

Испытания проводились согласно ДСТУ Б В.2.6-7-95:

- Нагрузку прикладывали поэтапно ступенями, каждая из которых не превышала 10% контрольной нагрузки, что для данной конструкции соответствует нагрузке равной 1 т.
- На каждом этапе после приложения нагрузки выдержка составляла 15 мин.

При испытаниях фрагмента перекрытия разрушение произошло по нормальному сечению при нагрузке 19 т, при этом конструкция узла не была доведена до разрушения, что говорит об определенном запасе прочности узла.

На основании проведенных исследований можно сделать следующие выводы:

- конструкции плоского перекрытия являются энергоэффективными и отличаются минимальными затратами на возведение и содержание;
- имеют современные потребительские качества, включающие высший уровень комфорта, свободные и трансформируемые планировочные решения, реализуют разнообразие застройки без дополнительных затрат;
- обеспечивают полное использование существующей региональной производственной базы стройиндустрии и стройматериалов, всепогодное строительство и высокий темп строительства.
- такая конструкция плоского перекрытия является довольно прочной

#### ИСПОЛЬЗОВАННАЯ ЛИТЕРАТУРА:

1. «Бетон и железобетон в Украине», 2004 №1.
2. ДСТУ Б В.2.6-7-95 (ГОСТ 8829-94) Вироби будівельні бетонні та залізобетонні збірні. Методи випробувань навантаженням. Правила оцінки міцності, жорсткості та тріщиностійкості.
3. [http://belisa.org.by/StartB\\_Isa.files/lzdan/NIOKR/STR/94.html](http://belisa.org.by/StartB_Isa.files/lzdan/NIOKR/STR/94.html).
4. «Опыт практического применения и основные результаты натурных испытаний сборно-монолитного каркаса БелНИИС А.И. Мордич, В.Н. Белевич, В.Н. Симбиркин, Д.И.Навой УП «Институт БелНИИС», Минск, Беларусь.

УДК 624.131.53:004.94

#### ДОСЛІДЖЕННЯ РОБОТИ КОНСТРУКЦІЙ, ЩО ВЗАЄМОДІЮТЬ З ГРУНТОМ, З УРАХУВАННЯМ ФІЗИЧНОЇ НЕЛІНІЙНОСТІ ЗАЛІЗОБЕТОНУ

*М.В. Савицький, д.т.н., проф., Г.Е. Гуслиста, асп.,  
Придніпровська державна академія будівництва та архітектури,  
м. Дніпропетровськ, Україна*

##### 1. Вступ

В практиці сучасного будівництва заглиблених споруд основним матеріалом є залізобетон. У випадках, коли заглиблені споруди суміщають

функції протизсувного захисту і багатофункціонального комплексу [1, 2, 3], підвищується відповідальність їхніх несучих конструкцій, руйнування яких може призвести до великих матеріальних та людських втрат.

Надійність та раціональне використання матеріалів в залізобетонних будівлях та спорудах забезпечується розрахунком. На сьогодні розрахунок залізобетонних конструкцій проводиться при повному або частковому ігноруванні факторів фізичної нелінійності та тріщиноутворення залізобетону та пов'язаного з ним перерозподілу зусиль. При цьому конструювання (розрахунок) перерізів виконується відповідно до СНиП 2.03.01-84\* «Бетонные и железобетонные конструкции» [4], що впливають з прагнення досягти нехай навіть невеликої економії матеріалів завдяки врахуванню різних аспектів фізичної нелінійності, а визначення зусиль часто виконується в лінійній постановці (за загальними правилами будівельної механіки). Крім того, в СНиП закладені спрощені фізичні моделі і багато емпіричних формул і методик.

Звісно, все це призводить до помилок при визначенні зусиль, а у підсумку – до зниження надійності конструктивних рішень в одних випадках та до невідрядної перевитрати матеріалів в інших.

Академік М.І. Карпенко, аналізуючи сучасні шляхи розвитку теорії розрахунку конструкцій з урахуванням фізичної нелінійності, зауважив, що сучасна будівельна наука стоїть на порозі утворення «розділу нелінійної будівельної механіки в новому її розумінні, як механіки будівельних конструкцій і конструктивних систем з урахуванням реальних фізико-механічних властивостей будівельних матеріалів і основ, розмиваючи, таким чином, існуючі відмінності між практичними методами розрахунку і проектування та ідеалізованими методами класичної механіки» [5].

Цьому сприяє інтенсивний розвиток автоматизованих методів розрахунку і розроблених на їхній основі програмних комплексів, що дозволяють враховувати фізичну нелінійність при розрахунках.

Залізобетонні конструкції заглиблених споруд (стілки та днища), які взаємодіють з ґрунтом, по суті, належать до статично невизначуваних конструкцій. Отже, нелінійні деформації та тріщиноутворення спричинятимуть в них перерозподіл зусиль. В даному випадку під перерозподілом зусиль розуміють відхилення дійсного розподілу зусиль від розподілу зусиль, отриманого з пружного розрахунку.

Мета даного дослідження: порівняти результати лінійного і нелінійного розрахунків конструкцій, що взаємодіють з ґрунтом; оцінити вплив різних факторів на перерозподіл зусиль.

Об'єктом дослідження були обрані залізобетонні балки на ґрунтовій основі. Дослідження роботи таких конструкцій при певних навантаженнях [6] вже проводилися Соломінім В.І. та Шматковим С.Б. Нами був проведений аналіз роботи балок впродовж всього процесу деформування, тобто при різних рівнях навантаження аж до руйнування.

## 2. Моделі деформування матеріалів

Лінійний та нелінійний розрахунки балок на ґрунтовій основі проводились за допомогою ПК «ЛІРА» [7], в якому вищезазначені особливості залізобетону реалізуються, перш за все, через фізичні співвідношення, що зв'язують напруження і деформації бетону та арматури. В якості моделі деформування матеріалу була прийнята криволінійна експоненціальна залежність між напруженнями і деформаціями як для бетону так і для арматури. Критерієм міцності при застосуванні даних моделей матеріалів було прийнято досягнення деформаціями бетону та арматури певних граничних значень.

## 3. Дослідження впливу різних факторів на перерозподіл зусиль

В ході числових досліджень аналізувався вплив на перерозподіл зусиль таких факторів:

- 1) початкового показника гнучкості системи «залізобетонна балка – ґрунтова основа»;
- 2) характеру навантаження;
- 3) відсотку армування розтягнутої зони балки.

### Початковий показник гнучкості системи «залізобетонна балка – ґрунтова основа»

Як відомо, показник гнучкості балки, що взаємодіє з ґрунтовою основою визначається за формулою [8]:

$$t \approx 10 \frac{El^3}{E_k h^3},$$

де  $E$  і  $E_k$  - модуль деформації ґрунту і матеріалу конструкції;  $l$  і  $h$  - довжина і товщина конструкції.

В процесі деформування балки її модуль деформації  $E_k$ , а, отже, й показник гнучкості будуть змінюватись внаслідок розвитку нелінійних деформацій та тріщиноутворення, і, таким чином, будуть впливати на характер взаємодії елементів системи «залізобетонна балка – ґрунтова основа». Показник гнучкості балки до деформації називається початковим.

В даній роботі розглядалися однакові балки з такими характеристиками: довжина  $l=5$  м, товщина  $h=0,5$  м, модуль деформації  $E_k = 27 \cdot 10^6$  кН/м<sup>2</sup> (бетон класу В20). При цьому в залежності від модуля деформації взаємодіючого з балками ґрунту змінювався початковий показник гнучкості:

$t=74$  (при  $E=200$  МПа) – категорія довгих (гнучких) балок;

$t=2,74$  (при  $E=7,4$  МПа) – категорія коротких (скінченної жорсткості) балок.

### Характер навантаження

Розрахунки балок проводились при рівномірно розподіленому навантаженні та при зосередженій силі, що діє посередині балки. Розрахункові схеми балок наведені на рис. 1.

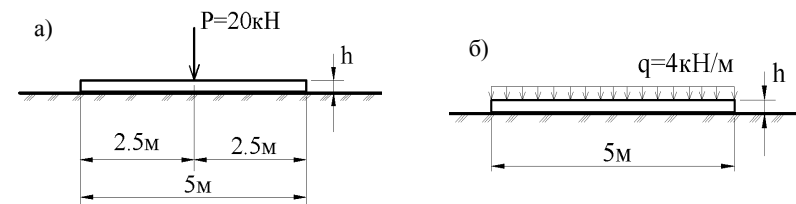


Рис. 1. Розрахункові схеми балок на ґрунтовій основі:

а) навантаження у вигляді зосередженої сили;

б) рівномірно розподілене навантаження.

### Армування розтягнутої зони балки

Для армування балок застосовувалась арматура класу А300С.

Для оцінки ступеню впливу арматури на перерозподіл зусиль досліджувались балки з такими процентами армування розтягнутої зони:

$$\mu = 0,63 \%, \mu = 1,26 \%$$

При проведенні числового експерименту навантаження на балку прикладалося покроково аж до руйнування балки, при цьому визначалась величина руйнівного навантаження. На кожному кроці фіксувалась величина прикладеного навантаження, величини згинального моменту та прогину в середині балки, а також стан бетону і арматури.

Криві деформування гнучких залізобетонних балок ( $t=74$ ), завантажених рівномірно розподіленим навантаженням, в координатах прогин – згинальний момент зображені на рис. 2. Прямолінійний графік відповідає результатам лінійного розрахунку, криволінійні графіки – результатам нелінійного розрахунку при різних процентах армування розтягнутої зони балки. Виходячи з даної діаграми, чим менше процент армування балки, тем більше результати нелінійного розрахунку відхиляються від результатів лінійного розрахунку. При навантаженні балки зосередженою силою, а також при інших початкових показниках гнучкості системи діаграми мають аналогічний вигляд.

Результати розрахунку гнучких балок представлені в таблицях 1 – 2, де  $q$ ,  $P$  – величина прикладеного на даному кроці навантаження,  $M_{lin}$ ,  $W_{lin}$ ,  $M_{nl}$ ,  $W_{nl}$  – величини згинальних моментів і прогинів відповідно при лінійному і нелінійному розрахунках.

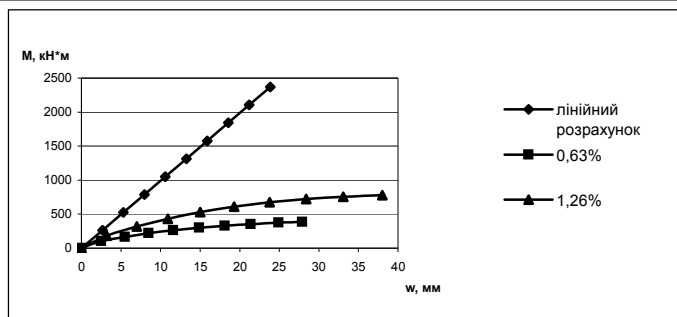


Рис. 2. Криві деформування гнучких залізобетонних балок ( $t=74$ ) під дією рівномірно розподіленого навантаження

Таблиця 1

Величини згинальних моментів в середині прогону гнучкої залізобетонної балки ( $t=74$ ), отриманих за результатами лінійного і нелінійного розрахунків

Характер навантаження				
рівномірно розподілене навантаження				зосереджена сила посередині балки
$q$ , кН/м	$M_{nl}$ , кН·м	$M_{lin}$ , кН·м	$M_{lin}/M_{nl}$	$P$ , кН
$\mu_1=0,63\%$				
350	104	184.1	1.77	200
700	166.2	368.2	2.2	400
1050	218.2	552.3	2.53	600
1400	262.3	736.4	2.80	800
1750	299.1	920.5	3.07	1000
2100	328.8	1104.6	3.35	1200
2450	353.6	1288.7	3.64	
2800	373.3	1472.8	3.94	
3115	386.7	1638.4	4.23	
$\mu_2=1,26\%$				
500	184.4	263	1.42	300
1000	317.6	526	1.65	600
1500	432.5	789	1.82	900
2000	530.2	1052	1.98	1200
2500	610.2	1315	2.15	1500
3000	673.6	1578	2.34	1800
3500	720.9	1841	2.55	2040
4000	754.9	2104	2.78	
4500	778.7	2367	3.04	

Примітка: кольором виділені величини руйнівних навантажень.

Таблиця 2

Величини прогинів в середині прогону гнучкої залізобетонної балки ( $t=74$ ), отриманих за результатами лінійного і нелінійного розрахунків

Характер навантаження				
рівномірно розподілене навантаження			зосереджена сила посередині балки	
$q$ , кН/м	$W_{nl}$ , мм	$W_{lin}$ , мм	$W_{nl}/W_{lin}$	$P$ , кН
$\mu_1=0,63\%$				
350	2,5	1,85	1,34	200
700	5,5	3,71	1,48	400
1050	8,5	5,56	1,52	600
1400	11,6	7,42	1,56	800
1750	14,9	9,27	1,60	1000
2100	18,1	11,13	1,62	1200
2450	21,4	12,98	1,64	
2800	24,9	14,84	1,67	
3115	27,9	16,51	1,69	
$\mu_2=1,26\%$				
500	3,2	2,65	1,208	300
1000	7	5,3	1,321	600
1500	10,9	7,95	1,371	900
2000	15	10,6	1,415	1200
2500	19,3	13,25	1,457	1500
3000	23,8	15,9	1,497	1800
3500	28,4	18,55	1,531	2040
4000	33,1	21,2	1,561	
4500	38	23,85	1,593	

Примітка: кольором виділені величини руйнівних навантажень.

Аналогічні таблиці були отримані для балок скінченної жорсткості. Табличні дані свідчать про те, що різниця у результатах лінійного і нелінійного розрахунків залізобетонних балок на ґрунтовій основі значна. Вона позначається як на величинах внутрішніх зусиль (зокрема, згинальних моментів), так і на величинах прогинів. Причому, зі збільшенням рівня навантаження різниця в значеннях, отриманих при лінійному і нелінійному розрахунках теж збільшується.

Крім цього були побудовані епюри згинальних моментів та прогинів. Окремі з них наведені на рис. 3. Аналіз епюр дозволяє зробити дуже важливий висновок, що у деяких випадках при певних рівнях навантаження при нелінійному розрахунку отримуємо зовсім інший характер епюр, ніж при лінійному.

Отримані результати підтверджуються результатами досліджень, приведеними в [6].

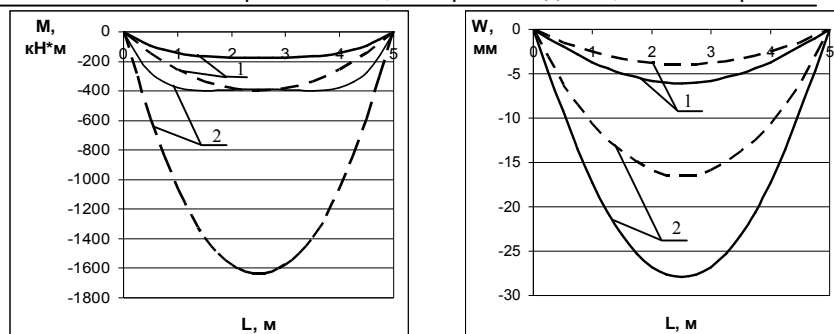


Рис. 3. Епюри згинальних моментів і прогинів для гнучкої балки на ґрунтовій основі ( $t = 74$ ,  $\mu = 0,63\%$ ) під дією рівномірно розподіленого навантаження: 1 -  $q = 757$  кН/м, 2 -  $q = 3115$  кН/м (лінійний розрахунок – штрихова лінія, нелінійний – суцільна)

#### 4. Загальні висновки

1. Різниця у результатах лінійного і нелінійного розрахунків залізобетонних балок на ґрунтовій основі значна, оскільки нелінійний розрахунок враховує перерозподіл зусиль. Причому, зі збільшенням рівня навантаження різниця в значеннях, отриманих при лінійному і нелінійному розрахунках теж збільшується.
2. Згинальні моменти в найбільш навантажених перерізах, отримані з нелінійного розрахунку, виявляються в декілька разів меншими, ніж при лінійному. А у деяких випадках при певних рівнях навантаження епюри змінюють свій характер. При цьому прогини збільшуються для гнучких балок в 1,5 – 2 рази, а для жорстких – в 3 – 5 разів.
3. Перерозподіл зусиль тим більший, чим менше процент армування розтягнутої зони балки та чим більше її гнучкість.
4. У залізобетонних балках під дією рівномірно розподіленого навантаження перерозподіл зусиль більше, ніж у балках під дією зосередженої сили.

Отже, як бачимо, резерви міцності, які можуть бути використані, якщо врахувати реальні фізичні властивості матеріалу, дуже великі. Таким чином, розрахунок конструкцій, що взаємодіють з ґрунтом, з урахуванням нелінійності деформування залізобетону дозволяє розкрити значні резерви економії арматури і бетону.

#### ВИКОРИСТАНА ЛІТЕРАТУРА

1. Инновационная стратегия разработки энергоэффективных противооползневых сооружений в г. Днепропетровске / И.И. Куличенко, Н.В. Савицкий, В.И. Большаков, В.П. Козинец // Сб. науч. тр.: Строительство. Материаловедение. Машиностроение. – Вып. №15. – Днепропетровск: ПГАСиА, Gaudeamus, 2001. – С. 5 – 13.

2. Многофункциональные энергоэффективные противооползневые сооружения / Куличенко И.И., Савицкий Н.В., Большаков В.И., Щербакова О.В., Никифорова Т.Д., Гуслистая А.Э. // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-техн. збірник. – Вып. №59: “Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону”: Зб. наук. праць у 2-х книгах. – Кн. 2. – Київ: НДІБК, 2003. – С. 230 – 234.
3. Особенности расчета конструкций заглубленных зданий / Н.В. Савицкий, А.Э. Гуслистая, И.И. Куличенко, Т.Д. Никифорова // Будівельні конструкції: Міжвідомчий науково-техн. збірник. – Вып. №62: “Науково-технічні проблеми сучасного залізобетону”: Зб. наук. праць у 2-х томах. – Том. 1. – Київ: НДІБК, 2005. – С. 273 – 277.
4. СНиП 2.03.01-84\*. Бетонные и железобетонные конструкции / Госстрой СССР. – М.: ЦИТП Госстроя СССР, 1989. – 80 с.
5. Карпенко Н.И. Теоретические и методические аспекты железобетонных конструкций с учетом физической нелинейности // Российская архитектурно-строительная энциклопедия. – М., 1998. – Т. 5. – С. 51 – 85.
6. Соломин В.И., Шматков С.Б. Методы расчета и оптимальное проектирование железобетонных фундаментных конструкций. – М.: Стройиздат, 1986. – 208 с., ил.
7. ПК ЛИРА, версия 9. Программный комплекс для расчета и проектирования конструкций. Справочно-теоретическое пособие / Под ред. А.С. Городецкого. – К. – М.: "Факт", 2003. – 464 с.: ил.
8. Горбунов-Посадов М.И., Маликова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. – 3-е изд., перераб. и доп. – М.: Стройиздат, 1984. – 679 с.: ил.

#### УДК 69.057.12

#### МОДЕЛИРОВАНИЕ ПРОЦЕССОВ КОРРОЗИИ АРМАТУРЫ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ КОНСТРУКЦИЙ В АГРЕССИВНЫХ СРЕДАХ

*Н.В. Савицкий, д.т.н., проф., И.Н. Матюшенко, асп.,  
Т.Д. Никифорова, к.т.н., доц., Л.Н. Лаухина, к.т.н., доц.  
Приднепровская государственная академия строительства и архитектуры*

**Постановка проблемы.** Долговечность может быть определена как способность материала или конструкции из этого материала сохранять эксплуатационную пригодность в течение определенного срока ее службы, заданного в проекте [1]. В настоящее время существующие нормативные документы (СНиП 2.03.11-85) не позволяют определить долговечность железобетонных конструкций, работающих в агрессивных условиях, что неизбежно приводит либо к удорожанию строящихся объектов либо к снижению их долговечности.

Для прогнозирования долговечности различают несколько основных методов: