Бетонування проводили у формах спеціальної конструкції, які являють собою спарені одиночні форми касетного типу, змонтовані на загальному піддоні зі сталевих аркуша товщиною 6 мм. Бічні стінки зі сталевих аркуша товщиною 6 мм збірно-розбірні із внутрішніми пазами для перегородок-касет.

Спарені форми виготовлено з високими технологічними параметрами: відхилення від площини опорних поверхонь кубів і призм, що прилягають до плит пресу, не перевищують 0,1 мм, а відхилення від ортогональності суміжних граней кубів і призм не перевищують 0,5 мм.

Кількість форм було підбрано таким чином, щоб одночасно з одного замісу бетонної суміші можна було виготовити всі 24 дослідних зразки даної серії. Ущільнення бетонної суміші у формах здійснювалось на вібростолі. Всі зразки до випробування зберігали в герметичній поліетиленовій ємкості при постійних умовах температури та вологості від 90 до 210 днів у горизонтальному положенні. За 10 - 15 днів до випробування їх розгерметизували й зберігали в повітряно-сухих умовах у лабораторії. Всі дослідні зразки було випробувано при короткочасних статичних навантаженнях на осьовий стиск у гідравлічному пресі ПСУ-250. Навантаження дослідного зразка проводили ступенями, рівними 0.25 - 0.3МПа, що становить приблизно 10% від передбаченого руйнівного навантаження, з витримкою навантаження на кожному ступені протягом 10 хвилин, аж до руйнування з фіксацією на кожному ступені величин деформацій. При цьому на кожному ступені відлік знімали на початку й кінці витримки.

Для виміру деформацій у пластинах було використано тензорезистори, розміщений на суцільних пластинах по два: один з одного боку, а другий із протилежної сторони перпендикулярно першому, а на пластинах, які мають отвори, по чотири тензорезистори навколо отвору.

Вимір поздовжніх і поперечних деформацій бетонних, залізобетонних і сталезалізобетонних зразків робили двома методами: інструментальним (механічним) і електротензометричним.

Аналіз результатів випробувань бетонних зразків всіх серій показує, що при відношенні, наприклад,  $h/b=0,5$  руйнівне навантаження в порівнянні із кубиковим (ребро 150 мм) збільшується незалежно від класу (міцності) бетону в середньому на 72%, а призмове міцність  $R_{bn}$  становить (0,69 - 0,78) кубикової, тобто  $R_{bn}=(0,69 - 0,78) R_{bk}$ . При цьому для пластифікованого бетону (серії «В» і «Г») помітно зниження коефіцієнта зміцнення бетону  $\eta$  по мірі зменшення висоти дослідного зразка (2,12 і 2,21 проти 2,41 і 2,53 при  $h=75$ мм; і 1,69 і 1,71 проти 1,86 і 2,03 при  $h=100$ мм) (табл. 2, 3).

Експериментально підтверджено, що бетонні куби й призми висотою 100 мм та 75 мм незалежно від міцності і складу бетону при руйнуванні здобувають форму двох усічених пірамід, звернених один до одного вершинами, а руйнування призми висотою 600 мм супроводжується утворенням і поширенням похилих тріщин у площинах ковзання з наступним поділом її на окремі частини.

Дослідним шляхом встановлена ідентичність кутів ковзання (руйнування)  $\Phi$  для бетонних зразків у рамках кожної серії, величина яких для серій «А» і «Б» склала приблизно  $65 - 67^{\circ}$ , а серій «В» і «Г» відповідно  $61 - 63^{\circ}$ .



Таблиця 2

Характеристика і усереднені результати випробувань бетонних зразків перерізом 150x150 мм і висотою  $h_i$  серій «А», «Б», «В» й «Г» на осьовий стиск (без змащення торців)

Серія	Марка зразків	Висота зразка $h_i$ , мм	Навантаження, що руйнує $F$ , кН	Міцність, кН/см <sup>2</sup>		Коефіцієнт зміцнення бетону $\eta = R_{bi}/R_{bn}$	Характер руйнування бетону
				$R_{bn}$	$R_{bi}$		
1	2	3	4	5	6	7	8
«А»	А-1	600	526,20	22,34	-	1	Руйнування за рахунок зрушення однієї частини зразка щодо іншої
	А-2	150	770,00	-	3,42	1,46	
	А-3	100	1068,30	-	4,75	2,03	
	А-4	75	1333,40	-	5,93	2,53	
«Б»	Б-1	600	630,00	2,80	-	1	
	Б-2	150	864,90	-	3,84	1,37	
	Б-3	100	1168,30	-	5,19	1,85	
	Б-4	75	1518,33	-	6,75	2,41	
«В»	В-1	600	916,70	4,07	-	1	
	В-2	150	1168,33	-	5,19	1,28	
	В-3	100	1545,00	-	6,87	1,69	
	В-4	75	1941,70	-	8,63	2,12	
«Г»	Г-1	600	841,70	3,74	-	1	
	Г-2	150	1098,33	-	4,88	1,31	
	Г-3	100	1460,25	-	6,49	1,74	
	Г-4	75	1860,00	-	8,27	2,21	

Також встановлено, що при руйнуванні залізобетонних і сталезалізобетонних елементів характер поведінки аналогічного бетону в їхньому складі практично не міняється, чого не можна сказати про його міцність.

Уже при кроці пластин  $S=150$  мм, коли рівень нормального напруження  $\sigma$  досягає призмової міцності ( $\sigma \geq R_{bn}$ ), крайні «волокна» бетону в рамках захисного шару товщиною  $a=D$ , де  $D$  - діаметр поздовжніх арматур (за межами контуру пластини розміром сторони  $b_n=146$  мм  $< b=150$  мм) починають руйнуватися і втягувати в роботу сусідні «волокна», які в остаточному підсумку визначають границі ядра перерізу сталезалізобетонного елемента (СтЗБЕ). Шляхом виміру штангенінструментом нами зафіксовані границі ядра перерізу СтЗБЕ залежно від кроку поперечних пластин  $S$ , які не є постійними, а змінюються в міру насичення бетону пластинчастими арматурами.

В ході випробувань підтвердилась залежність площі перерізу ядра СтЗБЕ від товщини захисного шару бетону «а», розміру сторони поперечної пластини  $b_n$ , діаметрів поздовжньої  $D$  і поперечної  $d$  арматури, що у загальному

вигляді, незалежно від якості і складу бетону та суцільності поперечних пластин, може бути виражена формулою

$$A_u = b_1^2, \quad (1)$$

де  $b_1$  – сторона квадратного перерізу ядра елемента.

Таблиця 3

Характеристика і усереднені результати випробувань бетонних, ЗБ і СтЗБ елементів перерізом 150x150 мм, висотою  $h=600$ мм серій «А», «Б», «В» й «Г») на осьовий стиск (без змащення торців)

Серія	Марка елемента	Крок поперечних пластин, мм	Руйнівне навантаження, кН, сприймане		Площа перерізу ядра елемента, см <sup>2</sup>	Рівень напруження на стадії руйнування, кН/см <sup>2</sup>		Коефіцієнт зміцнення бетону ядра перерізу $\eta = R_{bi}^*/R_{bn}$
			бетоном	арматурою		бетона ( $R_{bn}^*$ )	арматури ( $\sigma_a$ )	
1	2	3	4	5	6	7	8	9
«А»	А-1	-	526,20	148,8	225,00	2,34	32,92	1
	А-5	-	526,20			2,34		
	А-6	150	699,53			3,47		
	А-7	100	806,20			4,36		
	А-8	75	933,20			5,52		
«Б»	Б-1	-	630,00	150,0	225,00	2,80	33,19	1
	Б-5	-	630,00			2,80		
	Б-6	150	751,00			3,73		
	Б-7	100	840,00			4,54		
	Б-8	75	931,70			5,51		
«В»	В-1	-	916,70	231,6	225,00	4,07	51,24	1
	В-5	-	916,70			4,07		
	В-6	150	1074,40			5,33		
	В-7	100	1190,10			6,44		
	В-8	75	1290,70			7,64		
«Г»	Г-1	-	841,70	220,0	225,00	3,74	48,67	1
	Г-5	-	841,70			3,74		
	Г-6	150	951,70			4,72		
	Г-7	100	1110,00			6,16		
	Г-8	75	1260,00			7,46		

При кроці пластин  $S=150$  мм (приторцьові відсіки):

$$b_1 = 0,5[(b_0 + D + 2d) + b], \quad (2)$$

те ж, при  $S=100$  мм (середні відсіки):

$$b_1 = 0,5[(b_0 + D) + b_n], \quad (3)$$

те ж, при  $S=75$  мм (середні відсіки):

$$b_1 = 0,5[b_0 + b_n], \quad (4)$$

$b_0$ - осьова відстань між стрижнями поздовжніх арматур:

$$b_0 = b - 3D. \quad (5)$$

На закінчення особливо слід зазначити і факт існування однозначної закономірності зміцнення бетону в складі СтЗБЕ як при наявності суцільних поперечних пластин, так і при пластинах з осьовими технологічними отворами (табл. 4).

Таблиця 4

Порівняння коефіцієнтів зміцнення ідентичного бетону  $\eta$  у складі бетонних зразків висотою  $h = 150; 100$  і  $75$  мм і відповідного бетону в складі СтЗБЕ  $\eta^*$  при кроці поперечних пластин  $S = 150; 100$  і  $75$  мм

Серія	Марка зразків		Коефіцієнт зміцнення бетону		$\Delta = \frac{(\eta - \eta^*)}{\eta} \times 100\%$	Примітка
	бетон	СтЗБЕ	$\eta$	$\eta^*$		
1	2	3	4	5	6	7
«А»	А-2	А-6	1,46	1,48	-1,37	S=h=150мм
	А-3	А-7	2,03	1,87	7,88	S=h=100мм
	А-4	А-8	2,53	2,36	6,72	S=h=75мм
«Б»	Б-2	Б-6	1,37	1,33	2,92	S=h=150мм
	Б-3	Б-7	1,85	1,62	2,43	S=h=100мм
	Б-4	Б-8	2,41	1,97	18,26	S=h=75мм
«В»	В-2	В-6	1,28	1,31	-2,34	S=h=150мм
	В-3	В-7	1,69	1,58	6,50	S=h=100мм
	В-4	В-8	2,12	1,88	11,32	S=h=75мм
«Г»	Г-2	Г-6	1,31	1,26	3,82	S=h=150мм
	Г-3	Г-7	1,74	1,65	5,17	S=h=100мм
	Г-4	Г-8	2,21	2,00	9,50	S=h=75мм

У третьому розділі розглянуто результати експериментальних досліджень деформативності дослідних елементів. На основі даних побудовано графіки залежності поздовжніх і поперечних деформацій бетону від діючого стискального зусилля, досліджено характер зміни коефіцієнту поперечної деформації бетону та напружено-деформований стан поперечних пластин.

Для виміру поздовжніх і поперечних деформацій бетону застосовано тензорезистори типу ПКБ-50-400 і ПКБ-100-600 з базою відповідно 50мм і 100мм, важільні тензометри ТР із ціною поділки 0,001мм та індикатори годинникового типу ІІГМ із ціною поділки 0,001мм.

У зразках серії А максимальні поздовжні деформації склали: бетонної призми А-1 1,05%, куба А-2 2,2%, призми А-3 3,1%, призми А-4 5,6%, залізобетонних зразків А-5 1,4%, СтЗБЕ із кроком поперечних пластин 150мм А-6 1,3%, те ж із кроком 100мм А-7 2,21% і із кроком 75мм А-8 2,6%, тобто,

негнучкі бетонні конструкції працюють на осьовий стиск ефективніше і залізобетонних, і сталезалізобетонних. Поздовжні деформації елементів А-6, А-7 і А-8 розвивалися за лінійним законом до навантажень, що становлять 0,4 - 0,5 від руйнуючих, зі збільшенням стискального зусилля кривизна, як поздовжніх, так і поперечних деформацій, збільшувалася стосовно осі ординат (рис.1).

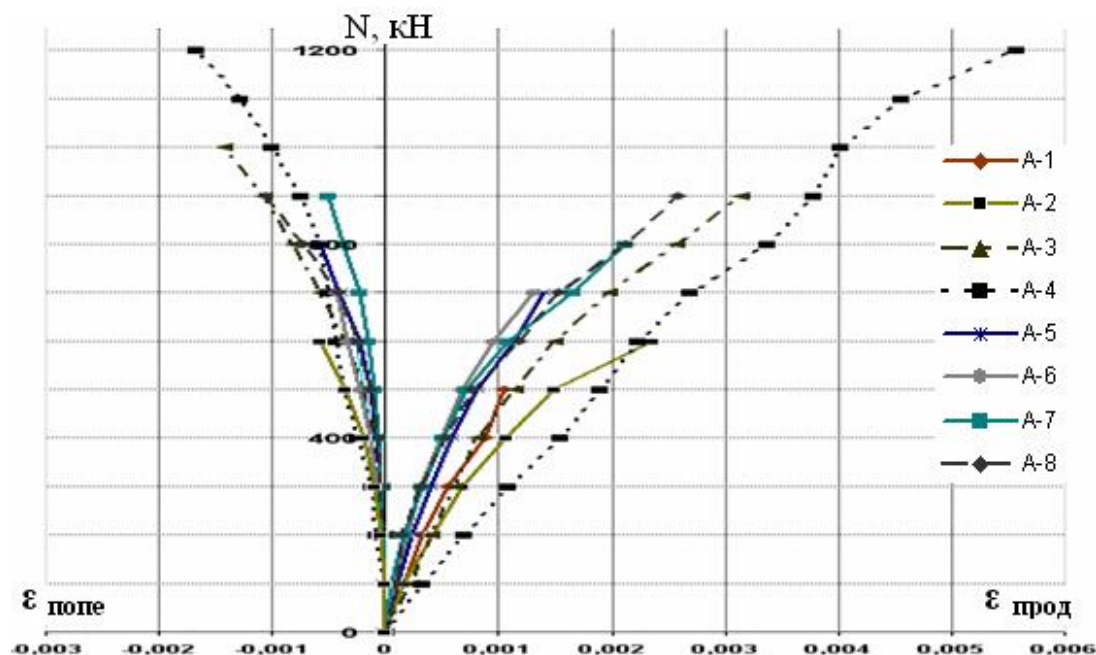


Рис.1. Залежність поздовжніх і поперечних деформацій зразків серії А від стискального зусилля

У зразках серії Б максимальні поздовжні деформації склали: бетонної призми Б-1 1,2‰, куба Б-2 2,25‰, призми Б-3 3‰, призми Б-4 4,5‰, залізобетонних зразків Б-5 1,3‰, СтЗБЕ із кроком поперечних пластин 150мм Б-6 1,6‰, те ж із кроком 100мм Б-7 2,5 ‰ і із кроком 75мм Б-8 3,07‰ (рис. 2).

У зразках серії В максимальні поздовжні деформації склали: бетонної призми В-1 1,3‰, куба В-2 3,01‰, призми В-3 3,3‰, призми В-4 3,38‰, залізобетонних зразків В-5 2,25‰, СтЗБЕ із кроком поперечних пластин 150мм В-6 2,8‰, те ж із кроком 100мм В-7 3,1‰ і із кроком 75мм В-8 4,3‰ (рис. 3).

Руйнування елементів В-6, В-7 і В-8 носило пластичний характер, на відміну від бетонних і залізобетонних зразків, при цьому до 0,3 - 0,4 від руйнівних навантажень деформація розвивалася прямолінійно, а зі збільшенням навантажень кривизна поздовжніх деформацій збільшувалася щодо осі ординат.

У зразках серії Г максимальні поздовжні деформації склали: бетонної призми Г-1 1,5‰, куба Г-2 3,3‰, призми Г-3 3,7‰, призми Г-4 3,9‰, залізобетонних зразків Г-5 2,45‰, СтЗБЕ із кроком поперечних пластин 150мм Г-6 2,7‰, те ж із кроком 100мм Г-7 2,5‰ і із кроком 75мм Г-8 3,4‰ (рис.4).

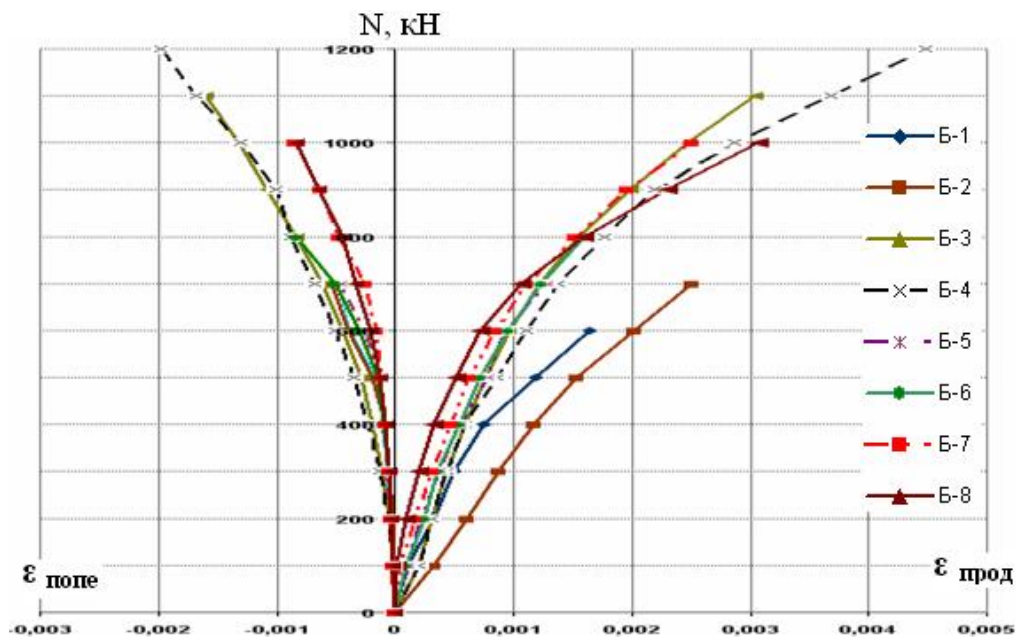


Рис.2. Залежність поздовжніх і поперечних деформацій зразків серії Б від стискального зусилля

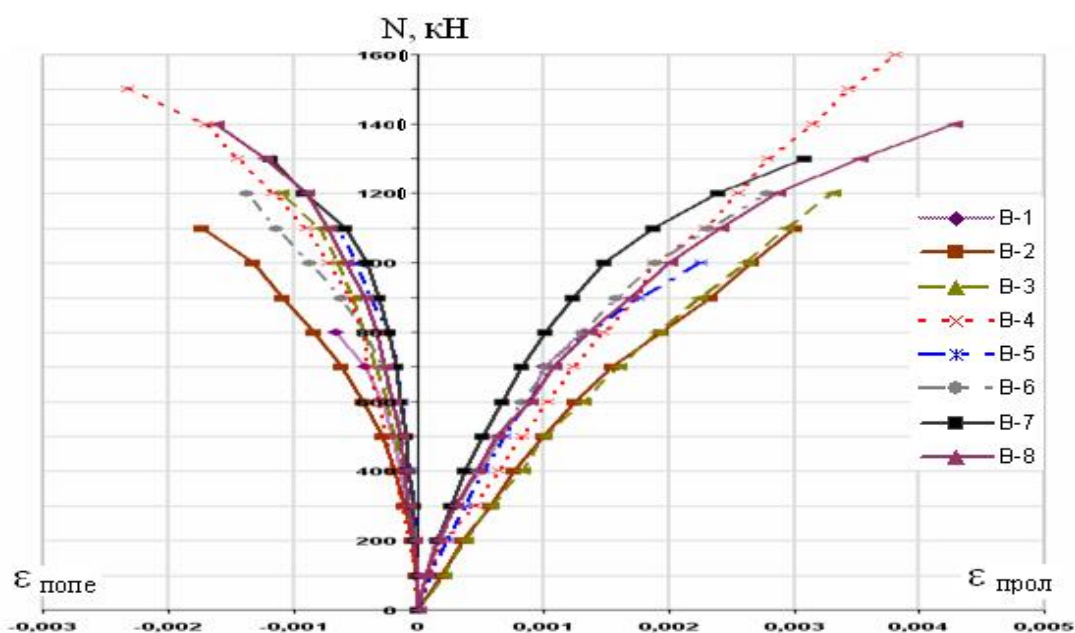


Рис. 3. Залежність поздовжніх і поперечних деформацій зразків серії В від стискального зусилля

При цьому, за характером руйнування елементи Г-6, Г-7 і Г-8 практично не відрізнялися відповідно від елементів В-6, В-7 і В-8.

У процесі експериментальних досліджень замірялися поздовжні деформації в поперечних пластинках. Для цього перед бетонуванням СтЗБЕ на пластинки наклеювали, на рівній відстані від осі арматурного каркаса, тензорезистори типу ПКБ-20-200: на суцільні пластинки по два тензорезистори

хрестоподібно (один з одного боку, а другий із протилежної сторони перпендикулярно першому), а на пластини, що мають отвори, по чотири тензорезистори.

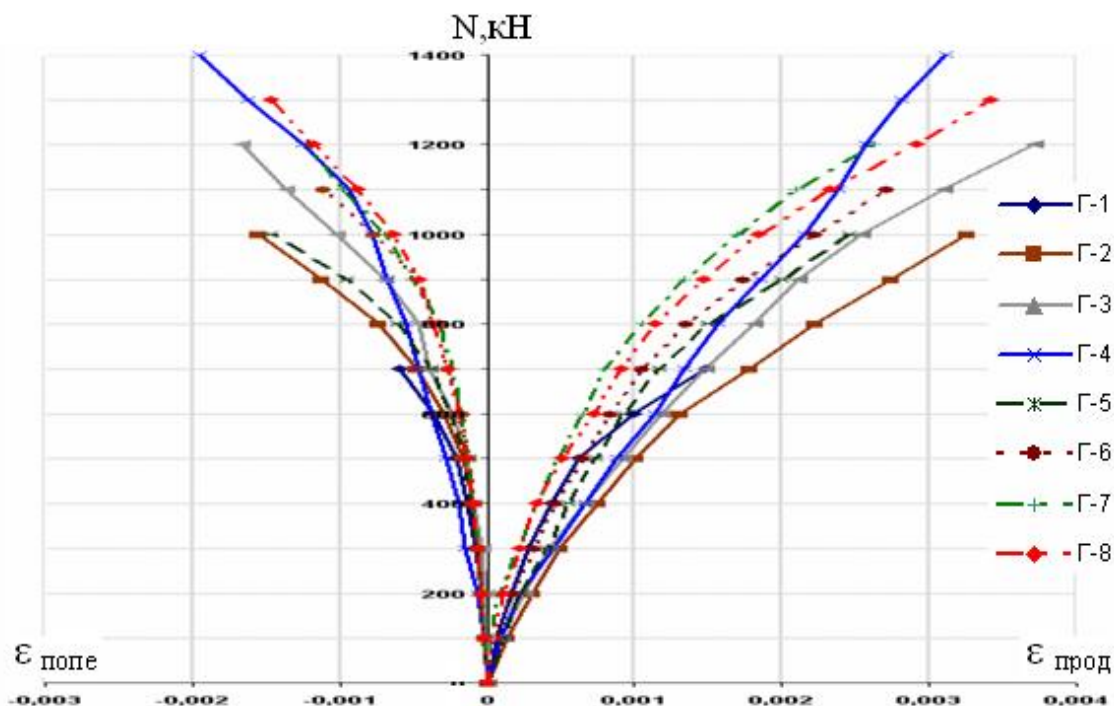


Рис. 4. Залежність поздовжніх і поперечних деформацій зразків серії Г від стискального зусилля

У процесі навантаження СтЗБЕ серії «А» на стадії поперед руйнування були зафіксовані наступні (середні) поздовжні деформації поперечних пластин: елемента А-6  $\varepsilon_1 = 51 \cdot 10^{-5}$ ; те ж, А-7  $\varepsilon_1 = 14 \cdot 10^{-5}$ ; те ж А-8  $\varepsilon_1 = 15 \cdot 10^{-5}$ .

Отримані результати дозволяють констатувати, що максимальні напруження, що розтягують  $\sigma_p$ , у поперечних пластинах, незалежно від їхнього кроку, були в межах  $\sigma_p = 28-100$  МПа, тобто набагато менше границі текучості сталі  $\sigma_T = 225$  МПа.

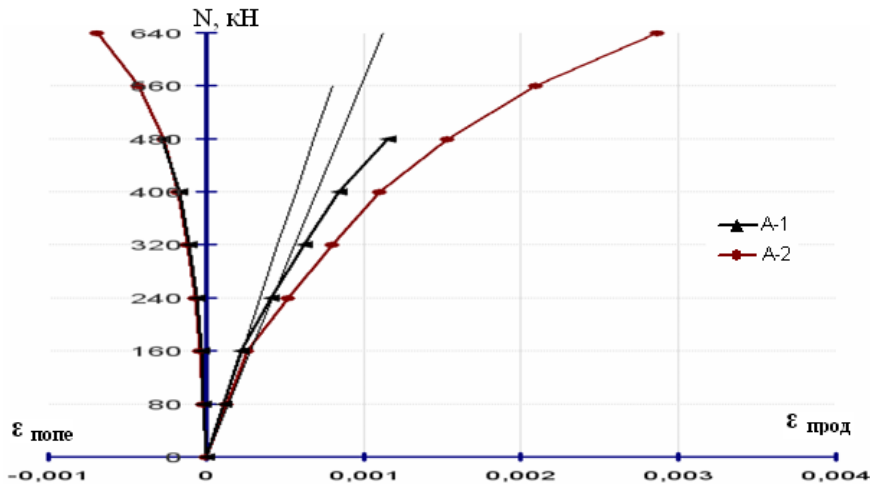
Аналогічні результати вимірів деформацій у поперечних пластинах елементів Б-6, Б-7 і Б-8; В-6, В-7 і В-8 і Г-6, Г-7, Г-8 підтвердили характер поведінки пластинок у складі СтЗБЕ і рівень напруженого стану їхнього матеріалу. У кожному елементі дослідних серій (А, Б, В і Г) рівень осьових напружень, що розтягують,  $\sigma_p$ , у поперечних пластинах був у рамках  $28 \text{ МПа} \leq \sigma_p \leq 100 \text{ МПа}$ .

Дослідні дані, які отримано, надали можливість дисертантові допустити, що тонколистові поперечні пластини незалежно від їх суцільності, кроку і класу бетону на всьому діапазоні навантаження працюють у пружній стадії, тобто вони виконують функцію проміжних опорних плит - розподільника силового потоку в «тілі» бетону елементарної призми СтЗБЕ.

Результати виміру усереднених поздовжніх і поперечних деформацій бетону дослідних бетонних призм і кубів, відповідно, серій А, Б, В і Г показано на графіках (рис. 5, 6). За цими даними, у межах лінійних залежностей  $\varepsilon_1 = f(\sigma)$  і

$\varepsilon_2 = f(\sigma)$ , визначено середні коефіцієнти Пуассона  $\nu$  для бетону кожної серії: серії «А» -  $\nu = 0,133$ , серії «Б» -  $\nu = 0,145$ , серії «В» -  $\nu = 0,157$  і серії «Г» -  $\nu = 0,151$ .

а)



б)

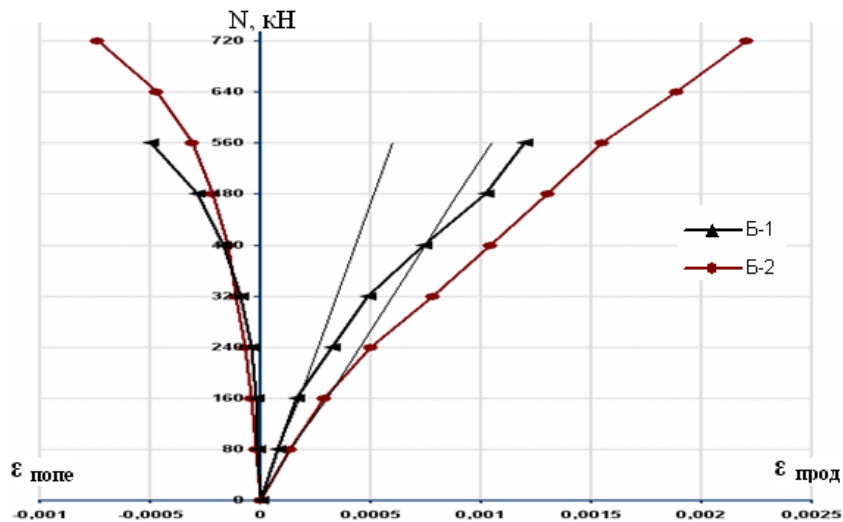
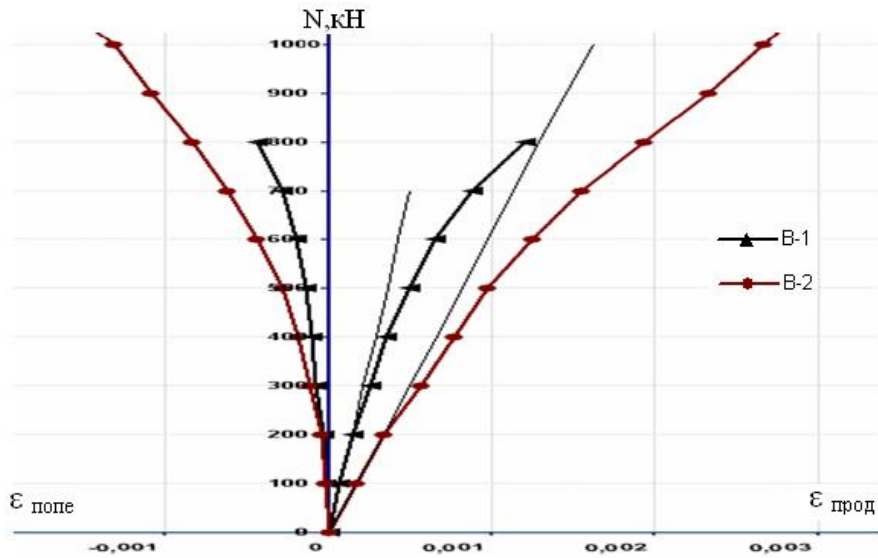


Рис. 5. Графік залежності поздовжніх і поперечних деформацій від стискального зусилля для визначення коефіцієнта Пуассона: а) серії «А»; б) серії «Б»

а)



б)

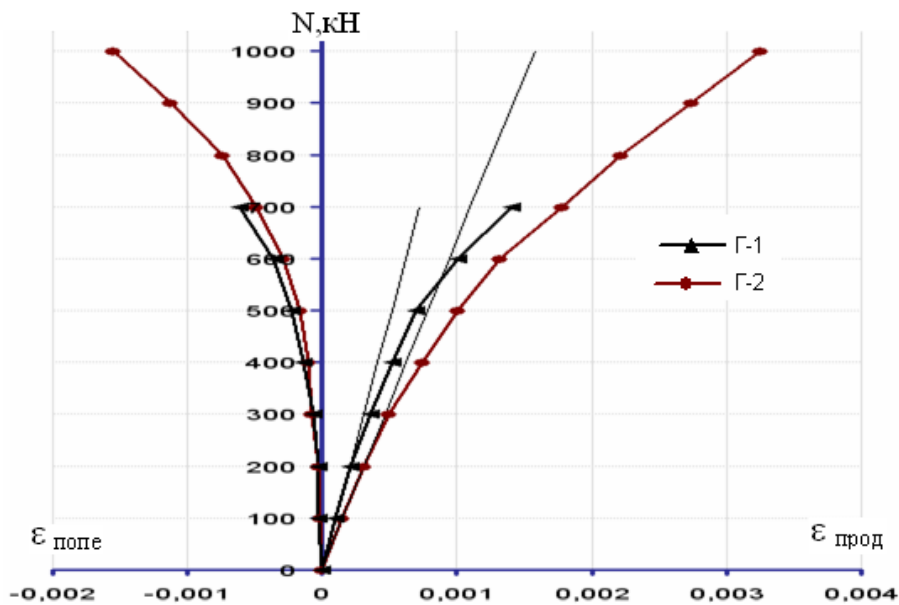


Рис. 6. Графік залежності поздовжніх і поперечних деформацій від стискального зусилля для визначення коефіцієнта Пуассона: а) серії «В»; б) серії «Г»

При рівні нормальних напружень  $\sigma = 0,9R_{bn}$  середній коефіцієнт поперечної деформації  $\nu^*$  склав: для бетону серії «А»  $\nu^* = 0,28$ , те ж серії «Б»  $\nu^* = 0,37$ , те ж серії «В»  $\nu^* = 0,33$ , те ж серії «Г»  $\nu^* = 0,36$ .



У четвертому розділі розроблено методику розрахунку коротких стислих СтЗБЕ.

У рамках механіки руйнування МПС (мікрополяризованого середовища), яка розроблена В.М. Рудаковим, нами прийнято, що важкий бетон можна віднести до полікристала, основним мікроелементом якого є структурний елемент Полінга в образі «перекрученого» октаедру - тетрагональної біпіраміди з кутом нахилу бічної грані до основи  $\Phi$ .

Бетон, як й інші реальні кристалічні матеріали, наділений механічними параметрами: коефіцієнтом поперечної деформації (коефіцієнтом Пуассона  $\nu$ ) і кутом ковзання (руйнування)  $\Phi$ . При цьому коефіцієнт  $\nu$  змінюється в межах:

$$0 < \nu \leq 0,5, \quad (6)$$

а кут ковзання (руйнування):

$$0 \leq \Phi < 90^\circ. \quad (7)$$

При осьовому стиску (розтяганні) бетон подібно іншим полікристалам руйнується уздовж площин ковзання, напрямом яких щодо площини дії осьової сили визначається кутом ковзання  $\Phi$ . Втрата міцності (руйнування) бетону при осьовому стиску (розтяганні) наступає в той момент, коли одне із двох напружень (нормальне або тангенціальне) від зовнішнього навантаження на поверхні, що обгинає лінії ковзання, не може бути врівноважено внутрішніми зв'язками.

Як основний критерій об'ємно-напруженого стану полікристалу, укладеного в гіпотетичну обойму з абсолютно твердими та ідеально гладкими стінками, тобто в умовах

$$\sigma_1 \geq \sigma_2 = \sigma_3, \quad (8)$$

де  $\sigma_1 > \sigma_2 > \sigma_3$  - головні напруження, прийнято рівняння вигляду

$$|S_3| = \sigma_0 \operatorname{tg} \frac{\Phi}{2}, \quad (9)$$

де  $S_3$  - найменше девіаторне напруження,  $\sigma_0$  - гідростатичне напруження, що отримане з умови рівності інтенсивності напружень  $\sigma_i$  (інваріантна характеристика) I-ому інваріанту тензора напружень  $I_{1\sigma}$  за допомогою фрикційного параметра  $\operatorname{tg} \frac{\Phi}{2}$ .

Для визначення фрикційного параметра  $\operatorname{tg} \frac{\Phi}{2}$  застосована аналогія побудови діаграми Мора, відповідно до якої рівняння (9) може бути виражене графічно у формі закономірності на площині  $\sigma_0$   $|S_3|$  за допомогою звичайної циклоїди. Побудова циклоїди наведена на рис.7. Як вихідний стан прийнята циклоїда, що утворюється ковзанням (поворотом) виробляючого кола радіусом  $r = |S_3|$  (і, відповідно, діаметром  $D = |S_1|$ , де  $S_1$  - найбільше девіаторне напруження) на кут  $\varphi = 90^\circ$ . Цей стан, на нашу думку, відповідає абсолютно твердому тілу, - для якого, як відомо,

$$|S_3| = \sigma_1/3 = \sigma_0, \quad (10)$$

$$\Phi_k = 90^0, \quad (11)$$

$$v_k = 0. \quad (12)$$

Для одержання функціональної залежності  $\Phi = f(v)$  рівняння (9) перетворено в рамках класичної механіки деформованого твердого тіла у вигляді

$$|S_3| = \frac{(1-2\nu)}{(1+\nu)} \sigma_0, \quad (13)$$

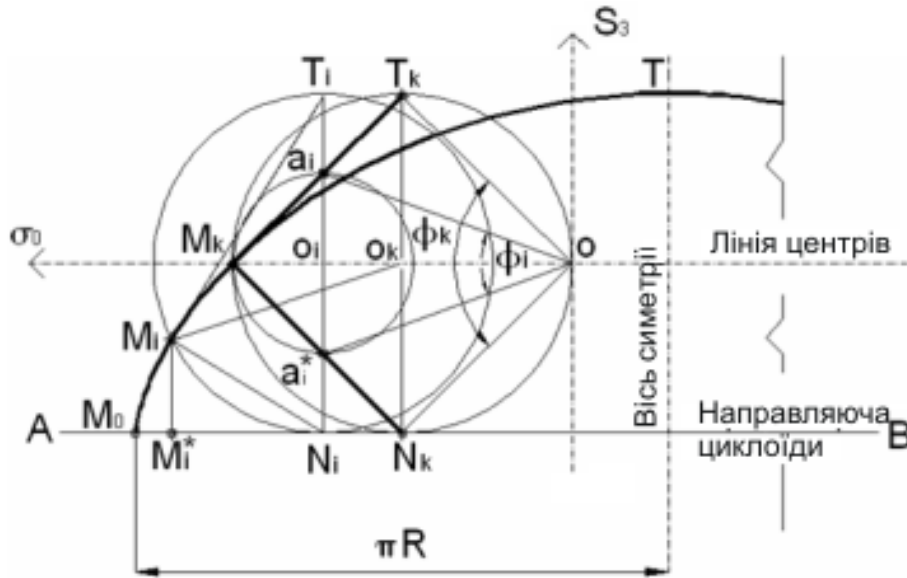


Рис. 7. Циклоїда на площині  $\sigma_0 0 S_3$  у рамках  $0 \leq \Phi_i \leq 900$

і, відповідно, (з врахуванням (9))

$$\operatorname{tg} \frac{\Phi}{2} = (1-2\nu)/(1+\nu). \quad (14)$$

На рис. 8 наведено характер руйнування парних бетонних зразків: призми і куба площею поперечного перерізу  $b \times b = b^2$  і висотою: відповідно, призми  $h_n = b \cdot \operatorname{tg} \Phi$  і куба  $h_k = b$ .

Шляхом афінного перетворення поверхні руйнування на площині  $XOY$  маємо:

$$\text{для призми} \quad A_b = b^2, \quad (15)$$

$$\text{для кубу} \quad A_{bk}^* = b^2 - (b - 2x_i)^2 = 4x_i(b - x_i), \quad (16)$$

де  $x_i$  - товщина поверхневого шару руйнування куба на площині  $XOY$ :

$$x_i = 0,5b/\operatorname{tg} \Phi_i. \quad (17)$$

Кут ковзання (руйнування)  $\Phi_i$  одержимо з умови рівності

$$A_b \cdot R_b = A_{bk}^* \cdot R_{bk} \quad (18)$$

Ввівши (15...17) в (18) і прийнявши відношення

$$R_{bk}/R_{Rb} = t, \quad (19)$$

будемо мати

$$\operatorname{tg}\Phi = t + \sqrt{t(t-1)}. \quad (20)$$

Умова автомодельності для геометрично та фізично подібних бетонних зразків впливає з рівняння:

$$\eta = \frac{A_{\max}}{A_{\min}^*}, \quad (21)$$

де  $A_{\max}$  - те ж, що в рівнянні (15),  $A_{\min}^*$  - визначається з рівняння (16); при цьому величина  $x_i^*$  - товщина поверхневого шару руйнування бетону, розташованого між пластинами на площині  $XOY$ , дорівнює:

$$x_i^* = \frac{0,5(S - t^*)}{\operatorname{tg}\Phi}; \quad (22)$$

$S$  - крок пластин у межах  $h$ ;  $t^*$  - товщина пластини (рис. 8).

Величина кутів ковзання  $\Phi$ , і порівняння експериментального та теоретичного коефіцієнта Пуассона бетону  $\nu$  для дослідних серій наведені в табл. 5, а дані порівняння експериментальної та теоретичної міцності СтЗБЕ в табл. 6.

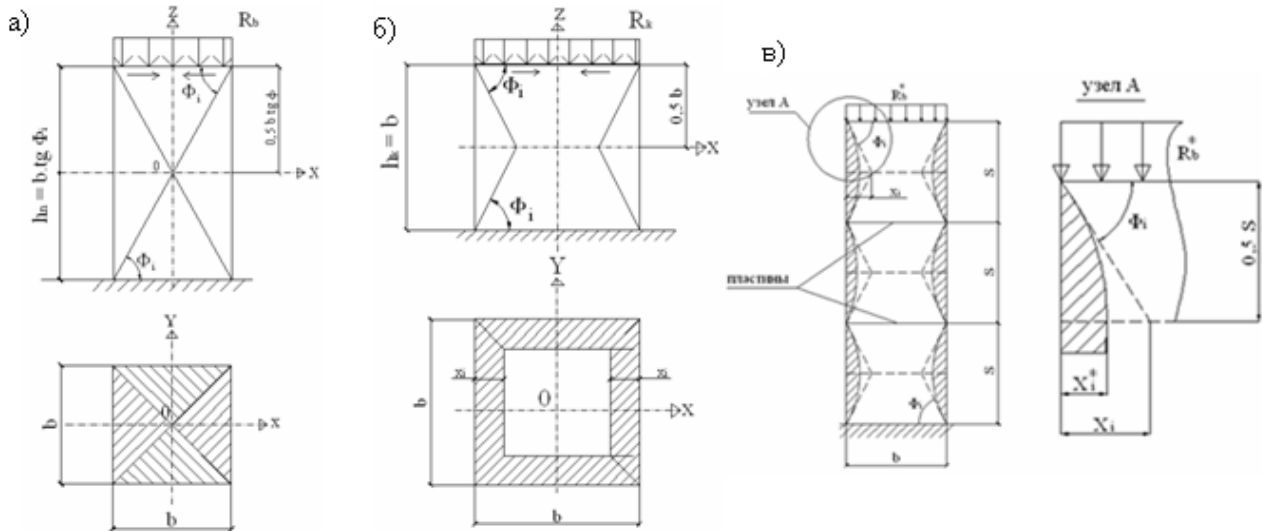


Рис. 8. Характер руйнування: а) призми; б) куба; в) СтЗБЕ зразку

Таблиця 5

Величина кутів ковзання  $\Phi$  і порівняння експериментального і теоретичного коефіцієнта Пуассона  $\nu$  для серій А, Б, В та Г

Параметри	Серія А	Серія Б	Серія В	Серія Г
$\Phi_{\text{експ}}$	66,38 <sup>0</sup>	64,42 <sup>0</sup>	61,83 <sup>0</sup>	62,68 <sup>0</sup>
$\nu_{\text{експ}} (\nu_{\text{теор.}})$ : призма	0,133 (0,13)	0,14 (0,141)	0,16 (0,154)	0,147 (0,15)
$\nu_{\text{експ}} (\nu_{\text{теор.}})$ : куб	0,134 (0,13)	0,15 (0,141)	0,15 (0,154)	0,155 (0,15)

Таблиця 6

Порівняння результатів дослідних і теоретичних досліджень міцності бетонних, залізобетонних і сталезалізобетонних елементів серій «А», «Б», «В» та «Г» при осьовому стиску

Серія	Марк а елем енту	Крок попереч них пластин, мм	Кут ковза ння бетон у, $\Phi$ , град	Площа перерізу ядра елем енту, $\text{см}^2$	Фактична міцність бетону, $\text{кН}/\text{см}^2$	Поверхня руйнуван ня на площині ХОУ, $\text{см}^2$	Коефіцієнт зміцнення бетону		$\Delta = \frac{(\eta_{on} - \eta_T)}{\eta_{on}} \times 100\%$
							експ. $\eta_{оп}$	теор. $\eta_T$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
А	А-1	немає	66,38	225,00	2,338	225,00	1	1	0
	А-2				3,422	153,75	1,464	1,464	0
	А-3				4,748	112,05	2,03	2,01	1,00
	А-4				5,926	87,63	2,534	2,568	-1,34
	А-5				2,338	225,00	1	1	0
	А-6	150		201,64	3,469	138,17	1,484	1,460	1,62
	А-7	100		184,96	4,360	100,94	1,865	1,833	1,72
	А-8	75		169,00	5,522	75,54	2,362	2,237	5,29
Б	Б-1	немає	64,42	225,00	2,80	225,00	1	1	0
	Б-2				3,844	168,29	1,373	1,337	2,62
	Б-3				5,193	124,59	1,85	1,806	2,38
	Б-4				6,748	98,09	2,41	2,294	4,81
	Б-5				2,80	225,00	1	1	0
	Б-6	150		201,64	3,725	146,89	1,331	1,373	-3,16
	Б-7	100		184,96	4,542	108,59	1,622	1,704	-5,06
	Б-8	75		169,00	5,513	81,63	1,969	2,070	-5,13
В	В-1	немає	61,83	225,00	4,074	225,00	1	1	0
	В-2				5,193	176,48	1,275	1,275	0
	В-3				6,867	132,00	1,686	1,705	-1,13
	В-4				8,63	104,38	2,118	2,156	-1,79
	В-5				4,074	225,00	1	1	0
	В-6	150		201,64	5,328	159,42	1,308	1,265	3,29
	В-7	100		184,96	6,434	120,25	1,580	1,538	2,66
	В-8	75		169,00	7,638	91,095	1,875	1,856	1,01
Г	Г-1	немає	62,68	225,00	3,741	225,00	1	1	0
	Г-2				4,882	172,41	1,305	1,305	0
	Г-3				6,493	128,28	1,736	1,754	-1,04
	Г-4				8,267	101,21	2,21	2,223	-0,59
	Г-5				3,741	225,00	1	1	0
	Г-6	150		201,64	4,720	154,22	1,262	1,308	-3,65
	Г-7	100		184,96	6,160	115,29	1,647	1,605	2,55
	Г-8	75		169,00	7,456	87,04	1,993	1,942	2,56

У п'ятому розділі наведено порівняння техніко-економічних показників трьох різних колон - ЗБ, СтЗБ і трубобетонної. Розрахунок підбора перерізу цих елементів проводився при осьовому стиску з випадковим ексцентриситетом і однаковим руйнівним навантаженням. Із цього розрахунку виходить, що при однаковому руйнівному навантаженні поперечний переріз СтЗБ і трубобетонної колони зменшується на  $\approx 53\%$  стосовно ЗБК. Виготовлення СтЗБК дешевше ЗБК і трубобетонної на 29,2 % та 19,8 % відповідно (табл.7).

Таблиця 7

Порівняння техніко-економічних показників ЗБ, СтЗБ і трубобетонної колон довжиною  $l = 3200$  мм

№ п/п	Тип колони	Поперечний переріз, мм	Характеристика поздовжньої арматури (труби)	Маса, кг	Руйнуюче навантаження, кН	Кошторисна вартість, грн.
1	2	3	4	5	6	7
1	ЗБ	450x450	4 $\varnothing$ 20 А400С $R_s=40$ кН/см <sup>2</sup>	1643	4474	418
2	СтЗБ	310x310, $t_n=1,2$ , $d_{отв}=150$ мм, $S=153$ мм		791	4465	296
3	Трубо-бетон	$\varnothing 351 \times 7$	$R_T = 24,5$ кН/см <sup>2</sup>	904	4427	369

### ОСНОВНІ ВИСНОВКИ

1. Експериментально встановлено, що досліджуваний конструкційний бетон при осьовому стиску, без усунення тертя по торцях зразків, руйнувався за рахунок зрушення уздовж площин ковзання, напрямком яких щодо площини дії нормальних напружень  $\sigma_1$  визначався кутом ковзання (руйнування)  $\Phi$ .

2. Для прийнятого складу важкого бетону кут ковзання  $\Phi$  є фізичною константою, тобто його величина не залежить від висоти призми.

3. Мінімальне руйнівне навантаження при осьовому стиску бетонних зразків квадратного перерізу  $b \times b$  проявляється при висоті призми  $h \geq b \cdot \operatorname{tg}\Phi$ . При осьовому стиску бетонних призм висотою  $h < b \cdot \operatorname{tg}\Phi$  руйнівне навантаження зростає назад пропорційно їхній висоті.

4. Для важкого бетону з кутом ковзання  $\Phi=61,83^\circ$  коефіцієнт Пуассона за даними випробувань трьох призм і трьох кубів склав  $\nu_{\text{експ}} = 0,157$ , проти теоретичного  $\nu_T = 0,154$ ; те ж з кутом  $\Phi=62,68^\circ$   $\nu_{\text{експ}} = \nu_T = 0,151$ , те ж з кутом  $\Phi=64,42^\circ$   $\nu_{\text{експ}} = 0,145$  проти  $\nu_T = 0,141$ ; те ж з кутом  $\Phi=66,38^\circ$   $\nu_{\text{експ}} = 0,133$  проти  $\nu_T = 0,13$ . При цьому коефіцієнт Пуассона  $\nu_{\text{експ}}$  замірився в початковій (пружній) стадії деформування бетону.

5. Результати дослідних випробувань коротких зразків на осьовий стиск показали, що по мірі зниження висоти ( $h$ ) бетонних зразків або зменшення кроку ( $S^*$ ) поперечних пластинок, бетон зміцнюється. При цьому середній коефіцієнт зміцнення бетону  $\eta$  залежно від співвідношення  $h(S^*)/b=1; 2/3; 0,5$  досяг наступних значень, відповідно: для звичайного бетону класу В35  $\eta=1,419; 1,94; 2,472$ ; те ж у складі СтЗБК -  $\eta^*=1,407; 1,744; 2,166$ ; для пластифікованого бетону класу В50  $\eta=1,29; 1,711; 2,164$ ; те ж у складі СтЗБК  $\eta^*=1,285; 1,614; 1,934$ .

6. Зменшення кроку поперечних пластин від  $S^* = b$  до  $S^* = 0,5 b$  викликає скорочення площі поперечного перерізу ядра стислої СтЗБК за рахунок

збільшення товщини захисного шару поздовжніх стрижневих арматур діаметром  $d = 12$  мм, яка склала: при кроці  $S^* = b$   $a' = 1/3 d = 4$  мм; те ж  $S^* = (2/3)b$   $a' = (3,5/6) d = 7$  мм; те ж  $S^* = 0,5 b$   $a' = (5/6) d = 10$  мм.

Незалежно від кроку поперечних пластин товщина захисного шару поздовжніх арматур не досягла величини діаметра  $d$ .

7. Дослідним шляхом встановлено, що тонколистова поперечна пластина незалежно від показника суцільності на всьому шляху навантаження випробовує напруження, що розтягують, у межах  $(0 - 0,4) \sigma_T$ , де  $\sigma_T$  - межа плинності листової сталі і, отже, поперечна пластина виконує функцію розподільника результуючого силового потоку інтенсивністю  $\sigma_1$ .

8. Осьові отвори діаметром  $d_{\text{вн}} = (0,4 - 0,5)b$ , які вирізані в поперечних пластинах, не знижують міцність стислої СтЗБК і не змінюють під навантаженням характер поведінки бетону в складі СтЗБК.

9. Оцінка міцності СтЗБК розглянутої конструкції в рамках розробленої методики дозволила встановити її високу надійність. Розбіжність прогнозованих результатів із практичними у всіх чотирьох серіях склала не більше 5,30%.

## СПИСОК ОПУБЛІКОВАНИХ ПРАЦЬ АВТОРА ЗА ТЕМОЮ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Рудаков В. Н. “Экспериментальные основы применимости энергетического I-интеграла (критерия Черепанова-Райса) к мелкозернистым и тяжелым бетонам при монотонном (безинерционном) нагружении” / Рудаков В. Н., Рахим Соран // Тезисы докл. XXXII научно - технич. конф. препод., асп., и сотрудников ХНАГХ. Ч. 1: Строительство, архитектура, экология. – Харьков: ХНАГХ, 2004. – С. 10-11.

Особистий внесок - участь у підготовці доповіді.

2. Рудаков В. Н. “Управление надежности сжатых сталебетонных конструкций в рамках дискретной модели деформируемого тела” / Рудаков В. Н., Рахим Соран // Сталезалізобетонні конструкції: дослідження, проектування, будівництво, експлуатація // Зб. наук. статей. - Вип. 6. - Кривий Ріг: КТУ, 2004. - С. 97-106.

Особистий внесок - пошук літературних джерел, оформлення та підготовка до друку.

3. Рудаков В. Н. “К расчёту прочности сжатых сталежелезобетонных конструкций, армированных продольной и косвенной арматурой” / Рудаков В. Н., Рахим Соран // Вісник ДонНАБА: Макіївка, 2005. – Вип. 8(56). – С. 30-37.

Особистий внесок - обробка результатів теоретичних та незалежних експериментальних досліджень.

4. Рудаков В. Н. “К применению энергетического критерия Райса-Черепанова для оценки прочности сталебетонных конструкций” / Рудаков В. Н., Рахим Соран, Стороженко И. А. // Механіка і фізика руйнування

будівельних матеріалів та конструкцій // Зб. наук. праць. - Вип. 6. За загальною ред. Й. Й. Лучка. – Львів: Каменяр, 2005. – С. 120-126.

Особистий внесок - пошук літературних джерел, оформлення та підготовка до друку.

5. Рудаков В. Н. “Расчёт сжатых сталежелезобетонных элементов с поперечной тонколистовой арматурой в рамках механики микрополяризованной среды”/ Рудаков В. Н., Рахим Соран // Вісник ДонНАБА: Макіївка, 2006. – Вип. 5(61). – С. 37-44.

Особистий внесок - обробка результатів теоретичних та незалежних експериментальних досліджень.

6. Рудаков В. Н. “Исследование несущей способности сжатых сталежелезобетонных элементов, армированных продольной стержневой поперечной тонколистовой арматурой”/ Рудаков В.Н., Рахим Соран // Коммунальное хозяйство городов. - Харьков: ХНАГХ. - Вып. 76. - Киев «Техніка», 2007.- С. 33-49.

Особистий внесок - участь у плануванні та проведенні експерименту.

7. Рудаков В. Н. “О прочности внецентренно-сжатого сталежелезобетонного элемента квадратного сечения обобщенной конструкции Лезера – Шинке” / Рудаков В. Н., Молодченко Г. А., Рахим Соран // Науковий вісник будівництва. - Вип. 41. - Харків: ХДТУБА, 2007. - С. 84-99.

Особистий внесок - участь у плануванні та проведенні експерименту.

8. Рудаков В.Н. “Разработка конструкции и физического метода расчета прочности сталежелезобетонной колонны, армированной продольной стержневой и поперечной тонколистовой арматурой с осевым технологическим отверстием” / Рудаков В.Н., Рахим Соран // Тезисы докладов XXXIV научно - техн. конф. препод., аспирантов и сотрудников ХНАГХ. Ч. 1: Строительство, архитектура, экология. - Харьков: ХНАГХ, 2008. – С. 72-76.

Особистий внесок - участь у підготовці доповіді.

## АНОТАЦІЯ

**Хама Рахім Соран. Міцність сталезалізобетонних елементів з поперечною тонколистовою арматурою при осьовому стисканні.**

**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, 2008.**

Дисертація присвячена питанням підтвердження доцільності проектування стислих елементів із застосуванням непрямого армування у вигляді тонколистових пластинок. Запропоновано досить простий і зручний метод розрахунку наведеної призмової міцності. Розроблено схеми армування несучої сталезалізобетонної конструкції для роботи в умовах статичного стиску з малими ексцентриситетами, армованою поздовжньою стержневою і поперечною тонколистовою (товщиною аркуша  $t = 1 - 2$  мм) арматурами, з



можливістю механічного (насосного) бетонування, як у горизонтальному, так і у вертикальному положеннях. Розроблено методику розрахунку міцності стислого сталезалізобетонного стрижня узагальненої конструкції з осесиметричним поперечним перерізом: квадратним і круглим (у рамках концептуальних фізичних подань механіки руйнування квазілінійного мікрополяризованого середовища у трактуванні В. М. Рудакова).

Експериментальні дані зрівняно з теоретичними значеннями. Результати досліджень впроваджено в практику проектування і будівництва, а також у навчальний процес.

**Ключові слова:** механіка руйнування, міцність стислого сталезалізобетонного стрижня, сталезалізобетонна конструкція.

## АННОТАЦИЯ

**Хама Рахим Соран. Прочность сталежелезобетонных элементов с поперечной тонколистовой арматурой при осевом сжатии.**

**Рукопись. Диссертация на соискание ученой степени кандидата технических наук по специальности 05.23.01 – строительные конструкции, здания, сооружения – Украинская государственная академия железнодорожного транспорта, Харьков 2008.**

Диссертация посвящена вопросам подтверждения целесообразности проектирования сжатых элементов с применением косвенного армирования в виде тонколистовых пластинок. Предложен достаточно простой и удобный метод расчета приведенной призматической прочности. Разработаны схемы армирования несущей сталежелезобетонной конструкции для работы в условиях статического сжатия с малыми эксцентриситетами, армированной продольной стержневой и поперечной тонколистовой (толщиной листа  $t=1-2$  мм) арматурой, с возможностью механического (насосного) бетонирования, как в горизонтальном, так и в вертикальном положениях. Разработана методика расчета прочности сжатого сталежелезобетонного стержня обобщенной конструкции с осесиметричным поперечным сечением: квадратным и круглым (в рамках концептуальных физических представлений механики разрушения квазилинейной микрополяризованной среды (МПС) в трактовке В. Н. Рудакова).

В процессе исследований по данным опытных исследований проанализирована работа железобетонных и сталежелезобетонных колонн с косвенным армированием; исследован характер разрушения бетонных образцов одного состава при осевом сжатии (с трением по торцам), идентичных по площади поперечного сечения, но разной высоты с замером угла скольжения (разрушения)  $\Phi$ ; исследован характер изменения коэффициента поперечной деформации  $\nu$  тяжелого бетона при осевом сжатии от начала нагружения вплоть до разрушения; исследована степень идентификации прочности конструкционного бетона класса В35 и В50 в составе сжатой СтЖБК квадратного сечения; установлена зависимость влияния на прочность сжатой

сталежелезобетонной конструкции (СтЖБК) показателя сплошности поперечных пластин; электротензометрическим методом исследован уровень НДС поперечных пластин независимо от показателя сплошности на всём диапазоне нагружения; разработан алгоритм расчета сталелезобетонных колонн с учетом отмеченных особенностей работы тяжелого бетона в составе СтЖБК.

Экспериментально установлено, что исследуемый конструкционный бетон при осевом сжатии, без устранения трения по торцам образцов, разрушался за счет сдвига вдоль плоскостей скольжения, направление которых относительно плоскости действия нормальных напряжений  $\sigma_1$  определялось углом скольжения (разрушения)  $\Phi$ , величина которого, в зависимости от качества бетона, составила  $\Phi = 61,83^0; 62,68^0; 64,42^0; 66,38^0$ . Для принятого состава тяжелого бетона угол скольжения  $\Phi$  является физической константой, т. е. его величина не зависит от высоты призмы. Минимальная разрушающая нагрузка при осевом сжатии бетонных образцов идентичных по составу и площади поперечного квадратного сечения  $b \times b$  проявляется при высоте призмы  $h \geq b \cdot \operatorname{tg}\Phi$ . При осевом сжатии бетонных призм высотой  $h < b \cdot \operatorname{tg}\Phi$ , идентичных по форме, размерам поперечного сечения и качеству бетона, разрушающая нагрузка растет обратно пропорционально их высоте. Для тяжелого бетона с углом скольжения  $\Phi=61,83^0$  коэффициент Пуассона по данным испытаний 3-х призм и 3-х кубов составил  $\nu_{\text{оп}}=0,157$ , против теоретического  $\nu_{\text{т}}=0,154$ ; то же с углом  $\Phi=62,68^0$   $\nu_{\text{оп}}= \nu_{\text{т}}=0,151$ , то же с углом  $\Phi=64,42^0$   $\nu_{\text{оп}}=0,145$  против  $\nu_{\text{т}}=0,141$ ; то же с углом  $\Phi=66,38^0$   $\nu_{\text{оп}}=0,133$  против  $\nu_{\text{т}}=0,13$ . При этом коэффициент Пуассона  $\nu_{\text{оп}}$  замерялся в начальной (упругой) стадии деформирования бетона. По мере уменьшения шага поперечных пластин от  $S^*=b$  до  $S^*=0,5b$  площадь поперечного сечения ядра СтЖБК сокращается за счет увеличения толщины защитного слоя продольной стержневой арматурой диаметром  $d = 12$  мм, которая составила: при шаге  $S^*=b$   $a'=1/3 d = 4$  мм; то же  $S^*=(2/3)b$   $a'=(3,5/6) d = 7$  мм; то же  $S^*=0,5b$   $a'=(5/6) d = 10$  мм. Независимо от шага поперечных пластин толщина защитного слоя продольной арматуры не достигла величины диаметра  $d$ .

Опытным путем установлено, что тонколистовая поперечная пластина независимо от показателя сплошности, т. е. сплошная или с осевым отверстием  $d_b=0,5b$ , в процессе сжатия СтЖБК на всем пути нагружения испытывает растягивающие напряжения в пределах  $(0,05 \dots 0,4) \sigma_{\text{т}}$ , где  $\sigma_{\text{т}}$  – предел текучести листовой стали и, следовательно, поперечная пластина выполняет функцию распределителя результирующего силового потока интенсивностью  $\sigma_1$ . Осевые отверстия диаметром  $d_{\text{вн}}=(0,4 \dots 0,5)b$ , вырезанные в поперечных пластинах, не снижают прочность сжатой СтЖБК и не меняют под нагрузкой характера поведения бетона в составе СтЖБК. Прочность сжатой СтЖБК определяется площадью поверхности разрушения бетонных призм, заключенных между поперечными пластинами, которая определяется в рамках механики разрушения квазилинейной МПС согласно принципу

автомодельности, эквивалентному нелинейному энергетическому критерию разрушения Райса-Черепанова.

Оценка прочности СтЖБК рассмотренной конструкции в рамках разработанной методики позволила установить ее высокую надежность. Расхождение прогнозируемых результатов с практическими во всех четырех сериях составило не более 5,30%. Экспериментальные данные сравнены с теоретическими значениями. Результаты исследований внедрены в практику проектирования и строительства, в также в учебный процесс.

**Ключевые слова:** механика разрушения, прочность сжатого сталежелезобетонного стержня, сталежелезобетонная конструкция.

### ABSTRACT

**Нама Рахим Соран. Toughness steel reinforced concrete elements with transverse finely sheet by armature under axial compression.**

**The Manuscript. The Thesis on competition degree Candidate of Technical Science (Ph.D. (Engineering)) specializing in 05.23.01- Engineering constructions, Buildings and Structures. Ukrainian State Academy of the Railway Transport, Kharkov, 2008.**

The Thesis is dedicated to questions of the acknowledgement to practicability of the designing compressed element with using indirect with armature in the manner of finely sheet plate. It is offered it is enough idle time and suitable when designing compressed from steel reinforced concrete element method calculation brought prism toughness. The Designed scheme armature carrying steel reinforced concrete designs for functioning (working) in condition of the steady-state compressing with small eccentricity, with armature longitudinal pivotal and transverse finely sheet (the thickness of the sheet  $t=1...2$  mm) by armature, with possibility mechanical (pumping) flood concrete, both in horizontal, and in vertical position. The Designed methods of the calculation to toughness compressed steel reinforced concrete peg generalized designs with symmetrical axis's by cross-section: square and round (within of framework of conceptual physical presentation mechanical engineers destructions quasi linear micropolarized ambiences in interpretation V. N. Rudakov).

Experimental given are compared to theoretical importances. The Results of the studies are introduced in practical person of the designing and construction, as well as in scholastic process.

**Keywords:** mechanics of the destruction, toughness compressed steel reinforced concrete peg, steel reinforced concrete design.

**АВТОРЕФЕРАТ**  
дисертації на здобуття наукового  
ступеня кандидата технічних наук

**МІЦНІСТЬ СТАЛЕЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ З ПОПЕРЕЧНОЮ  
ТОНКОЛИСТОВОЮ АРМАТУРОЮ ПРИ ОСЬОВОМУ СТИСКАННІ**

**Хама Рахім Соран**

Відповідальний за випуск к. т. н., доцент Шаповалов О. М.

---

Підписано до друку 10.10.2008.	Формат 60 x 84 1/16	Папір офісний
Друк на ризографі.	Умовн.- друк. арк. 0,9	
Тираж 100 прим.	Замовл. № 4174	

---

61002, м. Харків, ХНАМГ, вул. Революції, 12  
Сектор оперативної поліграфії ЦНІТ ХНАМГ

---