



Національний університет
водного господарства
та природокористування

МІНІСТЕРСТВО ОСВІТИ УКРАЇНИ
РІВНЕНСЬКИЙ ДЕРЖАВНИЙ ТЕХНІЧНИЙ УНІВЕРСИТЕТ

Є.М. БАБИЧ, Ю.О. КРУСЬ

**БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ
ЕЛЕМЕНТИ В УМОВАХ
МАЛОЦИКЛОВИХ
НАВАНТАЖЕНЬ**



Університет
водного господарства
та природокористування

Рівне

*Видавництво Рівненського державного
технічного університету*

1999

Рецензенти:

доктор технічних наук, професор *П.Ф.Вахненко* (Полтавський державний
технічний університет ім. Юрія Кондратюка);

доктор технічних наук, професор *В.С.Дорофєєв* (Одеська державна
академія будівництва та архітектури)

Бабич С.М., Крусь Ю.О.

Б 12 Бетонні та залізобетонні елементи в умовах малоциклових навантажень: Монографія. – Рівне: Вид-во РДТУ, 1999. – 119 с.

У книзі встановлені основні режими та параметри малоциклових навантажень, розроблені до впровадження в державні будівельні норми пропозиції до загальної класифікації навантажень за різними ознаками з урахуванням їхньої можливої малоциклової дії. Наведено аналіз даних з втомленості та пристосованості різних видів бетону, запропоновано розрахункові залежності, що дозволяють прогнозувати настання втомленісного руйнування. Розроблено теорію визначення малоциклової втомленості бетону та арматури, що базується на найбільш ефективних енергетичних критеріях і передумовах. Виконано аналіз роботи залізобетонних елементів при малоциклових навантаженнях, запропоновані коефіцієнти умов роботи для врахування небагато повторної дії навантажень при розрахунках міцності, деформативності та тріщиностійкості залізобетонних конструкцій.

Книга розрахована на наукових працівників, інженерів-проектувальників, виробників, які працюють у галузі бетонних і залізобетонних конструкцій, а також може бути використана студентами та аспірантами вузів з будівельними спеціалізаціями.

Табл. 12. Іл. 35. Бібліогр.: 170 найм.

Затверджено до друку Вченою радою Рівненського державного технічного університету.

ББК 38.53



Важливу роль у питанні вдосконалення методів розрахунку будівельних конструкцій відводиться вивченню фізико-механічних властивостей матеріалів і своєчасному корегуванню нормованих значень їхніх міцнісних і деформативних характеристик, встановленню дійсного напружено-деформованого стану перерізів елементів у реальних умовах експлуатації, а також поглибленому дослідженню навантажень, на дію яких вони розраховуються.

Відповідно до прийнятої у нормах проектування класифікації всі навантаження та впливи поділяють на постійні й тимчасові, а останні, у свою чергу, представлені умовно постійними (тривалими) та такими, що часто зустрічаються (короткочасними й особливими). Існуючий поділ за тривалістю дії не відображає характер і значення цих навантажень. У реальних умовах усі тимчасові навантаження періодично повторюються, тобто мають змінний характер дії як за тривалістю, так і за своїм значенням. Таким чином, доцільно всі зовнішні навантаження розділити на постійні та змінні, а останні за характером дії представити монотонно-змінними (монотонно спадаючими й монотонно зростаючими) та циклічними (малоцикловими, періодичність повторення яких може сягати декількох десятків, сотень, а деколи й тисяч циклів, і багатоцикловими з періодичністю повторення більше, ніж 2×10^6 циклів).

Аналіз характеру зовнішніх впливів дозволяє віднести до малоциклових такі навантаження: вітрові, снігові, навантаження, що спричиняються земле-трусом і хвильобоем, від ваги людей, меблів, складованих матеріалів тощо. Видно, що їхня частка в пропонованій класифікації найбільш значна.

У кожному конкретному випадку дія малоциклових навантажень спричиняє специфічні особливості деформування та руйнування конструкцій і складаючих їх пружно-пластичних матеріалів. У більшості випадків при малоциклових навантаженнях мають місце перевантаження, тобто деколи повторювальні навантаження, що можуть перевищувати свої нормативні та розрахункові значення. Особливо це відноситься до навантажень природного походження (вітрових, снігових, хвильових, температурних тощо). Їхня дія має характер, що не піддається статистичному узагальненню та важко моделюється за допомогою випадкових функцій. Так, у бетони, ідеалізовану структуру якого будемо розглядати як двокомпонентну систему з цементного каменю та зерен заповнювача, такого роду окремі навантаження можуть спричинити у перерізах напруження, максимальні рівні яких перевищують так звану “критичну” межу, близьку до верхньої границі мікротріщиноутворення (високі рівні напружень). Як наслідок, по контактах складових компонентів бетону та в місцях різного роду пошкоджень мікротріщини відриву, що поступово розвиваються навіть при низьких рівнях напружень, при високих рівнях останніх зливаються в макротріщини та ділять структуру на блоки. Прогресуюче після

деякого числа циклів навантажень деформування блоків спричиняє прогресуючий ріст пластичних деформацій і подальше руйнування. Описаний процес визначають як циклічне розміщення матеріалу, а настання граничного стану (руйнування суцільності) при циклічній зміні пластичної деформації називають **малоцикловою втоменістю**.

Експлуатаційні рівні малоциклових навантажень технологічного характеру (на перекриття виробничих, громадських і житлових будівель та споруд, трибуни стадіонів, стіни та днища силосів, резервуарів і бункерів тощо), як правило, не перевищують своїх розрахункових значень. Такі навантаження легко прогнозуються та описуються за допомогою різного виду статистичних розподілів. Їхній вплив передбачає роботу складових матеріалів конструкції при низьких і середніх рівнях напружень (нижчих за “критичну” границю). В цьому випадку мікротріщини, що утворились у місцях концентраторів внутрішніх напружень при завантаженні на першому циклі, не прогресуючі в макротріщини, спричиняють трансформацію початкової умовно жорсткої внутрішньої статичної системи структури матеріалу в більш деформативну. Це створює сприятливі умови для перерозподілу напружень між компонентами бетону з поступовим (у міру утворення мікротріщин у процесі повторення навантажень) послабленням і подальшою ліквідацією концентраторів напружень. Унаслідок зв’язки між компонентами структури покращуються, відбувається ущільнення матеріалу, призупиняється ріст пластичних деформацій. Такий процес характеризують як циклічне зміцнення, а явище призупинення росту пластичних деформацій (стабілізації) визначають як **малоциклову притосованість**.

В останні десятиріччя в науково-дослідних установах і навчальних закладах неухильно зростає увага до поведінки будівельних матеріалів, елементів і конструкцій, що піддаються дії малоциклових навантажень. Для цього є ціла низка підстав, існує також і низка підходів до рішення питання.

У зв’язку з проблемою малоциклових навантажень було виконано велику роботу передусім у галузях будування транспортних засобів (машино-, судно-, літакобудування та ін.), де вивчення цих питань має добру традицію. В галузі будівельних конструкцій, зокрема, в області бетону та залізобетону, хоч і є наукові праці, але не в такому достатньому обсязі, щоб проблему можна було б вважати остаточно вирішеною. Скоріше навпаки – якщо бажано отримати загальноприйняті висновки, представлені у вигляді нормативних положень, то передусє ще велика робота. У зв’язку з тим, що це пов’язано в більшості випадків із постановкою дуже складних експериментів, то слід прагнути до того, аби подібні роботи проводились у рамках міжнародної співпраці.

Розгляду проблеми малоциклових навантажень у бетоні та залізобетоні, було присвячено Всесоюзну координаційну нараду, що була організована секцією № 1 теорії залізобетону науково-координаційної ради з бетону та залізобетону Держбуду СРСР і Українським інститутом інженерів водного гос-

подарства та відбулась у червні 1984 р. у м. Рівне. Нараду такого рівня зі згаданої тематики проводили вперше. Її метою було виявлення досліджень, що виконуються в цій області, їхня систематизація, розробка єдиної термінології та визначення задач на перспективу. З доповідями виступили 45 фахівців. Учасники ознайомились з роботами НІБ Гідропроекту, КІБІ, АН ГрузРСР, Львівського, Челябінського та Білоруського політехнічних інститутів, ЛІБІ, Самаркандського архітектурного інституту та ін. У виступах зазначали важливість проблеми, необхідність урахування малоциклових навантажень при розрахунках звичайних і попередньо напружених конструкцій, особливо за другою групою граничних станів, а також необхідність координації досліджень у цій області. Координацію було покладено на Київський інженерно-будівельний інститут (тепер Київський національний університет архітектури та будівництва) та Український інститут інженерів водного господарства (тепер Рівненський державний технічний університет) під загальним керівництвом Науково-дослідним інститутом бетону та залізобетону Держбуду Росії.

У пропонованій книзі представлені результати одного з етапів комплексної програми досліджень, затвердженої Міністерством освіти України, яка вже тривалий час виконується в Рівненському державному технічному університеті під керівництвом д.т.н., проф. Є.М.Бабича. Її метою було систематизувати та узагальнити відомі дані про роботу бетону та елементів залізобетонних конструкцій, провести спеціальні експериментально-теоретичні дослідження їхньої поведінки при дії малоциклових навантажень, розробити апарат застосування найбільш ефективних енергетичних підходів до розрахунку бетонних і залізобетонних конструкцій з урахуванням повторюваності навантажень, а також пропозиції для внесення доповнень у державні будівельні норми.

Автори висловлюють щирю вдячність рецензентам: Заслуженому працівнику народної освіти України, доктору технічних наук, професору кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Полтавського державного технічного університету ім. Ю.Кондратюка Петру Федоровичу Вахненку та доктору технічних наук, професору кафедри залізобетонних і кам'яних конструкцій Одеської державної академії будівництва та архітектури Віталію Степановичу Дорофєсву.

Автори сердечно вдячні фірмі “Екорембуд” та її директору Вознюку Володимирі Олександровичу за матеріальну підтримку у виданні монографії.



1. МАЛОЦИКЛОВІ НАВАНТАЖЕННЯ В КОМПЛЕКСІ НАВАНТАЖЕНЬ І ВПЛИВІВ НА БУДІВЛІ ТА СПОРУДИ

1.1. Класифікація навантажень за СНІП 2.01.07-85 і СНІП 2.06.01-86

Будівельні норми [130,131] залежно від тривалості дії відрізняють постійні та тимчасові навантаження, а останні розділяють на тривалі, короткочасні та особливі.

До *постійних* навантажень, які під час будівництва та експлуатації будівель і споруд діють постійно віднесено: вагу частин будівель і споруд; вагу та тиск ґрунтів; гідростатичний, поровий, фільтраційний тиски води.

Тимчасові тривалі навантаження складають: вага стаціонарного обладнання; тиск газів, рідин і сипких тіл у ємностях та трубопроводах; навантаження на перекриття складів, промислових і цивільних будівель; вплив повзучості та усадки бетону; тиск відкладених наносів; вертикальні навантаження від мостових і підвісних кранів із зниженим нормативним значенням; дія попереднього напруження в залізобетонних конструкціях.

Тимчасовими короткочасними навантаженнями та впливами вважають: вагу людей і ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту обладнання; навантаження, що виникають під час виготовлення, перевезення та зведення конструкцій; льодові та хвильові; снігові та вітрові; навантаження від людей, тварин, обладнання на перекриття житлових, громадських і сільськогосподарських будівель; навантаження від підйомно-транспортного обладнання.

Сейсмічні та вибухові впливи, а також навантаження, що виникають через різкі порушення технологічних процесів, розглядають як *тимчасові особливі*.

1.2. Природа малоциклових навантажень

Аналізуючи наведену класифікацію навантажень і впливів згідно з [130, 131], можна зазначити, що поняття “постійні та тимчасові навантаження” розуміються лише відносно часу їхньої дії та ніяк не віддзеркалюють характер і зміну значень цих навантажень. Стосовно ж поділу тимчасових навантажень, то поняття “особливі” має зовсім інший зміст, ніж поняття “тривалі” та “короткочасні”. До того ж, короткочасні навантаження, як такі, в реальних умовах експлуатації конструктивних елементів будівель і споруд не мають місця. Крім цього, і це найголовніше, всі зовнішні навантаження періодично повторюються, тобто мають змінний характер як у часі, так і за своїм значенням. Особливо наочно це проявляється при дії навантажень природного походження. З наведеного витікає, що з термінологічного боку класифікація навантажень на будівлі та споруди потребує уточнень.



У розрахунках конструкцій будівель і споруд навантаження та інші зовнішні впливи являють собою найбільш невизначені величини, які мають велике статистичне розсіювання (навіть більше, ніж механічні властивості матеріалів). Тому в розрахунках надійності вивчення характеру та мінливості навантажень має велике значення. В роботі [118] А.Р.Ржаніцин відмічав про “необхідність створення теорії нагрузок, включая общие положения, классификацию свойств и конкретный анализ загруженный многочисленных видов”. Він же запропонував розглядати навантаження не як безперервний випадковий процес, а як деякі випадкові імпульси, що з’являються через випадкові відрізки часу та мають випадкову тривалість [41,42,118].

Зовнішні навантаження змінюються в часі як за своєю наявністю, так і за своїм значенням. Це особливо підтверджується аналізом снігових і вітрових навантажень. Так, навантаження від снігу може значний час бути відсутнім, а в зимовий час має змінний характер. Аналіз наявності снігового покриву в першому сніговому районі (межа району прийнята згідно з [131]) за період 1970-1991 рр. [4,5] свідчить, що сніг уперше випав тричі в першій декаді та по п’ять разів у другій і третій декадах листопада, а зійшов тричі в першій, сім разів у другій і вісім разів у третій декадах березня. Є випадки, коли сніг сходив у лютому та навіть січні (1989 р.). Таким чином, у першому сніговому районі з квітня по жовтень включно (сім місяців упродовж року) снігове навантаження на будівлі та споруди було відсутнє.

Спостерігається різка зміна снігового навантаження за своїм значенням. Згідно з [131] для першого району снігове нормативне навантаження складає 0,5, а розрахункове – 0,7 *кПа*. Але фактичне навантаження в 11 випадках з 21 перевищувало розрахункові значення. Це перевищення досягло в 1970 р. – 153, у 1979 р. – 139, у 1988 р. – 106%. У 1988-1991 рр. фактичне навантаження від снігу було меншим за нормативне. В усі роки, за незначним винятком, у грудні-лютому снігове навантаження було наявним, але змінним за своїм значенням. У табл. 1.1 наведені щорічні максимальні навантаження на горизонтальну поверхню, що обчислені як добуток максимальної товщини снігового покриву на густину снігу, яка дорівнює 192 *кг/м³*.

Таблиця 1.1 – Поверхнєве снігове навантаження (*кПа*) (метеостанція м. Рівне, II район)

Рік	Навантаження	Рік	Навантаження	Рік	Навантаження
1970	1,056	1978	0,384	1986	0,307
1971	0,922	1979	0,960	1987	0,979
1972	0,192	1980	0,403	1988	0,154
1973	0,346	1981	0,346	1989	0,173
1974	0,192	1982	0,192	1990	0,230
1975	0,346	1983	0,077	1991	0,211
1976	0,806	1984	0,230		
1977	0,269	1985	0,288		



За даними [107] дійсні снігові навантаження на території України можуть перевищувати в 1,3...2,2 рази розрахункові навантаження, передбачені СНІП 2.01.07-85.

У роботі [113] відмічається, що значення снігових навантажень можуть перевищувати нормативні значення з імовірністю 50%, а в третьому сніговому районі за 27 років двічі спостерігалось перевищення фактичного снігового навантаження над розрахунковим. Наведене свідчить, що навантаження від снігу є змінним як у часі, так і за своїм значенням. Це навантаження не можна вважати короткочасним, а також його частину тривалим, як це передбачається в [131].

Аналіз навантаження від вітру [4,5] у другому та третьому вітрових районах свідчить, що це навантаження також має циклічний характер і його також не можна відносити до короткочасного. На рис. 1.1 наведені графіки швидкості вітру по декадах у другому (м. Сарни) та третьому (м. Рівне) вітрових районах. Треба відмітити, що за 21 рік не було жодної декади, коли б був відсутній вітровий вплив.

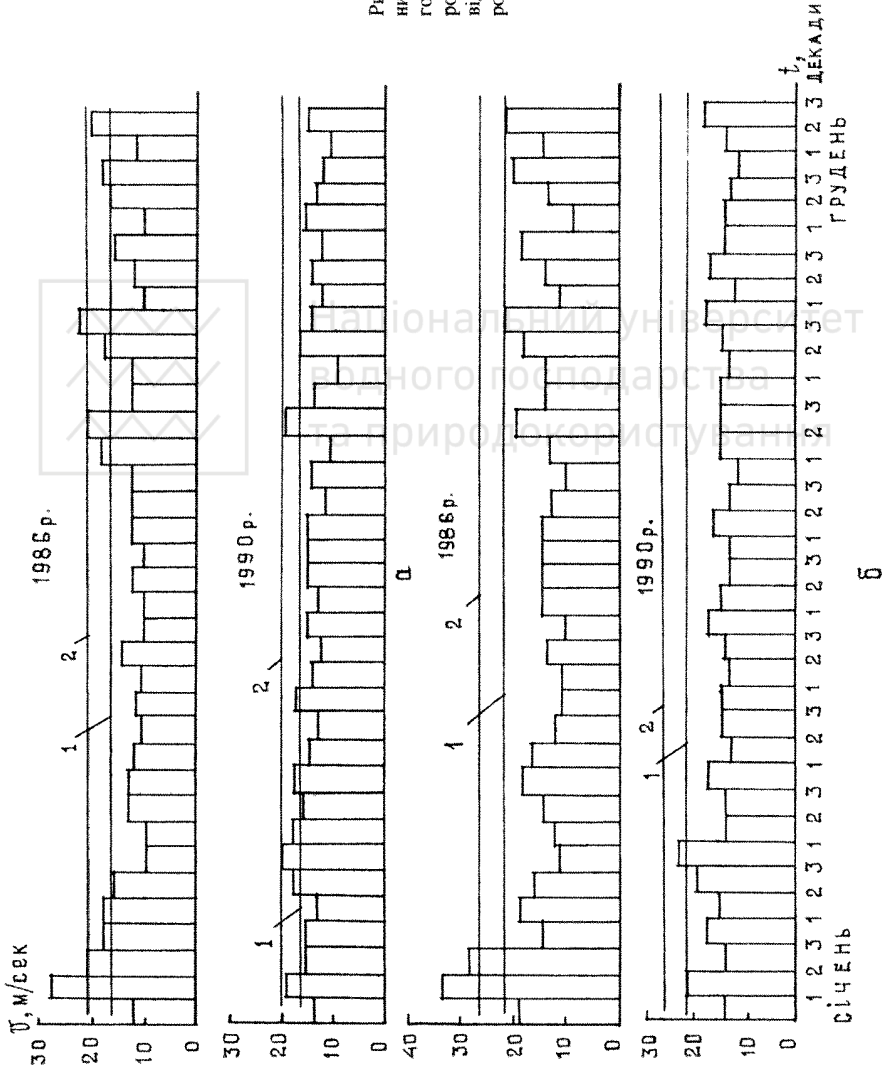
Є випадки коли тиск від вітру перевищував розрахункові значення. Так, у третьому районі в грудні 1974 р. тиск від вітру перевищував розрахункові значення на 80,5, у січні 1986 р. – на 70,4, у листопаді 1988 р. – на 14,3%. У другому районі це перевищення відбулось у жовтні 1974 р. на 14,3, у травні 1985 р. – на 23,8, у січні-березні 1987 р. – більше ніж на 77, у листопаді 1988 р. – на 23,84%. Такі зміни вітрового тиску створюють малоциклове перевантаження будівель і споруд та їхніх конструкцій.

Авторами [135] була виконана робота зі співставлення тимчасових навантажень на перекриття житлових і громадських будівель (житлових приміщень, залів ресторанів, аудиторій тощо), що базувалась на аналізі рекомендованих для проектування навантажень більше, ніж 20-ти країн світу. За цими даними у квартирах житлових будинків, у спальних приміщеннях шкіл-інтернатів, у житлових приміщеннях гуртожитків, готелів тощо нормативне корисне навантаження за нормами різних країн складає 1,5...2,0 *кПа*. Навантаження від повного комплексу меблів становить близько 0,2, а при найбільш щільному їхньому розміщенні – 0,4 *кПа*. Таким чином, середнє навантаження від меблів у житлових приміщеннях незначне. В таких випадках вирішальною обставиною з точки зору міцності покриття буде місцеве навантаження меблями окремих елементів перекриття. Меблі займають близько 30...35% загальної площі. Зважаючи на це, найбільше середнє навантаження від меблів на займаній площі складе $0,4:(0,3...0,35)=1,35...1,15$ *кПа*. Присутність людей у таких приміщеннях носить циклічний характер, а тому повне навантаження періодично буде змінюватись від 0,2 *кПа* до нормативного або розрахункового значень. Під час ремонтів якийсь час навантаження може бути повністю відсутнім, за виключенням навантажень від власної маси конструкцій. Разом із тим, є відомості, що за 50 років експлуатації житлових будинків нормативне



Національний університет
водного господарства
та природокористування

Рисунок 1.1 - Графіки зміни швидкостей вітру в другому (а) і третьому (б) вітрових районах (1 і 2 - межі відповідно нормативної та розрахункової швидкостей)



навантаження на перекриття може бути перевищеним 5...10 разів під час капітальних і біжучих ремонтів.

Тимчасове навантаження для залів їдалень, буфетів, ресторанів і кафе складається з ваги людей та обладнання (столи, стільці тощо) та приймається від 2,5 до 5,0 *кПа*. Як показують розрахунки, при використанні даних приміщень за їхнім прямим призначенням фактичні корисні навантаження на перекриття незначні. Коефіцієнт використання площі складає близько 0,5. У випадках розташування в залах окремих столиків на 4 особи навантаження на перекриття буде $4 \times 0,8 + 4 \times 0,08 + 0,5 = 0,4$ *кПа* (0,8; 0,08 і 0,5 *кН* – відповідно вага однієї людини, стільця та столу). Займана площа $2 \times 2 = 4$ m^2 , з урахуванням проходів (при коефіцієнті використання площі 0,5) – $4 : 0,5 = 8$ m^2 . Навантаження на 1 m^2 перекриття в середньому складе $4,0 : 8 = 0,5$ *кПа*. При можливості танців між столиками статичне навантаження на 1 m^2 перекриття від натовпу, що рухається, збільшується й може бути прийнятим 1,5 *кПа*, а з урахуванням коефіцієнта динамічності 2 буде 3,0 *кПа*. Середнє навантаження на перекриття в цьому випадку складе $0,5(4,0 : 4 + 3,0) = 2,0$ *кПа*. В окремих випадках зали їдалень, буфетів, ресторанів і кафе можуть бути використані для короточасних зборів, конференцій та інших подібних заходів. Статичне навантаження від натовпу, який стоїть, може в цьому випадку сягнути 4,0 *кПа* (п'ять чоловік по 0,8 *кН* кожний). Таким чином, у згаданих приміщеннях також має місце малоциклове навантаження, яке може змінюватись від 0,5 до 4,0 *кПа*.

Тимчасове навантаження для аудиторій приймають у межах 2,0...5,0 *кПа*. При експлуатації приміщення за призначенням на одне місце виділяється приблизно 0,75 m^2 , у цьому випадку статичне навантаження від людей складе $0,8 : 0,75 \approx 1,0$ *кПа*. Якщо ж аудиторії використовують для зборів, навантаження від людей може збільшитись вдвоє, а з урахуванням динамічного ефекту, наприклад, при одночасному вставанні, тимчасове навантаження може сягати $1,0 \times 2 \times 1,5 = 3,0$ *кПа* (1,5 – коефіцієнт динамічності). Вага меблів в аудиторії може створювати навантаження 0,4...0,5 *кПа*, а тому в аудиторіях перекриття також знаходяться під дією малоциклових навантажень, що можуть змінюватись періодично від 0,4 до 2,5 або 3,5 *кПа*.

В кінотеатрах, театрах, концертних залах тимчасове навантаження на перекриття від людей і обладнання (крісел) приймають від 3,0 до 6,0 *кПа*. Площу глядацького залу кінотеатру розраховують, виходячи з площі близько 0,8 m^2 на одне місце. Площа, яку займає одне крісло, складає 0,4 m^2 . Коефіцієнт використання площі дорівнює 0,5, решта площі зайнята проходами та сценою. Навантаження від маси людей і обладнання на 1 m^2 перекриття складає $0,8 : 0,4 + 0,25 = 2,25$ *кПа*, а при одночасному вставанні з урахуванням коефіцієнта динамічності 1,5 – $0,8 : 0,4 \times 1,5 + 0,25 = 3,25$ *кПа*. Навантаження від натовпу, який займає проходи, може бути прийнятим 4,0 *кПа*. Таким чином, у приміщеннях глядацьких підприємств із нерухомими місцями фактичне навантаження на конструкції перекриття буде змінюватись від 0,25 до 4,0 *кПа*.

Існує достатньо інших свідчень про циклічність зовнішніх навантажень. Так, на повторний і періодичний характер навантажень на трибуни стадіонів, що інколи піддаються дії навантажень значної інтенсивності під час матчів, концертів і інших подібних заходів, зауважував автор [144]. За спостереженнями авторів [74,75,76] у силосах елеваторів під час збереження зерна число повторень навантажень відбувається 5...6 разів на рік, а в окремих випадках до 50 разів. За весь розрахунковий період експлуатації (приблизно 50 років) загальне число циклів може досягати 2500 разів. За даними автора [112] нафтові резервуари, що обслуговують нафтопереробну галузь, заповнюються та спорожняються 40...60 разів на рік, резервуари нафтоперекачувальних станцій – 2...3 рази на добу. Аналогічні змінні навантаження діють на конструкції резервуарів для води. Інститут Водоканалпроект інформує [2], що пожежні резервуари заповнюються 1 раз на рік, а резервуари, що забезпечують виробничі служби – 1...3 рази на добу.

Аналогічно можна довести, що переважна більшість зовнішніх навантажень мають циклічний (періодично повторний) характер.

1.3. Основні поняття та визначення. Режими навантажень та їхнє аналітичне описання

Малоциклові навантаження характеризують такими поняттями [65]:

- **тривалість випробувань** – це тривалість знаходження навантаженого зразка в режимі випробувань;
- **база випробувань** N – попередньо визначена найбільша тривалість випробувань на втомленість;
- **періодичність навантаження** – характеристика періодичної зміни навантаження;
- **регулярне навантаження** – навантаження, що характеризується періодичним законом зміни з одним максимумом і одним мінімумом упродовж одного періоду за сталих параметрів циклу напружень за весь час випробувань або експлуатації;
- **закон навантаження** – функція, що характеризує зміну навантажень у часі;
- **крива навантаження** – графік, що характеризує зміну навантаження в часі;
- **кількість циклів навантаження** n – кількість циклів напружень або деформацій, що витримав навантажений об'єкт до досліджуваного моменту випробувань (бази випробувань).

Можна вирізнити три характерних види діаграм деформування пружно-пластичного матеріалу [136]. При повторних навантаженнях використовують так звані функції управління $F_{D,max}$ і $F_{D,min}$, що характеризують “мертві” точки діаграми деформування $(\sigma_{max}; \epsilon_{max})$ і $(\sigma_{min}; \epsilon_{min})$.



$$\sigma_{\max} = C_1, \quad \sigma_{\min} = C_2, \quad (1.1)$$

то має місце *м'який режим* навантаження (рис. 1.2,а). Якщо ж функція управління характеризується залежностями

$$\varepsilon_{\max} = C_3, \quad \varepsilon_{\min} = C_4, \quad (1.2)$$

то йдеться про *жорсткий режим* навантаження (рис. 1.2,б). У залежностях (1.1) і (1.2) коефіцієнти C_1, C_2, C_3 і C_4 – сталі величини. В окремих випадках, коли навантаження керується загальними співвідношеннями

$$f(\sigma_{\max}; \varepsilon_{\max}) = 0; \quad f(\sigma_{\min}; \varepsilon_{\min}) = 0, \quad (1.3)$$

то мову ведуть про *змішаний режим* навантаження (рис. 1.2,в).

Режими навантажень бетонних і залізобетонних конструкцій визначаються функціональним призначенням будівель і споруд та характеризуються тривалістю періоду завантаження-розвантаження, значеннями рівнів напружень, коефіцієнтами асиметрії циклів, швидкістю зміни напружень і деформацій.

За характером зміни напружень режими навантажень можуть бути *постійними* або *змінними* (рис. 1.3). Змінні навантаження можна розділити на *монотонно-змінні* (монотонно-зростаючі та монотонно-спадаючі), *малоциклові*, кількість повторень яких може бути до декількох десятків, сотень і навіть тисяч циклів, та *багатоциклові* з кількістю повторень 2×10^6 і більше. Малоциклові та багатоциклові навантаження можуть змінюватись у часі за графіками, що наведені на рис. 1.3 (криві 6-10).

До монотонно-спадаючих навантажень можна віднести зусилля попереднього напруження в залізобетонних конструкціях, що розглядається як зовнішня сила. Зменшення зусилля відбувається у зв'язку з втратами попереднього напруження арматури. В міру затухання процесу втрат попередніх напружень зусилля наближається до свого сталого значення. Прикладом монотонно-зростаючого навантаження може бути тиск від ґрунту, що поступово відкладається.

Серед циклічних навантажень за характером дії можна вирізнити *статичні* та *динамічні* (імпульсні). Статичні навантаження зростають або спадають із швидкістю $(0,6 \pm 0,2)$ МПа/с. Характер малоциклової статичної дії має переважна більшість навантажень, до яких можна віднести всі навантаження, перераховані в [130,131]. Це – снігові та вітрові навантаження, навантаження від суден (вага навалювання, швартові та ударні), тиск від гідравлічного удару в період нормальної експлуатації, навантаження на перекриття цивільних будівель, температурно-кліматичні впливи, навантаження від людей, ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту обладнання тощо. Ефект динамічної дії навантаження пов'язаний з виникненням суттєвого прискорення конструкцій. До малоциклових динамічних навантажень слід віднести: сейсмічні та вибухові впливи; навантаження, що зумовлені різким порушенням технологічного процесу; впливи, які пов'язані з різким деформуванням

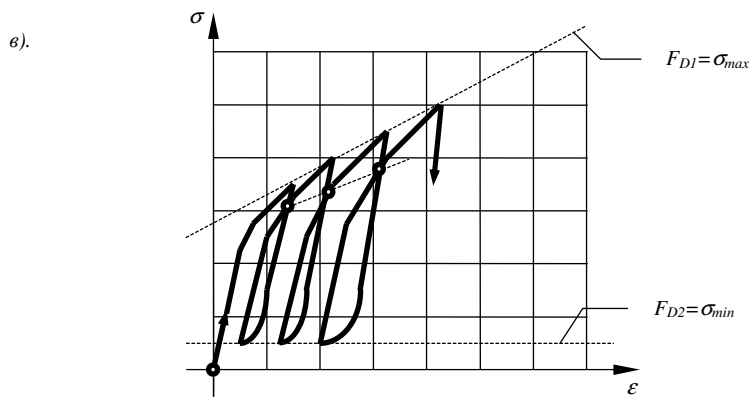
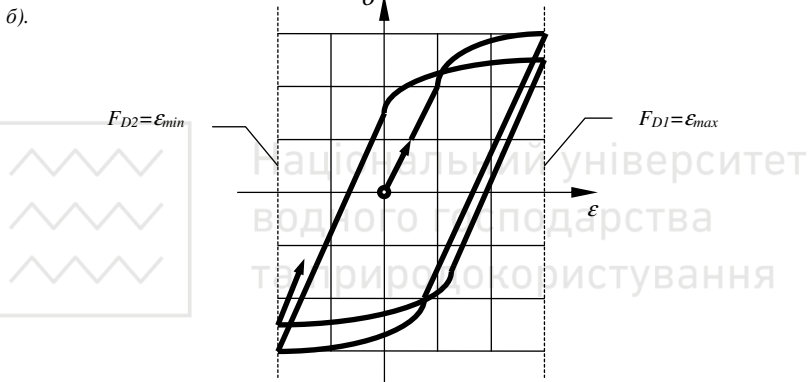
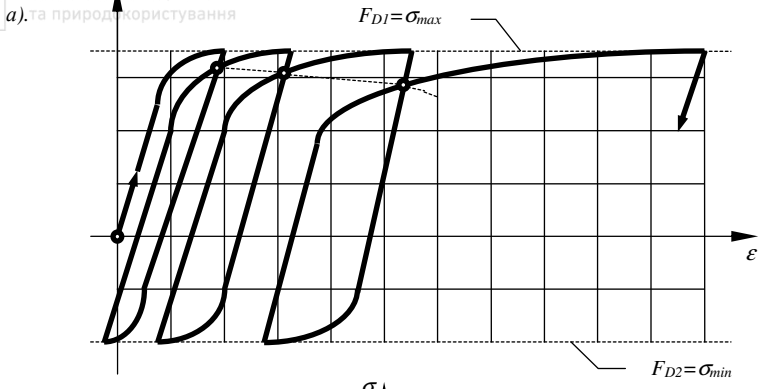


Рисунок 1.2 – Функції управління режимів навантаження:
 а – м'який; б – жорсткий; в – змішаний



Національний університет
водного господарства
та природокористування

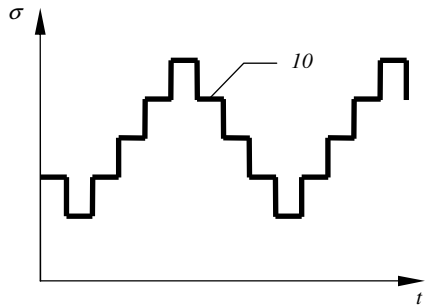
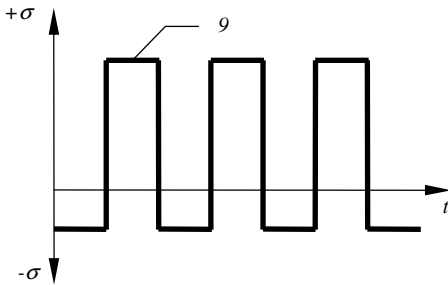
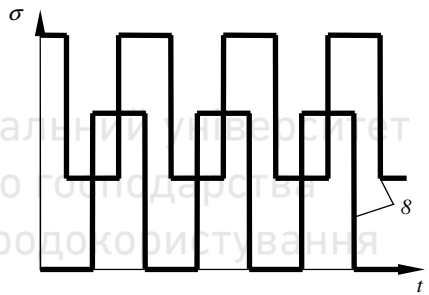
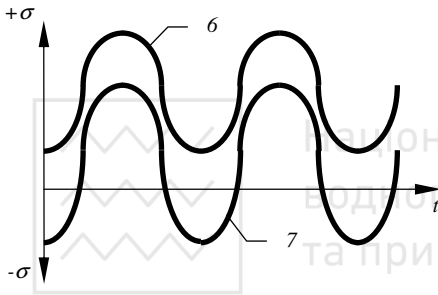
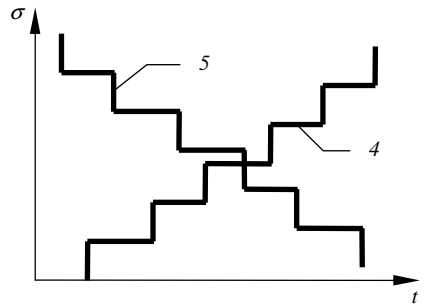
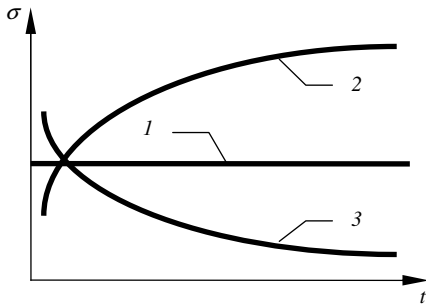


Рисунок 1.3 – Графіки дії навантажень: 1 – постійні; 2 – монотонно-зростаючі; 3 – монотонно-спадаючі; 4 – ступенєво-зростаючі; 5 – ступенєво-спадаючі; 6 і 7 – періодично-мінливі; 8 – циклічно-знакосталі; 9 – циклічно-знакозмінні; 10 – ступенєво-чергуючі

основи, що супроводжується зміною структури ґрунту та осіданням його в карстових районах; льодові навантаження при прориві заторів; тиск від гідравлічного удару за повного скидання навантаження; пориви вітру; динамічні навантаження при транспортування води по безнапірних і напірних водогонях за умови нормального підпірного рівня. Повторення малоциклових динамічних навантажень може відбуватись від одного до декількох сот циклів. Наприклад, сейсмічні впливи в сейсмічних районах. Будь-який з циклів сейсмічних впливів може бути руйнівним, якщо його значення перевищить розрахункове. До багатоциклових динамічних навантажень слід віднести навантаження, що систематично діють на конструкції та будівлі й споруди цілому. Це – дія машин і обладнання (токарні станки, вентилятори, електродвигуни тощо), що встановлені на перекриттях чи інших конструкціях і мають у своєму складі частини, що обертаються. Також до цього виду навантажень слід віднести машини, що мають механізми зі зворотно-поступним рухом, машини ударної та імпульсної дії, тиск хвиль, навантаження від мостових і підвісних кранів.

Як зазначалось вище, прикладом монотонно-спадаючих навантажень можна вважати навантаження від попереднього напруження конструкцій, зміна якого зумовлена проявом других утрат від попереднього напруження внаслідок, в основному, повзучості та усадки бетону. Функція зміни цього навантаження буде повторювати функцію зміни втрат і з урахуванням формули (5) [129] матиме вигляд

$$P(t) = 4tP_{max} / (100 + 3t), \quad (1.4)$$

де t – час; P_{max} – максимальна сила обтиску (на час $t=100$ діб); $P(t)$ – сила в момент часу t .

Постійне навантаження описують із використанням одиничної функції Хевісайда [42]

$$P(t) = P_0 u(t), \quad (1.5)$$

де P_0 – значення навантаження, що виникає (рис. 1.4,а); $u(t)$ – одинична функція Хевісайда, що має вигляд

$$u(t) = \begin{cases} 0 & \text{при } t < 0; \\ 1 & \text{при } t \geq 0. \end{cases} \quad (1.6)$$

Якщо момент прикладання навантаження починається при $t = \tau_1$ (рис. 1.4,б), вираз (1.5) набуде вигляду

$$P(t) = P_0 u(t - \tau_1). \quad (1.7)$$

Навантаження, що мають кінцевий імпульс дії (рис. 1.4,в), можуть бути описані так

$$P(t) = P_0 [u(t - \tau_1) - u(t - \tau_2)]. \quad (1.8)$$

Якщо ж навантаження являє собою ряд імпульсів різного рівня (рис. 1.4,г), то

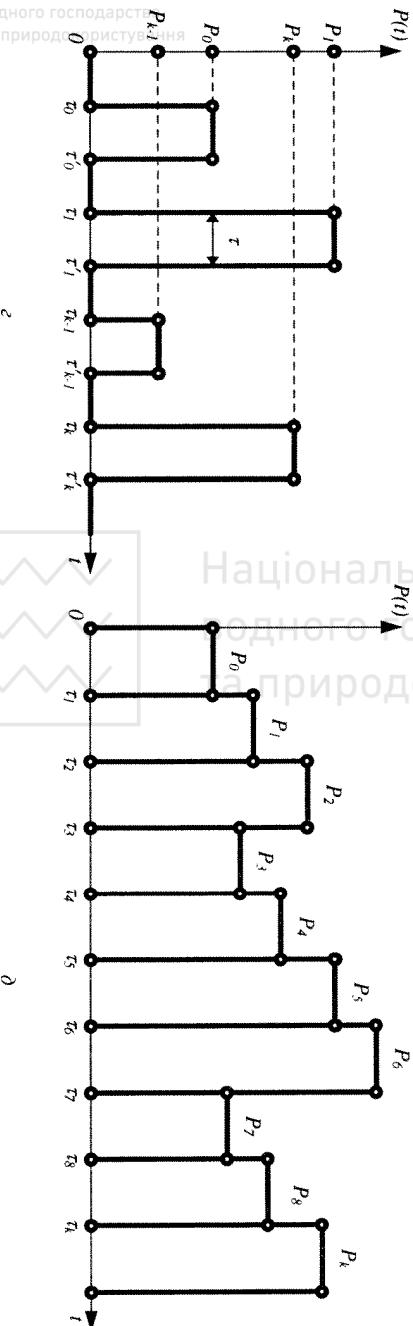
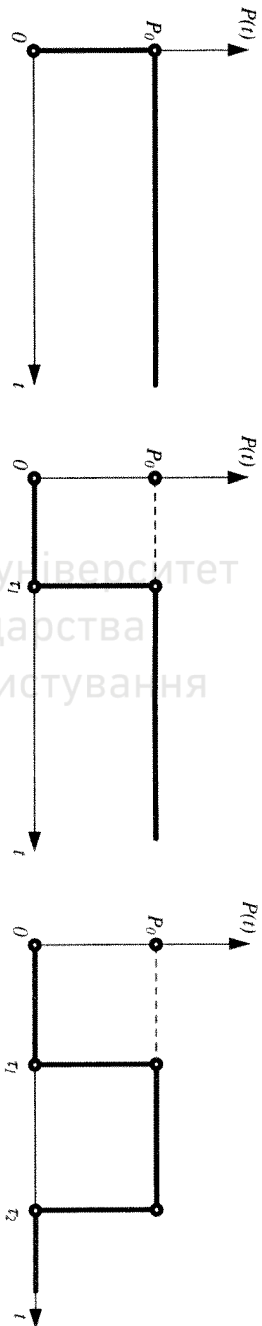


Рисунок 1.4 - Графіки зміни навантаження, що діє в момент часу: а - $t=0$; б - $t=\tau$; в - $t=\tau$; г - $t=\tau_1$; д - при тривалих імпульсах різної інтенсивності; τ - ступеневе навантаження



$$P(t) = \sum_{k=0}^n P_k [u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1})], \quad (1.9)$$

де k – номер імпульсу.

В окремих випадках, коли $P_k = P_0 = \text{const}$, а імпульси повторюються з періодом T , формула (1.6) набуде вигляду

$$P(t) = P_0 \sum_{k=0}^n P_k [u(t - kT) - u(t - kT - \tau)], \quad (1.10)$$

де τ – тривалість імпульсного навантаження.

В загальному випадку навантаження, що змінюється ступенєво (рис. 1.4,з), може бути представлено такою функцією [42]

$$P(t) = \sum_{k=0}^n P_k [u(t - \tau_k) - u(t - \tau_{k+1})]. \quad (1.11)$$

Навантаження, що змінюються циклічно, можуть бути описані функціями у вигляді рядів Фур'є [42,118].

Коефіцієнт асиметрії циклу ρ обчислюють як відношення мінімального напруження σ_{\min} до максимального σ_{\max} , тобто

$$\rho = \sigma_{\min} / \sigma_{\max}, \quad (1.12)$$

і в загальних випадках може змінюватись від -1 до +1. Треба відрізнити коефіцієнти асиметрії циклу навантажень і коефіцієнти асиметрії циклів напружень, що виникають у перерізах конструкцій від дії зовнішніх змінних навантажень (див. параграф 2.2).

Коефіцієнт асиметрії циклів снігового навантаження може дорівнювати $\rho=0$, що відповідає зміні навантаження від нуля до розрахункового або нормативного значення. В період наявності снігу навантаження від нього може змінюватись від нормативного до розрахункового значення, в цьому випадку коефіцієнт асиметрії циклів складає $\rho=1/\gamma=1/1,4=0,71$, де $\gamma=1,4$ – коефіцієнт надійності за сніговим навантаженням.

Зміна ж напружень в елементах покриття від снігового навантаження не буде відповідати коефіцієнту асиметрії циклів останнього, оскільки в цьому випадку необхідно враховувати напруження від дії постійних навантажень, тобто

$$\rho = \sigma_g / (\sigma_g + \sigma_s), \quad (1.13)$$

де σ_g – напруження в матеріалі від дії постійних навантажень; σ_s – те ж саме від дії снігового навантаження.

Якщо припустити, що $\sigma_s=0,2\sigma_g$, то $\rho=0,83$. У випадку, коли вважати за мінімальні напруження від нормативного постійного навантаження, то коефіцієнт асиметрії циклу напружень складає 0,75. Таким чином, для снігового навантаження мінімальне значення коефіцієнта асиметрії циклу напружень може скласти 0,70....,75. У статично невизначених конструкціях це значення

може бути меншим, залежно від відношення σ_g/σ_s , а в окремих випадках – набувати від’ємного значення.

Для вітрового навантаження коефіцієнт асиметрії циклу може змінюватись від нуля до одиниці. Крім цього, вітрове навантаження може спричинити в перерізах конструкцій знакозмінні напруження (наприклад, у колонах одноповерхових виробничих будівель). Значення коефіцієнта асиметрії циклу напружень від вітрового навантаження треба обчислювати в кожному конкретному випадку, враховуючи напруження від постійних навантажень.

За формулою (1.13), підставляючи в неї замість σ_s значення напружень від дії корисних розрахункових навантажень σ_d , можна підрахувати значення ρ для перекриттів цивільних і промислових будівель. Для житлових будинків можна припустити, що $\sigma_d=0,8\sigma_g$, тоді для напружень $\rho=0,55$, а для книжко-сховищ – $\rho=0,3$ ($\sigma_d=2,5\sigma_g$).

Аналізуючи інші види навантажень, можна дійти висновку, що в реальних умовах експлуатації коефіцієнт асиметрії циклів напружень у перерізах конструкцій від змінних навантажень в основному може змінюватись від 0,2 до 1,0 (останнє значення відповідає дії постійного навантаження). В окремих випадках коефіцієнт ρ може набувати від’ємного значення (вітрові навантаження, температурні впливи тощо).

1.4. Пропозиції щодо вдосконалення класифікації навантажень на будівлі та споруди

Ще в сімдесяті роки проф. А.Я.Барашиков [42] пропонував усі навантаження розділити на постійні та змінні. Але ці пропозиції не знайшли втілення в нормативних документах [130,131]. Подальші дослідження [2,4,5,34,43,109,144], а також наведені в параграфі 1.2 дані показали, що в реальних умовах на конструкції діють за своєю природою постійні та змінні навантаження. Враховуючи це, пропонується така класифікація навантажень (рис. 1.5).

За своїм значенням і тривалістю дії у часі всі навантаження необхідно розділити на постійні та змінні. До постійних навантажень слід віднести навантаження, що діють упродовж усього часу експлуатації будівель і споруд та за своїм значенням майже не змінюються (вага частин будівель і споруд, вага конструкцій, вага постійно встановленого обладнання, вага та тиск ґрунту тощо).

Змінні навантаження необхідно розділити на монотонно-змінні (монотонно-зростаючі та монотонно-спадаючі), малоциклові, кількість повторень яких за гарантований термін служби складає десятки, сотні, а деколи й тисячі разів (в усіх випадках багато менше 2×10^6 циклів) і багаточислові з повторюваністю 2×10^6 циклів і більше. До монотонно-спадаючих навантажень слід віднести зусилля попереднього напруження в залізобетонних конструкціях. Прикладом монотонно-зростаючого навантаження може бути тиск від ґрунту, що поступово відкладається.

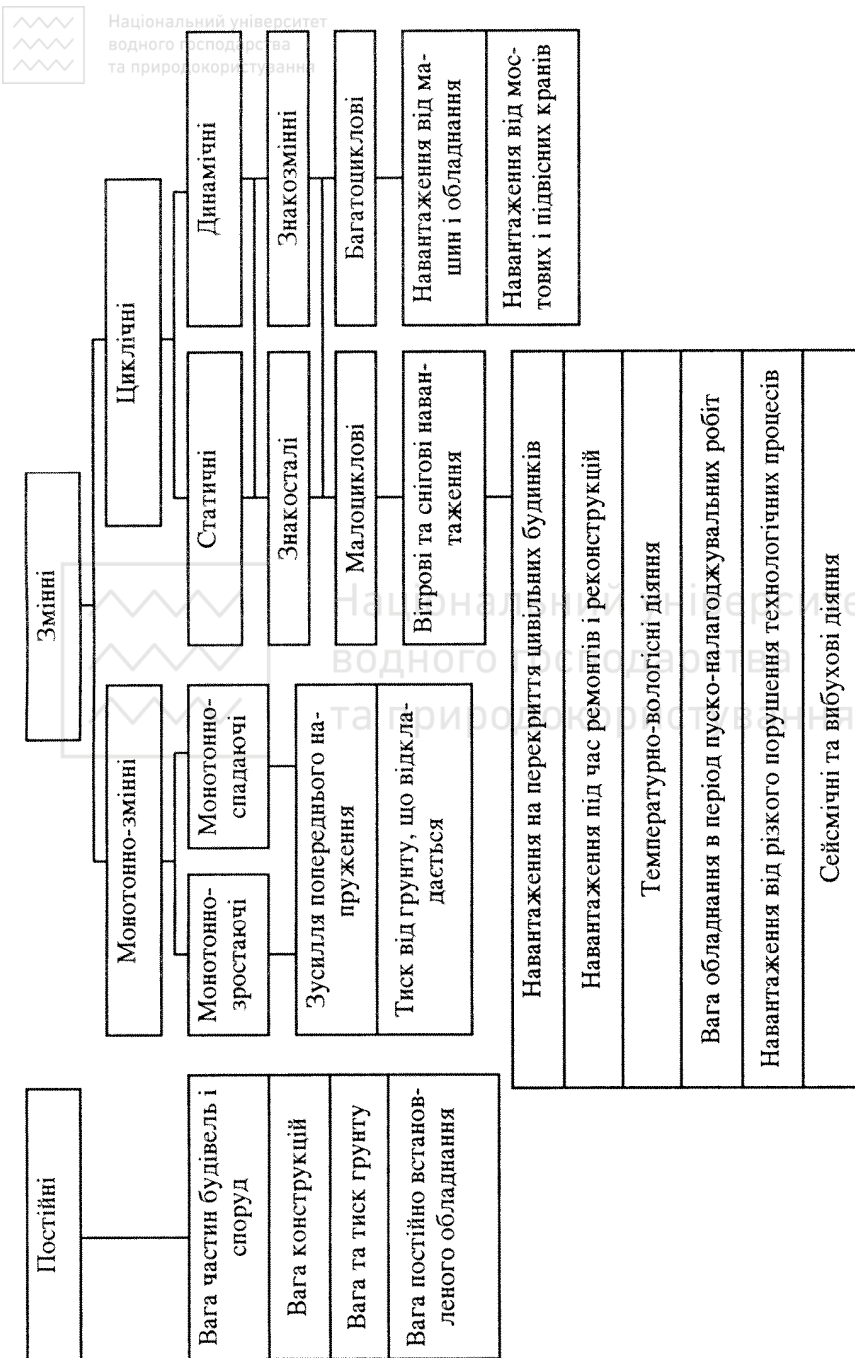


Рисунок 1.5 - Класифікація навантажень, що діють на будівельні конструкції, будівлі та споруди

Циклічні (малоциклові та багатоциклові) навантаження за характером дії необхідно поділити на статичні та динамічні (імпульсні). До малоциклових статичних навантажень слід віднести: снігові, вітрові, температурні впливи; корисні навантаження в житлових і цивільних будівлях; навантаження на трибуни стадіонів і спортивних споруд; навантаження від суден (вагу навалювання та ін.); вагу ремонтних матеріалів у зонах обслуговування та ремонту обладнання тощо. Малоцикловими динамічними навантаженнями слід вважати: сейсмічні та вибухові впливи; навантаження, що зумовлені різким порушенням технологічного процесу; впливи, спричинені різким деформуванням основи, що супроводжуються зміною структури ґрунту або осіданням його в карстових районах; льодові навантаження при прориві заторів; тиск від гідравлічного удару за повного скиду навантаження; пориви вітру; навантаження, що виникають під час транспортування та монтажу тощо. До багатоциклових динамічних слід віднести навантаження, що систематично діють на конструкції й будівлі та споруди вцілому: дію машин і обладнання (токарні станки, вентилятори, електродвигуни тощо), які встановлені на перекриттях чи інших конструкціях і мають у своєму складі частини, що обертаються, а також машини, що мають механізми зі зворотно-поступним рухом; машини ударної імпульсної дії; навантаження від мостових і підвісних кранів.

Поділ циклічних навантажень на малоциклові та багатоциклові зумовлений тим, що за даними багатьох дослідників і як це буде показано далі ці навантаження по різному впливають на зміни механічних властивостей матеріалів і напружено-деформованого стану конструкцій. Ці впливи треба враховувати введенням у розрахункові формули відповідних коефіцієнтів умов роботи.

Наведену вище класифікацію навантажень (рис. 1.5) пропонується прийняти при розробці нових державних норм з проектування будівель і споруд.

2. ДЕФОРМУВАННЯ БЕТОНУ ТА АРМАТУРИ ПРИ ОДНОРАЗОВОМУ Й ЦИКЛІЧНОМУ СТАТИЧНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

2.1. Деформування при одноразовому навантаженні

2.1.1. Бетон. Аналіз вигляду експериментальних діаграм “напруження σ_b - повні відносні деформації ε_b ” для зразків, які випробовували при центральному стиску та розтягу [37,38,39,46,55,56,57,64,72,78,84,93,95,99,101,105,137,138,139,140,141,142,143,148,152,153] свідчить про те, що для бетонів характерна нелінійність зв'язку між напруженнями та деформаціями (рис. 2.1). З фізичної точки зору вказана нелінійність має місце на всіх рівнях напруженого стану та пов'язана з виникненням і розвитком у тілі бетону мікротріщин.

Вирішимо задачу отримання залежності між напруженнями σ_b і повними

відносними деформаціями ε_b з урахуванням нелінійності деформування бетону при одноразовому статичному навантаженні центральним стиском. Для цього за реологічне рівняння механічного стану бетону стандартних зразків, що описує зв'язок “ $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ ” без урахування деформацій усадки та повзучості відповідно до [55] приймемо математичну форму у вигляді

$$\varepsilon_b = S(\sigma_b/R_b)\delta, \quad (2.1)$$

де $S(\sigma_b/R_b)$ – множник афіноподібності пружноміттевих деформацій, який є функцією напружень (може бути умовно названий “функцією напружень”);

σ_b – величина діючих стискаючих напружень;

R_b – призмova міцність бетону;

$\delta = 1/E_{b0}$ – міра деформацій;

E_{b0} – початковий модуль пружності бетону.

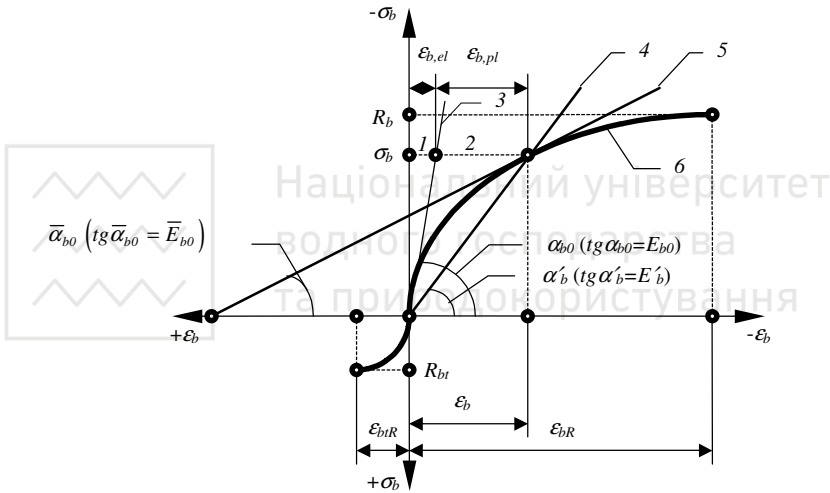


Рисунок 2.1 – Залежність між повними відносними деформаціями та напруженнями в бетоні при центральному стиску:

1 – область пружних деформацій; 2 – область пластичних деформацій; 3 – границя пружних деформацій; 4 – січна; 5 – дотична; 6 – крива повних відносних деформацій

Множник афіноподібності пружноміттевих деформацій автор [55] представляє у вигляді

$$S(\sigma_b/R_b) = \sigma_b S^0(\sigma_b/R_b), \quad (2.2)$$

де $S^0(\sigma_b/R_b)$ – деяка функція нелінійності деформування, для якої багато дослідників використовують вираз

$$S^0(\sigma_b/R_b) = 1 + k(\sigma_b/R_b)^q. \quad (2.3)$$

У формулі (2.3) k і q – сталі параметри нелінійності деформування бетону.

З урахуванням (2.3) і коментаріїв до (2.1) остання набуває вигляду



$$\varepsilon_b = \sigma_b \left[1 + k(\sigma_b/R_b)^q \right] / E_{b0} \quad (2.4)$$

або по-іншому –

$$(\varepsilon_b/\sigma_b)E_{b0} - 1 = k(\sigma_b/R_b)^q. \quad (2.5)$$

Вираз (2.5) легко лінеаризується. Це дуже зручно при призначенні параметрів нелінійності деформування. Дійсно, після логарифмування обох частин рівняння (2.5), будемо мати

$$\ln[(\varepsilon_b/\sigma_b)E_{b0} - 1] = \ln k + q \ln(\sigma_b/R_b). \quad (2.6)$$

Чисельні значення параметрів k і q визначимо, розглядаючи останній вираз за граничних умов. Так, при $\varepsilon_b \rightarrow \varepsilon_{bR}$, $\sigma_b \rightarrow R_b$, і (2.6) набуде вигляду

$$\ln[(\varepsilon_{bR}/R_b)E_{b0} - 1] = \ln k + q \ln(R_b/R_b) = \ln k + 0, \quad (2.7)$$

звідки

$$\begin{aligned} k &= (\varepsilon_{bR}/R_b)E_{b0} - 1 = E_{b0}/E'_{bR} - 1 = E_{b0}/(v_{bR}E_{b0}) - 1 = \\ &= 1/v_{bR} - 1 = (1 - v_{bR})/v_{bR} = \lambda_{bR}/(1 - \lambda_{bR}), \end{aligned} \quad (2.8)$$

де ε_{bR} , E'_{bR} , v_{bR} , λ_{bR} – відповідно граничні значення відносних поздовжніх деформацій, січного модуля пружно-пластичних деформацій, коефіцієнтів пружності та пластичності.

При виведенні формули (2.8) використані відомі [104] вирази:

$$E'_b = v_b E_{b0}, \quad (2.9) \quad E'_{bR} = v_{bR} E_{b0}, \quad (2.10) \quad v_{bR} + \lambda_{bR} = 1. \quad (2.11)$$

Із залежності (2.6) знайдемо параметр q :

$$q = \frac{\ln[(\varepsilon_b/\sigma_b)E_{b0} - 1] - \ln k}{\ln(\sigma_b/R_b)}. \quad (2.12)$$

Враховуючи, що $\varepsilon_b/\sigma_b = 1/E'_b$, позначивши $\sigma_b/R_b = \eta_b$ (відносний рівень напружень у бетони) та використавши відому властивість логарифмів [$\ln(N_1/N_2) = \ln N_1 - \ln N_2$], перепишемо формулу (2.12) у такому вигляді:

$$q = \frac{\ln[(E_{b0}/E'_b - 1)/k]}{\ln \eta_b}. \quad (2.13)$$

У вираз (2.13) входить січний модуль пружнопластичності бетону E'_b , що залежить від діючого напруження та коефіцієнта пластичності. Для його описання використаємо відоме твердження [99] про те, що залежність $\sigma_b \sim E'_b$ при стиску бетону, що навантажується з постійною швидкістю (монотонно), є лінійною аж до руйнування при нелінійній залежності $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ і має вигляд

$$E'_b = E_{b0}(1 - \lambda_{bR}\eta_b). \quad (2.14)$$

Підставимо вирази (2.8) і (2.14) у формулу (2.13), після чого отримаємо

$$q = \frac{\ln \frac{1/(1 - \lambda_{bR}\eta_b) - 1}{\lambda_{bR}/(1 - \lambda_{bR})}}{\ln \eta_b} = \frac{\ln \frac{\eta_b(1 - \lambda_{bR})}{1 - \lambda_{bR}\eta_b}}{\ln \eta_b}. \quad (2.15)$$



Для уникнення невизначеності типу 0/0 при розгляді останньої залежності (2.15) за граничних умов (при $\eta_b \rightarrow 1$, тобто перед руйнуванням) використаємо правило Лопіталя [52], згідно з яким

$$\lim_{\substack{x \rightarrow x_0 \\ x \rightarrow \infty}} [f(x)/\varphi(x)] = \lim_{\substack{x \rightarrow x_0 \\ x \rightarrow \infty}} [f'(x)/\varphi'(x)]. \quad (2.16)$$

З урахуванням (2.16) вираз (2.15) за граничних умов буде мати вигляд

$$\begin{aligned} \lim_{\eta_b \rightarrow 1} q &= \lim_{\eta_b \rightarrow 1} \left\{ \frac{\ln \frac{\eta_b (1 - \lambda_{bR})}{1 - \lambda_{bR} \eta_b}}{\ln \eta_b} \right\} = \lim_{\eta_b \rightarrow 1} \left\{ \frac{\left[\ln \frac{\eta_b (1 - \lambda_{bR})}{1 - \lambda_{bR} \eta_b} \right]'}{[\ln \eta_b]'} \right\} = \\ &= \lim_{\eta_b \rightarrow 1} \left\{ \frac{\left[\eta_b (1 - \lambda_{bR}) \right]' (1 - \lambda_{bR} \eta_b) - \eta_b (1 - \lambda_{bR}) (1 - \lambda_{bR} \eta_b)'}{(1 - \lambda_{bR} \eta_b)^2} \frac{1}{\eta_b (1 - \lambda_{bR}) / (1 - \lambda_{bR} \eta_b)} \right\} = \\ &= \lim_{\eta_b \rightarrow 1} \left\{ \frac{\frac{1}{\eta_b}}{\frac{1}{\eta_b}} \right\} = \lim_{\eta_b \rightarrow 1} \frac{1}{1 - \lambda_{bR} \eta_b} = \frac{1}{1 - \lambda_{bR}}. \quad (2.17) \end{aligned}$$

Отже, остаточно отримаємо

$$q = 1/(1 - \lambda_{bR}) = 1/v_{bR}. \quad (2.18)$$

Слід зазначити, що коли параметр k було знайдено без будь-яких труднощів (така ж сама послідовність математичних викладок була застосована і в роботі [55]), то визначення параметра нелінійності деформування q супроводжувалось використанням додаткової лінійної апроксимації кривої $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ у заміненіх координатах $E'_b \sim \eta_b$ [99]. Автору [55] у формалізованому вигляді q отримати не вдалось, а тому пропонується його визначати за умови мінімуму квадратичних абсолютних відхилень дослідних деформацій від апроксимуючих кривих діаграм $\sigma_b \sim \varepsilon_b$. У такій інтерпретації параметр q втрачає свою фізичну сутність.

Враховуючи формули (2.8) і (2.18), рівняння механічного стану бетону (а також будь-якого пружно-пластичного матеріалу) при одноразовому статичному навантаженні (2.4) набуде вигляду



$$\varepsilon_b = \sigma_b \left[I + \frac{I - v_{bR}}{v_{bR}} \left(\frac{\sigma_b}{R_b} \right)^{1/v_{bR}} \right] / E_{b0} \quad (2.19)$$

або з урахуванням (2.11)

$$\varepsilon_b = \sigma_b \left[I + \frac{\lambda_{bR}}{I - \lambda_{bR}} \left(\frac{\sigma_b}{R_b} \right)^{1/(1-\lambda_{bR})} \right] / E_{b0} \quad (2.20)$$

Перетворимо формулу (2.19) до вигляду $\sigma_b = f(\varepsilon_b)$. Враховуючи, що

$$\sigma_b = E'_b \varepsilon_b = v_b E_{b0} \varepsilon_b, \quad (2.21)$$

отримаємо

$$\varepsilon_b E_{b0} - v_b E_{b0} \varepsilon_b = \frac{I - v_{bR}}{v_{bR}} \frac{\sigma_b^{(1+v_{bR})/v_{bR}}}{R_b^{1/v_{bR}}}, \quad (2.22)$$

звідки

$$\sigma_b^{(1+v_{bR})/v_{bR}} = \frac{v_{bR} E_{b0} (I - v_b) R_b^{1/v_{bR}} \varepsilon_b}{I - v_{bR}} \quad (2.23)$$

З формули (2.14), зіставляючи останню з виразом (2.9), випливає, що

$$v_b = I - \lambda_{bR} \eta_b = I - (I - v_{bR}) (\sigma_b / R_b), \quad (2.24)$$

звідки

$$I - v_b = (I - v_{bR}) (\sigma_b / R_b). \quad (2.25)$$

Після підстановки (2.25) у (2.23) будемо мати [20,21]

$$\sigma_b^{(1+v_{bR})/v_{bR}} = \frac{v_{bR} E_{b0} (I - v_{bR}) (\sigma_b / R_b) R_b^{1/v_{bR}} \varepsilon_b}{I - v_{bR}} = v_{bR} E_{b0} \sigma_b R_b^{(1-v_{bR})/v_{bR}} \varepsilon_b; \quad (2.26)$$

$$\sigma_b^{1/v_{bR}} = v_{bR} E_{b0} R_b^{(1-v_{bR})/v_{bR}} \varepsilon_b, \quad (2.27)$$

або, враховуючи, що

$$R_b = E'_{bR} \varepsilon_{bR} = v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}, \quad (2.28)$$

$$\sigma_b = v_{bR}^{v_{bR}} E_{b0}^{v_{bR}} (v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR})^{1-v_{bR}} \varepsilon_b^{v_{bR}} = v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{1-v_{bR}} \varepsilon_b^{v_{bR}}. \quad (2.29)$$

Формула (2.29) апроксимує криву $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ і коректна за граничних умов:

$$\lim_{\varepsilon_b \rightarrow 0} \sigma_b = v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{1-v_{bR}} 0^{v_{bR}} = 0; \quad (2.30)$$

$$\lim_{\varepsilon_b \rightarrow \varepsilon_{bR}} \sigma_b = v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{1-v_{bR}} \varepsilon_{bR}^{v_{bR}} = v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR} = R_b. \quad (2.31)$$

Часто в науково-дослідній практиці при вирішенні конкретних задач виникає необхідність описання залежності “напруження~деформації” у вигляді

$$\sigma_b = f(\varepsilon_{b,pl}), \quad (2.32)$$

де $\varepsilon_{b,pl}$ – пластичні деформації бетону.



Для цього застосуємо відомий прийом [104] описання одних і тих же напружень через пружні $\varepsilon_{b,el}$ і повні деформації бетону ε_b :

$$\sigma_b = \varepsilon_{b,el} E_{b0} = \varepsilon_b E'_b = (\varepsilon_{b,el} + \varepsilon_{b,pl}) E'_b = (\varepsilon_{b,el} + \varepsilon_{b,pl}) \nu_b E_{b0}, \quad (2.33)$$

звідки

$$\varepsilon_{b,el} = \frac{\nu_b}{1 - \nu_b} \varepsilon_{b,pl}. \quad (2.34)$$

Перепишемо рівняння (2.29) у вигляді

$$\sigma_b = \nu_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I-\nu_{bR}} (\varepsilon_{b,el} + \varepsilon_{b,pl})^{\nu_{bR}} \quad (2.35)$$

і підставимо в нього залежність (2.34), після чого отримаємо

$$\sigma_b = \nu_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I-\nu_{bR}} \left(\frac{\nu_b}{1 - \nu_b} \varepsilon_{b,pl} + \varepsilon_{b,pl} \right)^{\nu_{bR}} = \nu_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I-\nu_{bR}} \left(\frac{1}{1 - \nu_b} \right)^{\nu_{bR}} \varepsilon_{b,pl}^{\nu_{bR}}. \quad (2.36)$$

З урахуванням вище застосованих підстановок (2.24) і (2.25) будемо мати

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \nu_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I-\nu_{bR}} \left(\frac{1}{(1 - \nu_{bR}) \sigma_b / R_b} \right)^{\nu_{bR}} \varepsilon_{b,pl}^{\nu_{bR}} = \\ &= \nu_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I-\nu_{bR}} R_b^{\nu_{bR}} \left(\frac{1}{1 - \nu_{bR}} \right)^{\nu_{bR}} \varepsilon_{b,pl}^{\nu_{bR}} / \sigma_b^{\nu_{bR}}; \end{aligned} \quad (2.37)$$

$$\sigma_b^{1+\nu_{bR}} = \nu_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I-\nu_{bR}} R_b^{\nu_{bR}} \left(\frac{1}{1 - \nu_{bR}} \right)^{\nu_{bR}} \varepsilon_{b,pl}^{\nu_{bR}}. \quad (2.38)$$

З урахуванням (2.28) перепишемо (2.38) у наступному вигляді:

$$\begin{aligned} \sigma_b^{1+\nu_{bR}} &= \nu_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I-\nu_{bR}} \nu_{bR}^{\nu_{bR}} E_{b0}^{\nu_{bR}} \varepsilon_{bR}^{\nu_{bR}} \left(\frac{1}{1 - \nu_{bR}} \right)^{\nu_{bR}} \varepsilon_{b,pl}^{\nu_{bR}} = \\ &= \nu_{bR}^{1+\nu_{bR}} E_{b0}^{1+\nu_{bR}} \varepsilon_{bR} \left(\frac{1}{1 - \nu_{bR}} \right)^{\nu_{bR}} \varepsilon_{b,pl}^{\nu_{bR}}, \end{aligned} \quad (2.39)$$

звідки

$$\begin{aligned} \sigma_b &= \nu_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I/(1+\nu_{bR})} \left(\frac{1}{1 - \nu_{bR}} \right)^{\nu_{bR}/(1+\nu_{bR})} \varepsilon_{b,pl}^{\nu_{bR}/(1+\nu_{bR})} = \\ &= \frac{\nu_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I/(1+\nu_{bR})}}{(1 - \nu_{bR})^{\nu_{bR}/(1+\nu_{bR})}} \varepsilon_{b,pl}^{\nu_{bR}/(1+\nu_{bR})}. \end{aligned} \quad (2.40)$$

Дослідимо межі залежності (2.40) за граничних умов, коли $\varepsilon_b \rightarrow 0$ і $\varepsilon_b \rightarrow \varepsilon_{bR}$. Для цього представимо (2.40) так:



$$\sigma_b = \frac{v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I/(I+v_{bR})}}{(I - v_{bR})^{v_{bR}/(I+v_{bR})}} \left[\varepsilon_b (I - v_b) \right]^{v_{bR}/(I+v_{bR})} \quad (2.41)$$

або з урахуванням (2.25)

$$\sigma_b = v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I/(I+v_{bR})} \varepsilon_b^{v_{bR}/(I+v_{bR})} (\sigma_b / R_b)^{v_{bR}/(I+v_{bR})}. \quad (2.42)$$

Граничні значення σ_b будуть відповідно:

$$\lim_{\varepsilon_b \rightarrow 0} \sigma_b = v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I/(I+v_{bR})} 0^{v_{bR}/(I+v_{bR})} (\sigma_b / R_b)^{v_{bR}/(I+v_{bR})} = 0; \quad (2.43)$$

$$\begin{aligned} \lim_{\varepsilon_b \rightarrow \varepsilon_{bR}} \sigma_b &= v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I/(I+v_{bR})} \varepsilon_{bR}^{v_{bR}/(I+v_{bR})} (R_b / R_b)^{v_{bR}/(I+v_{bR})} = \\ &= v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR} = R_b, \end{aligned} \quad (2.44)$$

тобто апроксимація залежності $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ у вигляді (2.40) коректна за граничних умов.

Іноді в дослідницькій практиці виникає необхідність апроксимації залежності напружень від деформацій бетону у вигляді

$$\sigma_b = f(\lambda_b), \quad (2.45)$$

де $\lambda_b = \varepsilon_{b,pl} / \varepsilon_b$ – коефіцієнт пластичності бетону, який комплексно враховує нелінійність миттєвого деформування.

Для вирішення цієї задачі розв'яжемо систему з вище отриманих рівнянь (2.29) і (2.40)

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I-v_{bR}} \varepsilon_b^{v_{bR}}, \\ \sigma_b &= \frac{v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I/(I+v_{bR})}}{(I - v_{bR})^{v_{bR}/(I+v_{bR})}} \varepsilon_{b,pl}^{v_{bR}/(I+v_{bR})} \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} (a) \\ (б) \end{array} \quad (2.46)$$

або

$$\left. \begin{aligned} \sigma_b &= A_1 \varepsilon_b^{\alpha_1}, \\ \sigma_b &= A_2 \varepsilon_{b,pl}^{\alpha_2}, \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} (a) \\ (б) \end{array} \quad (2.47)$$

де

$$A_1 = v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I-v_{bR}}, \quad (2.48)$$

$$A_2 = \frac{v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I/(I+v_{bR})}}{(I - v_{bR})^{v_{bR}/(I+v_{bR})}}, \quad (2.49)$$

$$\alpha_1 = v_{bR}, \quad (2.50) \quad \alpha_2 = \frac{v_{bR}}{I + v_{bR}}. \quad (2.51)$$

Враховуючи, що у формулах (2.47,*a*) і (2.47,*б*) одні й ті ж самі напруження σ_b виражені відповідно через повні та пластичні деформації, визначимо ε_b ,



привівнявши праві частини рівнянь системи:

$$A_1 \varepsilon_b^{\alpha_1} = A_2 \varepsilon_{b,pl}^{\alpha_2} \quad (2.52)$$

Поділивши обидві частини рівняння (2.52) на $\varepsilon_b^{\alpha_2}$, будемо мати

$$A_1 (\varepsilon_b^{\alpha_1} / \varepsilon_b^{\alpha_2}) = A_2 (\varepsilon_{b,pl}^{\alpha_2} / \varepsilon_b^{\alpha_2}); \quad A_1 \varepsilon_b^{\alpha_1 - \alpha_2} = A_2 \lambda_b^{\alpha_2}; \quad \varepsilon_b^{\alpha_1 - \alpha_2} = (A_2 / A_1) \lambda_b^{\alpha_2},$$

звідки

$$\varepsilon_b = (A_2 / A_1)^{1/(\alpha_1 - \alpha_2)} \lambda_b^{\alpha_2 / (\alpha_1 - \alpha_2)}. \quad (2.53)$$

Підставимо (2.53) у формулу (2.47,а):

$$\sigma_b = A_1 \left[(A_2 / A_1)^{1/(\alpha_1 - \alpha_2)} \lambda_b^{\alpha_2 / (\alpha_1 - \alpha_2)} \right]^{\alpha_1} = A_1^{\alpha_1} A_2^{\alpha_1 / (\alpha_1 - \alpha_2)} \lambda_b^{\alpha_1 \alpha_2 / (\alpha_1 - \alpha_2)} \quad (2.54)$$

З урахуванням (2.50) і (2.51) виконаємо зворотні перетворення:

$$\frac{\alpha_2}{\alpha_2 - \alpha_1} = \frac{v_{bR} / (I + v_{bR})}{v_{bR} / (I + v_{bR}) - v_{bR}} = -\frac{I}{v_{bR}}, \quad (2.55)$$

$$\frac{\alpha_1}{\alpha_1 - \alpha_2} = \frac{v_{bR}}{v_{bR} - v_{bR} / (I + v_{bR})} = \frac{I + v_{bR}}{v_{bR}}, \quad (2.56)$$

$$\frac{\alpha_1 \alpha_2}{\alpha_1 - \alpha_2} = \frac{v_{bR} [v_{bR} / (I + v_{bR})]}{v_{bR} - v_{bR} / (I + v_{bR})} = I. \quad (2.57)$$

Після підстановки (2.48), (2.49), (2.55), (2.56) і (2.57) у (2.54) остання залежність переписеться у вигляді

$$\sigma_b = \left[v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I - v_{bR}} \right]^{-I/v_{bR}} \left[\frac{v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^{I/(I+v_{bR})}}{(I - v_{bR})^{v_{bR}/(I+v_{bR})}} \right]^{(I+v_{bR})/v_{bR}} \lambda_b = \frac{v_{bR}}{I - v_{bR}} E_{b0} \varepsilon_{bR} \lambda_b \quad (2.58)$$

або по-іншому з урахуванням (2.11)

$$\sigma_b = \frac{v_{bR}}{I - v_{bR}} E_{b0} \varepsilon_{bR} (I - v_b). \quad (2.59)$$

Як відмічалось вище, при виведенні формул однією з прийнятих гіпотез була передумова про існування лінійної апроксимації залежності $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ у заміненних координатах $E'_{b0} \sim \eta_b$ і співвідношення (2.24), що з неї витікає і в якому за граничних умов $v_b = v_{bR}$ при $\eta_b \rightarrow 1$ і $v_b = 1$ при $\eta_b \rightarrow 0$. У зв'язку з цим граничні значення σ_b , що визначаються з формули (2.59) будуть:

$$\lim_{v_b \rightarrow I} \sigma_b = \lim_{v_b \rightarrow I} \left[\frac{v_{bR}}{I - v_{bR}} E_{b0} \varepsilon_{bR} (I - v_b) \right] = \frac{v_{bR}}{I - v_{bR}} E_{b0} \varepsilon_{bR} (I - I) = 0, \quad (2.60)$$



$$\lim_{v_b \rightarrow v_{bR}} \sigma_b = \lim_{v_b \rightarrow v_{bR}} \left[\frac{v_{bR}}{1 - v_{bR}} E_{b0} \varepsilon_{bR} (1 - v_b) \right] = \frac{v_{bR}}{1 - v_{bR}} E_{b0} \varepsilon_{bR} (1 - v_{bR}) = v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR} = R_b, \quad (2.61)$$

тобто формула (2.59) має фізичний зміст за граничних умов.

Деякі автори у своїх експериментальних дослідженнях спостерігали низхідну вітку на діаграмах стиску бетонів [37,38,39,46,64,72,78,93,95,101,142, 143,148]. В.М.Бондаренко [55] пояснює наявність такої ділянки неврахуванням при розрахунках дійсних напружень через зменшення площі поперечного перерізу бетонних зразків, що активно чинить опір зовнішньому навантаженню. Подібне явище має місце й на діаграмі розтягу стандартних зразків м'якої сталі, а скорочення площі перерізу називають "шийкою" стікання (див. параграф 2.1.2). В.К.Балавадзе [40] пояснює вказану діаграму "чисто пластичними" деформаціями, коли кристалічний зросток унаслідок розвитку незворотних мікротріщин піддається руйнуванню, а гелева складова все ще продовжує пластично деформуватись. При цьому він вважає, що стиснення деформацій неармованого бетону здатне підвищити границю міцності та граничну деформативність бетону. Останнє, на думку автора [40], і наперед визначає такі спостережені в досліді факти, як підвищена розтяжність армованого (особливо дисперсно армованого) бетону, збільшення граничних деформацій крайніх фібр згинальних елементів і підвищення границь міцності бетонів на стиск і на розтяг при згині по відношенню до відповідних характеристик при центральних стиску та розтягу.

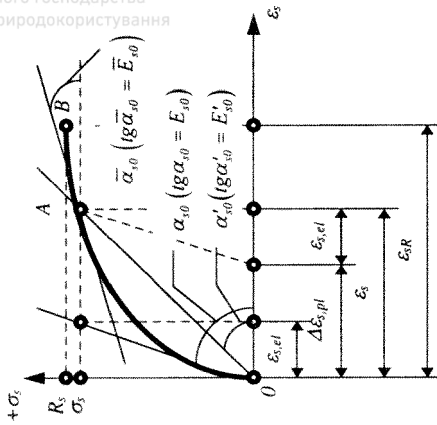
2.1.2. Арматура. Особливість роботи м'якої сталі полягає в тому, що її діаграма деформування під навантаженням розділяється на дві ділянки – пружного та пружно-пластичного деформувань. Нерідко в цьому випадку користуються спрощеною розрахунковою схемою, що підпорядковується ідеалізованій діаграмі Прандтля [92] (рис. 2.2,а). При цьому вважають, що в пружній області діаграма $\sigma_s \sim \varepsilon_s$ має вигляд прямої OA аж до межі текучості σ_y , а в області пружно-пластичної деформації вона обмежена горизонтальною прямою AB .

Краще м'якій сталі відповідає білінійна ламана діаграма OAB (рис. 2.2,б). Пружну область обмежує похила пряма OA із найбільшою ординатою σ_y і тангенсом кута нахилу $tg \alpha_{s0} = E_{s0}$, де E_{s0} – модуль пружної деформації. Пружно-пластичній області (зоні лінійного зміцнення*) відповідає похила пряма AB , тангенс кута нахилу якої $tg \bar{\alpha}_{s0} = \bar{E}_{s0}$, де \bar{E}_{s0} – модуль пружно-пластичної деформації.

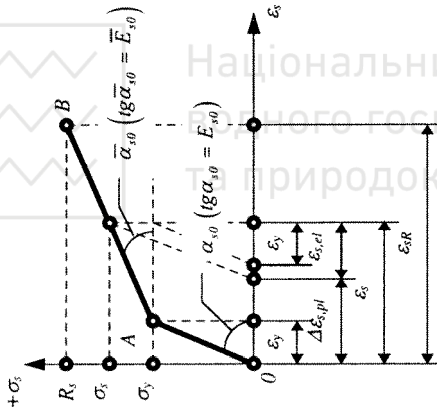
В загальному випадку співвідношення $\sigma_s \sim \varepsilon_s$ при першому завантаженні має вигляд [102]

$$\sigma_s = \Phi(\varepsilon_i). \quad (2.62)$$

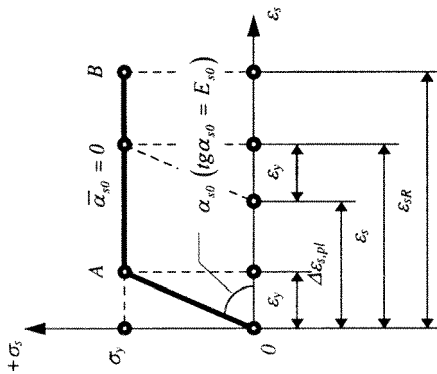
* Зміцнення – здатність пружно-пластичного матеріалу після досягнення межі текучості чинити опір зовнішньому силовому впливу.



в



б



а

Рисунок 2.2. - Схеми діаграм деформування арматурних сталей при розтягу:

а - ідеалізована діаграма Прандтля; б - умовна діаграма деформування м'якої арматурної сталі;

в - умовна діаграма деформування жорсткої арматурної сталі



У випадку лінійного зміцнення при $\varepsilon_s > \varepsilon_y$

$$\Phi(\varepsilon_s) = k\sigma_y + 2G(I-k)\varepsilon_s, \quad (2.63)$$

де $\sigma_y = 2G\varepsilon_y$ – фізична межа текучості при розтягу; G, k – сталі характеристики матеріалу.

Зважаючи на те, що модуль зсуву дорівнює

$$G = \frac{E_{s0}}{2(1 + \mu_s)}, \quad (2.64)$$

(де $\mu_s = \varepsilon_{s,tr} / \varepsilon_{s,l}$ – коефіцієнт Пуассона сталі), а також за умови відсутності поперечних деформацій ($\varepsilon_{s,tr} = 0$) перепишемо вираз (2.63) у більш звичному вигляді

$$\sigma_s = E_{s0} [k\varepsilon_y + (I-k)\varepsilon_s]. \quad (2.65)$$

Виразимо повні відносні деформації сталі ε_s через пластичні $\Delta\varepsilon_{s,pl}$

$$\varepsilon_s = \Delta\varepsilon_{s,pl} + \varepsilon_y + \frac{\sigma_s - \sigma_y}{E_{s0}}. \quad (2.66)$$

Тоді

$$\begin{aligned} \sigma_s &= E_{s0} \left[k\varepsilon_y + (I-k) \left(\Delta\varepsilon_{s,pl} + \varepsilon_y + \frac{\sigma_s - \sigma_y}{E_{s0}} \right) \right] = \\ &= \sigma_y + (I-k)E_{s0}\Delta\varepsilon_{s,pl} + (I-k)(\sigma_s - \sigma_y) \end{aligned}$$

і далі

$$(\sigma_s - \sigma_y) - (I-k)(\sigma_s - \sigma_y) = (I-k)E_{s0}\Delta\varepsilon_{s,pl};$$

$$\sigma_s - \sigma_y = \frac{I-k}{k} E_{s0} \Delta\varepsilon_{s,pl}. \quad (2.67)$$

З другого боку

$$\sigma_s - \sigma_y = \bar{E}_{s0} (\varepsilon_s - \varepsilon_y) \quad (2.68)$$

або з урахуванням (2.66)

$$\sigma_s - \sigma_y = \bar{E}_{s0} \left(\Delta\varepsilon_{s,pl} + \frac{\sigma_s - \sigma_y}{E_{s0}} \right);$$

$$\sigma_s - \sigma_y = \frac{\bar{E}_{s0}}{E_{s0} - \bar{E}_{s0}} E_{s0} \Delta\varepsilon_{s,pl}. \quad (2.69)$$

Порівняємо вирази (2.67) і (2.69). Очевидно, що

$$\frac{I-k}{k} = \frac{\bar{E}_{s0}}{E_{s0} - \bar{E}_{s0}},$$

звідки

$$k = \frac{E_{s0} - \bar{E}_{s0}}{E_{s0}}. \quad (2.70)$$



Дослідимо параметр k за граничних умов, а саме при $\bar{E}_{s0} \rightarrow 0$ (ідеально-пластичний матеріал) і $\bar{E}_{s0} \rightarrow E_{s0}$ (пружна робота):

$$\lim_{\bar{E}_{s0} \rightarrow 0} k = \lim_{\bar{E}_{s0} \rightarrow 0} \frac{E_{s0} - 0}{E_{s0}} = 1; \quad (2.71)$$

$$\lim_{\bar{E}_{s0} \rightarrow E_{s0}} k = \lim_{\bar{E}_{s0} \rightarrow E_{s0}} \frac{E_{s0} - E_{s0}}{E_{s0}} = 0. \quad (2.72)$$

Отже, коректність параметра k не викликає сумнівів.

Діаграму деформування жорсткої арматурної сталі (рис. 2.2,в) можна апроксимувати ламаною лінією (як і для м'якої сталі), приймаючи точку A (рис. 2.2,б) за умовну границю текучості. Але в більшій мірі вона аналогічна кривій нелінійного деформування бетону (рис. 2.1) та її аналітичні описання у вигляді залежностей напружень σ_s від повних ε_s і пластичних $\varepsilon_{s,pl}$ відносних деформацій, а також коефіцієнта пластичності λ_s (або коефіцієнта пружності ν_s) сталі можна предствити подібно відповідним виразам (2.29), (2.40) і (2.59) наступним чином:

$$\sigma_s = \nu_{sR}^{V_{sR}} E_{s0}^{V_{sR}} \left(\nu_{sR} E_{s0} \varepsilon_{sR} \right)^{I - V_{sR}} \varepsilon_s^{V_{sR}} = \nu_{sR} E_{s0} \varepsilon_{sR}^{I - V_{sR}} \varepsilon_s^{V_{sR}}; \quad (2.73)$$

$$\sigma_s = \frac{\nu_{sR} E_{s0} \varepsilon_{sR}^{I/(I+V_{sR})}}{\left(I - \nu_{sR} \right)^{V_{sR}/(I+V_{sR})}} \varepsilon_{s,pl}^{V_{sR}/(I+V_{sR})}; \quad (2.74)$$

$$\sigma_s = \frac{\nu_{sR}}{I - \nu_{sR}} E_{s0} \varepsilon_{sR} \lambda_s = \frac{\nu_{sR}}{I - \nu_{sR}} E_{s0} \varepsilon_{sR} (I - \nu_s). \quad (2.75)$$

Багато дослідників при випробуваннях арматури спостерігали на діаграмі деформування низхідну ділянку після досягнення границі міцності матеріалу. Тут треба зазначити, що при розтяганні арматурного зразка виявляється не лише збільшення його довжини, але й поперечне звуження, тобто площа поперечного перерізу весь час зменшується. Тому розділивши прикладену силу на початкову площу перерізу, виміряну до виконання досліду, величина істинного напруження отримана не буде. До межі текучості зміна площі перерізу невелика й суттєвої ролі в розрахунках не грає. В подальшому, коли матеріал тече, настає більш значне рівномірне її зменшення по всій довжині. Ще далі, при досягненні межі міцності з'являється місцеве звуження – шийка, і аж до руйнування поперечний переріз останньої різко скорочується. Автори [92] експериментально довели, що абсциси діаграми деформування з низхідною ділянкою, що зображують відносне видовження після досягнення матеріалом тимчасового опору розриву недостатньо точно характеризують здатність матеріалу видовжуватись, тому що після утворення шийки відносне видовження буде залежати й від поперечних розмірів зразка. За результатами авторів [92] істинна діаграма розтягу, побудована для дійсних напружень $\sigma = P/A_p$, де A_p – змінна площа перерізу, вказує на те, що й за границею міцнос-

ті (текучості) напруження весь час безперервно збільшуються до самого моменту розриву (руйнування).

2.2. Параметри деформування матеріалів при малоциклових навантаженнях

Поведінку пружно-пластичних матеріалів при малоциклових навантаженнях визначають шляхом випробувань, що характеризуються такими параметрами [65]:

– **цикл напружень (деформацій)** – сукупність послідовних значень напружень (деформацій) упродовж одного періоду їхньої зміни (рис. 2.3);

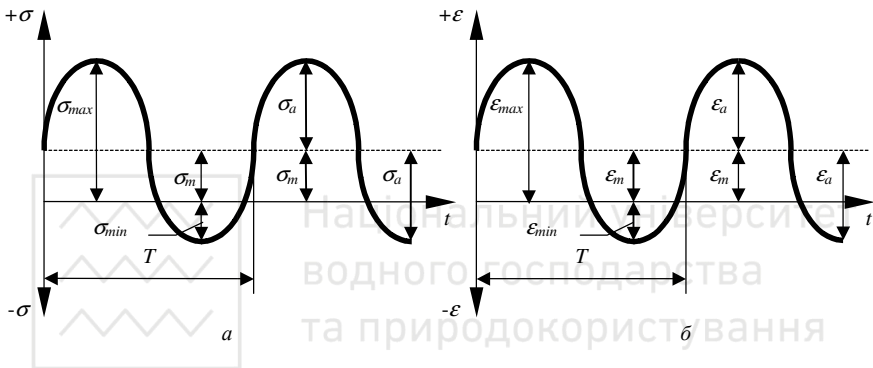


Рисунок 2.3 – Цикли напружень (а) і деформацій (б)

– **частота циклів w** – відношення кількості циклів напружень (деформацій) до інтервалу часу їхньої дії;

– **період циклу T** – тривалість одного циклу напружень (деформацій) (рис. 2.3);

– **максимальне напруження σ_{\max} (деформація ϵ_{\max}) циклу** – найбільше за алгебричним значенням напруження (деформація) циклу (рис. 2.3 і 2.4);

– **мінімальне напруження σ_{\min} (деформація ϵ_{\min}) циклу** – найменше за алгебричним значенням напруження (деформація) циклу (рис. 2.3 і 2.4);

– **середнє напруження σ_m (деформація ϵ_m) циклу** – постійна (позитивна або від’ємна) складова циклу напруження (деформації) (рис. 2.3 і 2.4), що дорівнює алгебричній напівсумі максимального та мінімального напруження (деформації) циклу;

– **амплітуда напружень σ_a (деформацій ϵ_a) циклу** – найбільше числове позитивне значення змінної складової циклу напружень (деформацій) (рис. 2.3 і 2.4);

– **розмах напружень $2\sigma_a$ (деформацій $2\epsilon_a$) циклу** – алгебрична різниця максимального та мінімального напружень (деформацій) циклів;

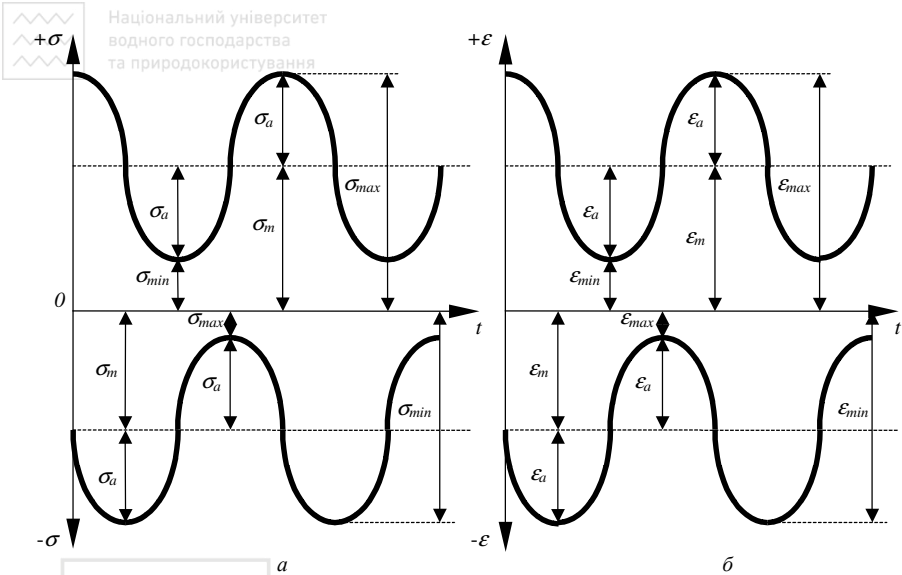


Рисунок 2.4 – Параметри циклів напружень (а) і деформацій (б) у області розтягу та стиску

– **симетричний цикл напружень (деформацій)** – цикл, у якого максимальне та мінімальне напруження (деформація) однакові за абсолютним значенням, але протилежні за знаком (рис. 2.5,з);

– **асиметричний цикл напружень (деформацій)** – цикл, у якого максимальне та мінімальне напруження (деформація) мають різні абсолютні значення (рис. 2.5,а,б,в,д,е,є);

– **знакозмінний цикл напружень (деформацій)** – цикл напружень (деформацій), що змінюються за значенням і знаком (рис. 2.5,в,з,д);

– **знакосталий цикл напружень (деформацій)** – цикл напружень (деформацій), що змінюється лише за абсолютним значенням (рис. 2.5,а,б,е,є);

– **віднульовий цикл напружень (деформацій)** – знакосталий цикл напружень (деформацій), що змінюється від нуля до максимального [$\sigma_{\min}=0$ ($\epsilon_{\min}=0$)] або від нуля до мінімального [$\sigma_{\max}=0$ ($\epsilon_{\max}=0$)] значення (рис. 2.5,б,е);

– **коефіцієнт асиметрії циклу напружень ρ_{σ}** – відношення мінімального напруження циклу до максимального;

– **коефіцієнт асиметрії циклу деформацій ρ_{ϵ}** – відношення мінімальної деформації циклу до максимальної;

– **циклічна довговічність $n_{\text{цик}}$** – кількість циклів напружень або деформацій, яку витримав навантажений об'єкт до втомленісного руйнування;

– **крива втомленості** (крива Веллера) – графік, що характеризує залежність між максимальними напруженнями (деформаціями) або амплітудами циклу та циклічною довговічністю однакових зразків, побудований по пара-



метру середнього напруження або деформації циклу або по параметру коефіцієнта асиметрії циклу. Крива втомленості наближається до максимального за абсолютним значенням напруження циклу, коли ще не відбувається втомленісне руйнування до бази випробувань, яке називають *межею втомленості*.

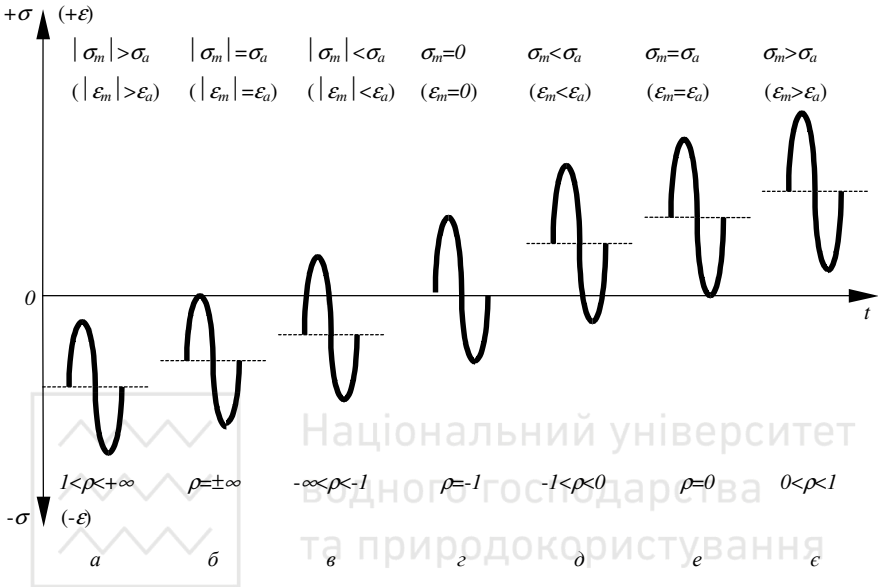


Рисунок 2.5 – Різновиди циклів напружень (деформацій) і відповідні їм значення коефіцієнтів асиметрії

2.3. Класичні уявлення про діаграми деформування пружно-пластичних матеріалів при малоциклових навантаженнях

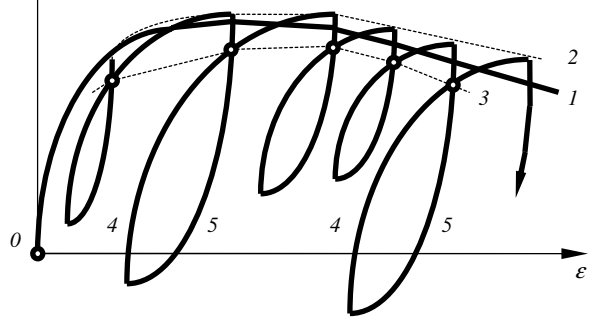
Відразу зауважимо, що класичні уявлення про особливості процесу деформування та руйнування пружно-пластичних матеріалів при циклічних навантаженнях базуються на дослідженнях металів і їхніх сплавів.

Діаграма деформування матеріалу, тобто залежність σ - ϵ при повторному навантаженні, може мати різноманітний характер, а саме, по-перше, залежно від режиму та процесу навантаження (див. параграф 1.4) і, по-друге, залежно від властивостей досліджуваного матеріалу. Вивченням діаграм циклічного деформування займалось багато авторів [67,102,124,125,126,149,150]. Обмежимося оглядом основних властивостей цих діаграм.

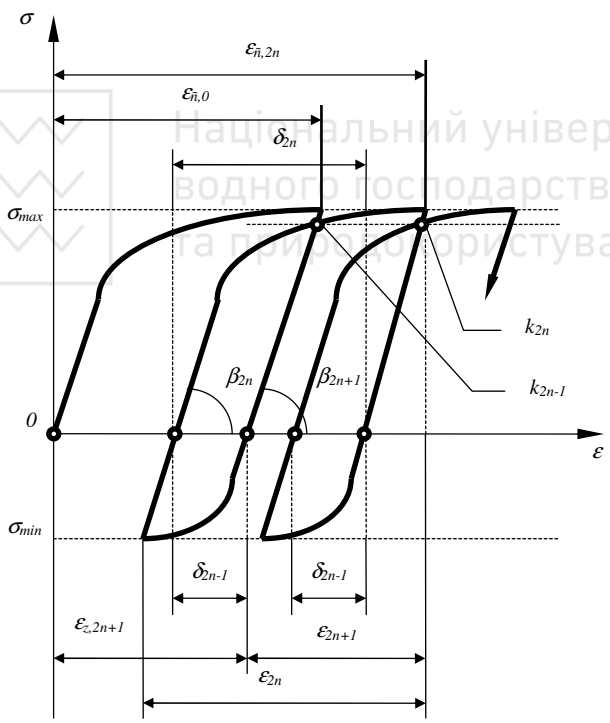
Наведемо спочатку деякі найважливіші поняття з геометрії діаграм деформування (рис. 2.6,а). Діаграму деформування матеріалу, побудовану при монотонному збільшенні відносної деформації, будемо називати *основною діаграмою деформування* 1. При повторному навантаженні діаграма деформу-



Національний університет водного господарства та природокористування



a



б

Рисунок 2.6 – Схеми та характеристики діаграм деформування пружно-пластичного матеріалу зі зміцненням при жорсткому (а) та м'якому (б) режимах циклічного навантаження

вання складається з **кривих завантаження 4 і кривих розвантаження 5**. Так звані **“мертві”** точки діаграми знаходяться на верхній або нижній **управляючих кривих 2**. Точки перетину кривих завантаження з кривими розвантаження будемо називати **вузловими точками**. Їхнім геометричним місцем є **крива пристосовності 3**. Якщо при повторних циклах крива завантаження не буде вище кривої пристосовності, то буде мати місце пристосовність матеріалу.

Далі для ілюстрації розглянемо деякі величини на діаграмі деформування пружно-пластичного матеріалу зі зміцненням, який працює при м'якому режимі малоциклового навантаження (рис. 2.6,б).

У класичній теорії при аналізі діаграм деформування пружно-пластичних матеріалів користуються напівциклами натомість цілих циклів. За нульовий напівцикл ($n=0$) приймають такий, при якому мало місце перше завантаження. В результаті виникає відносна деформація $\epsilon_{c,0}$. У ході розвантаження до нижньої “мертвої” точки відбувається деформація ϵ_l (у загальному випадку – непарна деформація ϵ_{2n+1}); при завантаженні до верхньої “мертвої” точки – деформація ϵ_2 (у загальному випадку ϵ_{2n}) і т. д. Повні відносні деформації на верхній і нижній “мертвих” точках мають вигляд відповідно $\epsilon_{c,2n}$, $\epsilon_{c,2n+1}$. Після кожного напівциклу в матеріалі відбувається пластична деформація, що характеризується **шириною гістерезисної петлі** діаграми деформування. Для визначення гістерезисної петлі прийняті позначення δ_{2n} і δ_{2n-1} – ширина петель гістерезису відповідно після парного та непарного напівциклів. І, нарешті, на діаграмі деформування можна спостерігати зміну модуля пружності, що характеризується кутом β_{2n} – при завантаженні або кутом β_{2n+1} – при розвантаженні. Виходячи з передумови пружної поведінки матеріалу при знакозмінному напруженні ($E=const$), із геометрії діаграми деформування можна визначити

$$\epsilon_{c,2n} = \epsilon_{c,0} - \sum_{k=1}^n \epsilon_{2k-1} + \sum_{k=1}^n \epsilon_{2k}. \quad (2.76)$$

Далі маємо

$$\begin{aligned} \epsilon_{2k-1} &= -\frac{\sigma_{min}}{E} + \delta_{2k-1} + \frac{\sigma_{max}}{E}; \\ \epsilon_{2k} &= -\frac{\sigma_{min}}{E} + \delta_{2k} + \frac{\sigma_{max}}{E}. \end{aligned} \quad (2.77)$$

Після підстановки (2.77) у (2.76) отримаємо рівняння

$$\epsilon_{c,2n} = \epsilon_{c,0} - \sum_{k=1}^n \delta_{2k-1} + \sum_{k=1}^n \delta_{2k}. \quad (2.78)$$

Для повної відносної деформації у нижній “мертвій” точці будемо мати

$$\epsilon_z = \epsilon_{c,0} - \epsilon_{2n+1}. \quad (2.79)$$

На рис. 2.7 наведені схеми деяких з можливих варіантів зміни деформацій у процесі навантаження залежно від кількості напівциклів. Схема на рис. 2.7,а характерна для **матеріалів, що циклічно зміцнюються**, коли залишко-

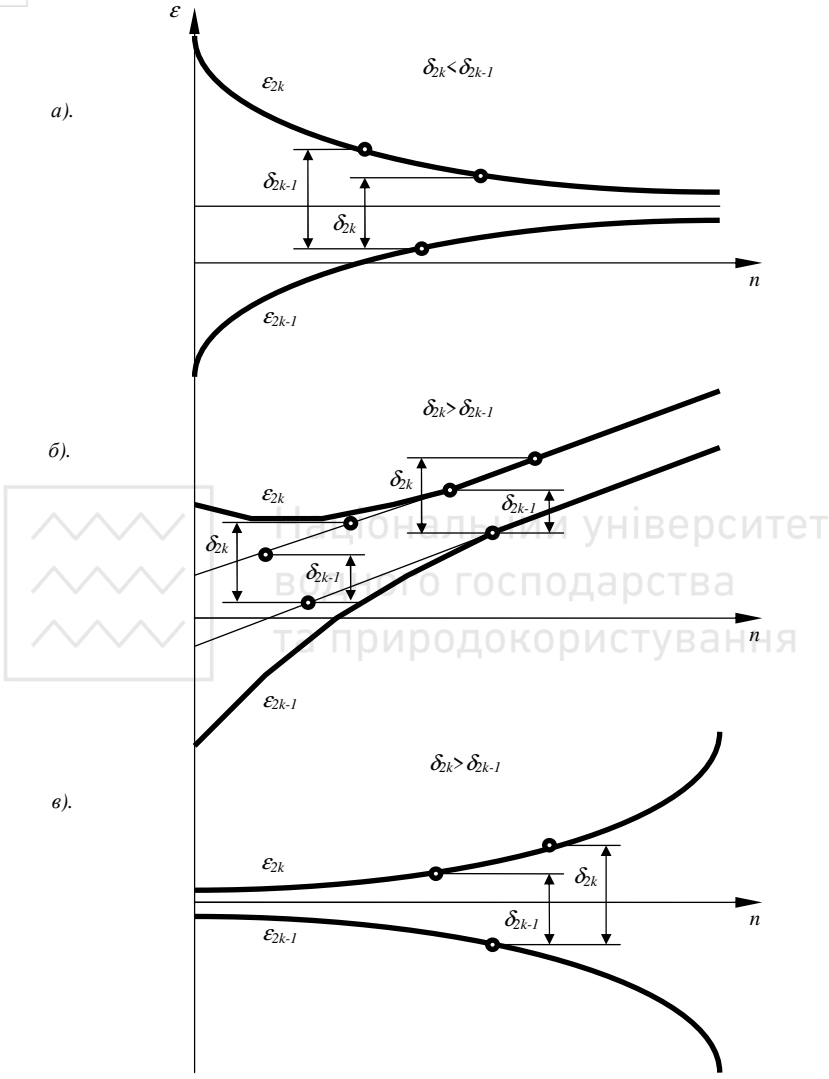


Рисунок 2.7 – Схеми зміни деформацій у процесі циклічного деформування: а – для матеріалів, що циклічно зміцнюються; б – для циклічно стабільних матеріалів; в – для матеріалів, що циклічно розміцнюються

ва деформація за напівцикл (ширина петлі) із кількістю циклів зменшується. В цьому випадку деформація, накопичена в процесі циклічного деформування, прямує до деякої постійної граничної величини. Виконані експерименти [125] показують, що така картина зберігається при різних асиметриях циклу аж до моменту утворення тріщини, після чого можливе деяке збільшення ширини петлі, що супроводжується невеликим ростом переміщень.

Для *циклічно стабільних* (ідеальних) *матеріалів* із незмінною в кожному напівциклі шириною петлі, картина деформування може відповідати рис. 2.7,б, якщо у парному та непарному напівциклах ширина петель різниться; при цьому спостерігається безперервне однобічне накопичення деформацій і інтенсивність процесу безпосередньо перед руйнуванням збільшується. Характер процесу циклічного деформування в цьому випадку суттєво залежить від ступеня асиметрії циклу. Так, для циклічно стабільної вуглеродистої сталі при симетричному циклі ріст деформацій не спостерігається, у той же самий час надто мала асиметрія спричиняє інтенсивне накопичення деформацій у сторону дії максимального напруження циклу [125].

Матеріали, що циклічно розмінюються, характеризуються ростом ширини петлі та збільшенням повної деформації, причому накопичення деформацій може відбуватись у обидві сторони дії навантаження (рис. 2.7,в).

Ширина гістерезисних петель залежить від кількості повторних навантажень; залежність для них можна представити у функціональному вигляді, наприклад [125]:

$$\delta_{2k-1} = \frac{C_1}{(2k-1)^\alpha}; \quad \delta_{2k} = \frac{C_2}{(2k)^\alpha}, \quad (2.80)$$

де C_1, C_2, α – сталі величини, які залежать від початкової деформації $\varepsilon_{c,0}$, коефіцієнта асиметрії циклу та інших факторів.

Досліджуючи ширину петлі гістерезису δ як характеристичну величину діаграми деформування, можна виявити, що вона в окремих циклах або неухильно зменшується, або не змінюється взагалі, або навіть збільшується. В таких випадках мають на увазі:

- матеріал із циклічним зміцненням (у рівності (2.77) – $\alpha > 0$);
- матеріал циклічно стабільний ($\alpha = 0$);
- матеріал із циклічним розміцненням ($\alpha < 0$).

Схематично діаграми циклічного деформування зразків із пружно-пластичних матеріалів із зміною пластичної деформації при постійних амплітудах напруження або деформації зображені на рис. 2.8. Як бачимо, для матеріалів, яким притаманна діаграма деформування, показана на рис. 2.8,а, із збільшенням кількості навантажень при незмінній амплітуді напружень відповідні деформації зменшуються, а в дослідях із заданою амплітудою деформацій відповідні напруження від циклу до циклу збільшуються. Це матеріали, що циклічно зміцнюються. Для матеріалів, що циклічно розмінюються картина протилежна (рис. 2.8,б), а для циклічно стабільних матеріалів діаграма де



Національний університет водного господарства та природокористування

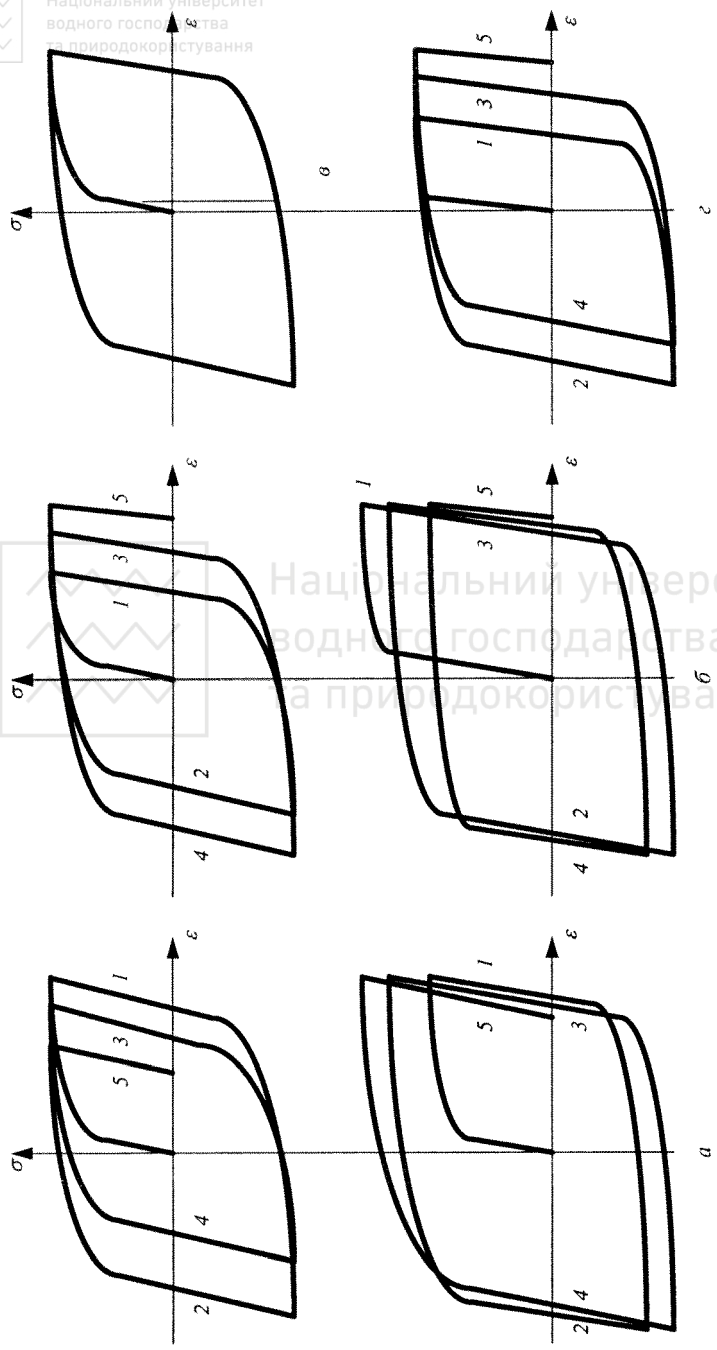


Рисунок 2.8 - Схематичні діаграми циклічного деформування

формування повторюється від циклу до циклу (рис. 2.8,в). Є й так звані циклічно анізотропні матеріали з однобічним накопиченням пошкоджень (рис. 2.8,з).

На підставі аналізу результатів багатьох досліджень автор [102] дійшов висновку, що найбільша зміна діаграм деформування відбувається при перших циклах. Більш того, як правило, із збільшенням кількості циклічних навантажень нестабільних матеріалів настає стаціонарний стан – такий, що при будь-якому подальшому навантаженні відбувається повторення діаграм деформування, тобто матеріал стає циклічно стабільним.

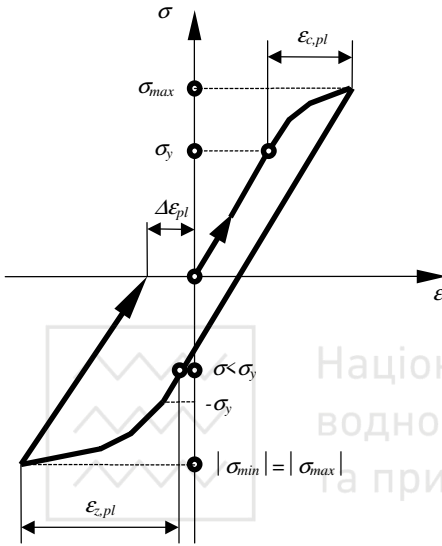


Рисунок 2.9 – Графічна ілюстрація ефекту Баушингера

При обстеженні діаграм деформування зустрічається поняття “ефект Баушингера” [102] (рис. 2.9), коли межа повзучості при розвантаженні під впливом пластичних деформацій, отриманих при завантаженні, зменшується. Пластичні деформації при розвантаженні до нижньої межі напруження σ_{min} мають більший діапазон, ніж при завантаженні до напруження σ_{max} . Різниця деформацій $\Delta\varepsilon_{pl}$ дорівнює тривалій відносній деформації після завершення циклу. Ефект Баушингера у всіх матеріалів при різних способах і режимах навантаження.

2.4. Циклічна діаграма деформування пружно-пластичного матеріалу. Гіпотеза про єдиність основної та циклічної діаграм

При вирішенні деяких задач необхідно знати поведінку матеріалу з точки зору деформаційних властивостей матеріалу конструкції, що піддається певній кількості повторних навантажень у всій сукупності навантажень, а не при одному, наприклад, останньому циклі. Такий меті не відповідає діаграма деформування, що розглядалась у параграфі 2.3 (основна діаграма деформування), у зв'язку з тим що вона характеризує деформаційні властивості для кожного циклу окремо до певного рівня напружень або деформацій, у той час як для практичних цілей має бути відомо співвідношення між деформацією та напруженням для будь-яких їхніх рівнів і при різних кількостях циклів. Таку залежність називають [136] *циклічною діаграмою деформування*.

Якщо матеріал піддавати поступовому жорсткому навантаженню з по-



стійними межами від 0 до ϵ_{\max} і при різних рівнях максимальних деформацій ϵ_{\max} визначати величини напружень σ у міру збільшення кількості напівциклів, то можна отримати залежності, що наведені на рис. 2.10,а. В системі координат σ - ϵ_{\max} геометричним місцем точок, отриманих за значеннями σ_1 , σ_2 і σ_3 для певної кількості напівциклів k при рівнях відповідно $\epsilon_{\max,1}$, $\epsilon_{\max,2}$ і $\epsilon_{\max,3}$, буде циклічна діаграма деформування для k напівциклів (рис. 2.10,б). Якщо аналогічно поступити й для інших значень k , то можна отримати сукупність циклічних діаграм деформування (рис. 2.11).

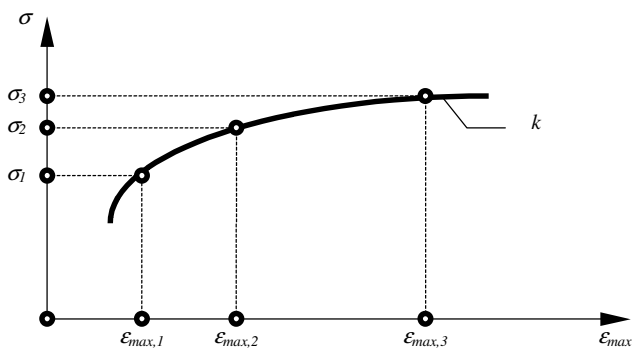
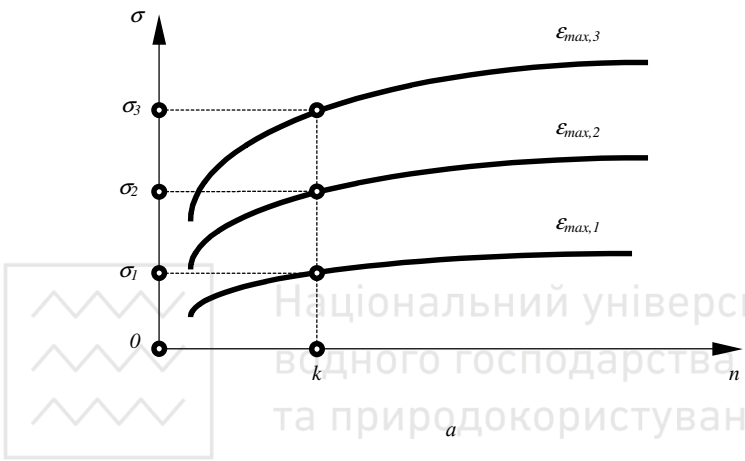


Рисунок 2.10 – Схеми циклічних діаграм деформування пружно-пластичного матеріалу при жорсткому режимі навантаження для k напівциклів: a – в координатних осях σ - n ; b – у координатних осях σ - ϵ_{\max}

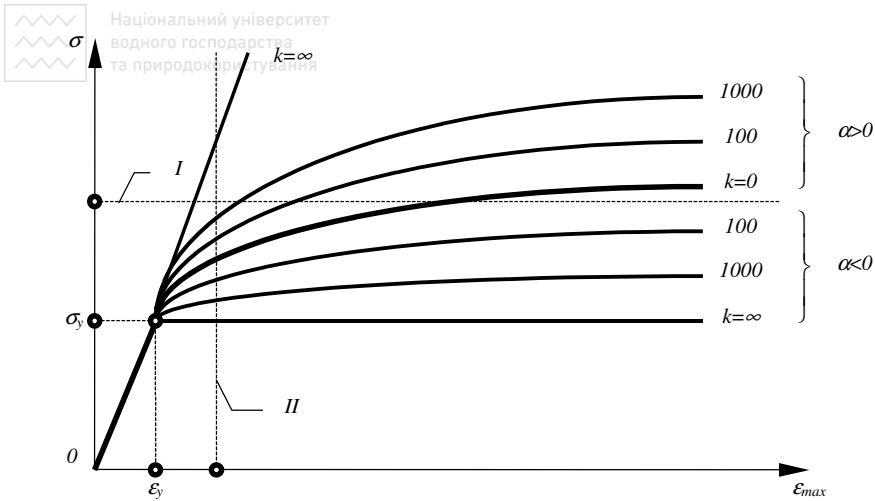


Рисунок 2.11 – Схема граничних змін узагальнених діаграм циклічного деформування (циклічних діаграм) пружно-пластичного матеріалу зі збільшенням навантажень: *I* – м'який режим навантаження; *II* – жорсткий режим навантаження

Для $k=0$ (тобто для незакінченого першого циклу) циклічна діаграма деформування тотожна основній діаграмі деформування. Якщо мається на увазі матеріал із циклічним зміцненням ($\alpha > 0$) або розміцненням ($\alpha < 0$), то циклічна діаграма деформування розташовується відповідно вище або нижче основної діаграми. Для $k=\infty$ нелінійні вітки перетворюються в прямі лінії.

У загальних випадках діаграми деформування при періодичних м'якому та жорсткому режимах навантажень із змінними межами відповідно напружень і деформацій набувають виглядів, що наведені на рис. 2.12,а та 2.12,б. Для деяких матеріалів при навантаженні відповідно до рис. 2.12,в ширину гістерезисної петлі можна приймати $\delta=0$ і таким чином припускати, що мова йде про циклічно стабільний матеріал ($\delta=const$). При кожному новому навантаженні, виходячи з указаной передумови, матеріал характеризується пружною поведінкою аж до досягнення основної діаграми деформування, при подальшому збільшенні навантаження процес протікає відповідно до основної діаграми. Цілковито очевидно, що циклічна діаграма деформування в такому випадку співпадає з основною діаграмою для всіх значень k , а не лише для $k=0$. У таких випадках можна говорити про так звану **єдиність діаграм деформування**.

Значена єдиність має велике практичне значення. На думку багатьох авторів [167,168,169], якщо пружно-пластичний матеріал, що піддавався напруженню σ_i при деформації ϵ_i і будь-яким шляхом (*I* або *2*) досяг стану, зображеному на рис. 2.13, має єдину діаграму деформування, то при збільшенні

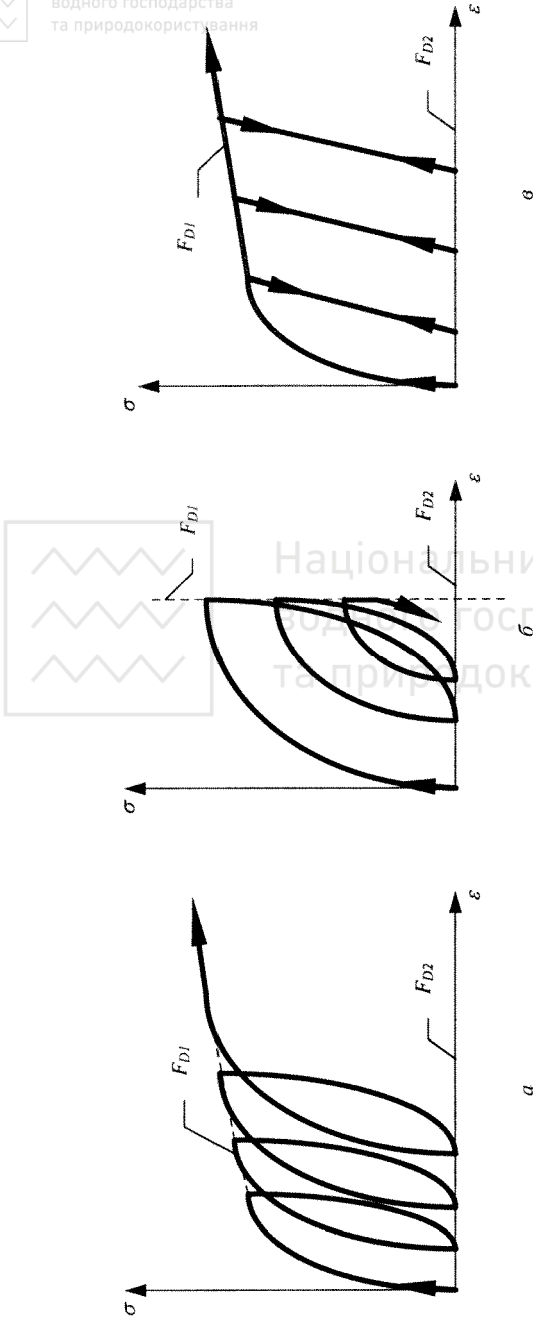


Рисунок 2.12 - Загальні випадки діаграм деформування циклічно нестабільних і циклічно стабільних пружно-пластичних матеріалів при періодичних навантаженнях: *a* - циклічно нестабільний матеріал при м'якому режимі навантаження зі змінними межами напружень; *б* - циклічно нестабільний матеріал при жорсткому режимі навантаження з постійною межею деформації; *в* - циклічно стабільний матеріал при м'якому режимі навантаження зі змінними межами напружень

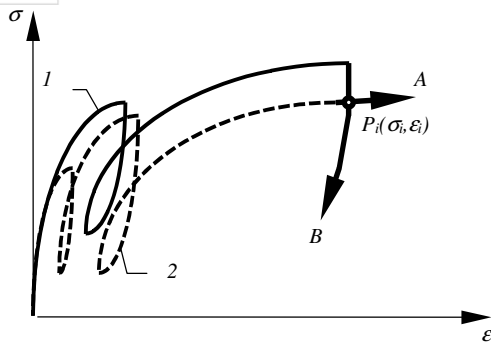


Рисунок 2.13 – Графічна ілюстрація єдиності основної та циклічної діаграм деформування пружно-пластичного матеріалу

завжди буде повторювати лінії відповідно A і B, не дивлячись на шлях отримання точки P_i . Такі твердження вказують на відсутність будь-якої залежності від попереднього бігу змін навантаження, тобто від передісторії останнього.

Такі міркування та висновки свідчать про те, що між основною й циклічною діаграмами деформування існує зв'язок [149,150], який у математичному вигляді можна представити, використовуючи експериментально визначені параметри (див. розділ 3).

2.5. Загальні закономірності малоциклової втомленості

Малоциклову втомленість матеріалу можна оцінювати за допомогою кількості циклів до руйнування n_{cyc} або міри пошкодження D . Величина n_{cyc} для заданого матеріалу залежить від багатьох параметрів, найважливішими з яких для будівельних конструкцій є максимальне напруження, процес (кількість і форма циклів) і швидкість навантаження. Але у зв'язку з тим, що властивості матеріалу є випадковими змінними величинами, то й n_{cyc} має бути також випадковою змінною величиною.

Кількість циклів до руйнування n_{cyc} простіше всього представити у вигляді кривої Веллера, тобто у вигляді залежності $\sigma_{cyc} \sim n_{cyc}$, де σ_{cyc} характеризує максимальне напруження при заданому режимі навантаження (рис. 2.14,а). Для аналізу малоциклової втомленості також може бути використана залежність $\varepsilon_{cyc} \sim n_{cyc}$, де ε_{cyc} характеризує найбільшу відносну деформацію, виявлену в місті руйнування (у більшості випадків досліджується лише її пластична частина) (рис. 2.14,б).

В обох наведених залежностях можна знайти так звану криву руйнування Френча [160], ординати якої для окремих кількостей циклів менші, ніж у кривих Веллера, що апроксимуються залежностями $\sigma_{cyc} \sim n_{cyc}$ або ж $\varepsilon_{cyc} \sim n_{cyc}$. Крива Френча є геометричним місцем напружень σ_F або деформацій ε_F , при перевищенні яких настає пошкодження матеріалу, спричинене його втомленістю. Указана крива в міру збільшення n_{cyc} асимптотично наближається до кривих Веллера, так, що для $n_{cyc} \rightarrow \infty$ маємо відповідно $\sigma_F \rightarrow \sigma_{cyc}$ або $\varepsilon_F \rightarrow \varepsilon_{cyc}$. Коли ж $\sigma > \sigma_F$ або $\varepsilon > \varepsilon_F$, то після певної кількості циклів завжди має місце руйнування,



спричинене втомленістю. Слід зазначити, що криві Френча в області малоциклової втомленості невідомі.

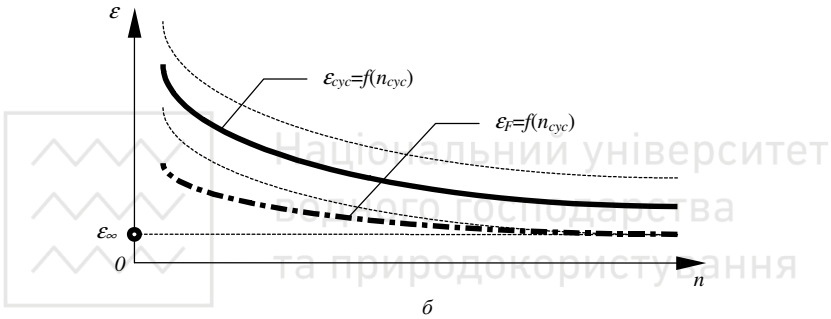
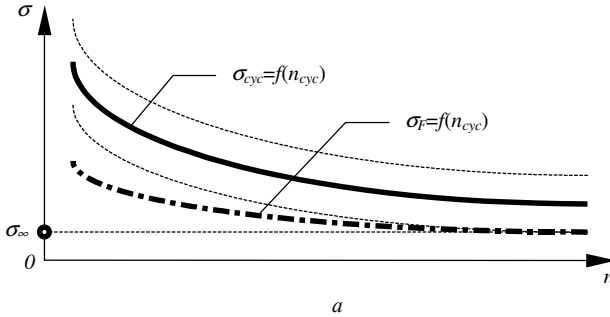


Рисунок 2.14 – Схеми кривих малоциклової втомленості (криві Веллера та Френча): *a* – в координатних осях σ - n ; *б* – у координатних осях ϵ - n

Крива Веллера визначається у вигляді середнього значення випадкового процесу $\sigma_{cyc} = f(n_{cyc})$ або $\epsilon_{cyc} = f(n_{cyc})$, але на думку автора [161,162] її не можна розповсюджувати на будь-яку ймовірність P_w . Із сукупності кривих Веллера, визначених для різних значень параметрів, для кожного матеріалу можна побудувати діаграму втомленості в різному апроксимативному оформленні.

Міра пошкодження D є відносним числом, яке для будь-якого стану матеріалу змінюється в межах $0 \leq D < 1$, а при руйнуванні $D=1$. Міру пошкоджень об'єктивно визначити шляхом випробування механічних властивостей не можливо (хоча й розшуковуються можливості визначення міри пошкоджень шляхом використання таких фізичних засобів, як ультразвукові обстеження, рентгенографічним шляхом і ін.), але все ж її можна оцінювати непрямим шляхом на підставі гіпотези відносно бігу зміни пошкоджень за різних значень початкових параметрів. Величина D тут є випадковою змінною величиною, однак її розсіювання в рівностях $n/n_{cyc}=0$ і $n/n_{cyc}=1$ має дорівнювати нулю (рис. 2.15).

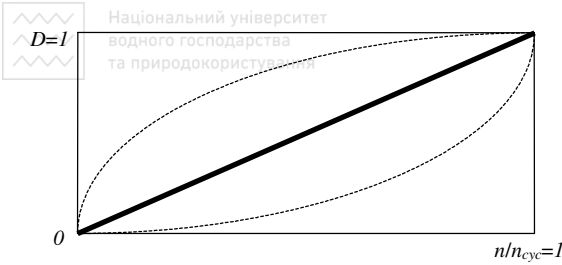


Рисунок 2.15 – Схема залежності міри пошкоджень пружно-пластичного матеріалу від відносної кількості циклів

До теперішнього часу ще не розроблено апарата визначення загальних закономірностей малоциклової втомленості будь-якого пружно-пластичного матеріалу (утім таких співвідношень немає й для багаточислової втомленості). Відомі залежності мають феноменологічний характер і

можуть бути використані лише для конкретного матеріалу й лише для певного режиму його навантаження. На думку автора [136] головною причиною тут є відсутність об'єктивної оцінки пошкоджень. Неможливість отримання загальних теоретичних залежностей пов'язана з тим, що для досліджуваних матеріалів при більш низьких рівнях навантажень не можна передбачити зміну деформацій при більш високих рівнях навантажень. Автор [136] вважає, що єдиний можливий підхід до вирішення цього питання міститься в застосуванні статистичних методів, але й тут є великі складнощі у зв'язку з необхідністю проведення великої кількості трудомістких експериментів.

3. МАЛОЦИКЛОВІ ВТОМЛЕНІСТЬ І ДОВГОВІЧНІСТЬ БЕТОНУ ТА АРМАТУРИ

3.1. Огляд досліджень

На думку І.Л.Корчинського [79] кількість малоциклових навантажень, що мають місце при землетрусах, може бути 100...1000 циклів. Повторне навантаження матеріалу веде до зниження його несучої здатності, причому зниження це тим більше, чим більшої кількості повторних навантажень піддається конструкція. Графічна залежність між кількістю циклів навантажень і несучою здатністю має вигляд кривої, яка в правій частині повільно наближається до горизонталі – межі втомленості $\sigma_{z,n}$. Автором [79] після прийняття певних гіпотез, що базуються на фізичному змісті роботи матеріалів, і застосування відомого математичного апарату апроксимації кривої шляхом попередньої лінеаризації її у заміненіх координатах у загальному вигляді отримано формулу для визначення величини $\sigma_{z,n}$, що відповідає будь-якій кількості циклів навантажень n :

$$\sigma_{z,n} = \sigma_z + (R - \sigma_z) \frac{\lg n_0 - \lg n}{\lg n}, \quad (3.1)$$

де n_0 – кількість циклів навантажень при досягненні межі втомленості $\sigma_{z,n}$.

Вважаючи, що величина кількості циклів не зробить значного впливу на

результати обчислень, і прийнявши $n=2 \times 10^6$, автор [79] отримав наступні формули для визначення значень $\sigma_{z,n}$ для $n=100$ і $n=1000$ циклів повторення навантажень:

$$\sigma_{z,100} = (0,7 + 0,3\gamma)R; \quad (3.2)$$

$$\sigma_{z,1000} = 0,5(1 + 0,3\gamma)R, \quad (3.3)$$

де $\gamma=1/(a-b\sigma_{\min}/\sigma_{\max})$ – коефіцієнт зниження міцності матеріалу при малоцикловій дії навантаження.

У цей же самий час автор [79] вважає за доцільне не диференціювати γ залежно від $\sigma_{\min}/\sigma_{\max}$, а виразити його у вигляді коефіцієнта умов роботи γ та прийняти для різних видів конструкцій наступні найбільш характерні значення: для сталевих конструкцій 1,35...1,6; арматури залізобетонних конструкцій 1,05...1,35; бетонних конструкцій 1...1,1.

Є.М.Бабич і А.П.Погореляк досліджували роботу бетонних призм при дії малоциклових навантажень [32]. Призми з важкого бетону класів В15...В40 розмірами $10 \times 10 \times 40$ і $10 \times 10 \times 60$ см випробовували на стиск одноразовими та малоцикловими статичними навантаженнями з кількістю циклів 5...200 за верхніх $\eta_b^{top} = \sigma_b/R_b$ та нижніх η_b^{low} відносних рівнів напружень відповідно $\eta_b^{top} = 0,75; 0,8; 0,85; 0,92; 0,95$ та $\eta_b^{low} = 0; 0,3$. У випадках, коли не вдавалось досягти ефекту малоциклової втомленості при повторних навантаженнях, призми доводили до руйнування одноразово дією навантаження. При цьому встановлено: якщо верхній рівень $\eta_b^{top} < 0,85$ – малоциклова втомленість не має місця та при подальшому навантаженні призм до руйнування міцність бетону збільшується в середньому на 7%. На думку авторів [32], збільшення тимчасового опору бетону центральному стиску відбувається в результаті ущільнення бетону при повторних навантаженнях середніх і низьких рівнів ($\Delta R=5\%$) та завдяки вирівнюванню напружень і перерозподілу зусиль по перерізу призм ($\Delta R=2\%$). При $\eta_b^{top} > 0,85$ призми руйнуються в процесі повторного навантаження при кінцевій кількості циклів 7...32, тобто міцність бетону при цьому зменшується (до 15%). Рівень $\eta_b^{top} = 0,85$ автори визначають як межу малоциклової пристосованості або малоциклової втомленості $\eta_{b,cyc}^{cr}$.

Критерієм для встановлення граничної кількості циклів малоциклових навантажень автори [32] пропонують вважати стабілізацію деформацій у бетоні – коли абсолютний приріст деформацій попереднього навантаження перевищує приріст деформацій наступного навантаження не менше, ніж у 2 рази. В результаті аналізу роботи призм встановлено, що основні процеси деформування бетону закінчуються після дії перших десяти циклів.

Вплив малоциклових статичних навантажень на міцність бетону при розтягу в дослідгах [32] проявився в меншій мірі. До верхнього рівня повторних напружень $\eta_{bt}^{top} = \sigma_{bt}/R_{bt} = 0,7$ тимчасовий опір центральному розтягу майже не



Є.А.Кузовчикова та А.В.Яшин із метою вивчення впливу малоциклового статичного центрального стиску на поведінку бетону проводили експериментальні дослідження на зразках-призмах розмірами $20 \times 20 \times 80$ см [91]. Частина зразків навантажувалась одноразово ступенєво до руйнування, решта – зазнавала перед руйнуванням циклічних навантажень із послідовним збільшенням відносного рівня напружень від $\eta_b = 0,19 \dots 0,46$ до $\eta_b = 0,64 \dots 0,82$ на циклі перед руйнуванням. Деякі зразки додатково отримували після кожного циклу п'ятиразового повторного навантаження до одного й того ж рівня напружень, що дозволило оцінити вплив на поведінку бетону значно більшої кількості циклів завантаження-розвантаження. В цьому випадку рівні напружень змінювалися від $\eta_b = 0,1$ на першому циклі до $\eta_b = 0,77$ на циклі перед руйнуванням.

У проведених дослідженнях [91] малоциклове прикладання навантажень не відобразилося на величині призмової міцності, що була майже однакова для всіх серій зразків ($45 \dots 45,6$ МПа). Однак указана дія помітно відбивалась на деформаціях бетону, його структурних змінах і пов'язаних із ними деяких розрахункових параметрах.

Аналізуючи характер зміни повних відносних поздовжніх $\epsilon_{b,l}$ і поперечних $\epsilon_{b,tr}$ деформацій зразків у процесі їхнього циклічного навантаження, автори [91] отримали криві залежності, що мали після декількох циклів повторних завантажень та розвантажень точки перегину. До цих точок криві повернуті опуклістю до осі відносних деформацій, після точок перегину – до осі відносного рівня напружень η_b . У дослідях одночасно зі збільшенням максимального рівня напружень і кількості циклів навантажень увігнутість та опуклість у діаграмі стиску збільшувались. Спостерігався безперервний ріст відносних залишкових поздовжніх і поперечних деформацій (що з'являються після зняття навантаження), які досягали відповідно величин $\epsilon_{b,l,pl} = 65 \times 10^{-5}$ або 25,3% максимальної відносної поздовжньої деформації бетону та $\epsilon_{b,tr,pl} = 36 \times 10^{-5}$ або 31,3% максимальної поперечної деформації. Після зняття навантаження відносні залишкові деформації зменшувались за рахунок післядії.

Пружно-миттєві поздовжні та поперечні деформації, що з'являлись під час прикладання ступенів навантаження, мали тенденцію до збільшення своїх значень із ростом кількості циклів навантаження. Це призвело до зниження (до 25%) початкового модуля пружності при повторних циклах навантаження $E_{b0,i}$ порівняно з його первісним значенням E_{b0} , причому тим у більшій мірі, чим вище був рівень η_b , передуючий повторним навантаженням.

У проведених дослідях [91] відносні нижня $\eta_{b,crc}^{low}$ і верхня $\eta_{b,crc}^{top}$ границі мікротріщиноутворення при одноразовому навантаженні, що визначались за формулами [50], були близькі відповідно до 0,3 та 0,8. Чіткої закономірності їхньої зміни з ростом кількості циклів навантаження не спостерігалось. Криві зміни відносних об'ємних деформацій бетону зразків θ_b на останньому циклі

навантаження мало чим відрізнялись за характером від кривих одноразового навантаження. Вони декілька зміщувались праворуч від початку координат на величину залишкової об'ємної деформації $\theta_{b,pl}$, яка дорівнювала в середньому 0,13%.

Зі збільшенням рівня напружень повторних циклів навантаження спостерігався деякий ріст коефіцієнта об'ємних деформацій бетону ν_b , що дорівнює відношенню повних відносних поперечних деформацій $\varepsilon_{b,lr}$ до поздовжніх $\varepsilon_{b,l}$: при $\sigma_b < 0,4R_b - \nu_b = 0,2$; при $0,4R_b \leq \sigma_b \leq 0,6R_b - \nu_b = 0,22$; при $0,6R_b \leq \sigma_b \leq 0,8R_b - \nu_b = 0,25$.

Виявлені авторами [91] особливості деформування бетону при повторних навантаженнях добре погоджувались з результатами одночасно проведених ультразвукових досліджень. Після декількох циклів повторного навантаження криві зміни відносного часу проходження ультразвуку поперек зразка $\Delta t/t$ із збільшенням навантаження набули несиметричної S-подібної форми, що дозволило виділити умовно 3 послідовних стадії:

1 стадія – переважне початкове розкриття мікротріщин, що утворились раніше в бетоні та орієнтовані, в основному, вздовж стискаючих зусиль;

2 стадія – перебільшення процесу ущільнення бетону при його стисканні над процесом розуцільнення;

3 стадія – розуцільнення структури бетону при перевищенні раніше досягнутого рівня напруження, що супроводжується утворенням і розкриттям нових мікротріщин, орієнтованих, переважно, вздовж стискаючого зусилля.

На основі отриманих даних у роботі [91], крім того, доведено, що повторні цикли завантаження та розвантаження призводять також до розвитку поперечних мікротріщин, орієнтованих перпендикулярно діючому зусиллю.

Виявлені особливості в деформуванні бетону автори [91] пропонують враховувати при розрахунку переміщень (деформацій) бетонних і залізобетонних конструкцій, що працюють без тріщин і зазнають дії малоциклових змінних навантажень, зниженням їхньої жорсткості порівняно з пружним розрахунком: при напруженнях у бетоні до $0,4R_b$ – на 15%; при $0,4R_b \leq \sigma_b \leq 0,6R_b$ – на 20%; для більш високих напружень (при $0,6R_b \leq \sigma_b \leq 0,8R_b$), що мають місце при перевантаженнях конструкцій, – на 25%.

У Нарвсько-Івангородському відділенні ВНІГ В.В.Руденко вивчав міцнісні та деформативні властивості позacentрово стиснутих бетонних і залізобетонних елементів із малою кількістю повторних статичних навантажень [119]. Експериментальні дослідження проводили на 4-х серіях зразків прямокутного перерізу 15×11 см і довжиною 100 см. Дві серії були симетрично армовані 4 $\varnothing 16$ А-III (35 ГС) і дві серії були виготовлені без поздовжнього армування. Призмova міцність зразків 1-ої та 2-ої серій до моменту випробування складала 27,0 МПа, 3-ої та 4-ої серій – 24,4 МПа. Дві серії зразків доводили до руйнування одноразовим навантаженням, а дві інші – чотириразовим, при цьому попередні три навантаження були по $0,8P_u$. З метою отримання градієнтного напруженого стану навантаження виконували з відносним ексцентриситетом $e=1/6$.



У результаті проведеного експерименту було встановлено, що гранична стисливість бетону та несуча здатність елементів у цілому після повторних навантажень декілька нижча, ніж при одноразовому навантаженні. Так, наприклад, середнє руйнівне зусилля зразків 1-ої серії склало $P_u=524,6 \text{ кН}$ при стисливості бетону найбільш напруженої грані $\varepsilon_{bu}=349 \times 10^{-5}$, у той же самий час, коли у зразків 2-ої серії, що мали такі ж самі геометричні характеристики, $P_u=499,3 \text{ кН}$ і $\varepsilon_{bu}=322,6 \times 10^{-5}$. Аналогічну картину спостерігали й у зразках 3-ої та 4-ої серій. Так, у зразках 3-ої серії $P_u=341,3 \text{ кН}$ і $\varepsilon_{bu}=359,3 \times 10^{-5}$, а в зразках 4-ої серії $P_u=246 \text{ кН}$ і $\varepsilon_{bu}=255 \times 10^{-5}$. З даних, що наведені вище, видно, що в зразках 3-ої та 4-ої серій, без поздовжньої арматури різниця в результатах більш значуща, ніж у зразках 1-ої та 2-ої серій. Відмічене явище автор [119] пояснює сумарним накопиченням мікроруйнувань у бетоні внаслідок попередніх навантажень і зниженням пластичних властивостей матеріалу. Наявність армування підвищує пружні властивості елементу й дозволяє перерозподілити зусилля в середині його, передаючи більшу частину на арматуру при зниженні несучої здатності бетону.

Зміну міцнісних і деформативних характеристик бетону при повторній дії навантаження автор [119] пропонує враховувати відповідним “коефіцієнтом багаторазовості”



де

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_{bu,n} &= \varepsilon_{bu} k_{M\varepsilon}; \\ R_{b,n} &= R_b k_{M\sigma}; \end{aligned} \right\} \quad (3.4)$$

$$\left. \begin{aligned} k_{M\varepsilon} &= \nu_b + \theta \lambda_b \sqrt{n}; \\ k_{M\sigma} &= 1 - A \Omega^m; \end{aligned} \right\} \quad (3.5)$$

$\varepsilon_{bu,n}$; $R_{b,n}$ – гранична стисливість і призмова міцність бетону при повторній силі дії;
 ε_{bu} ; R_b – те ж саме, при одноразовому впливі;

ν_b ; λ_b – коефіцієнти відповідно пружності та пластичності при одноразовому статичному навантаженні;

n – кількість циклів навантаження до руйнування;

θ – коефіцієнт, який враховує зміну петлі пластичного гістерезису в режимі “завантаження-розвантаження” ($\theta=0,3\dots0,7$);

$$\Omega - \text{рівень пошкодженості бетону} \left(\Omega = \int_0^n (1/n) dn; m = R_b / R_{b,crc} \right);$$

$R_{b,crc}^0$ – нижній рівень тріщиноутворення;

A – числовий коефіцієнт (для бетонів класу В30...В50 – $A=1$).

У Новосибірському інженерно-будівельному інституті В.А.Беккер і С.М.Сергєєв вивчали особливості розвитку об’ємних деформацій бетонів при повторних статичних стискаючих навантаженнях [47]. Раніше проведені авторами дослідження з цього питання [80,81,82] виявили дві можливості розвитку об’ємних деформацій при стиску. Вони пов’язані з рівнями власного

напруженого стану бетону, спричиненого обтиском гранул крупного заповнювача твердіною розчинною частиною. У свою чергу, власний напружений стан визначався відношенням об'ємних концентрацій заповнювача та розчинної частини.

Бетони з максимально щільною упаковкою гранул крупного заповнювача, які мали внаслідок цього мінімально можливі товщини оболонок розчинної частини навколо них, характеризувались незначними рівнями власного внутрішньоструктурного напруженого стану. Такі бетони мали два етапи зміни своєї структури при стиску: стан ущільнення, пов'язаний з лінійним зменшенням об'єму зразка при $\sigma_b < R_{b,erc}^0$, і стан руйнування, на якому спостерігалось уповільнення процесів зменшення об'єму зразків при $\sigma_b > R_{b,erc}^0$ та зростання об'єму при $\sigma_b > R_{b,erc}^V$. Було встановлено, що процес уповільнення зменшення об'єму зразка пов'язаний, перш за все, з утворенням і розвитком тріщин, відшаруванням розчинної частини від бічної поверхні гранул крупного заповнювача (при $\sigma_b > R_{b,erc}^V$). Автори [80,81,82] вважають, що в умовах безперервного росту стискаючих зусиль при відсутності інших параметрів критичного стану структури бетону та в зв'язку з тим, що верхня параметрична точка $R_{b,erc}^V$ у бетонах середніх класів фіксується безпосередньо перед їхнім руйнуванням, нижня межа мікроруйнування $R_{b,erc}^0$ є критичним рівнем реалізації міцнісних властивостей R_b^{cr} .

Друга можливість розвитку об'ємних деформацій у важкому бетоні, на думку авторів [80,81,82], пов'язана з утворенням у ньому в період твердіння власного внутрішньоструктурного напруженого стану, що додатково зміцнює контактну зону розчинної частини та гранул крупного заповнювача за рахунок їхнього обтиснення розчинною частиною, яка зменшується в об'ємі. В дослідях такого роду ефект досягався шляхом застосування для приготування бетону крупного заповнювача монофракційного складу та утворенням навколо його гранул безперервних оболонок однорідної розчинної частини певної товщини ($\delta = (1/18 \dots 1/24)d_{gp}$). При цьому в процесі монотонного зростання стискаючих напружень, удалось виділити циклічно ступеневий характер розвитку деформацій і мікроруйнування бетону. Так, після етапу ущільнення бетону, що пов'язаний з лінійним зменшенням об'єму зразка за рахунок ущільнення розчинної частини, при $\sigma_b > R_{b,erc}^0$ спостерігається ще більш інтенсивне зменшення об'єму за рахунок утворення мікроруйнувань під полюсами гранул крупного заповнювача та подальшого проникання гранул у розчинну частину бетону. Автори [123] вважають, що утворення мікроруйнувань за такою схемою відбувається через два взаємно пов'язаних фактори: певне розсування малодеформованих гранул крупного заповнювача та виникаюче при цьому поле власних напружень бетону, що сприяє утворенню локальних мік-

роруйнувань під гранулами крупного заповнювача по осі дії стискаючих навантажень і перешкоджає утворенню мікротріщин відшарування розчинної частини від бічної поверхні заповнювача. Утворення локальних мікроруйнувань спричиняє порушення цілісності оболонки розчинної частини, релаксацію внутрішньоструктурних напружень і, як наслідок – появу додаткового етапу ущільнення, на якому спостерігається подальше більш інтенсивне зменшення об'єму зразка.

У виконаних дослідженнях лише при напруженнях, що складають 78% призмової міцності бетону, спостерігали уповільнення зменшення об'єму зразка, пов'язане з початком процесу відшарування розчинної частини від бічної поверхні гранул крупного заповнювача. Цей момент названо *рівнем допустимої реалізації міцнісних властивостей бетону* при стиску.

Виконані раніше [80,81,82,123] експериментальні дослідження й наведений вище аналіз закономірностей деформування та зміни структури бетону при одноразовому статичному навантаженні стиском дозволили авторам [47] вирішити надзвичайно важливе питання про ступінь впливу аналогічних явищ на роботу бетону при повторних статичних навантаженнях: чи не призведуть виникаючі локальні мікроруйнування до вибору об'ємних деформацій і зниження рівня реалізації міцнісних властивостей. Випробування базувались на фіксації інтегральних об'ємних деформацій бетонних зразків розміром $70 \times 70 \times 300$ мм при повторному навантаженні до руйнування, які до цього були стиснуті різними рівнями напружень і витримані при заданому зусиллі упродовж 5 хвилин. Повторне навантаження зразків бетону здійснювали через 0,5 годин після першого. Швидкість росту завантаження-розвантаження в усіх випадках приймали в межах $0,1 \dots 0,3$ МПа/с. Об'ємні деформації фіксували за допомогою посудини П.Бриджмена [59].

Випробовуванню піддавали бетони двох складів: 1 – бетони з максимальною щільною упаковкою гранул крупного заповнювача при їхньому безперервному гранулометричному складі та, внаслідок цього, із мінімальним рівнем власного внутрішньоструктурного напруженого стану; 2 – бетони з монофракційним складом крупного заповнювача та яскраво вираженим власним внутрішньоструктурним напруженим станом.

На підставі аналізу експериментальних даних установлено, що дія попереднього обтиску якісно не зменшує характер зміни об'єму зразків із бетону 1-го складу при повторному навантаженні. Але рівні параметричних точок знижуються тим інтенсивніше, чим значніше перевищення попереднім рівнем обтиску границі R_b^{cr} . Помітний вплив попереднього обтиску на міцність бетону та на зміну його залишкового об'єму після першого навантаження. Причому, якщо спочатку міцність бетону збільшується в міру росту його попереднього обтиску за рахунок ущільнення розчинної частини, то при рівні попереднього обтиску $\sigma_b = 0,7R_b$, що перевищує рівень реалізації міцнісних властивостей бетону, вона помітно зменшується порівняно з початковою, а залишко-

вий об'єм зразка перевищує початкове значення.

На думку авторів [47], для бетону з яскраво вираженим власним внутрішньо-структурним напруженим станом (склад 2) особливості розвитку об'ємних деформацій при повторному навантаженні пов'язані з більш складними умовами взаємодії розчинної частини та гранул крупного заповнювача. В цьому випадку, коли рівень стискаючих напружень перевищує значення рівня напружень, що відповідає границі $R_{b,crc}^0$, відбувається вибір частини об'ємних деформацій, пов'язаних з утворенням локальних мікроруйнувань під полюсами гранул крупного заповнювача. Унаслідок цього значення відносних рівнів напружень, що відповідають $R_{b,crc}^0/R_b$ і R_b^{cr}/R_b , декілька знижуються. Але, з урахуванням збільшення міцності бетону, значення абсолютних рівнів напружень, що відповідають $R_{b,crc}^0/R_b$ і R_b^{cr}/R_b , навіть дещо збільшуються. Лише при перевищенні рівнем попереднього обтиску значень, що характеризують рівень граничної реалізації міцнісних властивостей бетону R_b^{cr} , утворюються пов'язані з відшаруванням розчинної частини від бічної поверхні гранул крупного заповнювача мікроруйнування, які повністю змінюють характер розвитку об'ємних деформацій при повторному навантаженні. В цьому випадку міцність бетону при повторному навантаженні починає інтенсивно зменшуватись, а залишковий об'єм зразка після першого навантаження збільшується та перевищує його об'єм у початковому стані.

Автори [47] роблять висновок, що в усіх випадках мікроруйнування, що виникають при першому навантаженні, чинять суттєві впливи на характер зміни закономірностей деформування бетону лише в тому випадку, коли вони пов'язані з розшаруванням бетону, та виділяють два етапи зміни структури бетону: ущільнення (при $\sigma_b \leq R_b^{cr}$) і руйнування (при $\sigma_b > R_b^{cr}$).

Г.Н.Ставров, В.В.Руденко та А.А.Федосєєв [133] для вивчення зміни міцності та розвитку деформацій у бетоні при малому числі повторно-статичних навантажень випробовували призми розмірами $100 \times 100 \times 450$ мм (96 шт.) і циліндри діаметром 100 мм, висотою 350 мм (60 шт.) при м'якому (тобто при заданому сталому прирості напружень) і при жорсткому (тобто при заданому сталому прирості деформацій) режимах навантаження з бетону класів В25...В40. Крім того, випробовували при м'якому режимі навантаження призми розмірами $100 \times 100 \times 450$ мм (48 шт.) з керамзитобетону класів В15...В25. Частину зразків випробовували в повітряно-сухому стані, решту – у водонасиченому. При випробуваннях варіювали рівень напружень при м'якому та амплітуду деформацій у циклі при жорсткому режимах навантаження, асиметрію циклу та водонасиченість бетону. Швидкості завантаження та розвантаження при м'якому та жорсткому режимах були відповідно: $(0,4 \pm 0,2) \text{ МПа/с}$ і $(1,5 \pm 0,7) \times 10^{-5} \text{ с}^{-1}$.



Рівні напружень повторних навантажень при м'якому режимі відносно призмової (циліндричної) міцності при одноразовому навантаженні $\eta_{b,\sigma} = \sigma_{b,i}/R_b$ приймали 0,95; 0,9; 0,85, а амплітуди деформацій при жорсткому режимі $\eta_{b,\epsilon} = \epsilon_{bi}/\bar{\epsilon}_{bu} - 0,9; 0,85; 0,8; 0,75; 0,7$ деформації, що передувала руйнуванню при одноразовому навантаженні. Коефіцієнт асиметрії $\rho_b = \sigma_{b,\min}/\sigma_{b,\max}$ призначали 0; 0,3; 0,6.

На основі аналізу експериментальних даних авторами [133] були отримані залежності, що враховують зміну міцнісних і деформативних властивостей бетону при малоциклових навантаженнях, у вигляді:

при м'якому режимі навантаження

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_b^{(n_{\text{cyc}})} &= \bar{\sigma}_b k_{\sigma}; \\ \bar{\epsilon}_{bu}^{(n_{\text{cyc}})} &= \bar{\epsilon}_{bu} k_{\epsilon}, \end{aligned} \right\} \quad (3.6)$$

при жорсткому режимі навантаження

$$\bar{\epsilon}_{\delta} = \bar{\epsilon}_{bu} k_{\delta}, \quad (3.7)$$

де k_{σ} – коефіцієнт повторності, який враховує зміну міцності

$$k_{\sigma} = 1 - c(1 + bW)(1 - \rho)^{1/k} \lg n_{\text{cyc}}; \quad (3.8)$$

k_{ϵ} – коефіцієнт повторності, який враховує зміну граничної деформативності;

k_{δ} – коефіцієнт, який враховує амплітуду деформацій при жорсткому режимі навантаження;

$$k_{\delta} = 1 - c \left(1 + \frac{bW}{2} \right) \lg n_{\text{cyc}} \quad \text{при } n_{\text{cyc}} \leq n_{\text{cyc}}^*; \quad (3.9)$$

$$k_{\delta} = k_{\delta}^* + d \left(1 + \frac{bW}{2} - \lg n_{\text{cyc}} \right) \quad \text{при } n_{\text{cyc}} > n_{\text{cyc}}^*; \quad (3.10)$$

$\bar{\epsilon}_{\delta}$ – деформація бетону впродовж циклу;

$\bar{\epsilon}_{bu}$ – середня гранична деформація бетону при одноразовому навантаженні;

n_{cyc} – розрахункова кількість циклів завантаження-розвантаження;

ρ_b – коефіцієнт асиметрії циклу напружень у бетоні;

$$W = V_g/V_n;$$

V_g, V_n – об'єм вільної води в бетоні та загальний об'єм пор;

a, b, c, d, k – сталі коефіцієнти матеріалу, які визначаються дослідним шляхом (для важкого бетону $a=0,047; b=0,8; c=0,25; d=0,07; k=2$; для керамзитобетону $a=0,075; b=0,2; k=1,5$);

$n_{\text{cyc}}^*, k_{\delta}^*$ – відповідно кількість циклів і значення коефіцієнта, який враховує амплітуду деформацій у циклі в точці переламу кривої $k_{\delta}=f(\lg n_{\text{cyc}})$.

Залежність для k_{ϵ} було отримано раніше [120] у вигляді

$$k_{\epsilon} = v_b + \theta \lambda_b n_{\text{cyc}}^{1/k}, \quad (3.12)$$

де v_b, λ_b – коефіцієнти відповідно пружності та пластичності бетону при завантаженні на першому циклі;

θ – коефіцієнт, який враховує зміну ширини петлі пластичного гістерезису залежно від кількості циклів;



$$\theta = (0,45 - R \cdot 10^{-3})^{\lg n_{\text{св}}} . \quad (3.13)$$

Порівняння результатів випробування авторами [133] призм і циліндрів при м'якому режимі навантаження з даними, що наведені в роботі [33], показало добре їхнє збігання.

Аналіз отриманих у [133] результатів свідчить про те, що зі зменшенням коефіцієнта асиметрії циклу коефіцієнт повторності зростає, а зі збільшенням водонасиченості бетону – знижується. На думку авторів [133], це пояснюється тим, що накопичення пошкоджень у матеріалі відбувається як на стадії завантаження, так і на стадії розвантаження, причому, чим ширший діапазон зміни напружень у циклі, тим більше пошкоджень за цикл, і тим менший ресурс міцності бетону. Про наявність структурних руйнувань бетону при розвантаженні свідчили шуми, які в дослідах реєстрували чотириканальним амплітудним дискримінатором імпульсів акустичної емісії.

Зауважено, що міграція вільної води при деформуванні бетону призводить до розриву замкнених пор, що спричиняє додаткові порушення структури.

Показано, що опір керамзитобетону малоцикловим стискаючим напруженням нижчий, ніж важкого, що, як вважають автори [133], пов'язано з більш низькою міцністю заповнювача.

Отримані деформації бетону, що передують руйнуванню, при малоциклових навантаженнях значно вищі (до 100%), ніж при одноразовому. Пояснення цьому автори [133] вбачають у внутрішньому перерозподілі зусиль між цементно-піщаною матрицею та заповнювачем, що сприяє розвитку однобічної пластичної деформації.

Дослідженнями [133] доведено, що особливості роботи під дією циклічно повторювальних навантажень притаманні не лише сталям (див. параграф 2.3), а й бетонам, і всі матеріали, що мають пружно-пластичні властивості, можна розділити на три групи: ті, що циклічно ущільнюються, коли ширина петлі з числом циклів зменшується; циклічно стабільні, коли ширина петлі в кожному циклі залишається незмінною; ті, що циклічно розуцільнюються, коли ширина петлі пластичного гістерезису збільшується та зростає повна деформація.

Так, деформуванням бетону при повторних статичних навантаженнях [133] у м'якому режимі випробування показано, що при достатньо високих рівнях ($\eta_{b,\sigma} \geq 0,85 \dots 0,9$) бетон веде себе як матеріал, що розуцільнюється, тобто ширина петлі безперервно збільшується від циклу до циклу аж до руйнування. При $\eta_{b,\sigma} < 0,85$ роботі бетону відповідають усі три фази деформування: спочатку бетон веде себе як матеріал, що циклічно ущільнюється, потім має місце період стабілізації та за декілька циклів до руйнування настає розуцільнення. Автори [133] передбачають, що коли бетонний зразок, досліджуваний у м'якому режимі малоциклового статичного навантаження, в період стабілізації петлі збільшенням навантаження довести до руйнування, то отримана при цьому міцність бетону може бути вищою міцності при одноразовому

навантаженні на 6...12%. Аналогічно зробленим у роботі [33] висновкам, автори [133] пояснюють це ущільненням структури бетону на певному етапі його роботи в режимі “завантаження-розвантаження”.

С.К.Яковлев, А.С.Кожухов і В.Н.Тотосов у Сибірському металургійному інституті з метою отримання даних про міцність і деформативність стиснутого бетону при повторному статичному навантаженні випробовували 5 серій зразків-призм (по дев'ять у кожній серії) розмірами 100×100×400 мм із кубовою міцністю на час досліджень 20,0...32,6 МПа [151]. У кожній серії досліджували 3 зразки на одноразове навантаження, решту – на центральний і позацентровий стиски в м'якому режимі повторного навантаження з максимальною кількістю циклів $N=200$ та верхніми відносними рівнями напружень $\eta_b^{top}=0,75; 0,8; 0,85; 0,9$.

При центральному стиску з $\eta_b^{top} \leq 0,85$ лише 2 з 11 призм зруйнувалися у процесі повторного навантаження при кількості циклів $n_{cyc}=101$ ($\eta_b^{top}=0,8$) і $n_{cyc}=48$ ($\eta_b^{top}=0,85$). Решту зразків після навантаження певною кількістю циклів ($n=50$ або $n=200$) доводили до руйнування одноразовим навантаженням. Несуча здатність призм, що не зруйнувалися у процесі повторного навантаження при $\eta_b^{top} \leq 0,85$, збільшилась у середньому на 5,8% порівняно з призмами, що досліджували при одноразовому навантаженні. При $\eta_b^{top}=0,9$ усі три зразки зруйнувалися при повторному навантаженні ($n_{cyc}=3...75$ циклів). Отримані результати підтверджують, що величину напружень $\sigma_{b,cyc}^{cr}=0,85R_b$ [33] можна вважати границею малоциклової втомленості або малоциклової пристосованості стиснутого бетону. При $\sigma_{b,cyc} \leq 0,85R_b$ стиснуті бетонні зразки не руйнуються при повторному навантаженні та навіть спостерігається деяке збільшення їхньої міцності, при $\sigma_{b,cyc} > 0,85R_b$ зразки руйнуються в процесі повторного навантаження.

При $\eta_b^{top} \leq 0,85$ приріст поздовжніх і поперечних деформацій стиснутого бетону (при $n \leq 200$ циклів) є затухаючим процесом, але повної стабілізації поздовжніх деформацій не спостерігається. Так, приріст поздовжніх деформацій за 25 циклів завантаження-розвантаження при $100 \leq n \leq 200$ циклів для різних зразків різняться в межах 1...5%. Поздовжні деформації у процесі повторного навантаження збільшились у 1,24...1,59 рази. При $\eta_b^{top}=0,9$ відбувається прогресуючий ріст поздовжніх і поперечних деформацій стиснутого бетону, причому для деяких граней призм коефіцієнт Пуассона збільшується від $\mu_b=0,2$ до $\mu_b=1$ і більше. Прогресуючий ріст поперечних деформацій при $\eta_b^{top} > 0,85$, на думку авторів [130], свідчить про інтенсивний ріст мікротріщин у стиснутому бетоні. Таким чином, границя малоциклової втомленості $\sigma_{b,cyc}^{cr}=0,85R_b$ пов'язана з рівнем напружень у стиснутому бетоні при утворенні мікротріщин.



Аналогічні зміни автори [151] спостерігали й у позacentрово стиснутих бетонних елементах. При $\sigma_{b,cyc} < \sigma_{b,cyc}^{cr}$ і $\sigma_{b,cyc} \approx \sigma_{b,cyc}^{cr}$ руйнування зразків при повторному навантаженні не відбувалось, приріст поздовжніх і поперечних деформацій мав затухаючий характер. При $\sigma_{b,cyc} > \sigma_{b,cyc}^{cr}$ зразки руйнувались при повторному навантаженні ($n_{cyc}=43...59$ циклів), спостерігався прогресуючий ріст деформацій.

Зменшення межі малоциклової втомленості бетону пояснюють також наявністю технологічних пошкоджень на контактах між розчинною матрицею та крупним заповнювачем, які є додатковими концентраторами напружень [68,69,70].

3.2. Втомленість пружно-пластичних матеріалів із позицій енергетичної теорії

Найбільш ефективним підходом до аналізу роботи пружно-пластичного матеріалу під різними механічними впливами є оцінка явища з енергетичних позицій. Передбачається, що втомленість (або вичерпання довговічності) такого матеріалу за малої кількості циклів зміни напружень залежить лише від певної енергії, накопиченої за рахунок пластичного деформування. Згідно з гіпотезою Д.Мартіна [102,108,166] руйнування настає тоді, коли сумарна площа петлі гістерезису, пов'язана з ділянкою так званих суттєвих пластичних деформацій, досягає критичної величини, вирахованої за значенням розсіяної в одиниці об'єму матеріалу потенціальної енергії при одноразовому навантаженні до руйнування, тобто

$$\sum_{n=1}^{n_{cyc}} W_n = W_u, \quad (3.14)$$

де n_{cyc} – кількість циклів до руйнування (циклічна довговічність);

n – біжуча кількість циклів;

W_n – енергія, що розсіюється в одиниці об'єму матеріалу на n -му циклі;

W_u – критична величина енергії, що дорівнює значенню енергії при одноразовому статичному навантаженні до руйнування.

Сумарну енергію пластичного деформування матеріалу за n_{cyc} циклів визначають за формулою

$$\sum_{n=1}^{n_{cyc}} W_n = 2n_{cyc} \int_0^{\epsilon_{pl}} \alpha d\epsilon_{pl}, \quad (3.15)$$

де ϵ_{pl} – пластична деформація матеріалу в циклі.

Використовуючи апроксимацію напружень у матеріалі залежно від пластичних деформацій у вигляді $\sigma = \beta \epsilon_{pl}^\alpha$, Л.Коффіні і С.Менсон циклічну втомленість матеріалу виразили залежністю [159,165]



$$\sigma_a n_{\text{сyc}}^\delta = D; \quad (3.16) \quad D = \left[\frac{W_u (1 + \alpha)}{2\beta} \right]^\delta, \quad (3.17)$$

що відома як критерій Коффіна-Менсона. У формулах (3.16) і (3.17)

σ_a – зміна (розмах) напружень, що спричиняють пластичне деформування матеріалу (мова йде про про ділянку так званих суттєвих пластичних деформацій, що, наприклад, для м'яких сталей має місце при напруженнях $\sigma_{\text{сyc}} > \sigma_y$), у циклі;

$\alpha, \beta, \delta = \alpha / (1 + \alpha)$ – сталі характеристики матеріалу, які характеризують його пластичні властивості.

3.2.1. Бетон. Уперше критерій Коффіна-Менсона для оцінки малоциклової втомленості бетону на відходах Новокириворіжського гірничозбагачувального комбінату застосували А.Я.Барашиков, А.І.Валовой і Б.Н.Шевченко [44], які в лабораторії кафедри будівельних конструкцій Криворіжського гірничорудного інституту дослідили особливості пружно-пластичного деформування та руйнування при одноразовому та малоцикловому статичних навантаженнях центральним стиском бетонних призм розмірами $100 \times 100 \times 400$ мм і кубиків із ребром 150 мм із такими характеристиками бетону при одноразовому навантаженні: $R_b = 25,3$ МПа, $E_{b0} = 3,9 \times 10^4$ МПа, $\varepsilon_{bR} = 1,14 \times 10^{-3}$. Були випробувані 9 серій призм на дію циклічних навантажень із максимальним відносним рівнем напружень у межах $0,75 \dots 1$ від призмової міцності. Усі зразки досліджували в режимі м'якого навантаження (при заданій амплітуді напружень).

За даними досліджень при одноразовому навантаженні була побудована діаграма $\sigma_b \sim \varepsilon_b$, що апроксимувалась за допомогою співвідношення, запропонованого в роботі [84],

$$\sigma_b = R_b \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^\alpha \right], \quad (3.18)$$

де $\alpha = E_{b0} \varepsilon_{bR} / R_b = 1 / \nu_{bR}$, ν_{bR} – граничне значення коефіцієнта пружності бетону.

Для визначення кількості циклів до руйнування авторами [44] було прийнято формулу Коффіна-Менсона (3.16). Вважаючи, що вичерпання міцності настає в тому випадку, коли повна енергія руйнування при одноразовому навантаженні W_u дорівнює критичному значенню сумарної енергії циклічної міцності бетону, з урахуванням апроксимативної формули для діаграми $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ авторами [44] було отримано наступну залежність:

$$W_u = \int_0^{\varepsilon_{bR}} R_b \left[1 - \left(1 - \frac{\varepsilon_b}{\varepsilon_{bR}} \right)^\alpha \right] d\varepsilon_b = R_b \varepsilon_{bR} \left(1 - \frac{1}{1 + \alpha} \right). \quad (3.19)$$

Після деяких перетворень формула для визначення кількості циклів до руйнування бетону набула вигляду

$$n_{\text{сyc}} = \frac{W_u (1 + \alpha) \alpha}{2 E_{b0} \varepsilon_{bR}^\alpha} \sigma_a^{-1/\delta}. \quad (3.20)$$

Посилаючись на виконані раніше дослідження матеріалів із м'якої сталі та алюмінієвих сплавів [102], які вказують на те, що сумарна енергія циклічної міцності бетону в дійсності перевищує величину енергії руйнування W_u при одноразовому навантаженні та, крім того, що її величина збільшується зі зменшенням σ_a , автори [44] підтвердили ці положення й для бетону. Ними встановлено, що максимальні деформації бетону ϵ_{bR} при малоцикловому навантаженні збільшуються зі зменшенням рівня навантаження, а отже, величина повної енергії руйнування W_u (див. формулу (3.19)) зростає зі збільшенням ϵ_{bR} .

Виконане авторами [44] порівняння експериментальних результатів малоциклової втомленості з тими теоретичними, що були отримані за допомогою енергетичних критеріїв міцності, дало добре їхнє збігання.

При розробці методів розрахунку залізобетонних конструкцій на малоциклові сили впливи В.Г.Ставров і В.В.Руденко [132] пропонують оперувати енергетичним критерієм граничного стану або по-іншому – критерієм використання пластичних властивостей (коефіцієнтом пластичності) конструкції, який у загальному випадку трактують як відношення критичної енергії W_{np} , витраченої на деформування конструкції до досягнення нею граничного стану, до енергії W_0 , витраченої на пружне деформування:

$$k = W_{np} / W_0. \quad (3.21)$$

Щодо малоциклових навантажень критерій граничного стану набуває такого вигляду:

$$k = \sum_{i=1}^{n_{\text{цик}}}} W_{np(i)} / W_0, \quad (3.22)$$

$$W_{np(i)} = \int_{W_{\text{ост}(i-1)}}^{W_{p(i)}} \bar{p}_{(i)}(w) dw + \int_{W_{p(i)}}^{W_{\text{ост}(i)}} \bar{p}_{(i)}(w) dw + W_{q(i)}, \quad (3.23)$$

- де $W_{np(i)}$ – гранична енергія, що витрачена за i -ий цикл “завантаження-розвантаження”;
 $W_{np(i)}$ – граничне узагальнене переміщення при i -му завантаженні;
 $W_{\text{ост}(i-1)}$ – узагальнене залишкове переміщення конструкції до моменту i -го завантаження;
 $W_{\text{ост}(i)}$ – те ж саме, після i -го завантаження;
 $\bar{p}_{(i)}$ – узагальнений опір конструкції на стадії i -го завантаження;
 $\bar{p}_{(i)}$ – те ж саме, при розвантаженні;
 $W_{q(i)}$ – енергія, що розсіюється за цикл.

Коефіцієнт пластичності конструкції за i -ий цикл дорівнює

$$k_i = W_{np(i)} / W_0. \quad (3.24)$$

При розрахунку конструкції на малоциклові навантаження при жорсткому режимі, тобто при постійній амплітуді деформацій у циклі, зв'язок k_i із k автори [132] виражають через критерій Коффіна-Менсона [111]

$$n_{\text{цик}} (k_i - 1)^\alpha = C. \quad (3.25)$$

Сталу C визначають у припущенні, що конструкція досягає граничного



стану при першому завантаженні, тобто в першій половині циклу ($n_{\text{цикл}}=1/2$):

$$C = \frac{I}{2}(k-1)^\alpha. \quad (3.26)$$

Тоді (3.25) з урахуванням (3.26) перепишеться у вигляді

$$n_{\text{цикл}}(k_i-1)^\alpha = \frac{(k-1)^\alpha}{2}, \quad (3.27)$$

звідки

$$k_i = \frac{k-1}{(2n_{\text{цикл}})^{1/\alpha}} + 1. \quad (3.28)$$

У рівняннях (3.25)-(3.28):

$n_{\text{цикл}}$ – розрахункова кількість циклів завантаження-розвантаження;

α – коефіцієнт, який характеризує розсіювання енергії за цикл і зміну механічних властивостей матеріалу конструкції.

На основі обробки та аналізу дослідних даних, отриманих при випробуванні позacentрово стиснутих елементів [120] при $0 \leq \mu \leq 0,03$, для визначення α отримано вираз

$$\alpha = (1 - 30\mu')^\xi + 1, \quad (3.29)$$

де ξ – умовна відносна висота стиснутої зони, $\mu' = A_s/(bh_0)$ – коефіцієнт армування стиснутої зони.

Критерій граничного стану при $n_{\text{цикл}}$ циклах завантаження-розвантаження k_n автори [132] пропонують визначати за формулою

$$k_n = (k_i - 1)n_{\text{цикл}} + 1. \quad (3.30)$$

Таким чином, визначивши k та знаючи розрахункове число навантажень, можна за (3.27) з урахуванням (3.28) визначити k_i , тобто критерій використання пластичних властивостей конструкції у циклі.

Слід зазначити, що про ефективність енергетичних співвідношень у теорії опору бетону та залізобетону свідчать випадки їхнього застосування й при інших видах силових впливів. Так, автором [100] на підставі передумови про еквівалентність площ діаграм роботи матеріалів як носіїв енергетичних критеріїв запропоновано метод отримання діаграми “напруження~деформації” бетону при одноразовому динамічному навантаженні центральним стиском.

Стосовно власне критерію Коффіна-Менсона та випадків його використання до визначення малоциклової втомленості бетону можна зробити наступні зауваження. По-перше, зазначений критерій розроблений на підставі даних випробувань металевих матеріалів, у яких при високих рівнях напружень не утворюються мікротріщини. В бетоні швидкість зменшення малоциклової втомленості зі збільшенням циклів при невеликих значеннях $n_{\text{цикл}}$ набагато інтенсивніше, ніж у металах. Тому формули типу (3.16) у бетоні не реагують на швидке спадання σ_a на високих рівнях навантаження. По-друге, формула (3.15) для визначення повної енергії руйнування передбачає використання

залежності між напруженнями та пластичними деформаціями в бетоні на ділянці так званих суттєвих пластичних деформацій, тобто при напруженнях

$\sigma_{b,cyc} > \sigma_{b,cyc}^{cr}$. В дійсності у відомих дослідженнях такі залежності не використовують, а вводять поправочні коефіцієнти, які знижують надійність отримуваних результатів. І, нарешті, по-третє: як показано в роботах [44,102], значення повної енергії, накопиченої за рахунок пластичного деформування при циклічних навантаженнях, перевищує енергію руйнування при одноразовому навантаженні та змінюється зі зміною розмаху напружень циклу.

Авторами монографії зроблена спроба уникнути зазначених вище вад застосування критерію Коффіна-Менсона до малоциклової втомленості бетону [11,15,18,88].

Здійснимо апроксимацію кривих малоциклової втомленості дробово-степеневу функцією вигляду

$$\eta_{b,cyc} = 1 - p \frac{n_{cyc}^q - 1}{n_{cyc}^q}, \quad (3.31)$$

де $\eta_{b,cyc} = \sigma_{b,cyc} / R_b$ – відносний рівень малоциклової втомленості бетону; p і q – сталі коефіцієнти, які визначаються з умов мінімуму квадратичних абсолютних відхилень дослідних і теоретичних кривих.

Трансформована структура залежності (3.31) аналогічна аналітичному критерію Коффіна-Менсона [157,158,159,165], що був отриманий за результатами досліджень матеріалів із явно виявленими ділянками пружної та пружно-пластичної роботи (м’які сталі, алюмінієві сплави та ін.). З урахуванням дослідів [163] на змінні навантаження при заданих амплітудах напружень (тобто при м’якому режимі навантажень) цей критерій має вигляд

$$(\sigma_{s,cyc} - \sigma_y) n_{cyc}^\delta = D, \quad (3.32)$$

де $\sigma_{s,cyc}$ – діюче циклічне напруження; σ_y – межа текучості металу при розтягу; δ і D – сталі характеристики.

Стосовно бетону, що має в діаграмі деформування так звану “критичну” границю напружень $\sigma_{b,cyc}^{cr}$, перевищення якої спричиняє втомленісне руйнування, а також з урахуванням алгебричних перетворювань, пов’язаних із виконанням апроксимативною залежністю (3.32) граничної умови, що при $n_{cyc} \rightarrow 1 - \sigma_{b,cyc} \rightarrow R_b$ (одноразове навантаження до руйнування), згадана формула може бути записана так:

$$\sigma_{b,cyc} = R_b - \left(R_b - \sigma_{b,cyc}^{cr} \right) \frac{n_{cyc}^\delta - 1}{n_{cyc}^\delta}, \quad (3.33)$$

де $\sigma_{b,cyc}^{cr}$ – абсолютна межа (границя) малоциклової втомленості бетону.

Якщо надання фізичного змісту фіксованому параметру p формули (3.31) не викликає труднощів (його слід визначати для кожного конкретного виду бетону з прогнозування залежності кривої малоциклової втомленості вигляду

(3.31) при $n_{\text{цикл}} \rightarrow \infty$, тобто $p=1-\eta_{b,\text{цикл}}^{cr}$, то визначення параметра $q \equiv \delta$ супроводжувалось оцінкою явища малоциклової втомленості з позицій вище згаданої енергетичної гіпотези Д.Мартіна [166], відповідно до якої вичерпання циклічної довговічності настає у випадку досягнення сумарною площею петлі гістерезису, пов'язаної з ділянкою так званих суттєвих пластичних деформацій (для бетону при $\sigma_{b,\text{цикл}} \geq \sigma_{b,\text{цикл}}^{cr}$), критичної величини, вирахованої за значенням розсіяної в одиниці об'єму матеріалу потенціальної енергії при одноразовому навантаженні до руйнування.

Скористаємось запропонованою Р.Ганстоком [164] формулою повної енергії, необхідної для руйнування матеріалу після $n_{\text{цикл}}$ циклів,

$$\sum_{k=1}^{n_{\text{цикл}}} W_k = A + B n_{\text{цикл}}, \quad (3.34)$$

де W_k – енергія гістерезису за один k -й цикл.

Оскільки класична теорія пружності (включаючи й нелінійну пружність) не відрізняє випадків першого або будь-якого наступного навантажень [102], то при $W_k=W=\text{const}$ співвідношення (3.34) набуде вигляду

$$(W - B)n_{\text{цикл}} = A, \quad (3.35)$$

звідки виходить, що константа A характеризує критичну величину енергії W_u , витраченої на руйнування, а стала B визначає величину енергії, що йде на відновлення (зменшення ступеня накопичених пошкоджень).

Визначення питомої енергії $W-B=W_{pl}$, дисипованої одиницею об'єму за один цикл повторного навантаження, передбачає знання залежності напружень від пластичних деформацій у діапазоні напружень $\sigma_{b,\text{цикл}}^{cr} \dots R_b$ у вигляді

$$\sigma_{b,\text{цикл}} - \sigma_{b,\text{цикл}}^{cr} = \beta \bar{\epsilon}_{b,pl}^\alpha, \quad (3.36)$$

де α і β – сталі характеристики матеріалу, які характеризують його пружно-пластичні властивості.

Порівнюючи формулу (3.36) із виразом (2.40), що був отриманий раніше (див. параграф 2.1), а також приймаючи до уваги висновки авторів [170] про відповідальність за порушення циклічної міцності накопичених пластичних деформацій у діапазоні напружень $\sigma_{b,\text{цикл}}^{cr} \dots R_b$, доходимо висновку, що при визначенні питомої енергії W_{pl} , дисипованої одиницею об'єму за один цикл повторного навантаження, сталі параметри в залежності напружень від пластичних деформацій слід обчислювати за формулами

$$\beta = \frac{\bar{E}_{b0} \bar{V}_{bR} \bar{\epsilon}_{bR}^{I/(1+\bar{V}_{bR})}}{(1 - \bar{V}_{bR})^{\bar{V}_{bR}/(1+\bar{V}_{bR})}}, \quad (3.37)$$

$$\alpha = \frac{\bar{V}_{bR}}{1 + \bar{V}_{bR}}. \quad (3.38)$$

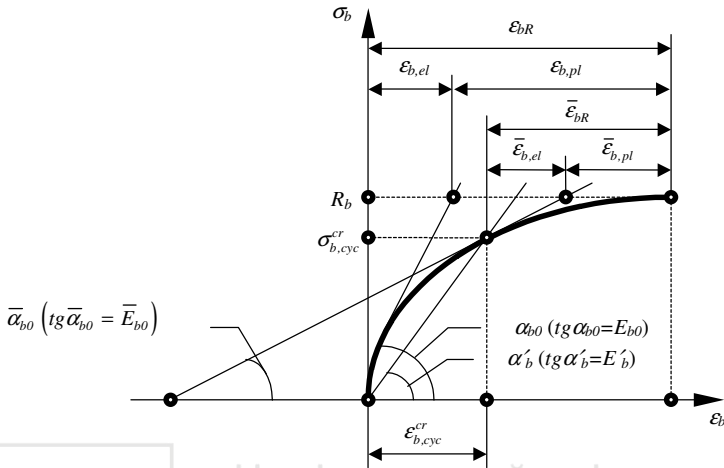


Рисунок 3.1 – Схема діаграми деформування бетону при центральному стиску

Якщо для апроксимації повної діаграми деформування бетону скористатись співвідношенням (2.29), де $E_{b0}, \nu_{bR}, \epsilon_{bR}$ – параметри нелінійності для першої завантажувальної вітки від 0 до R_b , то початковий модуль пружності \bar{E}_{b0} слід визначати як тангенс кута нахилу дотичної до повної діаграми $\sigma_b \sim \epsilon_b$ у точці з координатами $(\epsilon_{b,cyc}^{cr}, \sigma_{b,cyc}^{cr})$ і обчислювати за формулою

$$\bar{E}_{b0} = \frac{d\sigma_b}{d\epsilon_b} = E_{b0} \nu_{bR}^2 \epsilon_{bR}^{1-\nu_{bR}} \left(\epsilon_{b,cyc}^{cr} \right)^{\nu_{bR}-1}. \quad (3.39)$$

Вираз для визначення питомої енергії W_{pl} запишеться у вигляді

$$W_{pl} = \int_0^{\bar{\epsilon}_{b,pl}} \beta \bar{\epsilon}_{b,pl}^\alpha d\bar{\epsilon}_{b,pl} = \beta \frac{\bar{\epsilon}_{b,pl}^{\alpha+1}}{\alpha+1} \quad (3.40)$$

або з урахуванням (3.36)

$$W_{pl} = \frac{(\sigma_{b,cyc} - \sigma_{b,cyc}^{cr})^{(\alpha+1)/\alpha}}{\beta^{1/\alpha} (\alpha+1)}. \quad (3.41)$$

Після підстановки (3.41) у (3.35) і подальших алгебричних перетворень отримаємо

$$\frac{(\sigma_{b,cyc} - \sigma_{b,cyc}^{cr})^{(\alpha+1)/\alpha}}{\beta^{1/\alpha} (\alpha+1)} n_{cyc} = W_u, \quad (3.42)$$



$$(\sigma_{b,cyc} - \sigma_{b,cyc}^{cr}) n_{cyc}^{\alpha/(\alpha+1)} = [W_u \beta^{1/\alpha} (\alpha + 1)]^{\alpha/(\alpha+1)}. \quad (3.43)$$

Співвідношення (3.43) співпадає з формулою Коффіна-Менсона (3.32), причому

$$D = [W_u \beta^{1/\alpha} (\alpha + 1)]^\beta, \quad \delta = \frac{\alpha}{\alpha + 1}. \quad (3.44)$$

Отже, з урахуванням (3.38) фізичний зміст сталого параметра $q \equiv \delta$ (див. формулу (3.33)) залежності (3.31) у формалізованому вигляді можна тлумачити наступним чином:

$$q = \frac{\bar{V}_R}{1 + 2\bar{V}_R}. \quad (3.45)$$

Величина критичної енергії W_u при необхідності може бути обчислена як площа діаграми деформування бетону в координатних осях $\sigma_b \sim \varepsilon_b$ (див. формулу (2.29)) при одноразовому статичному навантаженні до руйнування за формулою

$$W_u = \int_0^{\varepsilon_{bR}} \sigma_b d\varepsilon_b = \int_0^{\varepsilon_{bR}} v_{bR} E_{b0} \varepsilon_b^{1-v_{bR}} \varepsilon_b^{v_{bR}} d\varepsilon_b = \frac{v_{bR} E_{b0} \varepsilon_{bR}^2}{1 + v_{bR}} = \frac{R_b \varepsilon_{bR}}{1 + v_{bR}}. \quad (3.46)$$

3.2.2. Армура. З урахуванням запропонованих у параграфі 2.1.2 апроксимацій залежності напружень від відносних деформацій для армури витікає, що для жорсткої армури (див. рис. 2.2,в) аналітичний підхід і математичний апарат визначення малоциклової втомленості (або малоциклової довговічності) подібний до викладеного в параграфі 3.2.1 для бетону. Це пов'язано з повною ідентичністю діаграм деформування бетону та жорсткої армури. Декілька спрощений механізм визначення малоциклової втомленості може бути застосований для м'яких сталей, алюмінієвих сплавів і інших матеріалів із явно вираженими ділянками пружної та пружно-пластичної роботи, де останні ділянки – ділянки суттєвих пластичних деформацій (зони лінійного зміцнення) – описуються лінійними залежностями [86]. Таким матеріалам відповідають білінійні ламані залежності напружень від відносних поздовжніх деформацій (див. рис. 2.2,б).

Застосуємо відомі (див. параграф 3.2.1) енергетичні передумови та співвідношення (гіпотезу Д.Мартіна, формулу Р.Ганстока, передумову про однаковість енергій пластичних гістерезисів на всіх циклах навантаження). У результаті будемо мати

$$W = \frac{1}{2} (\sigma_{s,cyc} - \sigma_y) (\varepsilon_{s,cyc} - \varepsilon_y); \quad (3.47)$$

$$B = \frac{1}{2} (\sigma_{s,cyc} - \sigma_y) \frac{\sigma_{s,cyc} - \sigma_y}{E_{s0}}; \quad (3.48)$$



$$W - B = \frac{1}{2} (\sigma_{s,cyc} - \sigma_y) (\varepsilon_{s,cyc} - \varepsilon_y) - \frac{1}{2} (\sigma_{s,cyc} - \sigma_y) \frac{\sigma_{s,cyc} - \sigma_y}{E_{s0}} =$$

$$= \frac{1}{2} (\sigma_{s,cyc} - \sigma_y) \Delta \varepsilon_{s,pl}. \quad (3.49)$$

З урахуванням (2.67) вираз (3.49) перепишемо наступним чином

$$W - B = \frac{1-k}{2k} E_{s0} \Delta \varepsilon_{s,pl}^2, \quad (3.50)$$

або далі, з урахуванням (2.70),

$$W - B = \frac{1 - (E_{s0} - \bar{E}_{s0}) / E_{s0}}{2(E_{s0} - \bar{E}_{s0}) / E_{s0}} E_{s0} \Delta \varepsilon_{s,pl}^2 = \frac{\bar{E}_{s0}}{2(E_{s0} - \bar{E}_{s0})} E_{s0} \Delta \varepsilon_{s,pl}^2. \quad (3.51)$$

Трансформований запис співвідношення Р.Ганстока (3.35) набуде вигляду

$$(W - B) n_{cyc} = \frac{1-k}{2k} E_{s0} n_{cyc} \Delta \varepsilon_{s,pl}^2 = W_u. \quad (3.52)$$

Остаточною формулою циклічної довговічності арматури, що зміцнюється за лінійним законом, при жорстких режимах (при заданій амплітуді деформацій) змінних навантажень запишеться

$$\Delta \varepsilon_{s,pl} n_{cyc}^{1/2} = C, \quad C = \left[\frac{2k W_u}{(1-k) E_{s0}} \right]^{1/2}. \quad (3.53)$$

З урахуванням (2.67) для м'яких режимів змінних силових впливів формула циклічної довговічності буде мати вигляд

$$(\sigma_{s,cyc} - \sigma_y) n_{cyc}^{1/2} = D, \quad D = \left[\frac{2(1-k) E_{s0} W_u}{k} \right]^{1/2}. \quad (3.54)$$

На підставі запису апроксимативної залежності між напруженнями та повними відносними деформаціями арматури при одноразовому статичному навантаженні до руйнування у вигляді (2.65) значення критичної енергії W_u може бути обчислене за формулою

$$W_u = \int_0^{\varepsilon_{sR}} \sigma_s d\varepsilon_s = \int_0^{\varepsilon_{sR}} \left\{ E_{s0} \left[k \varepsilon_y + (1-k) \varepsilon_s \right] \right\} d\varepsilon_s = E_{s0} \left[k \varepsilon_y + \frac{1-k}{2} \varepsilon_{sR}^2 \right]. \quad (3.55)$$

Наведений приклад застосування енергетичних співвідношень для бетону та арматури вказує на можливість із їхньою допомогою будувати прості для аналізу математичні моделі циклічної втоми (або циклічної довговічності) будь яких пружно-пластичних матеріалів.



4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ МАЛОЦИКЛОВОЇ ВТОМЛЕНОСТІ БЕТОНУ ПРИ СТАТИЧНОМУ ЦЕНТРАЛЬНОМУ СТИСКУ

4.1. Програма та об'єм експериментальних досліджень

З метою більш повного та глибокого вивчення особливостей зміни міцнісних і деформативних характеристик пружно-пластичних матеріалів при малоциклових навантаженнях прийнято за доцільне проведення паралельних досліджень зразків із бетону на традиційних крупних щебених заповнювачах (крупнозернистого бетону КЗБ) і зразків із цементно-піщаного бетону (дрібнозернистого бетону ДЗБ). Склад ДЗБ було прийнято як для стандартних зразків-балочок при визначенні міцності цементів на згин і стиск. Склад КЗБ підбирали таким чином, щоб отримати бетонну суміш однакової з ДЗБ рухливості (осадка конусу 7...8 см), а експериментальні зразки обох складів мали б близькі значення міцності на стиск і відповідали класу В20.

Докладні відомості, що характеризують об'єм виконаних експериментальних досліджень, наведено в табл. 4.1. У зв'язку з поставленими задачами було випробувано 33 призми з ДЗБ і 3 кубики та 4 призми з КЗБ при одноразовому центральному стиску, 22 призми з ДЗБ і 19 призм із КЗБ при малоциклових статичних навантаженнях центральним стиском. Усього випробувано 81 зразок.

Таблиця 4.1 – Характеристика дослідних зразків

Характеристика та розміри (мм) зразків	Кількість зразків	Досліджувані фактори
Призми з дрібнозернистого бетону (ДЗБ) 40×40×160	33	Призмova міцність і деформативні характеристики бетону при одноразовому центральному стиску в середньому віці випробування зразків малоцикловими навантаженнями
Те ж саме	22	Призмova міцність і деформативні характеристики бетону при малоциклових стискаючих навантаженнях
Кубики з крупнозернистого бетону (КЗБ) 150×150×150	3	Питома вага та кубикова міцність бетону в середньому віці випробування зразків малоцикловими навантаженнями
Призми з КЗБ 100×100×400	4	Призмova міцність і деформативні характеристики бетону при одноразовому центральному стиску в середньому віці випробування зразків малоцикловими навантаженнями
Те ж саме	19	Призмova міцність і деформативні характеристики бетону при малоциклових стискаючих навантаженнях



4.2. Матеріали для виготовлення дослідних зразків

ЦЕМЕНТ. Для виготовлення бетонів використовували шлакопортландцемент М400 Здолбунівського цементно-шиферного комбінату Рівненської області. Основні характеристики цементу визначали відповідно до ГОСТ 310.1-76, ГОСТ 310.4-81 (СТ СЭВ 3920-82), ГОСТ 5382-73, ГОСТ 10178-76. Значення межі міцності цементу на згин і стиск при природному твердінні контрольних зразків у віці 28 діб склали відповідно 7,47 і 43,1 МПа.

ПІСОК. Дрібним заповнювачем у зразках із ДЗБ використовували попередньо відмучений від глинистих, пилюватих і мулистих домішок кварцовий пісок Полянського кар'єру Славутського району Хмельницької області з модулем крупності $M_{кр}=1,82$. Основні характеристики піску визначали відповідно до ГОСТ 8735-75, ГОСТ 8736-77. Зерновий склад піску наведено в табл. 4.2

Таблиця 4.2 – Зерновий склад піску

Залишки на ситах	Розміри отворів сит, мм				Пройшло крізь сито 0,14 мм
	1,25	0,63	0,315	0,14	
z	---	155,4	521,4	312,2	11,0
частинні, %	---	15,54	52,14	31,22	1,1
повні, %	---	15,54	67,68	98,8	---

Для зразків із КЗБ дрібним заповнювачем служив кварцовий пісок Полянського кар'єру з модулем крупності $M_{кр}=1,8...2,2$, об'ємною насипною масою 1410...1460 $кг/м^3$, вміст глинистих частинок складав 2...4%.

ЩЕБІНЬ. Як крупний заповнювач у зразках із КЗБ використовували гранітний щебінь Вирівського кар'єру Сарненського району Рівненської області фракції 5...20 мм, дробимістю в циліндрі 10,7%, лищадністю 33,7%. Марка щебеню – 1400, питома вага – 1310...1410 $кг/м^3$.

4.3. Склади бетонів, виготовлення дослідних зразків

Експериментальні призми розміром 4×4×16 см виготовляли з дрібнозернистого бетону такого складу на 1 л суміші: цементу $Ц=500$ г, піску $П=1500$ г, води $В=200$ г, $В/Ц=0,4$ (за масою). Склад приймали відповідно до ГОСТ 310.4-81 як для стандартних зразків-балочок при визначенні консистенції цементно-піщаного розчину та подальшого визначення межі міцності цементу при згині та стиску.

Виготовлення суміші здійснювали вручну, бетон ущільнювали в спеціально виготовлених горизонтальних металевих опалубках на вібраційній плиті. Зразки розпалублювали через 2 доби, далі вони тверділи у вологому середовищі упродовж 28 діб. Подальше збереження зразків здійснювали в природних умовах.

Підбір складу крупнозернистого бетону проводили відповідно до рекомендацій [121] з урахуванням фактичних характеристик вихідних матеріалів. Суміш для бетонних зразків була виготовлена на бетонному вузлі Рівненського ДБК у бетономішалці ємністю 1500 л. При цьому витримували наступне дозування компонентів на 1 м³ бетону: цементу $C=340$ кг, піску $P=665$ кг, щебеню $Щ=1150$ кг, води $B=150$ л. Таким чином, бетон мав склад 1:1,96:3,38 (за масою) та водоцементне відношення $B/C=0,44$ (за масою). Кубики та призми з бетону виготовляли в горизонтальних металевих формах за ГОСТ 22685-77, змащених відпрацьованим машинним маслом. Ущільнення бетону при формуванні виконували на віброплощадці формувального цеху ДБК. Твердіння бетону здійснювали в пропарювальній камері. Після пропарювання зразки розпалублювались і далі тверділи в природних умовах.

4.4. Методика випробування при одноразовому та малоцикловому навантаженнях

Визначення міцності та деформативності при одноразовій дії стискаючого навантаження виконували відповідно до вимог ГОСТ 24452-80 і рекомендацій Л.П.Макаренка [96,99].

Випробування експериментальних зразків із ДЗБ проводили в спеціально виготовленій пружинній установці (рис. 4.1), що забезпечувала стабільність величини зовнішнього навантаження, яке передавалось з домкрату через пакет пружин і контролювалось за показниками зразкового динамометра типу ДОСМ-5. Кубики та призми із КЗБ випробували на гідравлічному пресі П-250 Армавірського заводу.

Перед початком випробувань призми центрували за геометричними осями. Навантажування всіх зразків до їхнього руйнування здійснювали з постійною швидкістю росту напружень ($0,6 \pm 0,2$ МПа/с) ступенями, що дорівнювали $\approx 10\%$ руйнуючого навантаження. На кожному ступені упродовж 4...5 хвилин призми витримували під постійним навантаженням.

Поздовжні та поперечні відносні деформації зразків вимірювали тензорезисторами з базами відповідно 20 і 50 мм, що наклеювали на чотирьох бокових гранях у поздовжньому (по 2 шт. на кожній грані) та поперечному (по 1 шт. на кожній грані) напрямках. Наклеювання датчиків, їхню електро- та гідроізоляцію виконували відповідно до [73,122]. Деформації фіксували відразу ж після прикладання чергового ступеня навантаження та в кінці його витримання, що дало можливість виділити пружні деформації $\epsilon_{b,el}$ і деформації швидконатікаючої повзучості $\epsilon_{b,pl}$. Показники тензорезисторів у всіх дослідах фіксували за допомогою виміральної тензометричної системи СИИТ-3.

Випробування зразків із ДЗБ і КЗБ на малоциклові навантаження виконували у віці відповідно 410...536 і 143...178 діб. Схеми наклеювання тензорезисторів, порядок завантаження-розвантаження та вимірювання деформацій мате-

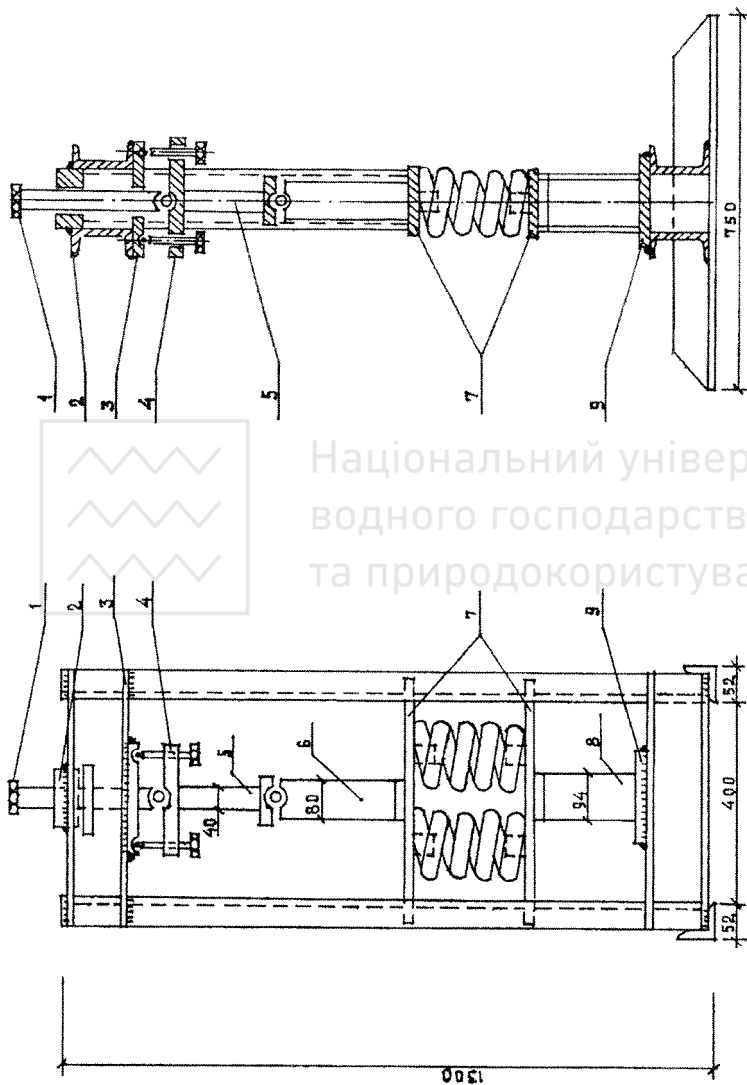


Рисунок 4.1 - Схема силової установки для випробування зразків із дрібнозернистого бетону:
1 - встановочний гвинт, 2 - направляюча пластина, швелер № 12, 4 - направляюча пластина, 5 - дослідна пластина, 6 - динамометр,
7 - направляюча пластина, 8 - домкрат, 9 - упорна пластина

ріалів зразків-призм, що зазнавали малоциклових навантажень, аналогічні описаним вище для зразків при одноразовому центральному стиску. Перед початком випробувань призми також центрували, ступенево завантажували-розвантажували з постійною швидкістю зміни напружень у визначеному режимі циклічного навантаження з витримуванням останнього на кожному ступені упродовж 4...5 хвилин.

Випробування кожного з експериментальних зразків проводили безперервно упродовж 1...14 годин. При дослідженні малоциклової втомленості матеріалів зразки руйнувались на циклах змінного навантаження.

4.5. Режими малоциклових навантажень

Усі зразки випробували в режимі м'якого навантаження (при заданій амплітуді напружень), що в будівельних конструкціях має місце в більшості випадків.

Зразки з ДЗБ і КЗБ досліджували на малоциклову втомленість змінними центральними стискаючими навантаженнями з верхніми рівнями напружень у межах відповідно $\eta_b^{top} = \sigma_{b,max}/R_b = 0,87...0,96$ і $\eta_b^{top} = 0,82...0,95$ та характеристикою (коефіцієнтом асиметрії) циклу напружень $\rho_b = \sigma_{b,min}/\sigma_{b,max} = 0$.

4.6. Міцність і деформативні характеристики бетону при одноразовому навантаженні

Визначення пружно-пластичних властивостей бетонів проводили за методикою Л.П.Макаренка-Г.О.Фенка [99], які довели, що залежність "січний модуль пружнопластичності бетону $E'_b = \sigma_b/\epsilon_b$ (тангенс кута нахилу січної кривої $\sigma_b \sim \epsilon_b$ до осі ϵ_b) – відносний рівень напружень $\eta_b = \sigma_b/R_b$ " при центральному стиску зразків-призм, що навантажуються з постійною швидкістю, є лінійною аж до їхнього руйнування при нелінійній залежності $\sigma_b \sim \epsilon_b$ і має вигляд

$$E'_b = E_{b0} (1 - \lambda_{bR} \eta_b), \quad (4.1)$$

де E_{b0} і λ_{bR} – відповідно початковий модуль пружності та граничне значення коефіцієнта пластичності бетону при стиску.

Визначення залежності $E'_b \sim \eta_b$ при стиску здійснювали за даними призматичних зразків, що випробувались у середньому віці дослідження окремих серій на малоциклові навантаження. Діаграми залежностей за результатами обробки даних, а також їхні статистичні параметри зображено на рис. 4.2, з якого видно, що залежність $E'_b \sim \eta_b$ без великих похибок може бути прийнята лінійною в зв'язку з тим, що дослідні значення січного модуля поздовжніх відносних деформацій добре розташовуються на кореляційних прямих. Виключення в деяких випадках складали лише дослідні точки при $\eta_b < 0,2$ і $\eta_b > 0,8$. У першому випадку розсіяння початкових точок пояснюється тим, що малим зна-

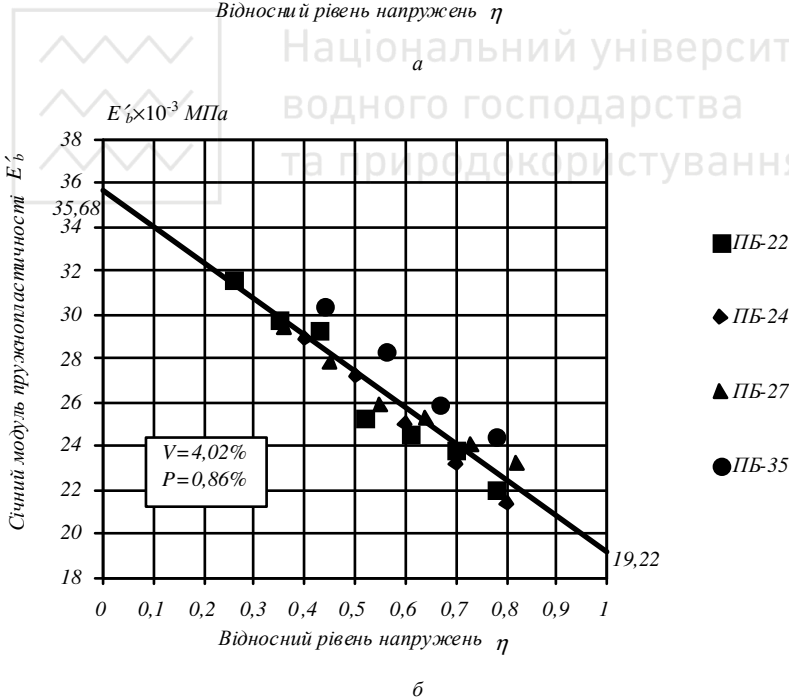
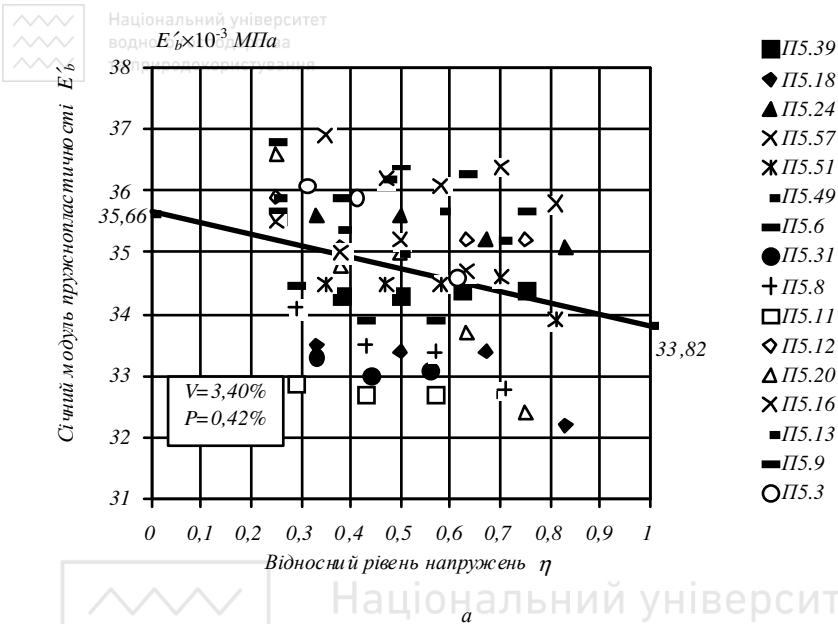


Рисунок 4.2 – Залежність січного модуля пружнопластичності відносних поздовжніх деформацій бетону E_b від відносного рівня напружень η при одноразовому центральному стиску: а – дрібнозернистий бетон (ДЗБ); б – крупнозернистий бетон (КЗБ)

ченням напружень відповідають малі значення деформацій і похибка в оцінці цих деформацій (а отже, й січного модуля пружнопластичності) досягає значної величини. У другому випадку відхилення кінцевих дослідних значень E'_b від кореляційних прямих $E'_b \sim \eta_b$ відбувається за рахунок нестійкого збільшення деформативності матеріалів унаслідок порушення їхньої структури та інтенсивного розвитку мікротріщин у стадії, що передує руйнуванню. Тому окремі початкові та кінцеві дослідні точки, що явно відхилились від середніх прямих, у розрахунках лінійних рівнянь регресії не враховувались і на діаграму не наносились.

Статистичну обробку дослідних даних проводили згідно з [94].

Отримані аналітичні вирази кривих $\sigma_b \sim \epsilon_b$ дозволяють встановлювати величину початкового модуля пружності бетону E_{b0} , що дорівнює значенню січного модуля пружно-пластичних деформацій E'_b при $\eta_b=0$ ($\sigma_b=0$).

Із залежності (4.1) при $\sigma_b=R_b$, тобто при $\eta_b=1$, було отримано формулу для визначення граничної стисливості бетону

$$\epsilon_{bR} = \frac{R_b}{E_{b0}(1 - \lambda_{bR})}. \quad (4.2)$$

Дані про фізико-механічні властивості ДЗБ і КЗБ наведено в табл. 4.3.

Таблиця 4.3 – Фізико-механічні властивості дрібнозернистого та крупнозернистого бетонів у середньому віці випробування окремих серій зразків малоцикловими навантаженнями

Характеристики бетону	Вид бетону	
	дрібнозернистий	крупнозернистий
Питома вага $\rho_w, \text{кг/м}^3$	2138,02	2231,43
Кубикова міцність $R, \text{МПа}$	---	27,03
Призмova міцність $R_b, \text{МПа}$	20,98	20,20
Початковий модуль пружності при стиску $E_{b0} \times 10^{-3}, \text{МПа}$	35,66	35,68
Коефіцієнт пластичності при стиску λ_b	0,051	0,461
Межа стисливості $\epsilon_{bR} \times 10^5$	62,00	105,04

4.7. Малоциклова втомленість бетону

У класичній теорії роботи пружно-пластичних матеріалів при малоциклових навантаженнях [136] відомі наступні визначення малоциклової втомленості:

– **визначення за навантаженням**, коли вважають, що малоциклову втомленість спричиняють будь-які повторні навантаження, які перевищують навантаження при звичайному використанні матеріалу, елемента або конструкції (при розрахунках конструкцій методом диференційованих коефіцієнтів надійності за навантаження при звичайному використанні конструкцій можна



приймати нормативні навантаження або спричинені ними напруження та внутрішні зусилля);

– **визначення за матеріалом**, коли вважають, що малоциклову втомленість спричиняють повторні навантаження, внаслідок яких матеріал, елемент або конструкція зазнають пластичного деформування;

– **визначення статистичне**, коли малоцикловою втомленістю вважають такі досягнення граничних станів, що будуть мати місце максимум після n повторних навантажень. Число n характеризується рівнянням

$$R_0(p=0) = R_n(p=1), \quad (4.3)$$

де p – ймовірність досягнення граничного стану;

R – характеристика граничного стану (несуча здатність, жорсткість або інше);

$R_0(p=0)$ – найменше значення R при одноразовому навантаженні;

$R_n(p=1)$ – найбільше значення R після n повторних навантажень (рис. 4.3).

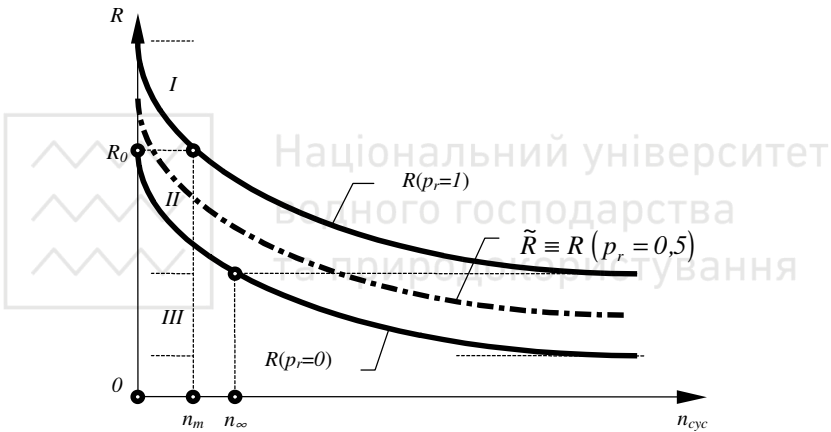


Рисунок 4.3 – Графічна інтерпретація статистичного визначення малоциклової втомленості

Іншими словами, навантаженнями, що спричиняють малоциклову втомленість, вважаються такі, де після прикладання першого навантаження завжди існує якась ймовірність досягнення граничного стану ($p > 0$).

Статистичне визначення виходить із того, що величина R є випадкова функція з аргументом n , реалізації якої (криві Веллера) знаходяться в інтервалі, що обмежений мінімумом $R_0(p=0)$ і максимумом $R_n(p=1)$.

Усі ці формулювання мають недоліки, пов'язані з відсутністю чіткого уявлення про природу та характер дії малоциклових навантажень.

Автори монографії вивчали роботу бетонів при високих рівнях малоциклових навантажень. Результати випробувань на малоциклову втомленість важких цементно-піщаного (дрібнозернистого) та на крупних звичайних (щебеневих) заповнювачах (крупнозернистого) бетонів наведено в табл. 4.4 [25,26]. Крім того, в таблиці представлені результати досліджень важкого бетону на

звичайних заповнювачах, керамзитобетону та важкого бетону з дрібним заповнювачем із відходів гірничозбагачувального виробництва, проведених авторами [35,44,109,133].

Таблиця 4.4 – Результати експериментальних досліджень бетонів на малоциклову втомленість

$\eta_{b,cyc}$	n_{cyc}	$\eta_{b,cyc}$	n_{cyc}	$\eta_{b,cyc}$	n_{cyc}
1	2	3	4	5	6
Важкий дрібнозернистий бетон с $R_b=20,98$ МПа; $E_{b0}=35,66 \times 10^3$ МПа; $\nu_{bR}=0,949$; $\epsilon_{bR}=62,00 \times 10^{-5}$ [26]					
0,96	6;6	0,93	5;23	0,90	25;>100;>300
0,95	2;4;5;11	0,92	54	0,88	38
0,94	13;18	0,91	54	0,87	>500
Важкий крупнозернистий бетон на звичайних заповнювачах: $R_b=20,2$ МПа; $E_{b0}=35,68 \times 10^3$ МПа; $\nu_{bR}=0,539$; $\epsilon_{bR}=105,04 \times 10^{-5}$ [25]					
0,95	3;7	0,90	14	0,86	17;43
0,93	2;5	0,89	3;7;16;31	0,82	42
0,92	7	0,88	24		
0,91	8	0,87	8		
Важкий бетон на звичайних заповнювачах: $R_b=26...43,2$ МПа [35]					
0,95	6;8;10;11;12;14; 14;16;17;20;21;25;25; 30;37	0,85	116;150;312; 336;401;480;500; 514;552;814;1002	0,75	8634;10200; 11056;11174; 13003;15013; 19308;20203
Важкий бетон на звичайних заповнювачах: $R_b=15,7...28,2$ МПа [109]					
0,95	9;10;13;16;22	0,92	13;14;16;19;22	0,85	>100
Важкий бетон на звичайних заповнювачах: B22,5...B40 [133]					
0,96	4	0,93	15	0,9	46
0,95	7	0,92	21	0,89	67
0,94	10	0,91	31	0,88	100
Керамзитобетон класів B15...B25 [133]					
0,96	3	0,91	12	0,86	45
0,95	4	0,9	15	0,85	59
0,94	5	0,89	20	0,84	77
0,93	7	0,88	26		
0,92	9	0,87	34		
Важкий бетон з дрібним заповнювачем із відходів гірничозбагачувального виробництва: $R_b=25,3$ МПа; $E_{b0}=39 \times 10^3$ МПа; $\nu_{bR}=0,569$; $\epsilon_{bR}=114 \times 10^{-5}$ [44]					
0,98	4	0,82	18	0,77	33
0,97	5	0,80	21	0,75	>120
0,90	11	0,78	30		

Апроксимацію кривих малоциклової втомленості бетонів здійснювали дрібно-лінійною функцією вигляду

$$\eta_{b,cyc} = 1 - a \frac{n_{cyc} - 1}{n_{cyc} + b}, \quad (4.4)$$

де a і b – сталі характеристики, які визначаються з умови мінімуму квадратичних абсолютних відхилень дослідних і теоретичних кривих.

Залежність (4.4) має фізичний зміст при граничних умовах, а саме при $n_{\text{цикл}} \rightarrow 1$ і $n_{\text{цикл}} \rightarrow \infty$:

$$\lim_{n_{\text{цикл}} \rightarrow 1} \eta_{b,\text{цикл}} = \lim_{n_{\text{цикл}} \rightarrow 1} \left(1 - a \frac{n_{\text{цикл}} - 1}{n_{\text{цикл}} + b} \right) = 1, \quad (4.5)$$

$$\lim_{n_{\text{цикл}} \rightarrow \infty} \eta_{b,\text{цикл}} = \lim_{n_{\text{цикл}} \rightarrow \infty} \left(1 - a \frac{n_{\text{цикл}} - 1}{n_{\text{цикл}} + b} \right) = \lim_{n_{\text{цикл}} \rightarrow \infty} \left(1 - a \frac{1 - 1/n_{\text{цикл}}}{1 + b/n_{\text{цикл}}} \right) = 1 - a. \quad (4.6)$$

Числові значення сталих характеристик різних видів бетонів, а також статистичні параметри отриманих рівнянь зв'язку (коефіцієнт варіації V і показник точності P) наведені в табл. 4.5.

Таблиця 4.5 – Статистичні параметри залежності (4.4) і числові значення сталих характеристик бетонів

Вид бетону	Сталі характеристики бетонів		Статистичні параметри		Граничні межі втомленості $\eta_{b,\text{цикл}}^r$ на базі $N=n_{\text{цикл}}$ циклів			
	a	b	$V, \%$	$P, \%$	100	500	1000	∞
Цементно-піщаний бетон (дрібнозернистий)	0,097	3,788	1,96	0,52	0,907	0,904	0,903	0,903
Бетон на звичайних заповнювачах (крупнозернистий)	0,128	6,502	3,50	0,59	0,881	0,874	0,873	0,872
Керамзитобетон	0,174	8,232	0,64	0,18	0,841	0,829	0,828	0,826
Бетон із дрібним заповнювачем із відходів гірничозбагачувального виробництва	0,390	19,69	0,41	0,15	0,677	0,626	0,618	0,610

Графічна інтерпретація отриманих залежностей показана на рис. 4.4 і представлена безперервними в усій області визначення низхідними гіперболами, що беруть початок у точці з координатами " $n_{\text{цикл}}=1, \eta_{b,\text{цикл}}=1$ " (одноразове навантаження як окремий випадок малоциклового) і асимптотично наближаються до відносних меж малоциклової втомленості (у інших авторів: граничний рівень реалізації міцнісних властивостей [47], межа "насичення міцності" [66], межа пристосування [33]) відповідних бетонів. Тут і далі вибір рівнянь зв'язку, їхні математичний і статистичний аналізи здійснювали із застосуванням [53,60,61,94,103,134].

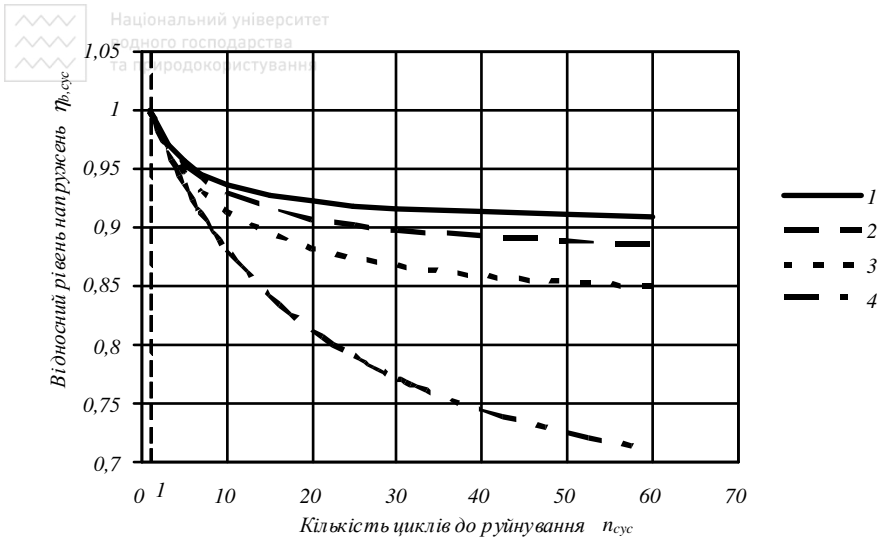


Рисунок 4.4 – Графіки малоциклової втомленості бетонів (залежності “ $\eta_{b,cyc}-n_{cyc}$ ”):
 1 – дрібнозернистий бетон; 2 – крупнозернистий бетон; 3 – керамзитобетон; 4 – важкий бетон із дрібним заповнювачем із відходів гірничозбагачувального виробництва

Більш високий рівень малоциклової втомленості дрібнозернистого цементно-піщаного бетону порівняно з крупнозернистим бетоном на звичайних заповнювачах пояснюється більшою однорідністю першого. Опір керамзитобетону повторно-статичним стискаючим впливам нижче, ніж бетону на звичайних заповнювачах, що пов’язано з більш низькою міцністю крупного заповнювача. Найменший рівень втомленості досліджуваних бетонів притаманний бетону з дрібним заповнювачем із відходів гірничозбагачувального виробництва. Це свідчить про те, що на малоциклову втомленість чинить вплив як крупний заповнювач, так і дрібний. Аналогічні висновки зроблено за результатами дослідів Б.Г.Скрамтаєва, П.Ф.Шубенкіна, Ю.М.Баженова [128] при багатоциклових навантаженнях бетонів. Це свідчить про спільність фізичних процесів деформування бетонів при різних характерах і режимах силових впливів (тривалих сталих і змінних, короткочасних одноразових і повторних, статичних і динамічних), на що зауважено в роботах [4,41,42,48,49,50,51,55,100,127]). Крім того, багато авторів [47,127] вважають, що при змінних навантаженнях у всіх випадках мікроруйнування, що виникають при першому навантаженні, в подальшому чинять суттєвий вплив на характер зміни закономірностей деформування пружно-пластичних матеріалів лише в тому випадку, коли вони пов’язані з розшаруванням структурних компонентів. У зв’язку з цим, втомленісне руйнування можна розглядати як нестійке, нестабілізуюче деформування, інтенсивність збільшення якого залежить від ступеню перевищення напружень циклів навантаження границь мікроруйнування ($\sigma_{b,cyc} > \sigma_{b,cr}$).

При використанні формули (3.31), що отримана з позицій енергетичної теорії, дослідження ділянки суттєвих пластичних деформацій дрібнозернистого та крупнозернистого бетонів показали відповідно наступні результати: $\bar{E}_{b0} = 32,38 \times 10^3$ і $12,19 \times 10^3$ МПа, $\bar{\nu}_{br} = 0,999$ і $0,986$, $\bar{\epsilon}_{br} = 9,09 \times 10^{-5}$ і $31,12 \times 10^{-5}$. Достовірність прийнятих у дослідженнях передумов і зроблених висновків підтверджується добрим збіганням експериментальних значень відносних рівнів малоциклової втомленості та теоретичних, розрахованих за формулою (3.31) з урахуванням установленого фізичного змісту сталих характеристик, які входять до її складу (табл. 4.6, рис. 4.5).

Таблиця 4.6 – Статистичні параметри залежності (3.31) і числові значення сталих характеристик бетонів з урахуванням їхнього фізичного змісту

Вид бетону	Сталі характеристики бетонів		Статистичні параметри		Граничні межі втомленості $\eta_{b, \text{пц}}^{\text{бр}}$ на базі $N = n_{\text{пц}}^{\text{бр}}$ циклів			
	p	q	$V, \%$	$P, \%$	100	500	1000	∞
Цементно-піщаний бетон (дрібнозернистий)	0,140	0,333	1,91	0,51	0,890	0,878	0,874	0,860
Бетон на звичайних заповнювачах (крупнозернистий)	0,185	0,332	2,81	0,70	0,855	0,839	0,834	0,815

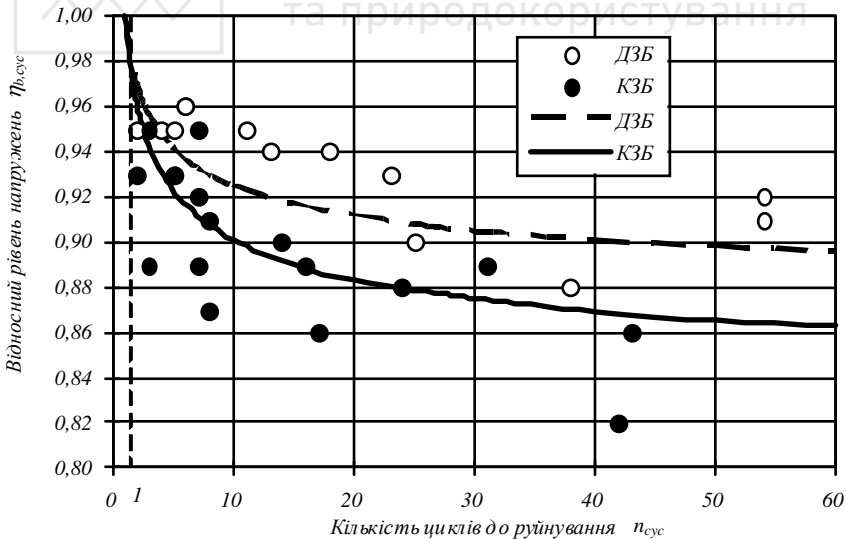


Рисунок 4.5 – Графіки малоциклової втомленості цементно-піщаного бетону (ДЗБ) і бетону на крупних заповнювачах (КЗБ)

○ – цементно-піщаний бетон; ● – бетон на крупних заповнювачах

Порівняння даних табл. 4.5 і 4.6 свідчить про те, що формула (3.31) дає нижчий рівень малоциклової втомленості бетонів порівняно з формулою (4.4). Але розбіжність між ними незначна (5...7%), а тому вони обидві можуть бути використані в практичних розрахунках. Разом із тим, треба зазначити, що формула (3.31) отримана на базі енергетичної теорії, має більш глибокий зміст і більш широкий діапазон застосування через наявність у структурі запису параметрів пружно-пластичного деформування, які можуть бути отримані при стандартних випробуваннях будь-яких пружно-пластичних матеріалів на одноразове статичне навантаження до руйнування.

5. ОСОБЛИВОСТІ РОБОТИ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ЕЛЕМЕНТІВ ПРИ МАЛОЦИКЛОВИХ СТАТИЧНИХ ЗНАКОСТАЛИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

5.1. Напружено-деформований стан нормальних перерізів згинальних елементів

З метою вивчення напружено-деформованого стану нормальних перерізів при малоцикловому навантаженні авторами роботи [8] було випробувано три серії балок з одиночною арматурою. Балки всіх серій мали однакові розміри – поперечний переріз 9×18 см і розрахункову довжину 165 см. Армуння здійснювали одним плоским каркасом (у зоні чистого згину верхні монтажні та поперечні стрижні не влаштували).

Для виготовлення бетону використовували портландцемент Здолбунівського ЦШК марки 500, керамзитовий ґравій Яворівського заводу фракції 10...20 мм з умовною міцністю в циліндрі 3 МПа, кварцовий пісок Коршевського кар'єру з модулем крупності 2,1. Усі зразки кожної серії, включаючи призми $15 \times 15 \times 60$ см і кубики з розміром ребер 15 см, виготовляли з однієї бетонної суміші.

Балки першої серії (1БКС) армували одним стрижнем $\varnothing 14$ мм ($\mu=1,0\%$) із сталі класу А-II, другої серії (2БКС) – $\varnothing 16$ А-II ($\mu=1,23\%$) і третьої серії (ЗБКС) – $\varnothing 14$ А-II і 20 А-II (відповідно $\mu=0,91$ і $2,0\%$). Призмове (кубикове) міцність бетону у віці 28 діб відповідно по серіях складала 19,1 (22,3), 19,2 (23,4) і 18,5 МПа (22,8 МПа).

Балки навантажували в спеціальних пружинних установках двома зосередженими силами, які прикладали до балок у третинах розрахункового прольоту. Навантаження здійснювали ступенями, значення яких становили $0,2P_u$, де P_u – руйнівне навантаження, визначене одноразовим монотонним навантаженням балок-близнюків до руйнування.

Під час досліджень вимірювали: прогини балок при першому та повторних навантаженнях за допомогою індикаторів годинникового типу з ціною

поділки 0,01 мм; середні деформації крайніх волокон стиснутої зони бетону індикаторами годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм на базі 200 мм; середні деформації арматури та деформації арматури в перерізі з тріщиною відповідно тензOMETрами ТА-2 (Аістова) на базі 200 мм і тензOMETрами Гугенберґера на базі 20 мм. Крім цього, по висоті балок за допомогою тензорезисторів вимірювали деформації бетону в перерізах із тріщиною та без неї, а також деформації арматури.

Несуча здатність балок перед випробуваннями повторним навантаженням складала: балок першої серії 1БКС – $P_u=30$ кН; балок другої серії 2БКС – $P_u=29,0$ кН; балок третьої серії відповідно при $\mu=0,91$ і $\mu=2,0\%$ – $P_u=21,5$ і $36,5$ кН. Максимальний верхній рівень навантаження для всіх балок приймали $\eta_P^{top} = P_{max}/P_u=0,60$. Прийнятий рівень у більшості випадків відповідає значенню навантаження в процесі експлуатації балок і плит покриттів та перекриттів.

Під час першого завантаження зі збільшенням його рівня внаслідок інтенсивного розвитку тріщин уздовж висоти балок суттєво зменшується висота зони стиснутого бетону та знижується ефективність роботи розтягнутого бетону в перерізі з тріщиною (рис. 5.1). Так, для завантаження на першому циклі зафіксована висота стиснутої зони в перерізі з тріщиною при $\eta_P=0,2; 0,4$ і $0,6$ відповідно складала: в балках першої серії 1БКС – 93, 84 і 82 мм; у балках 2БКС – 88, 86 і 85 мм; у балках 3БКС – 75, 70 і 59 мм (табл. 5.1).

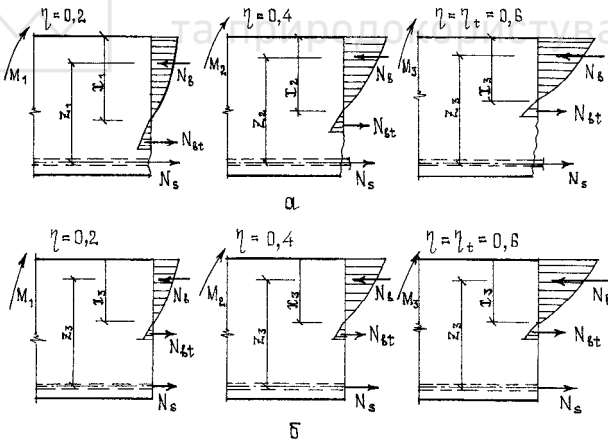


Рисунок 5.1 – Зміна напружено-деформованого стану нормальних перерізів у балках 1БКС при завантаженнях на першому (а) і повторних (б) циклах навантажень

При завантаженні на першому циклі чітко спостерігається вплив розтягнутого бетону над тріщиною на прирощення відносних деформацій арматури ϵ_s на послідовних ступенях прикладання навантаження. В балках 1БКС при $\eta_P=0,2$ приріст $\Delta\epsilon_s=32 \times 10^{-5}$, при $\eta_P=0,4$ – $\Delta\epsilon_s=42 \times 10^{-5}$, а при $\eta_P=0,6$ – $\Delta\epsilon_s=$

$=41 \times 10^{-5}$. Найменше прирощення на першому ступені завантаження свідчить про вплив розтягнутого бетону на розтягнуту зону перерізу з тріщиною. Для подальших ступенів завантаження цей вплив зменшується та стає незначним.

Таблиця 5.1 – Деформації дослідних балок при завантаженнях на циклах повторних навантажень

Номер циклу навантаження	Рівень навантаження $\eta_p = P/P_u$	Деформації $\epsilon \times 10^5$				Висота стиснутої зони x , мм	Прогин балки f , мм
		бетону		арматури			
		ϵ_{bm}	ϵ_b	ϵ_{sm}	ϵ_s		
Балки 2БКС ($\mu=1,23\%$)							
1	0,2	26	28	24	27	88	1,26
	0,4	58	61	61	66	86	2,72
	0,6	88	93	99	105	85	3,60
2	0,2	28	31	31	34	84	1,30
	0,4	59	63	65	69	84	2,70
	0,6	84	88	97	102	84	3,70
5	0,2	29	32	29	32	87	1,27
	0,4	56	60	64	68	84	2,60
	0,6	84	88	95	100	83	3,70
11	0,2	30	32	29	31	87	1,29
	0,4	60	63	60	65	84	2,60
	0,6	84	89	93	98	85	3,79
Балки 3БКС ($\mu=0,91\%$)							
1	0,2	17	19	20	22	75	0,77
	0,4	35	37	45	52	70	1,74
	0,6	64	60	85	91	59	2,76
2	0,2	18	20	26	28	62	0,86
	0,4	36	38	52	55	63	1,76
	0,6	62	65	86	90	59	2,7
5	0,2	18	19	23	26	60	0,82
	0,4	37	39	49	53	59	1,75
	0,6	65	68	85	89	61	2,80
11	0,2	20	22	23	25	60	0,82
	0,4	39	41	50	53	59	1,75
	0,6	67	70	81	85	60	2,79

ПРИМІТКА: ϵ_{bm} , ϵ_b - деформації бетону відповідно середні та в перерізі з тріщиною; ϵ_{sm} , ϵ_s - те ж саме, арматури.

Результати дослідів свідчать, що при повторних силових впливах висота стиснутої зони бетону практично є сталою на всіх рівнях навантаження та стабілізується на тих значеннях, що відповідають верхній межі першого завантаження. Статистичний аналіз відношення дослідних значень висоти стиснутої зони бетону при завантаженнях на повторних циклах за всіх значень η_p до такого значення при першому завантаженні за максимального рівня показав, що середня величина такого відношення складає 1,01 (із надійністю 0,99 це відношення знаходиться в межах від 1,005 до 1,015) при коефіцієнті варіації 1,98%.



Сталість висоти стиснутої зони балок при повторних навантаженнях зумовлює сталість плеча внутрішньої пари сил, а також стабілізацію участі в роботі розтягнутого бетону над вершиною тріщини.

Деформації крайніх волокон стиснутої зони бетону в балках на перших двох ступенях першого завантаження дещо менші, ніж при завантаженні на другому циклі (табл. 5.1): при першому завантаженні на першому ступені – $\varepsilon_b=28\times 10^{-5}$, а на другому – $\varepsilon_b=61\times 10^{-5}$; при другому завантаженні на першому ступені – $\varepsilon_b=31\times 10^{-5}$, на другому – $\varepsilon_b=63\times 10^{-5}$. Виразніше ця різниця спостерігається в арматурі: відповідно $\varepsilon_s=27$ і 66×10^{-5} і $\varepsilon_s=34$ і 69×10^{-5} . Це свідчить про те, що після першого циклу навантаження переріз балки набув нового якісного стану – в повторне навантаження балка входить із нормальними тріщинами, висота яких була визначена при завантаженні на першому циклі за максимального його рівня.

На третьому ступені завантаження другого циклу деформації арматури та бетону менші, ніж при першому завантаженні. Завантаження на циклах, наступних за другим, суттєвого впливу на деформації балок (деформації стиснутого бетону, деформації розтягнутої арматури, прогини) не мають.

На підставі виконаних дослідів можна дійти висновку, що висота стиснутої зони бетону при повторних навантаженнях певного рівня є величиною сталою та визначається максимальним рівнем завантаження на першому циклі, а деформативність балок при наступних навантаженнях мало чим відрізняється від деформативності при другому циклі навантаження. Треба відзначити, що ці висновки мають місце при малоциклових навантаженнях, коли максимальні напруження в бетоні не перевищують межі малоциклової втомленості.

С.М.Крилов і В.В.Чижевський дослідили роботу 10 балок із поперечним перерізом 18×25 см і розрахунковою довжиною 190 см [90]. Виявлено, що при першому завантаженні бетон бере участь у сприйманні діючого моменту M , а момент, що сприймає лише бетон розтягнутої зони M_{bt} , має такий же самий знак, як і M . При розвантаженні значення M_{bt} швидко зменшується та змінює знак. Це пояснюється тим, що за зближення поверхонь тріщин і мікротріщин, що утворились при першому завантаженні, відбувається випадкове накладання окремих бетонних виступів, які перешкоджають щільному зімкненню поверхонь тріщин і спричиняють виникнення значних стискаючих напружень у бетоні в зоні тріщин і мікротріщин. У цьому випадку еюра напружень у перерізі суттєво нелінійна. При повторному завантаженні значення M_{bt} набуває початкового значення. Останнє не збігається з дослідом [8] (див. рис. 5.1). У роботі [90] наводяться формули для визначення ширини розкриття тріщин при повторному завантаженні з урахуванням того, що в блоці бетону між тріщинами арматура може бути більш розтягнутою, ніж у перерізі з тріщиною.

Б.Н.Шевченко та інші виконали досліді з попередньо напруженими натурними плитами перекриття [146] та решітчастими балками серії П-04 Б-1п-а

[147]. Випробувано 6 плит серії 1.124-1 вип. 21, армування яких відрізнялось від типового збільшенням площі попередньо напруженої арматури (прийнято 6 Ø 18 Ат-V). Дві панелі серії ПК випробовували згідно з ГОСТ 8829-85 для визначення несучої здатності при одноразовому монотонному навантаженні, яка виявилась рівною $M_u=243 \text{ кН}\cdot\text{м}$.

Плити серії ПКР піддавали малоцикловому навантаженню при $\eta_M^{top} = M_{max}/M_u=0,58$, а плити ПКМ – при $\eta_M^{top} = 0,89$. Повторні навантаження з $\eta_M^{top} = 0,58$ практично не вплинули на міцність панелей серії ПКР. Панелі серії ПКМ під час малоциклових навантажень зруйнувались на 6-му циклі. Втомленісне руйнування відбулось крихко при збільшенні навантаження на незакінченому циклі з викиданням майже третини об'єму бетону в середній третині довжини плит. У граничному стані руйнування відбулось внаслідок відшарування бетону від арматури та повного порушення суцільності, тобто руйнування плит відбулось внаслідок малоциклової втомленості бетону.

Якщо вважати, що в оптимально армованих і переармованих згинальних елементах коефіцієнт асиметрії циклу навантаження приблизно рівний коефіцієнту асиметрії циклу напруження в бетоні стиснутої зони, то у випадках, коли руйнування відбувається внаслідок вичерпання міцності бетону стиснутої зони, межа малоциклової втомленості елемента цілому визначається межею малоциклової втомленості бетону. Це явище спостерігали в наведених вище дослідях із плитами [146], де $\eta_M^{top} = 0,89 > \eta_{b,cyc}^{cr} = 0,85$.

У дослідях із решітчастими балками [147] вивчали зміну епюр деформацій бетону нормальних перерізів по циклах повторного навантаження з урахуванням зусиль попереднього напруження арматури (розглядали наскрізні та суцільні перерізи). Розміри балок були: ширина – 22 см, висота – 70 см, довжина – 12 м. Бетон приймали класу В35. Як поздовжню робочу арматуру використовували 8 канатів класу К-7 діаметром 15 мм.

При випробовуванні балки на малоцикловою втомленість максимальний рівень повторного навантаження приймали $\eta_M^{top} = M_{max}/M_u=0,76$ ($M_u=639,6 \text{ кН}\times\text{м}$). Балку піддавали повторним навантаженням упродовж 10 діб (один цикл завантаження-розвантаження у світлу частину доби). Руйнування відбулось на 10-му циклі при $M=483,6 \text{ кН}\times\text{м}$, мало миттєвий характер і супроводжувалось викиданням об'єму бетону 1/5 частини прольоту балки.

Треба зазначити, що напружено-деформований стан нормальних наскрізних і суцільних перерізів був різний (рис. 5.2): у наскрізних перерізах початкова епюра деформацій однозначна; в суцільних перерізах – двозначна. При повторних навантаженнях верхня зона бетону суцільних перерізів працює в знаковмінному режимі, а наскрізних перерізів – у знаковпостійному повторному стискаючому режимі. В нижній зоні бетону суцільних і наскрізних перерізів виникають повторні знаковпостійні або знаковмінні напруження залежно від зусилля попереднього напруження та значення зовнішнього навантаження.

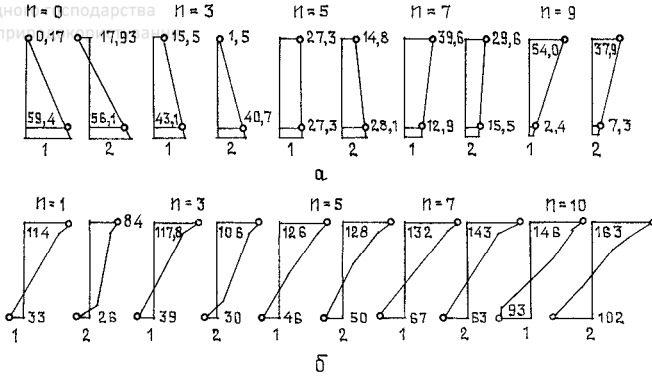


Рисунок 5.2 – Епюри деформацій ($\epsilon \times 10^5$) у нормальних перерізах попередньо напружених балок по циклах навантаження при $M=0$ (а) і $M=M^{op}$ (б):
1 – наскрізні перерізи; 2 – суцільні перерізи

На відміну від балок без попереднього напружування арматури, де висота стиснутої зони в основному визначається максимальним рівнем першого завантаження, в попередньо напружених балках висота стиснутої зони суттєво зменшується від циклу до циклу. Так, при завантаженні балки на першому циклі висота стиснутої зони в суцільному (наскрізному) перерізі склала 56,7 (48,6), на другому циклі – 50 (42,2), на п'ятому – 41,4 (36,5) і на десятому – 40,0 см (35,0 см). Тобто, висота стиснутої зони зменшилась майже на 30%.

Під час повторного навантаження балки відбувалось поступове збільшення залишкових деформацій бетону в стиснутій зоні. Уже на третьому циклі в суцільному перерізі розтягання від зусилля попереднього напружування арматури було компенсоване деформаціями стискання, що виникають від зовнішнього навантаження. У граничному стані залишкові деформації стискання в наскрізних і суцільних перерізах відповідно склали $54,14 \times 10^{-5}$ і $55,81 \times 10^{-5}$. Перед повторним навантаженням балки деформації нижньої зони бетону в наскрізних і суцільних перерізах склали $59,4 \times 10^{-5}$ і $56,11 \times 10^{-5}$. По циклах навантаження деформації стиску поступово компенсуються пластичними, в граничному стані ($n=9$ циклів) ефект попереднього напружування практично вичерпався.

З наведених даних [147] можна зробити висновок, що малоциклове навантаження більш суттєво впливає на напружено-деформований стан нормальних перерізів попередньо напружених елементів, а при високих рівнях зовнішнього навантаження може значно знижувати ефект попереднього напружування арматури.



5.2. Робота згинальних елементів по похилих перерізах

Характер роботи та несуча здатність згинальних елементів по похилих перерізах залежить від багатьох факторів, які поділяють умовно на дві групи: зовнішні, до яких відносять умови обпирання та схему навантаження, вид і режим дії попереднього навантаження, стан навколишнього середовища; конструктивні фактори, які обіймають поперечне та поздовжнє армування, клас бетону, розміри та форму поперечного перерізу, зчеплення арматури з бетоном тощо [71,77].

При одноразовому навантаженні в стадії руйнування в похилому перерізі згинальних елементів діють такі зусилля: нормальне та дотичне в бетоні над критичною тріщиною, осьове в поперечній арматурі, осьове та нагельне в поздовжній арматурі в місці її перетину критичною похилою тріщиною та зусилля зчеплення між частинами елемента, що розділені похилою тріщиною [77]. Найбільш поширеними режимами поперечного навантаження є постійний і повторний, а останній може бути представлений як небагатоповторний (малоцикловий до декількох тисяч циклів навантаження) і багатоповторний (багатоцикловий з кількістю навантажень 2×10^6 і більше циклів) [71].

Аналізуючи результати численних експериментальних досліджень і виходячи з названих вище факторів, що впливають на несучу здатність похилих перерізів згинальних елементів, О.С.Залесов і Ю.А.Климов розробили методику розрахунку їхньої міцності. Поперечну силу Q_u , яку може сприйняти похилий переріз згинального елемента, пропонується визначити за формулою

$$Q_u = Q_{bl} + Q_{sw} + Q_s + F_{crc} \sin \alpha, \quad (5.1)$$

де Q_{bl} – нормальне зусилля в бетоні над критичною похилою тріщиною (див. [77])

$$Q_{bl} = R_b b x (1 + 0,7 \beta) t g \beta; \quad (5.2)$$

β – кут між рівнодіючою в стиснутій зоні бетону та її нормальною складовою;

x – висота стиснутої зони бетону;

b – ширина елемента;

R_b – призмova міцність бетону;

Q_{sw} – осьове зусилля в поперечній арматурі;

Q_s – нагельне зусилля в поздовжній арматурі;

α – кут нахилу критичної тріщини до осі елемента;

F_{crc} – зусилля зачеплення між частинами елемента.

Методику обчислення значень β , Q_{sw} , Q_s і F_{crc} наведено в роботах [71,77].

Значення зусилля Q_{bl} залежить від міцності бетону при центральному стиску, яке у свою чергу може змінюватись при дії малоциклового навантаження. Тому доцільно вивчити особливості роботи похилих перерізів при малоцикловій дії навантаження. З цією метою виконані спеціальні досліді з балками, які мали поперечний переріз із розмірами $b \times h = 20 \times 40$ см (1...7-а серії зразків) і 10×20 (8-а серія) та розрахунковий проліт 280 і 160 см [33,109,110].

Дослідні зразки виготовляли з важкого бетону, кубикова міцність якого знаходилась у межах $R = 19...56$ МПа. Балки 1...7-ої серій армували двома

стрижнями діаметром 32 мм із арматури класу А-III, а балки 8-ої серії – стрижнями діаметром 16 мм того ж класу. Поперечну арматуру влаштовували зі стрижнів $\varnothing 12$ А-I і $\varnothing 3$ В-I із різними коефіцієнтами поперечного армування (табл. 5.2). Межі текучості для арматури зі сталі класів А-III і А-I відповідно складали $\sigma_s=424$ і 248 МПа ($\varepsilon=19$ і 21%). Одночасно в кожній серії дослідів виготовляли призми розмірами $10 \times 10 \times 40$ і $10 \times 10 \times 60$ см та кубики з розміром ребер 15 см, які використовували для визначення механічних характеристик бетону як при одноразовому, так і при малоциклових навантаженнях.

Випробування балок здійснювали в гідравлічному пресі ПММ-200 із використанням спеціального устаткування. Балки навантажували двома зосередженими силами, прикладеними в третинах прольоту та симетрично розташованими відносно середини балок. Ступені навантаження складали приблизно 10% від руйнівного зусилля, яке визначали одноразовим навантаженням до руйнування двох балок-близнюків у кожній серії ($\Delta P \approx 0,1P$). Схема випробувань балок наведена на рис. 5.3.

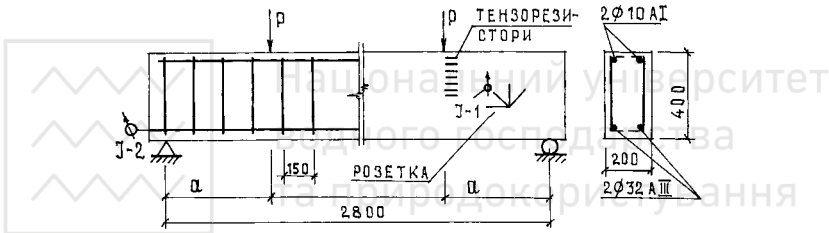


Рисунок 5.3 – Схема армування та випробування дослідних балок

Перед випробуванням для вимірювання деформацій бетону на поверхню балок наклеювали тензорезистори з базою 100 мм у передбачуваних місцях утворення похилих тріщин, а також у стиснутій зоні поблизу прикладання сили через 50 мм уздовж висоти. Після утворення похилої критичної тріщини перпендикулярно до неї у прольоті зрізу розміщували індикатор годинникового типу з ціною поділки 0,001 мм, за допомогою якого визначали зміну ширини розкриття тріщини. Таким же самим індикатором вимірювали можливе зміщення поздовжньої арматури на опорі. На арматурі тензорезистори з базою 20 мм наклеювали ланцюгом у спеціальних профрезерованих пазах.

У кожній серії дослідів випробовували по дві балки-близнюки БН для визначення поперечної сили Q_{crc} , за якої утворюються перші похилі тріщини, та руйнівної поперечної сили $Q_u = P_u$ при одноразовому навантаженні.

За базу випробувань приймали $N=10$ циклів. Дослідні балки першої серії 1БП випробували при $\eta_p^{top} = P_{max}/P_u = 0,6$ і $\eta_p^{low} = P_{min}/P_u = 0$ ($\rho=0$), другої...сьомої – при $\eta_p^{top} = 0,6$ і $\eta_p^{low} = 0,3$, восьмої серії – при $\eta_p^{top} = 0,7$ і $0,8$ і $\eta_p^{low} = 0,3$.

Таблиця 5.2 - Характеристика експериментальних балок для досліджень роботи та похилів перерізу

Номер серії	Шифр балки	Кількість різьбі	Геометричні розміри, см				Міцність бетону, МПа				Поздовжнє зрушення		Поперечне зрушення	
			б/а	а	а	а/а	R	R _a	R _{yk}	Діаметр і клас	д, %	Діаметр і клас	д, %	
1	1E(Н,П)	4	20×40	35,1	70,0	2,0	48,3	34,9	3,1	2Ø32A-III	2,25	2Ø12A-I	0,75	
2	2E(Н,П)	4	20×40	35,1	70,0	2,0	42,7	31,1	2,9	2Ø32A-III	2,25	2Ø6A-III	0,19	
3	3E(Н,П)	4	20×40	35,2	70,4	2,0	35,0	25,8	2,5	2Ø32A-III	2,15	2Ø12A-I	0,49	
4	4E(Н,П)	4	20×40	35,0	105,0	3,0	28,0	20,8	2,0	2Ø32A-III	2,15	2Ø12A-I	0,49	
5	5E(Н,П)	4	20×40	35,1	87,7	3,5	38,8	28,4	2,7	2Ø32A-III	2,15	2Ø12A-I	0,49	
6	6E(Н,П)	4	20×40	34,9	129,5	3,7	19,0	14,3	1,4	2Ø32A-III	2,15	2Ø12A-I	0,49	
7	7E(Н,П)	4	20×40	35,0	70,0	2,0	43,0	31,3	2,7	2Ø32A-III	2,15	---	---	
8	8E(Н,П)	8	10×20	17,0	34,0	2,0	56,0	44,9	3,6	2Ø16A-III	2,35	2Ø3E-I	0,16	

ПРИМІТКИ: 1. Коefіцієнти зрушення урахуванням ослаблення взяті для нахилу та вертикального зсуву.



Усі балки витримали базу навантажень, а їхня несуча здатність по похилих перерізах при довантажуванні після малоциклових випробовувань була більшою, ніж контрольних балок.

При одноразовому статичному навантаженні перші нормальні тріщини утворювались у зоні чистого згину при $P=(0,2...0,4)P_u$. Похилі тріщини виникали дещо пізніше, при $P \approx 0,45P_u$. Вони здебільшого починались на рівні нейтральної осі балки в середині прольоту зрізу. Далі вони розвивались до верхньої та нижньої граней, не досягаючи останніх на $1/3$ висоти. Нахил тріщин залежав від прольоту зрізу (при $alh_0=2$ кут нахилу тріщин складав $35...40^\circ$).

Критична похила тріщина, по якій відбувалось руйнування балки, утворювалась при навантаженні $P=0,5P_u$, ширина її складала $0,15$ мм. Подальше критична тріщина розвивалась у напрямку точки прикладання вантажу. Ширина розкриття критичної похилої тріщини швидко збільшувалась й досягла перед руйнуванням на рівні геометричної осі балки значення $0,7...2,5$ мм.

Нормальні тріщини після утворення зі збільшенням навантаження швидко розвивались до утворення похилої критичної тріщини, після чого їхній розвиток сповільнювався, а потім – зовсім припинявся.

В балках усіх серій з відносно малим прольотом зрізу $alh_0 \leq 2,5$ у ньому спостерігали утворення двох-трьох похилих тріщин, і лише в балках шостої серії при $alh_0=3,7$ у прольоті зрізу спочатку утворювались нормальні тріщини, що розкривались на висоту до 10 см і мали ширину розкриття на рівні осі поздовжньої арматури $0,2$ мм, а потім при $P=0,5P_u$ утворилась критична похила тріщина, яка з'єдналась з однією з нормальних тріщин.

У балках 7-ої серії, що виготовляли без поперечної арматури, утворення похилих тріщин відбувалось одночасно з утворенням нормальних. Руйнування балок відбулось відразу після утворення похилих тріщин.

Ширина розкриття похилих тріщин у балках БН при одноразовому навантаженні залежить від міцності бетону, прольоту зрізу та коефіцієнта поперечного армування. Треба зазначити, що проліт зрізу має найменший вплив, що видно з результатів дослідження балок ЗБН і 4БН, у яких прольоту зрізу відповідно $a=2h_0$ і $a=3h_0$, а ширина розкриття похилих тріщин була приблизно однаковою. В балках першої серії 1БН, де коефіцієнт поперечного армування був майже у два рази більший від його значення в балках ЗБН, 4БН і 5БН (див. табл. 5.2), ширина розкриття тріщин була близько в два рази меншою, ніж у інших згаданих балках.

У балках усіх серій БП, які випробовували малоцикловими навантаженнями, при завантаженні на першому циклі характер утворення тріщин такий само, як і в балках БН при одноразовому монотонному навантаженні.

При завантаженнях на повторних циклах ширина розкриття похилих тріщин збільшувалась і на 10-му циклі перевищувала значення розкриття тріщин при завантаженні на першому циклі в $2...2,5$ рази (рис. 5.4). Найбільш інтенсивне збільшення ширини розкриття тріщин спостерігалось на перших $5...7$ ци-

жлах дії навантаження. Після такої кількості циклів у балці наставала стабілізація деформацій, припинялось розвинення тріщин уздовж висоти балки, а ширина розкриття тріщин стабілізувалась. Цей процес залежить від коефіцієнта поперечного армування: із збільшенням останнього стабілізація ширини розкриття тріщин відбувається при меншій кількості циклів повторного навантаження.

Ширина розкриття похилих тріщин у значній мірі залежала від розмаху навантаження циклу. Так, у балках 1ПВ із $\mu_w=0,75\%$ розмах навантаження циклу складав $P_{\max}-P_{\min}=0,63P_u$, а ширина розкриття похилих тріщин після 10-ти циклів навантаження збільшилась з 0,14 до 0,36 мм, тобто в 2,57 рази. В балках 2БП, що мали значно менший коефіцієнт поперечного армування ($\mu_w=0,19\%$), а розмах навантаження $0,3P_u$, ширина розкриття тріщин за 10-ти циклів збільшилась у 1,84 рази, в балках 3БП за тих же умов, але при $\mu_w=0,49\%$ – у 2 рази.

Про стабілізацію роботи балок після 5...7-ми циклів навантаження свідчить і той факт, що прогини балок у цей час інтенсивно збільшувались і становили 90...96% від прогинів, які були досягнуті на 10-му циклі навантаження.

При довантаженні всі балки, в яких верхній рівень навантаження не перевищував $\eta_p^{top} \leq 0,7$, мали несучу здатність вищу, ніж контрольні балки БН. Руйнування всіх балок відбулось по похилих перерізах. У балках 8-ої серії при $\eta_p^{top} = 0,8$ ($\eta_p^{top} > 0,7$) ширина розкриття похилих тріщин при завантаженні на другому циклі досягала 0,25...0,70 мм і інтенсивно розвивалась з наступними циклами, що призвело їх до руйнування на 3, 4 і 8-му циклах [109].

Відношення несучої здатності балок БП після десятициклового навантаження $P_{u,cyc}$ при $\eta_p^{top} \leq 0,7$ до несучої здатності P_u контрольних балок БН для балок 1БП, 2БП, 3БП, 4БП, 5БП, 6БП і 8БП відповідно склали $\gamma = P_{u,cyc}/P_u = 1,20; 1,06; 1,13; 1,06; 1,05; 1,10; 1,03$ (середнє значення $\gamma = 1,09$). У балках 7-ої серії, в яких поперечна арматура була відсутня ($\mu_w=0$), несуча здатність по похилих перерізах після малоциклових навантажень практично не змінилась ($\gamma = 1,01$). У цьому випадку несуча здатність похилого перерізу визначається, в основному, міцністю бетону на розтяг, яка змінюється внаслідок малоциклових впливів дуже незначно.

Проведені дослідження свідчать, що малоциклові навантаження з верхнім рівнем $\eta_p^{top} \leq 0,7$ сприяють підвищенню міцності балок по похилих перерізах, що є позитивним, але збільшують у 2...2,5 рази ширину розкриття похилих тріщин. Тому доцільно використовувати в розрахунках міцності похилих перерізів можливий резерв міцності бетону, вводячи в розрахункову формулу (5.2) додатковий коефіцієнт умов роботи бетону, рівний 1,05 (із деяким запасом міцності). При проектуванні балок треба враховувати збільшення ширини розкриття тріщин унаслідок малоциклової дії навантаження та не допускати, щоб фактична поперечна сила перевищувала понад 70% несучої здатності по похилому перерізу.

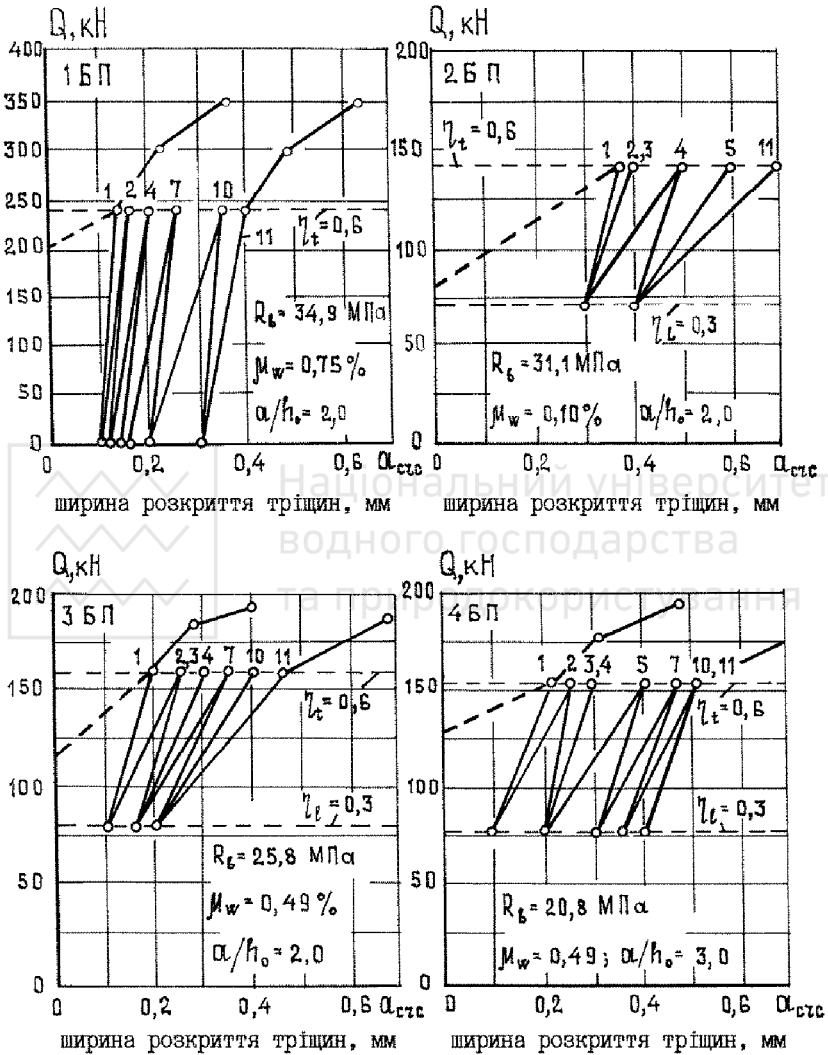


Рисунок 5.4 – Розкриття похилих тріщин у балках 1...4 серій залежно від кількості циклів навантаження (1...11 – цикли навантаження)



5.3. Прогини згинальних елементів

У попередньому параграфі зазначалось, що навіть при $\eta_p^{top} \leq 0,7$ малоциклові навантаження спричиняють збільшення прогинів порівняно із завантаженням на першому циклі силових впливів. Це підтверджується нашими дослідженнями з різними видами бетону та даними інших авторів.

Досліджували балки розміром $10 \times 20 \times 200$ см, виготовлені з керамзитобетону класу В25 і армовані звичайною арматурою зі сталі класу А-III ($\mu=1,13\%$). Навантаження балок здійснювали за схемою чистого згину, зосереджені сили прикладали в третинах прольоту. В досліді варіювали верхній і нижній рівні навантажень: відповідно $\eta_p^{top}=0,6$ і $0,72$; $\eta_p^{low}=0$ і $0,3$. Вибрані значення η_p^{top} передбачають дію повторних тимчасових навантажень, які досягають нормативних і розрахункових значень в умовах реальної експлуатації балок перекриттів. Балки навантажували у двох режимах: сталому при $\eta_p^{top}=const$ і $\eta_p^{low}=const$; змінному, коли в процесі навантаження верхній рівень змінювався в різній послідовності. Базу випробувань приймали $N=10$ циклів. Дослідили 15 балок, які витримали базу випробувань.

Результати дослідів свідчать, що значення повного прогину зразків після 10-ти циклів сталого режиму навантаження збільшились на 8...12% і залежать від розмаху навантаження. Більшому розмаху навантаження відповідає більше зростання прогину. В цьому випадку ширина розкриття нормальних тріщин збільшилась на 15%.

У зразках, які випробовували в змінному режимі, спостерігалось більш інтенсивне збільшення прогинів (до 15%) і ширини розкриття нормальних тріщин (до 20%). При цьому помічено, що при змінному режимі навантаження найбільший приріст прогину та ширини розкриття тріщин спостерігається на циклі, наступному за циклом із максимальним розмахом навантаження.

В досліді із консолями колон при $\eta_p^{top}=0,5$ також спостерігалось збільшення деформацій (прогинів), але стабілізація цих деформацій відбулась на 8...10-му циклі та практично до 20-го циклу прогини не змінювались [45]. Поряд із цим, ширина розкриття тріщин перевищила середні значення при одноразовому навантаженні на 116 %.

При випробуванні плит [146] за $\eta_M^{top}=0,58$ спостерігалось збільшення прогинів від циклу на верхньому рівні амплітуди навантаження та накопичення залишкових деформацій при зменшенні навантаження до нуля. Починаючи з 6-го циклу, прогини стабілізувались, що свідчить про перехід роботи плити в циклічно стабільний стан. Після 36-го циклу плити працювали практично пружно, але сумарний прогин на 55% перевищував прогин при одноразовому навантаженні.



Досліджуючи роботу попередньо напружених ригелів при високих рівнях повторних навантажень ($\eta_M^{top}=0,8$) [145] на всій базі випробувань ($N=20$ циклів) спостерігали збільшення прогинів, тобто їхня стабілізація не наступала, що свідчить про можливість малоциклової втомленості конструкцій.

Аналіз проведених досліджень підтверджує те, що при малоцикловому навантаженні при $\eta_M^{top} < 0,8$ спостерігається стабілізація прогинів після 6...10-го циклів, але сумарний прогин на базі випробувань може в 1,5...2 рази перевищувати відповідний прогин при завантаженні на першому циклі. При малоцикловому навантаженні з $\eta_M^{top} > 0,8$ стабілізація прогинів не відбувається, що веде до малоциклової втомленості елементів і конструкцій.

5.4. Розкриття та закриття тріщин у попередньо напружених згинальних елементах

Питання впливу малоциклових навантажень на зміну ширини розкриття тріщин, значення моментів їхнього розкриття та закриття вивчали на серії з чотирьох попередньо напружених балок, що мали довжину 200, ширину 10 та висоту 20 см [83]. Балки виготовляли з керамзитобетону з призмовою міцністю $R_b=18,6$ МПа та міцністю на центральний розтяг $R_{bt}=0,92$ МПа. Зразки армували напруженою арматурою 1 \varnothing 12 АГ-V ($\sigma_s=1280$ МПа; $\sigma_{0,02}=776,5$ МПа) та плоским каркасом, що мав поздовжню арматуру зі стрижнів \varnothing 6 А-I і поперечну – \varnothing 10 А-III із кроком 10 см.

Середні напруження попередньо напружуваної арматури з урахуванням перших утрат склали 520 МПа, а з урахуванням усіх утрат перед початком випробувань – 317 МПа. Напружено-деформований стан нормальних перерізів балок перед навантаженням характеризувався двозначною епюрою напружень у бетоні та наявністю тріщин у верхній зоні, ширина яких досягала 0,15 мм.

Балки випробовували в спеціальних установках як вільно лежачі однопролітні елементи (розрахунковий проліт складав 185 см), завантажені двома зосередженими силами, які розташовували на відстані по 65 см від опор. Завантаження та розвантаження зразків здійснювали ступенями. Збільшення навантаження на кожному ступені дорівнювало 1/36 руйнівного до моменту утворення тріщин і 1/18 руйнівного навантаження після їхнього утворення. Максимальний верхній рівень малоциклового навантаження складав $\eta_M^{top} = 0,72$ (близько до розрахункового), що відповідало $M_{max}=11,7$ кН×м, а нижній – $\eta_M^{low}=0$. Один цикл завантаження-розвантаження тривав 4...5 годин, за одну добу здійснювали 2...3 цикли. В міжцикловий час балки були розвантажені.

Ширину розкриття тріщин на рівні центру ваги напружуваної арматури вимірювали тензометрами Аістова з ціною поділки 0,001 мм і базою 20 мм,

які влаштовували на балці безпосередньо після утворення тріщини таким чином, щоб тріщина знаходилась у межах бази приладу. Вимірювали ширину розкриття головної, по якій у кінці випробувань відбулось руйнування, та однієї другорядної тріщин. Прийнята методика базувалась на тому, що поблизу берегів утворених тріщин у перпендикулярному напрямку бетон майже не деформується, а тому тензometri практично фіксують ширину розкриття тріщин. Значення моментів утворення та закриття тріщин визначали статистичним методом [10] і дублювали за допомогою ланцюга тензорезисторів, які наклеювали на бетон у зоні чистого згину на рівні центру ваги напруженої арматури.

При завантаженні на першому циклі перші тріщини утворились при значенні моменту $M_{crc,1}=6,91 \text{ кН}\times\text{м}$ (середнє значення по чотирьох балках). На наступних циклах значення $M_{crc,n}$ відповідало моменту, при якому починали розкриватись тріщини, що утворилися під час першого завантаження. Зі збільшенням циклів навантаження значення $M_{crc,n}$ зменшувалось, особливо різке зменшення відмічали при завантаженні на другому циклі: $M_{crc,2}=4,95 \text{ кН}\times\text{м}$ (на 28,3%). Далі зменшення спостерігали до 100-го циклу навантаження (порівняно з другим циклом на 12,3%). Стабілізація моменту розкриття тріщин практично відбулась до 15-го циклу, ($M_{crc,15}=4,36 \text{ кН}\times\text{м}$). Зменшення $M_{crc,15}$ до цього часу становило 99,2% від загального зменшення при $n=100$ циклів ($M_{crc,100}=4,34 \text{ кН}\times\text{м}$). Таким чином, повторні навантаження (при $\eta_M^{top} \leq \leq 0,72$) зменшують момент розкриття тріщин, але його стабілізація відбувається при $n=10\dots 15$ циклів.

Повторні навантаження також спричинили зменшення моменту закриття тріщин. Після першого циклу завантаження-розвантаження тріщини були затиснуті при $M_{crc,c1}=4,72 \text{ кН}\times\text{м}$, а після другого та сотого відповідно $M_{crc,c2}=4,45$ і $M_{crc,c100}=4,12 \text{ кН}\times\text{м}$ (табл. 5.3). Стабілізація моменту закриття тріщин практично відбулась на 10-му циклі, коли $M_{crc,c10}=1,014M_{crc,c100}$.

Ширина розкриття тріщин при завантаженні на 100-му циклі $a_{crc,100}$ перевищувала ширину розкриття при першому завантаженні $a_{crc,1}$ майже на 20%. Стабілізація процесу розкриття тріщин відбулась на 10...15-му циклах. На цих циклах збільшення ширини розкриття тріщин по окремих балках становило 90...95% від максимального збільшення на 100-му циклі.

Зміна ширини розкриття тріщин $a_{crc,n}$ залежно від кількості циклів навантаження n і ширини розкриття при завантаженні на першому циклі $a_{crc,1}$ можна представити у вигляді формули

$$a_{crc,n} = a_{crc,1} n^{0,04+0,2/n}. \quad (5.3)$$

Національний університет
 Таблиця 5.3 – Зміна ширини розкриття тріщин і моментів розкриття та закриття тріщин залежно від кількості циклів повторних навантажень

Кількість циклів навантаження	$a_{ср, n} / a_{ср, 1}$		$M_{ср, n},$ кНхм	$M_{ср, сн},$ кНхм
	головна тріщина	другорядна тріщина		
1	1,000	1,000	6,91	4,72
2	1,080	1,102	4,95	4,75
3	1,105	1,136	4,71	4,34
4	1,125	1,149	4,60	4,30
5	1,135	1,153	4,56	4,28
7	1,153	1,170	4,46	4,22
10	1,164	1,179	4,41	4,18
15	1,170	1,191	4,36	4,16
20	1,175	1,191	4,35	4,14
30	1,178	1,186	4,34	4,12
40	1,175	1,191	4,34	4,11
50	1,187	1,179	4,35	4,12
70	1,181	1,191	4,36	4,12
100	1,189	1,196	4,34	4,12

5.5. Напружено-деформований стан і малоциклова втомленість позацентрово стиснутих елементів

Зміна пружно-пластичних деформацій бетону та його міцності внаслідок дії малоциклових навантажень значно впливає на напружено-деформований стан стиснуто-розтягнутих і повністю неоднорідно стиснутих перерізів. Особливо це спостерігається при навантаженнях високих рівнів.

У позацентрово стиснутих елементах на напружено-деформований стан впливає процент армування, рівень малоциклового навантаження та, значною мірою, ексцентриситет дії поздовжньої сили. На завантажувальних вітках при високих рівнях малоциклових силових впливів ($\eta_N^{top} = N_{c, max} / N_{c, u} = 0,85$; $N_{c, max}$ – верхня межа поздовжньої стискаючої сили; $N_{c, u}$ – несуча здатність елемента при одноразовому навантаженні до руйнування) та кількості циклів до $n=10$ залежність між деформаціями стиснутої грані бетону та навантаженням має дещо криволінійний характер, а крива деформування бетону – опукла до осі навантаження. В межах $n=10...25$ циклів залежність $\sigma_{bc} \sim \varepsilon_{bc}$ наближається до лінійної (вибираються пластичні деформації), а після 25...30-ти циклів крива деформування бетону починає повертатись своєю опуклістю до осі деформацій. Це узгоджується з результатами випробувань неармованого бетону [25,133].

Завдяки сумісній роботі бетону та арматури в стисnutій зоні характер деформування арматури майже повторює характер деформування бетону. Робота розтягнутої арматури на всіх циклах навантаження має майже лінійний характер. Зі зменшенням рівня малоциклового навантаження вплив особливостей деформування бетону на роботу армованих елементів зменшується.



При дії навантаження $N_{с,маx} < 0,82N_u$ після 10...15-ти циклів залежність деформацій бетону та арматури в стиснутій зоні та деформацій розтягнутої зони від рівня навантаження наближається до лінійної, тобто відбувається стабілізація роботи елемента. Межу $\eta_N^{top} = \eta_{N,сyc}^{cr} = 0,82$ можна вважати межею малоциклової втомленості позацентрово стиснутих елементів.

Наведена картина напруженого стану позацентрово стиснутих елементів підтверджується виконаними дослідями з колонами, які мали поперечний переріз 15×15 см і довжину 90 см (умовно короткі) та були виготовлені з керамзитобетону класу В25 і симетрично армовані чотирма стрижнями зі сталі класу А-III діаметрами 8, 12 і 14 мм (проценти армування відповідно $\mu=0,89$; 2,01 і 2,74%) [6,7,58]. Для виготовлення колон використовували керамзит Козельщанського керамзитового заводу (Полтавська обл.) фракції 5...20 мм з об'ємною насипною масою – 595 кг/м^3 і середньою міцністю в циліндрі 3,19 МПа. Модуль крупності застосованого піску складав 2,01, а його об'ємна насипна маса – 1320 кг/м^3 . Як в'язуче використовували цемент Здолбунівського ЦШК марки 400. На 1 м^3 суміші була витрачена наступна кількість матеріалів: цементу – 400 кг, піску – 650 кг; керамзиту – 490 кг; води – 220 л.

Міцність керамзитобетону на 28 добу після виготовлення зразків була в середньому 25 МПа, щільність – 1610 кг/м^3 . У середньому віці випробувань зразків середня міцність призм $15 \times 15 \times 60$ см складала $R_b=28,8$ МПа, міцність на розтяг $R_{bt}=1,7$ МПа, початковий модуль пружності $E_{b0}=1,46 \times 10^4$ МПа. Межі текучості для арматурних стрижнів діаметром 8, 12 і 14 мм складали відповідно $\sigma_s=398,8$; 430 і 462,2 МПа; тимчасові опори розтягу відповідно $\sigma_{su}=591,1$; 647,7 і 685,3 МПа; початковий модуль пружності був $E_{s0}=2,02 \times 10^4$ МПа. Конструкція колон наведена на рис. 5.5 [58]. Колони випробовували в гідравлічному пресі ПГ-250 із використанням спеціальних башмаків з отворами для сталевих циліндричних шарнірів. Стискаючі зусилля передавали на колони із заданими ексцентриситетами. Навантажували колони ступенями, рівними приблизно 10% від руйнівного навантаження. Деформації арматури та бетону вимірювали за допомогою тензорезисторів і дублювали тензометрами Гугенбергера та індикаторами годинникового типу.

В дослідях варіювали значення початкового ексцентриситета ($e_0/h=0$; 0,167; 0,5 і 1,0), верхній і нижній відносні рівні повторного навантаження (відповідно $\eta_N^{top}=0,97$ і менше та $\eta_N^{low}=0$ і 0,4). У маркіруванні колон перед літерою “К” цифра означає процент армування, після неї відносний ексцентриситет, нижній і верхній відносні рівні навантаження. Всього було випробувано 35 колон. Для визначення рівнів навантаження по два зразки-близнюки в кожній групі колон випробовували одноразовим навантаженням до руйнування. За базу випробувань на малоциклові впливи приймали $N=100$, 200 і 500 циклів. Коли при заданому верхньому рівні η_N^{top} установленої тримував встановленої бази, значення η_N^{top} у наступних випробуваннях дещо зменшували.

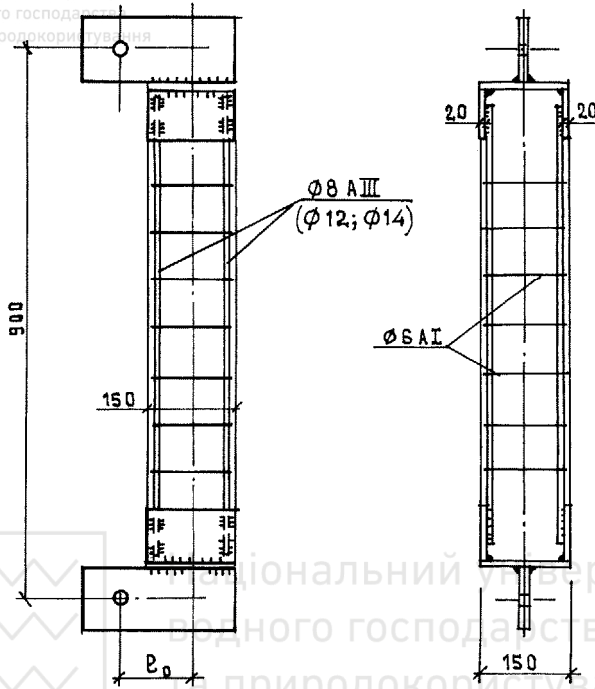


Рисунок 5.5 – Конструкція колон

Першу серію колон випробовували з метою визначення межі малоциклової втомленості при $e_0=0$ і $\mu=2,01\%$. У другій серії визначали вплив початкового ексцентриситета на напружено-деформований стан нормальних перерізів і характер руйнування та межі малоциклової втомленості. В цій серії всі зразки мали $\mu=2,01\%$, а за базовий варіант приймали $e_0/h=0,5$ (для цього варіанта за базу випробувань приймали $N=500$ циклів, для всіх інших – $N=200$ циклів). У колонах третьої серії коефіцієнт армування був 0,89; 2,01 і 2,74%, ексцентриситет – $e_0/h=0,5$, а база випробувань – $N=100$ циклів.

Несуча здатність колон при одноразовому навантаженні N_u суттєво залежить від значення ексцентриситета та процента армування. При значенні $\mu=2,01\%$ несуча здатність колон залежно від значення відносного ексцентриситета $e_0/h=0; 0,167; 0,5$ і $1,0$ складала відповідно $N_u=800; 495; 242$ і 111 кН. При збільшенні ексцентриситета з $e_0/h=0,167$ до $1,0$ (у 6 разів) несуча здатність зменшилась у 4,6 рази. При $e_0/h=0,5$ із збільшенням коефіцієнта армування з 0,893 до 2,74% (у 3,1 рази) несуча здатність колон збільшилась у 1,53 рази. Несучі здатності колон при сталому значенні $e_0/h=0,5$ за $\mu=0,89; 2,01$ і 2,74% складала відповідно $N_u=190; 242$ і 291 кН.

Причини руйнування колон при одноразовому навантаженні, характер деформування бетону та арматури залежать від низки факторів. Зі збільшенням ексцентриситета дії сили деформації більш стиснутої зони бетону не однозначні. При $e_0/h=0$ (умовно центральний стиск) перед руйнуванням деформації бетону та арматури досягали своїх граничних значень. За результатами випробувань бетонних призм при $\sigma_{bc}=R_b$ деформації досягли значення $\varepsilon_{bcu} = 242 \times 10^{-5}$, а в колонах при $e_0=0$ такі значення деформацій спостерігали при $N_{cyc} = (0,85 \dots 0,9) \times N_u$. Перед руйнуванням колон деформації бетону перевищували на 10...15% граничні деформації, що отримані при випробуванні призм. Деформації окремих арматурних стрижнів перевищували ті деформації, що відповідають межі текучості, але руйнування колон не спостерігалось внаслідок перерозподілу зусиль між арматурою та бетоном.

Зі збільшенням ексцентриситета відносні максимальні деформації крайнього стиснутого волокна бетону змінювались від $(265 \dots 280) \times 10^{-5}$ при $e_0/h = 0,167$ до $(200 \dots 230) \times 10^{-5}$ при $e_0/h = 1,0$. При $e_0/h = 0,167$ несуча здатність колон визначалась міцністю бетону, тобто першочергово руйнувався бетон, після чого наступала текучість арматури. В колонах із $e_0/h = 0,5$ руйнування відбувалось внаслідок текучості стиснутої та розтягнутої арматури із наступним роздробленням бетону. Для колон із $e_0/h = 1,0$ характерним було першочергове досягнення напруженнями в розтягнутій арматурі межі текучості з наступним роздробленням бетону стиснутої зони.

Колона 2,01К-0-0-0,85 при $e_0/h=0$, $\eta_N^{top} = 0,85$ і $\eta_N^{low} = 0$ ($\rho=0$) зруйнувалась на 34-му циклі навантаження. Характер руйнування такий самий, як і при одноразовому навантаженні; при $\eta_N^{top} = 0,85$ зафіксовані деформації стискання бетону $\varepsilon_{bc} = 262 \times 10^{-5}$. У колоні 2,01К-0-0-0,85 на 25-му циклі навантаження повні деформації склали 269×10^{-5} , а перед руйнуванням $\varepsilon_{bc} = 281 \times 10^{-5}$ (значимо, що граничні деформації стисливості бетону, визначені при випробуванні бетонних призм, склали $\varepsilon_{bcu} = 242 \times 10^{-5}$).

У колоні 2,01К-0-0-0,82 верхній рівень навантаження η_N^{top} був зменшений від 0,85 до 0,82, що дало їй змогу витримати базу випробувань ($N=100$ циклів). У цій колоні після 5-го циклу практично відбулась стабілізація деформацій стискання бетону. На циклах навантаження з 5-го по 100-й вони знаходились у межах $(207 \dots 212) \times 10^{-5}$, а повні деформації на 100-му циклі дорівнювали 256×10^{-5} , що приблизно дорівнює деформаціям при одноразовому навантаженні (253×10^{-5}). При довантаженні колона зруйнувалась при $N_{u,cyc} = 808$ кН ($N_{u,cyc}/N_u = 1,01$).

У колонах 2,01К-0-0,4-0,95; 2,01К-0-0,4-0,88 і 2,01К-0-0,4-0,82 варіювали верхній рівень навантаження при сталому нижньому $\eta_N^{low} = 0,4$. Коефіцієнти асиметрії циклу навантаження становили відповідно 0,42; 0,45 і 0,49. Колонна 2,01К-0-0-0,4-0,95 зруйнувалась на 4-му, а колонна 2,01К-0-0,4-0,88 – на 27-

му циклах. Колона 2,01К-0-0,4-0,82 витримала базу випробувань ($N=100$ циклів), її несуча здатність, визначена після довантаження, була на 10% більшою за несучу здатність контрольних колон-близнюків, тобто $N_{u, cyc}/N_u=1,10$.

Випробування колон при $e_0/h=0$ показали, що при $\eta_N^{top} \leq 0,82$ незалежно від значення ρ вони знаходяться в стабільному малоцикловому стані, а рівень $\eta_N^{top}=0,82$ можна вважати для них межею малоциклової пристосовності $\eta_{N, cyc}^{cr}$. Нижній рівень малоциклового навантаження в даному випадку вплинув лише на кінцеву міцність колон.

У другій серії випробувань за сталих $\mu=2,01\%$, $\eta_N^{low}=0$ варіювали значення ексцентриситетів $e_0/h=0; 0,167$ (межа ядра перерізу); $0,50$ і $1,0$ та рівень верхнього циклічного навантаження. За базу випробувань вибрано 200 циклів. У цій серії повторені випробування колон при $\eta_N^{top}=0,82$ і $e_0/h=0$ із метою підтвердження межі малоциклової пристосовності, але на базі $N=200$ циклів. Колона 2,01К-0-0-0,82, як і в першій серії, витримала базу випробувань, а при довантаженні виявилась міцнішою за контрольні на 5,5% ($N_{u, cyc}/N_u=1,055$). Випробування цієї колони підтвердили висновки, що отримані за результатами дослідження зразків першої серії.

Робота колони 2,01К-0,5-0-0,95 (базові параметри: $\mu=2,01\%$; $e_0/h=0,5$; $\eta_N^{low}=0$) на першому циклі характеризувалась такими показниками: напруження в розтягнутій і стиснутій арматурах склали відповідно $\sigma_{st}=236$ і $\sigma_{sc}=378$ МПа (межа текучості $\sigma_y=430$ МПа); напруження крайнього стиснутого волокна бетону $\sigma_{bc}=21,8$ МПа; залежність деформацій розтягнутої ϵ_{st} та стиснутої ϵ_{sc} арматур від N майже лінійна; залежність між деформаціями стиснутої грані бетону та N має криволінійний характер, а крива деформування бетону $\sigma_{bc} \sim \epsilon_{bc}$ повернута до осі навантаження (рис. 5.6,а), висота стиснутої зони складала 7,3 см.

На 25-му циклі випробувань цієї колони деформації ϵ_{bc} , ϵ_{st} та ϵ_{sc} мали чітку лінійну залежність від навантаження, відбувався деякий перерозподіл зусиль між арматурою та бетоном: у стиснутому бетоні напруження зменшились до 17,9 МПа (17,9%). Після 25-го циклу навантаження крива деформування бетону почала повертатись до осі деформацій, що свідчить про накопичення в ньому мікроруйнувань, і відбувається дальший перерозподіл зусиль між бетоном та арматурою. Як наслідок малоциклової дії навантаження, рівень якого перевищує межу малоциклової втомленості, на 180-му циклі в стиснутій арматурі напруження досягали межі текучості, що стало причиною руйнування всієї колони. Одночасно з текучістю арматури спостерігалось руйнування стиснутого бетону. Колона-близнюк зруйнувалась на 36-му циклі.

Характер роботи колони 2,01К-0,5-0-0,88 ($\mu=2,01\%$; $e_0/h=0,5$, але $\eta_N^{top}=0,88$) при завантаженні на першому циклі такий, як і попередньої (рис.

5.6,б). Після третього циклу деформації бетону та арматури лінійно залежали від навантаження. Такий характер залежності спостерігався упродовж подальшого випробування до 500-го циклу, після чого колона була зруйнована додатковим навантаженням. Тобто рівень $\eta_N^{op} = 0,88$ є рівнем пристосовності колони до малоциклового навантаження при ексцентриситеті $e_0/h=0,5$. Колона-близнюк працювала аналогічно.

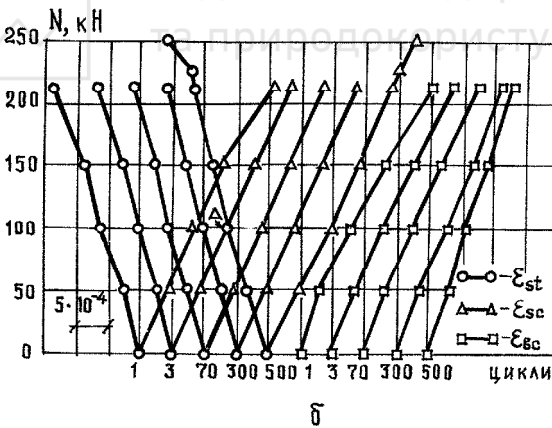
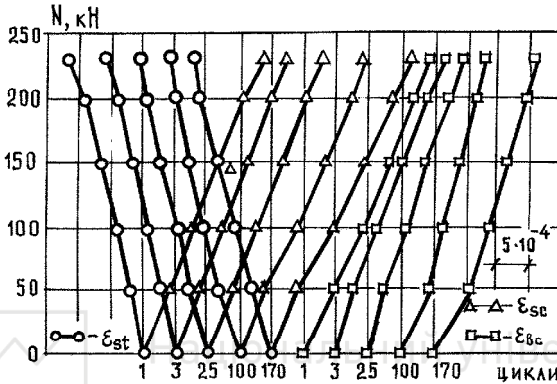


Рисунок 5.6 – Залежність деформацій стиснутого бетону ϵ_{bc} , стиснутої арматури ϵ_{sc} , розтягнутої арматури ϵ_{st} від навантаження N при завантаженнях по циклах:

а – колона з $\mu=2,01\%$; $e_0/h=0,5$; $\eta_N^{op} = 0,95$; б – те ж саме, $\eta_N^{op} = 0,88$

Зі зміною ексцентриситета дещо змінюється характер роботи колон, пов'язаний з мірою впливу роботи бетону. Наприклад, при $e_0/h=0,167$ дві колони 2,01К-0,167-0-0,95 ($\eta_N^{op} = 0,95$) зруйнувались на 5-му циклі, а дві колони

2,01К-0,167-0-0,9 — на 10-му та 11-му циклах. Колона 2,01К-0,167-0-0,85 практично витримала базу випробувань ($N=200$ циклів), але при довантаженні зруйнувалась при верхньому рівні малоциклового навантаження ($N_{u,cyc} \approx N_u$). Можна вважати, що межа втомленості колон із $e_0/h=0,167$ знаходиться в проміжку між межами втомленості колон при $e_0/h=0$ і $e_0/h=0,5$.

Колони з відносним ексцентриситетом $e_0/h=0$ витримали базу випробувань ($N=200$ циклів) навіть при $\eta_N^{top}=0,95$, а при довантаженні мали міцність на 8% більшу, ніж контрольних колон-близнюків. Це можна пояснити тим, що при великих ексцентриситетах основну роль в опорі колон малоцикловим навантаженням має арматура, відносний рівень малоциклової втомленості якої набагато вищий, ніж бетону. Крім цього, в колонах при $e_0/h \geq 0,5$ початок руйнування характеризується досягненням у розтягнутій арматурі деформацій текучості.

Таким чином, зі збільшенням ексцентриситета дії малоциклового навантаження збільшується межа відносної втомленості при заданій базі випробувань і при зменшенні абсолютної несучої здатності. Межу втомленості стиснутих армованих елементів при $e_0/h=0$ можна вважати нижньою межею втомленості позацентрово стиснутих симетрично армованих елементів.

У третій серії дослідів випробовували колони з різними коефіцієнтами армування $\mu=0,89$ і 2,74% (за сталей $e_0/h=0,5$; $e_0/h=0$). Колона 2,74К-0,5-0-0,9 зруйнувалась на 7-му циклі, а колона 2,74К-0,5-0-0,82 витримала базу випробувань, а при довантаженні мала міцність на 3% більшу, ніж контрольних колон ($N_{u,cyc}/N_u=1,03$). Деформації бетону в цій колоні стабілізувались на 10-му циклі й у межах 10...100 циклів змінювались від 221 до 225×10^{-5} , а повні деформації на 100-му циклі склали 248×10^{-5} . Тобто, характер роботи колони 2,74К-0,5-0-0,82 такий же самий, як і колони 2,01К-0,5-0-0,88.

Колона 0,89К-0-0,5-0,95 зруйнувалась на 18-му циклі, тобто бази випробувань не витримала. Характер роботи колони 0,89К-0-0,5-0,95 такий, як і колон при $\mu=2,01$ (за сталей e_0/h , η_N^{low}). Тобто, на характер роботи та відносну межу втомленості процент симетричного армування елементів не впливає.

В дослідях із позацентрово стиснутими елементами не виявлено суттєвої зміни по циклах висоти стиснутої зони бетону. Вона визначалась при завантаженні на першому циклі.

Усі колони, які витримали базу малоциклового навантаження, при довантаженні мали міцність на 2...10% більшу, ніж колони-близнюки, що не піддавались малоцикловим впливам.

Відносну межу малоциклової втомленості $\eta_{N,cyc}$ позацентрово стиснутих елементів можна визначити за формулою

$$\eta_{N,cyc} = N_{u,cyc} / N_u = \frac{2,99(e_0/h) + 0,82}{3,15(e_0/h) + 1}, \quad (5.4)$$

де $N_{u,cyc}$ – несуча здатність при малоцикловому навантаженні;
 N_u – те ж саме при одноразовому навантаженні;



Згідно з формулою (5.4) при $e_0/h=0$ $\eta_{N,cyc}^{cr}=0,82$, тобто те значення $\eta_{N,cyc} = \eta_N^{top}$, яке отримано в дослідях із першою серією колон. Зі збільшенням відношення e_0/h значення $\eta_{N,cyc}^{cr}$ зростає й при $e_0/h=1$ досягає 0,92.

5.6. Міцність і деформативність тришарових елементів при поперечному згині

За конструкцією тришарові елементи можна розділити на конструкції з гнучкими та жорсткими металевими в'язями. В цьому параграфі розглянемо вплив малоциклового навантаження на міцність і прогини тришарових елементів із жорсткими в'язями, не торкаючись особливостей їхньої роботи при одноразовому навантаженні, що викладені в працях [12,13,14,17,85,87,155].

Було виготовлено та випробувано 36 балок (4 серії) розміром $100 \times 180 \times 2000$ мм, які імітували вирізані з плит покриття вузькі смуги. Товщину бетонних шарів приймали 60 мм, середнього теплоізоляційного шару (пінопласт полістирольний) – 60 мм. Верхній шар балок усіх серій армували одним стрижнем $\varnothing 4$ Вр-I, нижній шар 1-ої серії (балки серії 1БЖ) – $\varnothing 5$ В-I, 2-ої серії (балки серії 2БЖ) – $\varnothing 4$ Вр-I, 3-ої і 4-ої серій (балки серій 3БЖ і 4БЖ) – $\varnothing 8$ А-III (коефіцієнти поздовжнього армування відповідно $\mu_s=0,122$; 0,079 і 0,314%). Верхній і нижній бетонні шари з'єднували похилими стрижнями (жорсткими в'язями) із різними коефіцієнтами поперечного армування (рис. 5.7), який для балок серій 1БЖ, 2БЖ і 4БЖ приймали $\mu_{inc}=0,088\%$ ($14 \varnothing 4$ Вр-I) і для балок серії 3БЖ – $\mu_{inc}=0,325\%$ ($14 \varnothing 8$ А-I). Відношення μ_{inc}/μ_s для балок серій 1БЖ, 2БЖ, 3БЖ і 4БЖ становили відповідно 0,72; 1,12; 1,12 і 0,28. Названу арматуру для кожної балки об'єднували в плоский каркас з одиночною поздовжньою (верхньою та нижньою) арматурою та похилими стрижнями. Передбачалось, що влаштування останніх забезпечить спільну роботу верхнього та нижнього шарів бетону (поясів балок).

Похилі стрижні підбирали за умови, щоб несуча здатність елементів із жорсткими в'язями була б такою самою, як суцільних балок. Для балок серії 2БЖ приймали мінімальний коефіцієнт армування поздовжньою арматурою. За такого армування були виготовлені балки з однаковим коефіцієнтом поздовжнього армування та різними коефіцієнтами поперечного армування й навпаки. В усіх серіях балок приймали однакову кількість похилих стрижнів за різного їхнього діаметру.

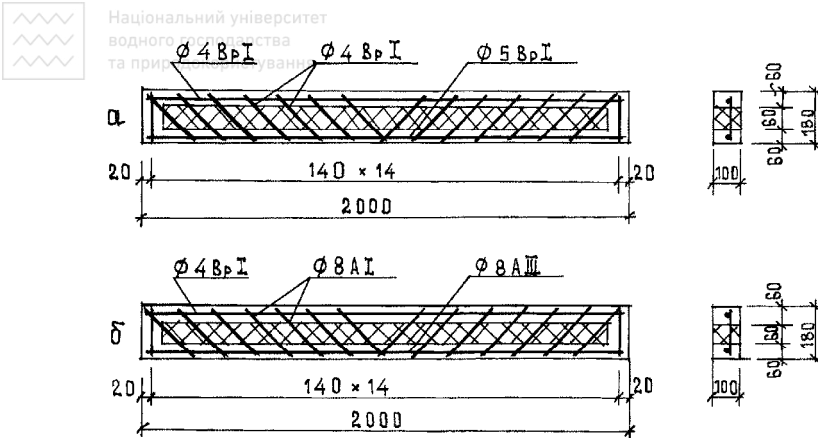


Рисунок 5.7 – Схема армування дослідних балок серій 1БЖ (а) і 3БЖ (б)

Для виготовлення бетону використовували керамзитовий гравій Яворівського заводу, кварцовий пісок Полянського кар'єру та портландцемент Здолбунівського ЦШК. Бетон мав склад за вагою 1:1,30:1,12 (Ц:П:К) при $B/C=0,46$. У віці 28 діб кубикова міцність бетону по серіях балок складала: 1БЖ – 32,2; 2БЖ і 3БЖ – 25,4 і 4БЖ – 19,7 МПа.

Випробування дослідних балок при дії одноразових і малоциклових навантажень виконували в спеціальних пружинних установках, де контроль навантаження здійснювали динамометром типу ДОСМ. Навантаження виконували за схемою чистого згину однопролітної шарнірно опертій балки. Деформації бетону та арматури вимірювали за допомогою наклеєних тензорезисторів, прогини – індикаторами годинникового типу (на опорах) і прогиномірами з дротівим з'єднанням (посередині прольоту) (рис. 5.8).

У кожній серії випробовували балки-близнюки для визначення їхньої несучої здатності при одноразовому монотонному навантаженні до руйнування. При малоциклових випробуваннях варіювали нижній і верхній рівні навантажень: нижні рівні – $\eta_p^{low} = P_{min}/P_u = 0$ і 0,25, що моделювали мінімальний рівень зовнішнього навантаження відповідно без урахування власної ваги конструкції і з її урахуванням; верхні рівні – $\eta_p^{top} = P_{max}/P_u = 0,45 \dots 0,65$, що відповідали можливому нормативному зовнішньому навантаженню, та $\eta_p^{top} = 0,70 \dots 0,75$ – розрахунковому навантаженню. За базу випробувань приймали $N=10$ циклів (у першій серії 1БЖ чотири балки випробовували при $N=100$ циклів).

Усі балки витримали базу випробувань. Їхню несучу здатність у кінці випробувань визначали одноразовим монотонним довантаженням до руйнування. Результати випробувань наведені в табл. 5.4.

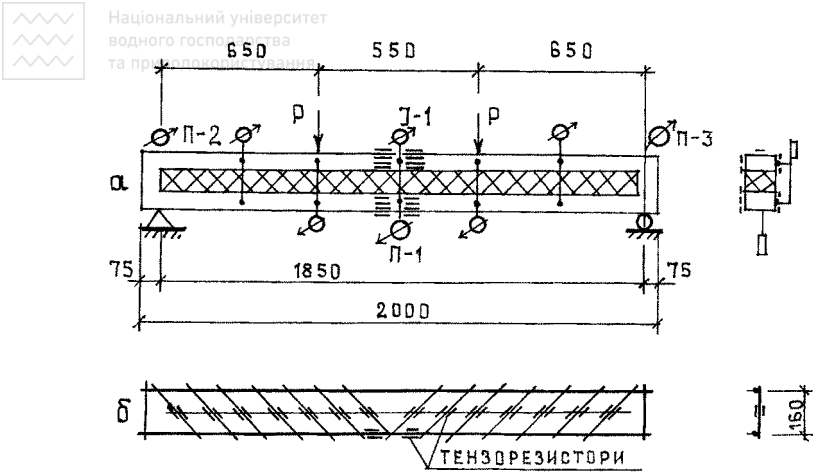


Рисунок 5.8 – Схема випробування дослідних тришарових елементів і розміщення приладів на бетоні (а) та арматурі (б)

Таблиця 5.4 – Несуча здатність тришарових елементів із жорсткими металевими зв'язями після малоциклових навантажень

Шифр балки	Рівні малоциклових навантажень		База випробувань <i>N</i> , циклів	Руйнівні зусилля P_u і $P_{u,сус}$, кН	$P_{u,сус}/P_u$
	нижній η_p^{low}	верхній η_p^{top}			
1БЖ-1;1БЖ-2	0	1	1	2,55	1,00
1БЖ-3;1БЖ-10	0	0,50	10	2,87	1,13
1БЖ-6;1БЖ-9;1БЖ-15	0,25	0,50	10	2,87	1,13
1БЖ-5;1БЖ-8	0	0,70	10	2,98	1,17
1БЖ-4;1БЖ-7	0,25	0,70	10	2,87	1,13
1БЖ-13;1БЖ-14	0,25	0,50	100	2,76	1,08
1БЖ-11;1БЖ-12	0,25	0,70	100	2,65	1,04
2БЖ-1;2БЖ-2	0	1	1	1,62	1,00
2БЖ-3;2БЖ-4	0,25	0,45	10	1,61	0,98
2БЖ-5;2БЖ-6;2БЖ-7	0,25	0,60	10	1,63	1,01
3БЖ-1;3БЖ-2	0	1	1	4,52	1,00
3БЖ-3;3БЖ-4	0,25	0,50	10	4,53	1,00
3БЖ-5;3БЖ-6;3БЖ-7	0,25	0,65	10	4,59	1,02
4БЖ-1;4БЖ-2;4БЖ-3	0	1	1	4,03	1,00
4БЖ-4;4БЖ-5	0,25	0,55	10	4,04	1,00
4БЖ-6;4БЖ-7	0,25	0,75	10	4,32	1,07

Встановлено, що міцність балок при одноразовому навантаженні, в основному, залежить від коефіцієнта армування нижнього шару. Так, при сталому $\mu_{inc}=0,089\%$ руйнівні зусилля для балок серій 2БЖ ($\mu_s=0,079\%$), 1БЖ ($\mu_s=0,122\%$) і 4БЖ ($\mu_s=0,314\%$) відповідно склали $P_u=1,62$; 2,55 і 4,03 кН. У

балках серій 3БЖ і 4БЖ при сталому $\mu_s=0,314\%$ із змінними коефіцієнтами поперечного армування від $\mu_{inc}=0,352$ до $\mu_{inc}=0,088\%$ руйнівне зусилля змінилось із $P_u=4,52$ до $P_u=4,03$ кН, тобто зміна μ_{inc} у 4 рази призвела до незначного зменшення руйнівного зусилля (в 1,12 рази).

Міцність тришарових елементів після дії 10-ти циклів завантаження-розвантаження $P_{u,cyc}$ не змінювалась або дещо збільшувалась відносно міцності зразків при одноразовому навантаженні P_u . Це збільшення тим суттєвіше, чим значніший діапазон зміни циклічного навантаження за фіксованих значень рівнів. Так, у серії 1БЖ за фіксованого рівня $\eta_p^{low}=0$ міцність балок при $\eta_p^{top}=0,5$ і $0,7$ більша міцності зразків, що були випробувані одноразовим навантаженням, відповідно на 12,5 і 18,8%. У зразках із $\eta_p^{top}=0,5$ незалежно від значень η_p^{low} міцність балок збільшилась на 12,5%, тобто тут діапазон зміни циклічного навантаження не вплинув на зміну міцності. Проте, із збільшенням η_p^{top} до $0,7$ цей вплив достатньо помітний, і за фіксованого значення останнього міцність зразків при $\eta_p^{low}=0$ і $0,25$ збільшилась відповідно на 16,8 і 12,5%. У балок решти серій, за винятком зразків серії 4БЖ, де після 10-ти циклів завантаження-розвантаження в режимі $(0,25\dots0,75)P_u$, спостерігали збільшення міцності на 7,1%, змін міцності не відбувалось.

Збільшення міцності можна пояснити особливостями експериментальної конструкції, яка складена таким чином, що за дії змінних навантажень при максимальних значеннях η_p^{top} напруження в стиснутому керамзитобетоні позатцентрово стиснутого верхнього поясу не перевищують межі малоциклової пристосованості. В робочому діапазоні завантаження-розвантаження дослідних зразків покращуються зв'язки між мікрочастинками, відбувається ущільнення керамзитобетону та, як наслідок, збільшується його тимчасовий опір центральному стиску. Ці зміни тим значніше та виразніше, чим більше рівень η_p^{top} циклічного навантаження та ширше діапазон його варіювання.

У дослідях із балками серії 1БЖ вивчали вплив кількості циклів на зміну їхньої міцності при однакових режимах циклічного навантаження. Виявлено, що за рівнів $\eta_p^{low}=0,25$ і $\eta_p^{top}=0,5$ після десяти та ста циклів дії навантаження міцність балок зросла відповідно на 12,5 і 8,2%. Аналогічну картину спостерігали в балках тієї ж серії з рівнями зовнішнього навантаження $\eta_p^{low}=0,25$ і $\eta_p^{top}=0,7$. Міцність зразків після десяти та ста циклів завантаження-розвантаження зросла відповідно на 12,5 і 3,9%. Питання зміни міцності дослідних елементів у цьому випадку потребують додаткового вивчення.

Суттєвим є вплив малоциклової дії навантажень на прогини балок. За деформативні параметри були прийняті середні значення відношення прогинів у середині прольоту дослідних балок-близнюків з однаковими режимами



циклічного навантаження при завантаженні на n -му циклі при верхньому рівні навантажень $\eta_p^{top} = 0,5$ до відповідних середніх значень прогинів при завантаженні на першому циклі ($n=1$), тобто f_{cyc}/f_1 (рис. 5.9).

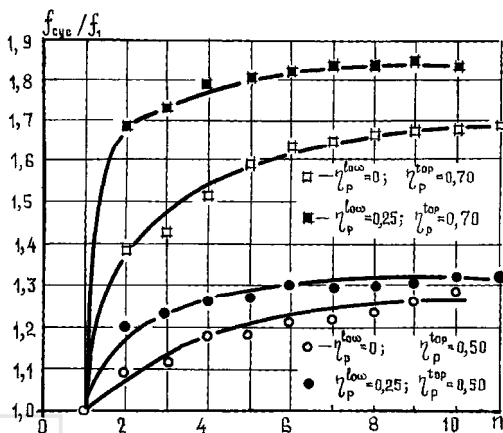


Рисунок 5.9 – Залежність прогинів балок 1БЖ від кількості циклів навантаження: 1, 2, 3, 4 – теоретичні криві за формулою (5.5)

Аналіз експериментальних даних указує на те, що деформативність тришарових залізобетонних елементів підвищується зі збільшенням верхнього рівня та зменшенням розмаху малоциклового навантаження. Як і у випадку зміни малоциклової міцності, міру зміни прогинів можна пояснити особливостями дослідної конструкції та умовами роботи матеріалів, що її складають, і, в першу чергу, стиснутого керамзитобетону верхнього поясу. Так, за фіксованих значень нижніх рівнів η_p^{low} циклічні прогини тим більші, чим більший верхній рівень змінних навантажень η_p^{top} . Це відбувається внаслідок виникнення в керамзитобетоні при більших напруженнях більш значних початкових деформацій. Більша деформативність зразків із меншим розмахом зміни циклічного навантаження ($\eta_p^{low} \dots \eta_p^{top}$) за фіксованих значень верхніх рівнів η_p^{top} пояснюється меншою мурою структурних змін у стиснутому керамзитобетоні (покращенням зв'язків між мікрочастинками) та його менш значним ущільненням при дії змінного навантаження, що спричиняє в матеріалі максимальні напруження, які не перевищують межі малоциклової пристосованості.

Вплив малоциклових навантажень на прогини тришарових елементів із жорсткими металевими в'язями при $n \leq 100$ циклів і різних режимах навантаження, але при $\eta_N^{top} \leq 0,70$, можна виразити дробово-лінійною функцією, що має вигляд



$$f_{\text{сус}}/f_I = 1 + c \frac{n-1}{n+d}, \quad (5.5)$$

де c і d – дослідні коефіцієнти, які визначаються статистичним шляхом і залежать від режиму малоциклового навантаження;

n – кількість циклів завантаження-розвантаження.

Коефіцієнти c і d для різних режимів навантаження наведені в табл. 5.5.

Таблиця 5.5 – Числові значення дослідних коефіцієнтів до формули (5.5)

Номер серії	Шифр балки	Режими навантаження конструкцій (у долях від P_u)	Числові значення дослідних коефіцієнтів	
			c	d
1БЖ	1БЖ-3; 1БЖ-10	0...0,5	0,351	0,059
	1БЖ-6; 1БЖ-9; 1БЖ-13; 1БЖ-14; 1БЖ-15	0,25...0,5	0,405	3,630
	1БЖ-5; 1БЖ-8	0...0,7	0,787	0,397
	1БЖ-4; 1БЖ-7; 1БЖ-11; 1БЖ-12	0,25...0,7	0,871	-0,679
2БЖ	2БЖ-5; 2БЖ-6; 2БЖ-7	0,25...0,6	0,111	3,000
3БЖ	3БЖ-3; 3БЖ-4	0,25...0,5	0,125	4,076
	3БЖ-5; 3БЖ-6; 3БЖ-7	0,25...0,65	0,600	-0,421
4БЖ	4БЖ-4; 4БЖ-5	0,25...0,55	0,410	-0,275
	4БЖ-6; 4БЖ-7	0,25...0,75	0,600	-0,580





1. Авраменко П.В. Изучение и статистический анализ временных нагрузок на перекрытия многоэтажных административных зданий. – М.: Стройиздат, 1984. – 246 с.
2. Аль-Зухайли Касем. Напряжённо-деформированное состояние железобетонных конструкций ёмкостных сооружений при многократно повторных длительных нагрузках: Дис. ... канд. техн. наук. – Москва, 1987. – 234 с.
3. Ахвердов И.Н. Основы физики бетона. – М.: Стройиздат, 1981. – 464 с.
4. Бабич Є.М. Вплив тривалих і малоциклових навантажень на механічні властивості бетонів та роботу залізобетонних елементів: Дис. ... докт. техн. наук. – Одеса, 1995. – 392 с.
5. Бабич Є.М. Про класифікацію навантажень на будівельні конструкції та інженерні споруди//Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво. – Рівне: УДАВГ, 1997. – Вип. 21. – С. 94-99.
6. Бабич Е.М., Борисюк А.П. Несущая способность керамзитожелезобетонных элементов при малоцикловом сжатии//Исследование работы и совершенствование методов расчёта железобетонных конструкций: Тез. докл. науч.-техн. конф. – Львов, 1989. – С. 9-10.
7. Бабич Е.М., Борисюк А.П. Расчёт прочности сжатых керамзитожелезобетонных элементов//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1989. – № 3. – С. 5-8.
8. Бабич Є.М., Жук Є.В. Експериментальні дослідження жорсткості керамзитожелезобетонних елементів, що згинаються//Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво. – Львів: Вища школа, 1975. – Вип. 3. – С. 86-88.
9. Бабич Е.М., Кошлай В.А., Погореляк А.П. Прочность бетонов после действия кратковременной многократно повторной сжимающей нагрузки// Вопросы надёжности железобетонных конструкций. – Куйбышев, 1975. – С. 12-15.
10. Бабич Е.М., Коцебчук П.П. Статистический способ определения момента трещинообразования в керамзитожелезобетонных элементах по замедленным прогибам//Вопросы надёжности железобетонных конструкций: Тез. докл. VIII науч.-техн. семинара, май, 1982 г. – Куйбышев, 1982. – С. 9-11.
11. Бабич Е.М., Крусь Ю.А. Использование энергетических соотношений при определении малоцикловой усталости бетона. – Бетон и железобетон. – № 4. – 1997. – С. 26-28.
12. Бабич Є.М., Крусь Ю.О. Комплексна плита покриття для промислових і сільськогосподарських будівель: конструкція, експериментальні дослідження на моделях та пропозиції до розрахунку несучої здатності//Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. – Київ: НДІБК, 1999. – Вип. 50. – С. 36-41.
13. Бабич Е.М., Крусь Ю.А. Прочность и деформативность трёхслойных керамзитожелезобетонных элементов со средним слоем из пенопласта при

однократном и малоцикловом действии кратковременной нагрузки. – М., 1989. – 40 с. – Деп. в ВНИИТПИ, № 10177.

14. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А. Расчёт несущей способности изгибаемых трёхслойных железобетонных элементов методом предельного равновесия// Строительные конструкции: Межвед. науч.-техн. сб. – Киев: НИИСК, 1993. – Вып. 45-46. – С. 46-48.

15. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А. Реализация критерия Коффина-Мэнсона при определении малоциклового усталости бетона//Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Мат-лы междунар. конф. (17-21 ноября 1997 ноября). Том 1 “Конструкции зданий и сооружений”. Часть 1. – Минск, 1997. – С. 36-44.

16. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А. Усталость бетонов при знакопостоянном малоцикловом статическом сжатии//Науково-практичні проблеми сучасного залізобетону: Зб. тез Першої всеукр. наук.-техн. конф. – Київ, 1996. – С. 32-35.

17. Бабич Є.М., Крусъ Ю.О. Міцність і деформації згинальних тришарових залізобетонних елементів з металевими в'язями і ефективним утеплювачем//Проблеми теорії і практики будівництва: Зб. наук. статей. – Львів, 1997. – Том 1: Залізобетонні конструкції. – С. 22-27.

18. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А. Реализация критерия Коффина-Мэнсона при определении малоциклового усталости бетона//Инженерные проблемы современного бетона и железобетона: Мат-лы междунар. конф. (17-21 ноября 1997 г.). Том 1 “Конструкции зданий и сооружений”. Часть 1. – Минск, 1997. – С. 36-44.

19. Бабич Є.М., Крусъ Ю.О. Урахування малоциклових навантажень при розрахунку залізобетонних конструкцій//Ресурсоекономні матеріали, конструкції, будівлі та споруди: Мат-ли міжнар. наук.-техн. конф. Частина перша. – Рівне, 1996. – С. 88.

20. Бабич Є.М., Крусъ Ю.О., Гарніцький Ю.В. Энергетичний підхід до розв'язання задачі малоциклової стомленості бетону//Проблеми теорії та практики будівництва: Зб. мат-лів конф. – Львів, 1994. – Том 2. – С. 5-10.

21. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А., Гарницкий Ю.В. Новые аппроксимации зависимости “напряжения-деформации”, учитывающие нелинейность деформирования бетонов//Изв. вузов. Сер. Строительство. – 1996. – № 2. – С. 39-44.

22. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А., Гарницкий Ю.В. Энергетический подход к решению задачи малоциклового усталости бетона//Wspolczesne problemy gospodarki wodno-sciekowej. – Koszalin-Kolobrzeg, Maj 1995. – S. 83-93.

23. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А., Панчук Ю.Н. Влияние малоциклового статических нагружений на прочность тяжёлого бетона//Совершенствование строительных материалов, технологий и методов расчёта конструкций в новых экономических условиях: Мат-лы конф. 25-27 октября 1994 г. – Сумы, 1994. – С. 168-169.

24. Бабич Є.М., Крусъ Ю.О., Панчук Ю.М. Деформування залізобетонних

балок зі змішаним армуванням при малоциклових статичних навантаженнях високих рівнів//Проблеми теорії і практики будівництва: Зб. наук. статей. – Львів, 1997. – Том 1: Залізобетонні конструкції. – С. 28-33.

25. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А., Панчук Ю.Н. Методика и результаты экспериментальных исследований малоциклового усталости тяжёлого бетона//Совершенствование стройматериалов, технологии и методов расчёта конструкций в новых экономических условиях: Мат-лы междунар. науч.-техн. конф. – Сумы: ИПП “Мрия” ЛТД, 1994. – С. 172-173.

26. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А., Панчук Ю.Н. Работа мелкозернистого бетона в условиях малоциклового статического нагружения//Изв. вузов. Сер. Строительство. – 1995. – № 9. – С. 26-32.

27. Бабич Е.М., Крусъ Ю.А., Панчук Ю.Н. Учёт малоцикловых нагрузок при расчёте железобетонных конструкций//Проблеми качества и надёжности машин: Тез. докл. респ. науч.-техн. конф., Могилёв, 4-5 октября 1994 г. – Часть II. – Могилёв, 1994. – С. 71.

28. Бабич Е.М., Макаренко Л.П. Особливості опору залізобетонних елементів малоциклового знакозмінному навантаженню//Проблеми теорії і практики залізбетону: Зб. наук. статей. – Полтава, 1997. – С. 27-29.

29. Бабич Е.М., Панчук Ю.М. Дослідження роботи балок зі змішаним армуванням при дії малоциклових навантажень високих рівнів//Актуальні проблеми водного господарства: Зб. наук. статей Ювіл. Всеукр. наук.-техн. конф. (21-23 жовтня 1997 р.). – Рівне, 1997. – С. 42-44.

30. Бабич Е.М., Панчук Ю.М. Робота залізобетонних балок зі змішаним армуванням за малоциклових навантажень високих рівнів//Проблеми теорії і практики залізбетону: Зб. наук. статей. – Полтава, 1997. – С. 30-32.

31. Бабич Е.М., Погореляк А.П. Исследования влияния немногokrатного сжатия на деформации и трещинообразование тяжёлого бетона//Гидромелиорация и гидротехническое строительство: Межвед. науч.-техн. сб. – Львов: Вища школа, 1977. – Вып. 5. – С. 120-124.

32. Бабич Е.М., Погореляк А.П. Прочность бетона после действия малоциклового сжимающей нагрузки//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1976. – № 4. – С. 33-36.

33. Бабич Е.М., Погореляк А.П., Залесов А.С. Работа элементов на поперечную силу при немногokrатно повторном нагружении//Бетон и железобетон. – 1981. – № 6. – С. 8-9.

34. Бабич Е.М., Погореляк А.П., Панчук Ю.М. Класифікація навантажень на будівлі і будівельні конструкції//Тези доп. наук.-техн. конф. Секція: Промислове та цивільне будівництво. – Рівне, 1992. – С. 6.

35. Багаудинов Р.М. Исследование напряжённо деформированного состояния бетона при статико-повторном малоциклового нагружении: Дис. ... канд. техн. наук. – М., 1985. – 166 с.

36. Баженов Ю.М. Технология бетона. – М.: Высшая школа, 1987. – 415 с.

37. Байков В.Н., Горбатов С.В., Димитров З.А. Построение зависимости между напряжениями и деформациями сжатого бетона по системе нормируемых показателей//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1977. – № 6. – С. 15-18.

38. Байков В.Н. О дальнейшем развитии общей теории железобетона//Бетон и железобетон. – 1979. – № 7. – С. 27-28.

39. Байков В.Н. Расчёт изгибаемых элементов с учётом экспериментальных зависимостей между напряжениями и деформациями для бетона и высокопрочной арматуры//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1981. – № 5. – С. 26-32.

40. Балавадзе В.К. Прочность и деформативность бетона при свободном и стеснённом растяжении//VI конф. по бетону и железобетону: Сб. мат-лов секции конструкций. – М.: Стройиздат, 1966. – С. 45-48.

41. Барашиков А.Я. Исследование длительной работы железобетонных конструкций при переменных нагрузках: Дис. ... докт. техн. наук. – Киев, 1978. – 582 с.

42. Барашиков А.Я. Расчёт железобетонных конструкций на действие длительных переменных нагрузок. – Киев: Будівельник, 1977. – 156 с.

43. Барашиков А.Я., Гольберг М.Г. Малоцикловое нагружение фундаментных конструкций при сложном вынужденном деформировании основания// Совершенствование железобетонных конструкций, работающих на сложные виды деформаций и их внедрение в строительную практику: Тез. докл. науч.-техн. конф. – Полтава, 1989. – С. 10-11.

44. Барашиков А.Я., Шевченко Б.Н., Валовой А.И. Малоцикловая усталость бетона при сжатии//Бетон и железобетон. – 1985. – № 4. – С. 27-28.

45. Барашиков А.Я., Шевченко Б.Н., Стром А.Д., Шевченко С.Б. Влияние повторных нагрузок на работу консолей колонн//Бетон и железобетон. – 1987. – № 3. – С. 4-5.

46. Бачинский В.Я., Бамбура А.Н., Ватагин С.С. Связь между напряжениями и деформациями бетона при кратковременном неоднородном сжатии//Бетон и железобетон. – 1984. – № 10. – С. 18-19.

47. Беккер В.А., Сергеев С.М. Особенности развития объемных деформаций бетонов при повторном нагружении сжимающей нагрузкой//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1983. – № 10. – С. 6-10.

48. Берг О.Я. Исследование прочности железобетонных конструкций при воздействии на них многократно повторной нагрузкой//Тр. ЦНИИС. – М., 1956. – Вып. 19. – С. 6-109.

49. Берг О.Я. О выносливости железобетонных конструкций//Тр. ЦНИИС. – М., 1955. – Вып. 18. – С. 151-167.

50. Берг О.Я. Физические основы теории прочности бетона и железобетона. – М.: Госстройиздат, 1962. – 96 с.

51. Берг О.Я., Щербаков Е.Н., Писанко Г.Н. Высокопрочный бетон. – М.:

52. Бермант А.Ф., Араманович И.Г. Краткий курс математического анализа (для вузов). – М.: Наука, 1973. – 720 с.

53. Болотин В.В. Применение методов теории вероятностей и теории надёжности в расчётах сооружений. – М.: Стройиздат, 1971. – 256 с.

54. Болотин В.В. Статистические методы в строительной механике. – М.: Стройиздат, 1965. – 280 с.

55. Бондаренко В.И. Некоторые вопросы нелинейной теории железобетона. – Харьков: ХГУ, 1968. – 324 с.

56. Бондаренко В.М., Бондаренко С.В. Инженерные методы нелинейной теории железобетона. – М.: Стройиздат, 1982. – 287 с.

57. Бондаренко В.И., Наумов О.К. Феноменологические гипотезы в задачах о механическом сопротивлении бетонов//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1985. – № 2. – С. 1-7.

58. Борисюк А.П. Особенности работы керамзитобетонных и керамзитожелезобетонных элементов при однократном и малоцикловом сжатии: Дис. ... канд. техн. наук. – Ровно, 1991. – 166 с.

59. Бриджмен П. Исследование больших пластических деформаций и разрыва. – М.: ИЛ, 1955. – 192 с.

60. Бронштейн И.Н., Семендяев К.А. Справочник по математике (для инженеров и учащихся вузов). – М.: Гос. изд. техн.-теор. лит-ры, 1956. – 608 с.

61. Вентцель Е.С. Теория вероятностей. – М.: Наука, 1969. – 576 с.

62. Гвоздев А.А., Бать А.А., Отставнов В.А. О классификации нагрузок в расчётах строительных конструкций//Промышленное строительство. – 1974. – № 2. – С. 28-30.

63. Гержула Л.Б. О критерии длительной прочности материалов, обладающих реологическими свойствами//Тр. ХИСИ. – Харьков: Изд-во ХГУ, 1962. – Вып. 18. – С. 21-25.

64. Гольшев А.Б., Бачинский В.Я. К разработке прикладной теории расчёта железобетонных конструкций//Бетон и железобетон. – 1985. – № 6. – С. 16-18.

65. ГОСТ 23207-78. Сопротивление усталости. Основные термины, определения и обозначения. – М.: Изд-во стандартов, 1978. – 48 с.

66. Грушко И.М., Алтухов В.Д. Исследование закономерностей усталостного разрушения бетонов при изгибе//Бетон и железобетон. – 1972. – № 7. – С. 35-37.

67. Гусенков А.П. Свойства диаграмм циклического деформирования при нормальных температурах. – М.: Наука, 1967. – 63 с.

68. Дорофеев В.С. Технологическая повреждённость бетонов и её влияние на работу конструкций. – Одесса, 1993. – 52 с.

69. Дорофеев В.С., Кара Дамур А.Х. Учёт технологической повреждённости бетона при малоцикловых воздействиях//Повышение долговечности и

эффективности работы конструкций сельскохозяйственных зданий и сооружений: Мат-лы междунар. науч.-техн. конф. – Челябинск, 1992. – С. 72-73.

70. Дорофеев В.С., Выровой В.Н., Соломатов В.И. Пути снижения материалоёмкости строительных материалов и конструкций: Учебное пособие. – Киев: УМК ВО, 1989. – 79 с.

71. Залесов А.С., Климов Ю.А. Прочность железобетонных конструкций при действии поперечных сил. – Киев: Будівельник, 1989. – 104 с.

72. Залесов А.С., Мирсаяпов И.Т. Расчёт изгибаемых элементов на выносливость с учётом аналитических диаграмм деформирования бетона и арматуры//Бетон и железобетон. – 1993. – № 4. – С. 22-24.

73. Инструкция по наклейке проволочных и фольговых тензодатчиков на испытываемую деталь. – Томск: Совет народного хозяйства Томского экономического района, 1962. – 8 с.

74. Карапетян К.С., Котикян Р.А. Влияние длительных постоянных и ступенчато-возрастающих нагрузок на прочность и деформативность бетона//Изв. АН Арм. ССР. Сер. Механика. – 1972. – № 3. – С. 75-84.

75. Карапетян К.С., Котикян Р.А. Влияние длительного растяжения на прочность и деформативность//Изв. АН Арм. ССР. Сер. Механика. – 1971. – № 6. – С. 58-67.

76. Карапетян К.С., Котикян Р.А. и др. Исследование обратимых деформаций длительно растянутого бетона после его разгрузки//Изв. АН Арм. ССР. Сер. Механика. – 1977. – № 2. – С. 42-50.

77. Климов Ю.А. Внутренние усилия в наклонном сечении при расчёте прочности железобетонных элементов//Бетон и железобетон. – 1990. – № 1. – С. 16-18.

78. Кодекс-образец ЕКБ-ФИП для норм по железобетонным конструкциям//Пер. с франц.; под ред. А.А.Гвоздева, С.М.Крылова, Ю.П.Гуши и др. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, 1984. – Том II. – 284 с.

79. Корчинский И.Л. Несущая способность материалов при немногочисленных повторных нагружения//Бюллетень строительной техники. – 1958. – № 3. – С. 19-22.

80. Косолапов А.В., Беккер В.А. Особенности развития объёмных деформаций бетонов различных составов при сжатии//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1978. – № 7. – С. 80-84.

81. Косолапов А.В., Беккер В.А., Проталинский А.Н. Влияние зернового состава бетона на сопротивление сжатию//Технология производства и повышение долговечности строительных изделий. – Ростов-на-Дону: РИСИ. – 1980. – С. 29-37.

82. Косолапов А.В., Самарин Ю.А. Особенности проявления деформаций при кратковременном обжатии различных составов//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1978. – № 4. – С. 58-61.

83. Коцебчук П.П., Бабич Є.М. Тріщиностійкість попередньо напружених

залізобетонних балок при малоцикловому навантаженні//Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво. – Рівне: УДАВГ, 1997. – Вип. 21. – С. 99-103.

84. Красновский Р.О., Кроль И.С., Тихомиров, С.А. Аналитическое описание диаграммы деформирования бетонов при кратковременном статическом сжатии//Исследования в области измерений механических свойств материалов: Тр. ВНИИФТРИ. – М, 1976. – С. 58-65.

85. Крусъ Ю.А. Работа изгибаемых трехслойных керамзитожелезобетонных элементов при однократном и малоцикловоом нагружении и предложения по их расчёту: Дис. ... канд. техн. наук. – Одесса, 1990. – 210 с.

86. Крусъ Ю.О. Використання енергетичних співвідношень в теорії опору пружно-пластичних матеріалів малоцикловим статичним навантаженням//Актуальні проблеми водного господарства: Зб. наук. ст. Том 3. Нові матеріали, будівлі та споруди. – Рівне: Вид-во УДАВГ, 1997. – С. 45-48.

87. Крусъ Ю.О. Експериментальні дослідження роботи згинальних тришарових керамзитозалізобетонних елементів з металевими в'язями і ефективним утеплювачем//Гідромеліорація та гідротехнічне будівництво. – Рівне: УДАВГ, 1997. – Вип. 21. – С. 103-111.

88. Крусъ Ю.О. Метод визначення малоциклової втомленості бетону із застосуванням енергетичних гіпотез//Проблеми теорії і практики залізобетону: Зб. наук. ст. – Полтава, 1997. – С. 265-268.

89. Крусъ Ю.О., Панчук Ю.М., Жук А.М., Цимбалюк О.В. Особливості роботи бетонів при малоциклових стискуючих навантаженнях//Тези доп. Ювіл. наук.-техн. конф. професорсько-викладацького складу та студентів інституту, присв'яченої 50-річчю перемоги у Великій Вітчизняній війні, 27 березня - 15 квітня 1995 р. – Рівне, 1995. – Частина II. – С. 4.

90. Крылов С.М., Чижевский В.В. Особенности деформирования изгибаемых железобетонных элементов при разгрузке и повторных нагружениях// Исследование железобетонных конструкций при статических, повторных и динамических воздействиях/Под ред. С.М.Крылова и И.К.Белоброва. – М.: НИИЖБ, 1984. – С. 73-82.

91. Кузовчикова Е.А., Яшин А.В. Исследование влияния малоцикловых сжимающих воздействий на деформативность, прочность и структурные изменения бетона//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1976. – № 10. – С. 30-35.

92. Курс сопротивления материалов. Часть первая/М.М.Филоненко-Бородич, С.М.Изюмов, Б.А.Олисов, И.Н.Кудрявцев, Л.И.Мальгинов; Под ред. М.М.Филоненко-Бородич. – 2-е изд., перераб. – М., Л.: Госиздат технико-теоретической литературы, 1949. – 428 с.

93. Лемыш Л.Л. Расчёт железобетонных конструкций с использованием полных диаграмм бетона и арматуры//Бетон и железобетон. – 1991. – № 7. – С. 21-23.

94. Леонтьев Н.Л. Техника статистических вычислений. – М.: Лесная про-

95. Маилян Л.Р. Расчёт статически неопределимых балок с учётом нисходящей ветви деформирования//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1986. – № 11. – С. 5-9.

96. Макаренко Л.П. Рекомендации по экспериментально-статистической оценке прочностных и деформативных характеристик бетонов при кратковременном нагружении. – Ровно: ООП ВЦ Облмашинформ, 1987. – 17 с.

97. Макаренко Л.П., Бабич Е.М. Предел выносливости внецентренно сжатых железобетонных элементов при фиксированной сжимающей силе различной интенсивности и многократно и многократно повторной однозначной и знакопеременной статической поперечной нагрузке//Дослідження будівельних елементів і конструкцій та особливості викладання будівельних дисциплін: Тези доп. регіон. наук.-практ. конф. – Рівне, 1993. – С. 41-42.

98. Макаренко Л.П., Бабич Е.М. Предел выносливости изгибаемых железобетонных элементов при многократно и многократно повторных однозначных и знакопеременных статических загрузениях//Дослідження будівельних елементів і конструкцій та особливості викладання будівельних дисциплін: Тези доп. регіон. наук.-практ. конф. – Рівне, 1993. – С. 39-40.

99. Макаренко Л.П., Фенко Г.А. Практический способ определения модуля упругости и упруго-пластических характеристик бетона при сжатии//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1970. – № 10. – С. 141-147.

100. Митасов В.М., Адищев В.В. О применении энергетических соотношений в теории сопротивления железобетона//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1990. – № 4. – С. 33-37.

101. Михайлов В.В. Расчёт прочности нормальных сечений изгибаемых элементов с учётом полной диаграммы деформирования бетона//Бетон и железобетон. – 1993. – № 3. – С. 26-27.

102. Москвитин В.В. Циклические нагружения элементов конструкций. – М.: Наука, 1981. – 344 с.

103. Митропольский А.К. Техника статистических вычислений. – М.: Наука, 1971. – 576 с.

104. Мурашёв В.И., Сигалов Э.Е., Байков В.Н. Железобетонные конструкции. Общий курс/Под ред. П.Л.Пастернака. – М.: Госиздат, 1962. – 670 с.

105. Окунев Г.Н. Расчёт элементов конструкций с учётом неупругих свойств бетона//Бетон и железобетон. – 1993. – № 6. – С. 21-23.

106. Панчук Ю.Н., Крусь Ю.А. Напряжённо-деформированное состояние бетона при малоцикловых статических нагружениях высоких уровней//Совершенствование стройматериалов, технологии и методов расчёта конструкций в новых экономических условиях: Тез. докл. междунар. науч.-техн. конф. – Су-мы, 1994. – С. 170-171.

107. Пашинський В.А. Методологія нормування навантажень на будівельні конструкції: Автореф. дис. ... д-ра техн. наук. – Полтава, 1999. – 33 с.

108. Писаренко Г.С., Можаровский Н.С. Уравнения и краевые задачи пластичности и ползучести: Справочное пособие. – Киев: Наукова думка, 1981. – 496 с.

109. Погореляк А.П. Исследование работы железобетонных изгибаемых элементов на поперечную силу при многократно повторных нагружениях: Дис. ... канд. техн. наук. – Ровно, 1981. – 174 с.

110. Погореляк А.П., Бабич Е.М. Прочность железобетонных балок по наклонным сечениям при воздействии многократно повторных нагрузок// Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1980. – № 3. – С. 14-16.

111. Поля деформаций при малоцикловом нагружении. – М.: Наука, 1979.

112. Почтовик П.Г. Малоцикловая усталостная прочность металлических резервуаров нефтеперекачивающих станций. – Автореф. дис. канд. техн. наук. – М., 1985. – 198 с.

113. Райзер В.Д. Методы теории надёжности в задачах нормирования расчётных параметров строительных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 193 с.

114. Рекомендации по оценке надёжности строительных конструкций. – Свердловск: ПромстройНИИПроект, 1974. – 104 с.

115. Ржаницын А.Р. Достоверность определения повторяемости максимальных нагрузок//Расчёт строительных конструкций: Тр. ЦНИИСК. – М. Стройиздат, 1976. – Вып. 42. – С. 98-108.

116. Ржаницын А.Р. Метод допускаемых нагрузок на сооружения//Исследование работы по инженерным сооружениям. – М.: Стройиздат, 1949. – Вып. 2. – С. 62-88.

117. Ржаницын А.Р. Определение коэффициента запаса при нагрузках, представляющих собой случайные процессы//Строительная механика и расчёт сооружений. – 1971. – № 3. – С. 7-11.

118. Ржаницын А.Р. Теория расчёта строительных конструкций на надёжность. – М.: Стройиздат, 1978. – 239 с.

119. Руденко В.В. Внецентренное нагружение бетонных и железобетонных элементов с малым числом повторений нагрузки//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1980. – № 4. – С. 12-13.

120. Руденко В.В. Работа внецентренно-сжатых элементов//Бетон и железобетон. – 1981. – № 11. – С. 5-6.

121. Руководство по подбору составов тяжёлого бетона. – М.: НИИЖБ Госстроя СССР, Стройиздат, 1973. – 32 с.

122. Руководство по тензометрированию строительных конструкций и материалов. – М.: Науч.-исслед. ин-т бетона и железобетона Госстроя СССР, 1971. – 314 с.

123. Сергеев С.М., Беккер В.А., Безделев В.В. Моделирование напряжённого состояния вокруг гранул крупного заполнителя при сжатии с учётом их фактического расположения//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. –

124. Серенсен С.В. Вопросы несущей способности при малом числе циклов нагружения//Вопросы механической усталости. – М.: Наука, 1969. – 380 с.
125. Серенсен С.В., Шнейдерович Р.М. Исследования процессов деформирования и разрушения металла при циклическом нагружении в упруго-пластической области//Сопротивление деформированию и разрушению при малом числе циклов нагружения. – М.: Наука, 1967. – С. 5-15.
126. Серенсен С.В. Сопротивление материалов усталостному и хрупкому разрушению. – М.: Атомиздат, 1975. – 271 с.
127. Скатынский В.И., Марченко А.И. Деформации бетона при многократно повторяющейся сжимающей нагрузке//Строительные конструкции: Межвед. науч.-техн. сб. - Киев: Будівельник, 1970. – Вып. XV. – С. 109-115.
128. Скрамтаев Б.Г., Шубенкин П.Ф., Баженов Ю.М. Исследование выносливости бетона//Бетон и железобетон. – 1964. – № 12. – С. 529-532.
129. СНиП 2.03.01-84*. Бетонные и железобетонные конструкции/Гострой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1985. – 79 с.
130. СНиП 2.06.01-86. Гидротехнические сооружения. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1989. – 32 с.
131. СНиП 2.01.07-85. Нагрузки и воздействия. Нормы проектирования. – М.: Стройиздат, 1986. – 36 с.
132. Ставров Г.Н., Руденко В.В. О критерии предельного состояния железобетонных конструкций при малоцикловых нагружениях//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1986. – № 7. – С. 1-4.
133. Ставров Г.Н., Руденко В.В., Федосеев А.А. Прочность и деформативность бетона при повторно статических нагружениях//Бетон и железобетон. – 1985. – № 1. – С. 33-34.
134. Степнов М.Н. Статистическая обработка результатов механических испытаний. – М.: Машиностроение, 1972. – 232 с.
135. Стрелецкий Н.С., Отставнов В.А., Бельшев И.А. Сопоставление временных нагрузок разных стран для жилых и общественных зданий//Методика определения нагрузок на здания и сооружения: Сб. статей/Под ред. Н.С.Стрелецкого. – М.: Гос. изд-во лит-ры по стр-ву, арх-ре и строит. мат-лам, 1963.
136. Тихий М. Обзор проблемы малоциклового усталости железобетона. – Прага, 1972. – 127 с.
137. Узун И.А. Градиенты деформаций и напряжений в сжатой зоне бетона//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1989. – № 4 – С. 1-5.
138. Узун И.А. Деформирование бетона при сжатии и растяжении при изгибе//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1992. – № 9-10. – С. 3-6.
139. Узун И.А. Трансформирование диаграмм деформирования бетона при сжатии//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1991. – № 11. – С. 7-12.
140. Узун И.А. Реализация диаграмм деформирования бетона при одно-

родном и неоднородном напряжённых состояниях//Бетон и железобетон. – 1991. – № 8. – С. 19-20.

141. Фомица Л.Н., Сумбатов Р.А. Измерение напряжений в железобетонных конструкциях. – Киев: Будівельник, 1994. – 168 с.

142. Чайка В.П. Конструкционные механические характеристики бетона//Бетон и железобетон. – 1992. – № 10. – С. 10-12.

143. Чайка В.П. Проблемы нормирования конструкционной диаграммы сжатия бетона//Исследование прочности и деформаций бетона и железобетонных конструкций для транспортного строительства/Под ред. Е.Н. Щербатова. – М.: ЦНИИС, 1990. – 102 с.

144. Чирков В.П. Принципиальные основы расчёта строительных конструкций эксплуатируемых зданий//Повышение долговечности и эксплуатационной надёжности строительных конструкций железнодорожного транспорта: Межвуз. сб. науч. тр./Под общ. ред. В.П.Чиркова – М., 1989. – С. 4-10.

145. Шевченко Б.Н., Сергиенко А.А., Шевченко С.Б. Оценка работы преднапряжённых ригелей при однократных и повторных нагружениях//Бетон и железобетон. – 1988. – № 7. – С. 28-30.

146. Шевченко Б.Н., Тарик К.Ю., Хусанов Э., Шевченко С.Б. Работа пустотных панелей перекрытия при одноразовых и повторных нагружениях//Бетон и железобетон. – 1989. – № 6. – С. 8-10.

147. Шевченко Б.Н., Хусанов Э., Тарик К.Ю., Шевченко С.Б. Напряжённое состояние преднапряжённых балок при высоких уровнях повторного нагружения//Бетон и железобетон. – 1991. – № 1. – С. 11-13.

148. Щелкунов В.Г. Резервы прочности сжатых железобетонных элементов//Бетон и железобетон. – 1980. – № 1. – С. 34-36.

149. Шнейдерович Р.М. Прочность при статическом и повторно-статическом нагружениях. – М.: Машиностроение, 1968. – 343 с.

150. Шнейдерович Р.М. Усталость при упруго-пластическом деформировании//Вопросы механической усталости: Сб. трудов – М.: Машиностроение, 1964. – С. 17-26.

151. Яковлев С.К., Кожухов А.С., Тотосов В.Н. Работа сжатого бетона при повторно-статическом нагружении//Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1990. – № 8. – С. 124-127.

152. Яшин А.В. Теория деформирования бетона при простом и сложном нагружении//Бетон и железобетон. – 1986. – № 8. – С. 39-42.

153. Ящук В.Е. К описанию диаграмм сжатия и разгрузки бетона //Изв. вузов. Сер. Строительство и архитектура. – 1982. – № 3. – С. 5-11.

154. Babycz E. Praca betonowych i zelbetonowych elementow w warunkach malocyklowego obciazenia//Wspolczesne problemy gospodarki wodno-sciekowej: Polskie zrzeszenie inzynierow i techników sanitarnych. – Koszalin-Kolobrzeg, May, 1995. – S. 75-82.

155. Babych Y., Krous Y. Modelling of work and suggestions for load-

carrying capacity design of covering three-layer elements//Problemy naukowo-badawcze budownictwa: XLI konferencja naukowa komitetu inzynierii ladowej i wodnej PAN i komitetu nauki PZITB "Krynica 1996". – Krakow-Krynica, 1996. – Tom 8. Zagadnienia rozne. – S. 13-20.

156. Babych Y., Krus Y. Peculiarities of concrete behaviour under the low cyclical static loading//Problemy naukowo-badawcze budownictwa: XLI konferencja naukowa komitetu inzynierii ladowej i wodnej PAN i komitetu nauki PZITB "Krynica 1995". – Krakow-Krynica, 1995. – Tom 5. Konstrukcje betonowe. – S. 13-20.

157. Coffin L.F. Study of the effects of cyclic thermal stresses on a ductile metals//Trans. ASME. – 1954. – V. 76. – P. 931-950.

158. Coffin L.F. Design aspects of high temperature fatigue with particular reference to thermal stresses//Trans. ASME. – 1956. – V. 78. – P. 527-532.

159. Coffin L.F., Tavernelli J.F. The cyclic straining and fatigue of metals//Transactions of the Metallurgical Society of AJME. – Oct. 1959. – V. 215. – P. 794-806.

160. Dylag Z. Wytrzymałosc zmeczeniowa materialow. – Warszawa: Wydawnictwo naukowo-techniczne, 1968.

161. Forster H. Bruchlastspielzahl bei statistich verteilten Beanspruchungen//Maschinenbautechnik. – № 7. – 1968.

162. Forster H. Sicherheit und Bruchlastspielzahl bei häufig wiederholten statistich verteilten Beanspruchungen//Bauplanung und Bautechnik. – № 8. – 1967.

163. Halford G.R., Morrow J.D. Low cyclic fatigue in torsion//Proc. Amer. Soc. for Testing and Materials. – 1962. – V. 62. – P. 697-707.

164. Hanstock R.F. Damping capacity, strain hardening and fatigue//Proceedings Physical Society. – 1947. – V. 59. – P. 275-287.

165. Manson S.S. Behaviour of materials under conditions of thermal stress//Heat Transfer, Symp. Univ. Mech. Eng. Res. Inst.. – 1953. – P. 9-75.

166. Martin D.E. An energy criterion for low cyclic fatigue//ASME, J. of Basic Eng. – Ser. D. – 1961. – V. 4. – P. 105-112.

167. Sinha B.P., Gerstle K.H., Tulin L.G. Response of singly reinforced beams to cyclic loading//Jo. of ACI. – № 8. – 1964.

168. Sinha B.P., Gerstle K.H., Tulin L.G. Stress-strain relations for concrete under cyclic loading//Jo. of ACI. – № 2. – 1964.

169. Sinha B.P., Gerstle K.H., Tulin L.G. The behavior of reinforcing steel under reversed loading//Materials Research and Standards. – № 1. – 1965.

170. Takeo Y., Yamanouchi H., Yamamoto S. Low cycle fatigue of thin-walled hollow cylindrical specimens of mild steel in uniaxial and torsional test at constant strain amplitude//International Journal of Fracture Mechanics. – 1965. – V. 1. – № 1. – P. 463-474.



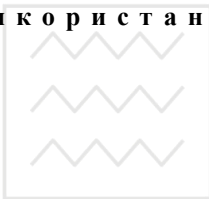
В с т у п	3
1. Малоциклові навантаження в комплексі навантажень і впливів на будівлі та споруди	6
1.1. Класифікація навантажень за СНіП 2.01.07-85 і СНіП 2.06.01-86	6
1.2. Природа малоциклових навантажень	6
1.3. Основні поняття та визначення. Режими навантажень та їхнє аналітичне описання	11
1.4. Пропозиції щодо вдосконалення класифікації навантажень на будівлі та споруди	18
2. Деформування бетону та арматури при одноразовому й циклічному статичних навантаженнях	20
2.1. Деформування при одноразовому навантаженні	20
2.1.1. Бетон	20
2.1.2. Арматура	28
2.2. Параметри деформування матеріалів при малоциклових навантаженнях	32
2.3. Класичні уявлення про діаграми деформування пружно-пластичних матеріалів при малоциклових навантаженнях	34
2.4. Циклічна діаграма деформування пружно-пластичного матеріалу. Гіпотеза про єдиність основної та циклічної діаграм	40
2.5. Загальні закономірності малоциклової втомленості	44
3. Малоциклові втомленість і довговічність бетону та арматури	46
3.1. Огляд досліджень	46
3.2. Втомленість пружно-пластичних матеріалів із позицій енергетичної теорії	57
3.2.1. Бетон	58
3.2.2. Арматура	64
4. Експериментальні дослідження малоциклової втомленості бетону при статичному центральному стиску	66
4.1. Програма та об'єм експериментальних досліджень	66
4.2. Матеріали для виготовлення дослідних зразків	67
4.3. Склади бетонів, виготовлення дослідних зразків	67
4.4. Методика випробування при одноразовому та малоцикловому навантаженнях	68
4.5. Режими малоциклових навантажень	70

4.6. Міцність і деформативні характеристики бетону при одноразовому навантаженні	70
4.7. Малоциклова втомленість бетону	72

5. Особливості роботи залізобетонних елементів при малоциклових статичних знакосталих навантаженнях 78

5.1. Напружено-деформований стан нормальних перерізів згинальних елементів	78
5.2. Робота згинальних елементів по похилих перерізах	84
5.3. Прогини згинальних елементів	90
5.4. Розкриття та закриття тріщин у попередньо напружених згинальних елементах	91
5.5. Напружено-деформований стан і малоциклова втомленість позацентрово стиснутих елементів	93
5.6. Міцність і деформативність тришарових елементів при поперечному згині	100

В и к о р и с т а н і д ж е р е л а 106



Національний університет
водного господарства
та природокористування



Національний університет
водного господарства
та природокористування



*Євген Михайлович Бабич,
Юрій Олексійович Крусь*

**БЕТОННІ ТА ЗАЛІЗОБЕТОННІ ЕЛЕМЕНТИ В УМОВАХ
МАЛОЦИКЛОВИХ НАВАНТАЖЕНЬ**

Монографія

Затверджено до друку Вченою радою
Рівненського державного технічного університету

Здано на виробництво 19.12.99 р. Підписано до друку 26.11.99 р. Формат 60x84¹/₁₆.
Папір друкарський № 1. Гарнітура Times. Друк високий. Ум.-друк. арк. 7,44.
Тираж 150 пр. Вид. № 72. Зам. 12. Ціна вільна.

Видавництво Рівненського державного технічного університету,
33000, м. Рівне, вул. Соборна, 11.