

УДК 624.1

Ган А.Л., к.т.н., доцент
Стовпник С.М., к.т.н., доцент
Шайдецька Л.В., к.т.н.

Національний технічний університет України
«Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського»

ОБГРУНТУВАННЯ ЕФЕКТИВНОСТІ ЗАСТОСУВАННЯ СУЧАСНИХ МАТЕРІАЛІВ В ОГОРОДЖУЮЧИХ КОНСТРУКЦІЯХ

Han Anatolii, Cand. Eng. Sc., Assoc. Prof.
Stovpnik Stanislav, Cand. Eng. Sc., Assoc. Prof.
Shaidetska Liubov, Cand. Eng. Sc.

National Technical University of Ukraine
«Igor Sikorsky Kyiv Polytechnic Institute»

RATIONALE OF THE EFFICIENCY OF APPLICATION MODERN MATERIALS IN FENCING STRUCTURES

Мета. Метою роботи є забезпечення стійкості огороджуючих конструкцій при застосуванні сучасних будівельних матеріалів. **Завдання.** Дослідити характер формування напружень у ґрунтовому масиві та його вплив на конструкцію огородження котловану в залежності від видів матеріалів конструкції та їх міцнісних характеристик. **Результати дослідження.** За результатами моделювання встановлено закономірності зміни деформацій оточуючого ґрунтового масиву від глибини занурення несучої огороджуючої конструкції, залежності згинаючих моментів, поперечних та поздовжніх сил від певної відмітки огороджуючої конструкції, проведена перевірка композитбетонної огороджуючої конструкції на стійкість та на утворення тріщин. **Наукова новизна.** На основі математичного моделювання встановлено залежності згинаючих моментів поздовжніх і поперечних сил від певної відмітки глибини бетонної, залізобетонної і композитбетонної огороджуючих конструкції і встановлено, що найбільші значення згинаючих моментів і поздовжніх сил знаходяться на глибині 6,5 м (дно котловану), а найбільші значення поперечних сил знаходяться на глибині 6 м. Причому, найбільший згинаючий момент становить 56 кН·м для залізобетонної конструкції, децю менший згинаючий момент у композитбетонній конструкції і становить 33кН·м і найменший згинаючий момент у бетонній конструкції – 2,55 кН·м. Аналогічна закономірність спостерігається для поздовжніх і поперечних сил, які мають значення 87 кН та -38 кН для залізобетонної конструкції, 83 кН та -28 кН для композитбетонної конструкції, 41 кН та 2,7 кН для бетонної конструкції. **Висновки на практичне значення.** На основі отриманих результатів встановлено доцільність застосування залізобетонної та композитбетонної огороджуючих конструкцій, деформації яких знаходяться в межах допустимих значень і становлять відповідно: від 13,85 мм до 34,7 мм для композитбетонної конструкції; від 14,13 мм до 35,93 мм для залізобетонної конструкції, що підтверджується виконаною перевіркою за критерієм утворення тріщин. Отже, застосування неметалевої композитної арматури в несучих огороджуючих конструкціях є перспективною в сучасному будівництві.

Ключові слова: огороджуюча конструкція, напружено-деформований стан, напруження, бетон, залізобетон, композитбетон.

ВСТУП

Актуальність теми. У зв'язку з активною забудовою територій, особливо у мегаполісах, в умовах земельного дефіциту зростає роль ділянок зі складним рельєфом, гідрогеологічною будовою та можливим розвитком небезпечних інженерно-геологічних процесів. Проектування в таких умовах передбачає застосування додаткових заходів щодо забезпечення стійкості зсувонебезпечних ділянок і вимагає комплексного підходу до вирішення задач надійної експлуатації будівель і споруд та збереження навколишнього середовища, які б у повній мірі враховували напружено-деформований стан ґрунтового масиву. Одним з таких заходів при будівництві підземних споруд є застосування огорожуючих залізобетонних конструкцій. Багаторічний досвід використання залізобетону показав, що стійкість бетону та його здатність захищати арматуру не завжди є достатніми. В першу чергу це стосується конструкцій, які знаходяться під дією атмосферного впливу або ж контактують з агресивними середовищами. Через відкриті капілярні пори та мікротріщини бетону на поверхню сталеві арматури потрапляють вода, лужні, кислотні, соляні розчини, що призводить до її корозії [1].

В сучасній світовій практиці поряд з традиційною металевією арматурою все більш широке застосування знаходить композитна неметалева арматура, яка застосовується в несучих конструкціях різного призначення в умовах агресивного середовища. Композитна неметалева арматура являє собою жмуток тонких волокон діаметром 10...16 мм, змащених в'язучою термореактивною смолою (пластиком) [1].

Отже, дослідження формування напружено-деформованого стану ґрунтового масиву навколо огорожуючої конструкції із застосуванням сучасних матеріалів є **актуальним** в сучасному будівництві.

Аналіз останніх досліджень та публікацій. У раніше проведених дослідженнях [2-4] наведено загальні положення щодо застосування композитних матеріалів. Виконано аналіз сфери застосування та технологічних особливостей монтажу композитної арматури. Розглянуто переваги та недоліки цього матеріалу. Наведено порівняння композитної арматури зі сталевією, а також приклади застосування такої арматури у різних країнах світу. Встановлено, що застосування композитної арматури є економічно ефективним в окремих видах конструкцій.

Постановка завдання – Проаналізувати доцільність застосування композитних матеріалів в несучих огорожуючих конструкціях та вплив її на стійкість і несучу здатність.

ОСНОВНА ЧАСТИНА

При проектуванні заглиблених огорожуючих конструкцій, які взаємодіють з навколишнім ґрунтом, виникає багато невизначеностей, пов'язаних з достовірним визначенням фізико-механічних властивостей ґрунтів основи, величин активного і пасивного тиску[5].

Для встановлення доцільності застосування композитної арматури в несучих конструкціях, що знаходяться в подібних умовах, було виконано моделювання напружено-деформованого стану «ґрунтовий масив-конструкція».

Моделювання виконано на основі інженерно-геологічних вишукувань ділянки будівництва багатоповерхового житлового будинку з приміщеннями загального користування і підземним паркінгом в Шевченківському районі м. Києва з врахуванням складного рельєфу місцевості, фізико-механічні характеристики ґрунтів яких наведено в таблиці 1, а геологічний розріз на рисунку 1.

Таблиця 1 - Фізико-механічні властивості ґрунтів

№ шару	Нормативні фізико-механічні характеристики ґрунтів									
	Щільність ґрунту, ρ г/см ³	Природна вологість, W	Коефіцієнт пористості, e	Число пластичності, I_p	Показник текучості, I_L	Значення питомого зчеплення, С МПа	Значення кута внутрішнього тертя, φ°	Модуль загальної деформації, E	Розрахунковий опір ґрунту, R0 МПа	Пункт класифікації ґрунту по ДБН Д.2.2-1-99
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	18,2	0,09/ 0,23	0,633	-	-	0,002	35	30,2	0,4	29Б
3	1,95	0,16	0,595	0,05	<0	0,018	28	20	0,5	36Б
3а	2,06	0,23	0,612	0,06	0,28	0,014	25	16	0,5	36А
4	1,96	0,18	0,629	0,08	0,34	0,03	23	20	0,4	35Г
5	1,88	0,28	0,833	0,09	0,71	0,016	17	9	-	35А
6	1,88	0,22	0,755	0,23	<0	0,05	19	20	-	8Д
7	1,96	0,24	0,72	0,23	<0	0,055	20	22	-	8Д
7а	1,97	0,28	0,75	0,11	0,28	0,028	21	14	-	35Б
8	1,95	0,25	0,72	0,09	0,48	0,025	22	16	-	35Б
9	1,98	0,25	0,676	0,06	0,43	0,013	24	14	-	36Б
10	2,06	0,22	0,574	-	-	0,003	35	36	-	29А

Моделювання та розрахунки виконано у програмному комплексі Midas GTS NX, основанийому на теорії кінцевих елементів і призначеного для виконання комплексних геотехнічних розрахунків [6, 7].

У даній роботі за допомогою програмних засобів виконано моделювання огорожуючої конструкції котловану під час будівництва підземного паркінгу, виготовленої з бетону, залізобетону і композитбетону. Геометричні параметри досліджуваної підземної споруди наступні: глибина занурення огорожуючої конструкції становить 17 м, протяжність 68,5 м (рис. 1).

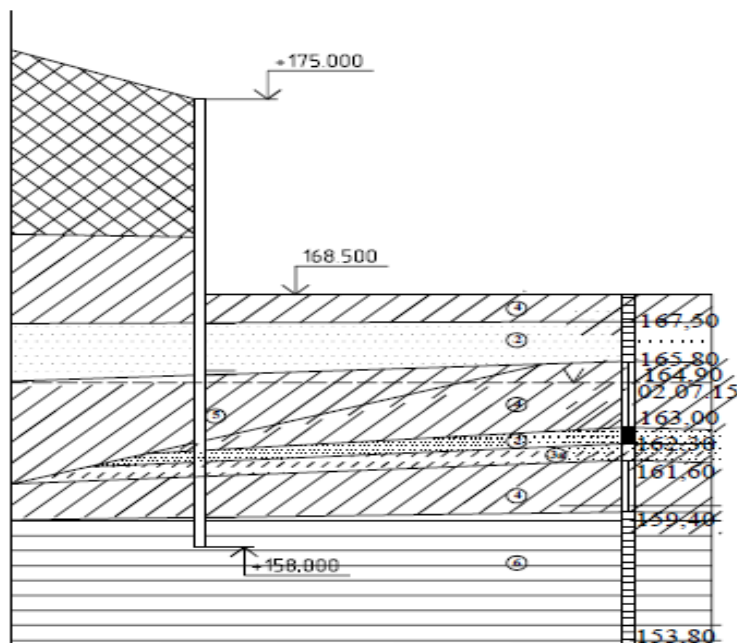


Рисунок 1 – Інженерно-геологічний розріз ґрунтового масиву

На основі інженерно-геологічних умов ґрунтового масиву ділянки будівництва була побудована розрахункова схема з врахуванням рівня ґрунтових вод. Побудована модель в програмному комплексі Midas GTS NX дозволяє оцінити напружено-деформований стан системи «ґрунт-конструкція» (рис.2).

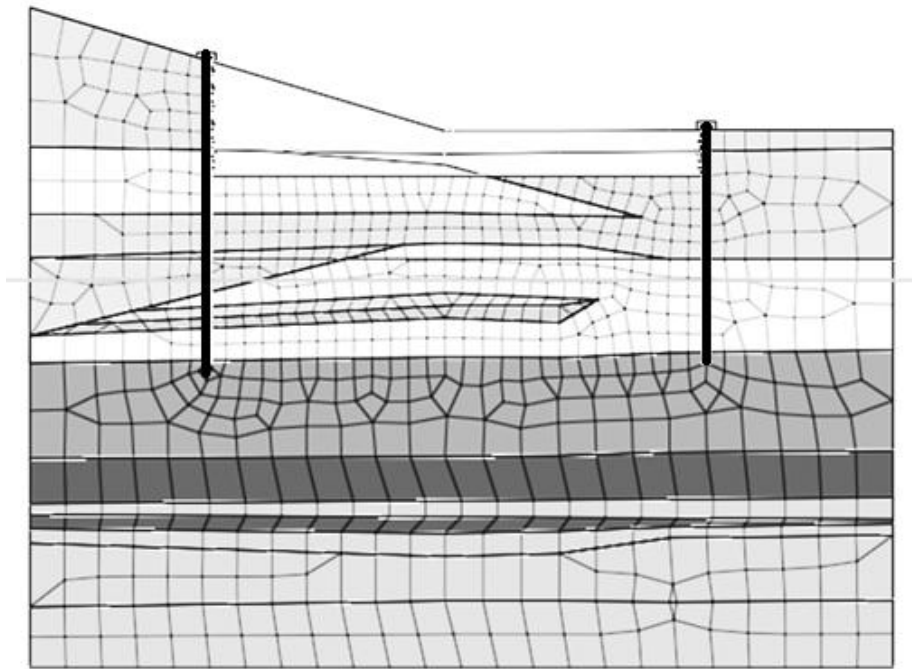


Рисунок 2 – Розрахункова схема в Midas GTS NX

Під час моделювання розглядалися три типи огородження котловану, а саме: бетонне, залізобетонне та із композитбетону. Характеристики конструкції огородження наведені у табл. 2.

Конструкція огородження котловану виконана із бетону класу В30, товщина стінки конструкції 0,42 м, глибина занурення – 17м. Арматурний каркас: для залізобетонної конструкції виконаний із арматури А400 Ø16; для композитбетону – арматура АКС600 Ø12 (табл. 2) [8].

За результатами розрахунків видно, що деформації нижньої відмітки конструкції з бетону складають 15,22 мм, загальні деформації верхньої відмітки конструкції досягають 113,64 мм, що виходить за межі нормативних вимог (за ДБН В.2.1 -10-2009 [9] деформації не можуть перевищувати 100 мм) і призведе до руйнування огорожуючої конструкції. В цьому випадку необхідно застосовувати вищий клас бетону або збільшувати товщину самої конструкції, що призведе до перевитрат матеріалів.

При використанні залізобетонної конструкції деформації становлять 14,13 мм, загальні деформації лівого борту котловану досягають 35,93 мм, що відповідають нормативним вимогам. Аналогічна картина спостерігається при використанні бетону, деформації складають 13,85 мм, загальні деформації лівого борту котловану досягають 34,7 мм, що також відповідає нормативним вимогам.

При цьому в залізобетонній конструкції формується напружено-деформований стан з наступними параметрами: максимальна поздовжня сила становить $N=86,95$ кН, поперечна сила $Q=41,603$ кН, а згинаючий момент $M=56,47$ кН·м. Напружено деформований стан композитбетонної конструкції носить наступний характер:

максимальна повздовжня сила становить $N=83,23$ кН, поперечна сила $Q=39,84$ кН, згинаючий момент $M=33,34$ кН·м.

Таблиця 2 – Характеристики матеріалів огорожуючої конструкції

Тип огороження котловану	Бетонна стінка	Залізобетонна стінка	Композит-бетонна стінка
Характеристики бетону В30			
Нормативний осьовий тиск $R_{bn} = R_{b.ser}$, МПа	22	22	22
Нормальний осьовий розтяг $R_{bt}^H = R_{bt.ser}$, МПа	1,8	1,8	1,8
Призматичний опір осьовому тиску за I-м граничним станом R_b , МПа	17	17	17
Розрахунковий опір при осьовому розтягу за I-м граничним станом R_{bt} , МПа	1.2	1.2	1.2
Модуль пружності $E_b \cdot 10^5$	0,325	0,325	0,325
Механічні характеристики арматури А 400			
При повздовжній силі, R_s , Мпа	-	280	-
При поперечній силі, $R_{s,w}$, Мпа	-	225	-
При стиску, $R_{s,c}$, Мпа	-	280	-
Модуль пружності, E_0 , Мпа	-	$2,1 \cdot 10^5$	-
Механічні характеристики арматури АКС600			
f_{fk} , Н/мм ²	-	-	600
f_{fd} , Н/мм ²	-	-	400
f_{fcd} , Н/мм ²	-	-	100
$E_f \cdot 10^{-3}$, Н/мм ²	-	-	50
ε_{fu} , %	-	-	1.20
ε_{f0} , %	-	-	1.80

На основі отриманих результатів розрахунку побудовано графіки залежності згинаючих моментів від певної відмітки висоти огорожуючої конструкції (рис. 3).

У зоні, де стискаючі напруження досягають максимуму огорожуюча конструкція працює на стиск. Найбільші значення стискаючих напружень знаходяться на відмітці дна котловану (6,5 м від поверхні). Вони являються критичними і становлять: для бетонної конструкції – 2,55 кН·м, для залізобетонної конструкції - 56 кН·м, для композитбетонної конструкції - 33 кН·м.

У зоні, де розтягуючі напруження досягають максимуму огорожуюча конструкція працює на розтяг. Найбільші значення розтягуючих напружень наведено далі. На глибині 3 м від поверхні вони будуть критичними і становитимуть: для бетону – -1 кН·м, для залізобетону – -24 кН·м, для композитбетону – -22 кН·м; на глибині 11,3 м: для бетону – -0,1 кН·м, для залізобетону – -25 кН·м, для композитбетону – -8 кН·м (рис. 3).

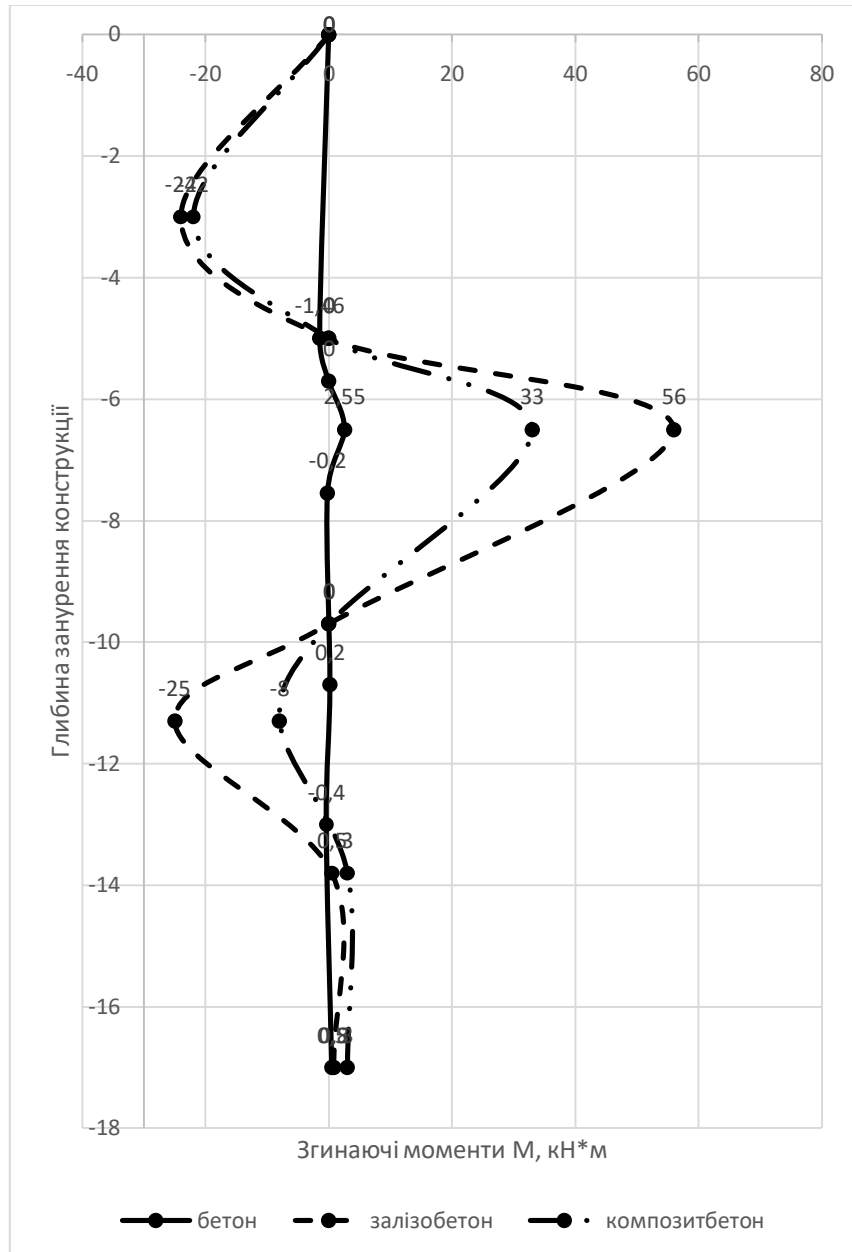


Рисунок 3 – Графік залежності згинаючих моментів від певної відмітки глибини огорожуючої конструкції

За результатами розрахунку побудовано діаграму залежності повздовжніх сил від певної відмітки висоти огорожуючої конструкції (рис. 4).

Найбільші значення повздовжніх сил знаходяться на глибині 6,5 м (дно котловану). Найбільше значення повздовжньої сили бетонної конструкції становить 41 кН, залізобетонної конструкції – 87 кН, композитбетонної конструкції – 83 кН.

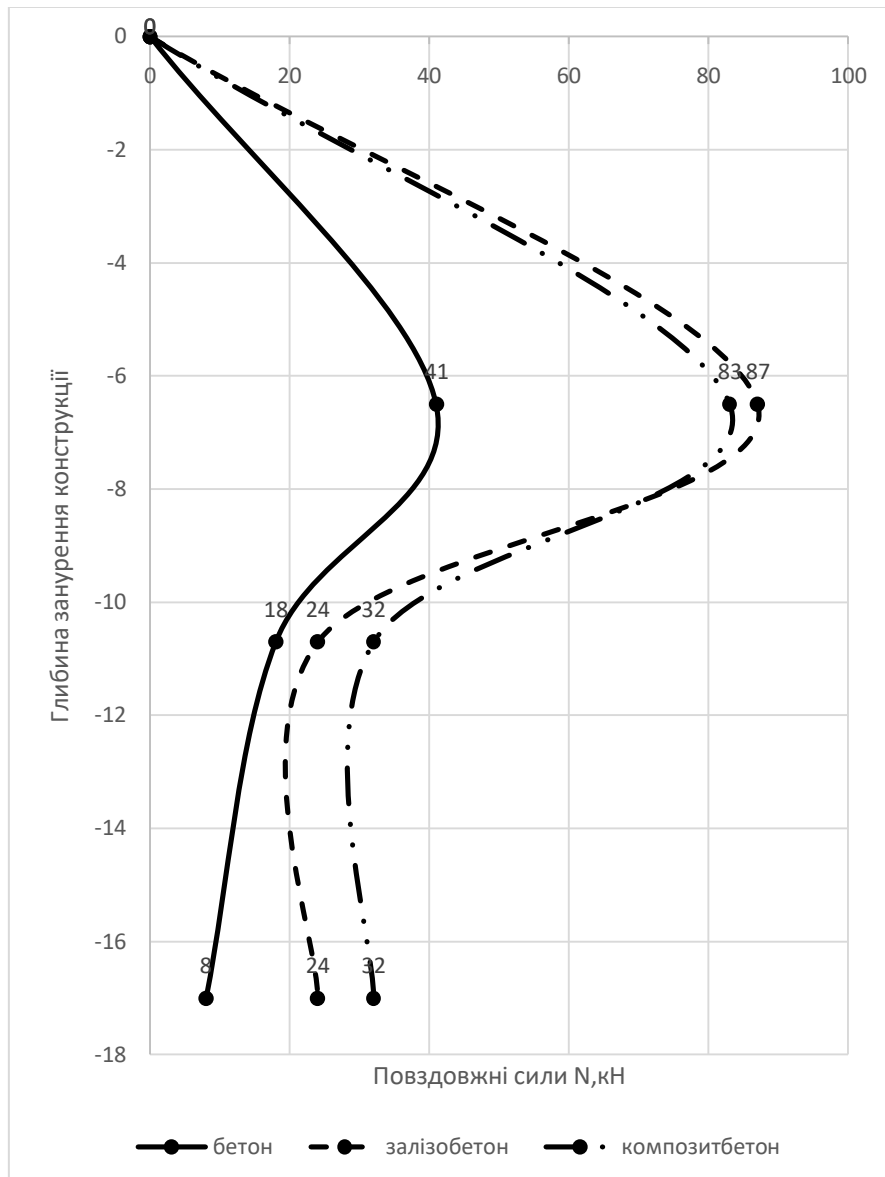


Рисунок 4 – Графік залежності поздовжніх сил від певної відмітки глибини огорожуючої конструкції

За результатами розрахунку побудовано діаграму залежності поперечних сил від певної відмітки висоти огорожуючої конструкції (рис. 5).

Найбільші значення поперечних сил знаходяться на глибині 6 м. Найбільше значення поперечної сили бетонної конструкції становить -2,7 кН, залізобетонної конструкції – -38 кН, композитбетонної конструкції – -28 кН.

За результатами виконаних розрахунків та моделювання встановлено закономірності зміни деформацій від глибини занурення несучої огорожуючої конструкції, які свідчать про наступне: зі збільшенням глибини занурення конструкції спостерігається зменшення загальних деформацій до відмітки дна котловану незалежно від конструктивних рішень, причому найбільша розбіжність діапазону деформацій спостерігається для звичайного бетону і становить 113,64 мм, а найменша – для композитбетону – 34,7 мм.

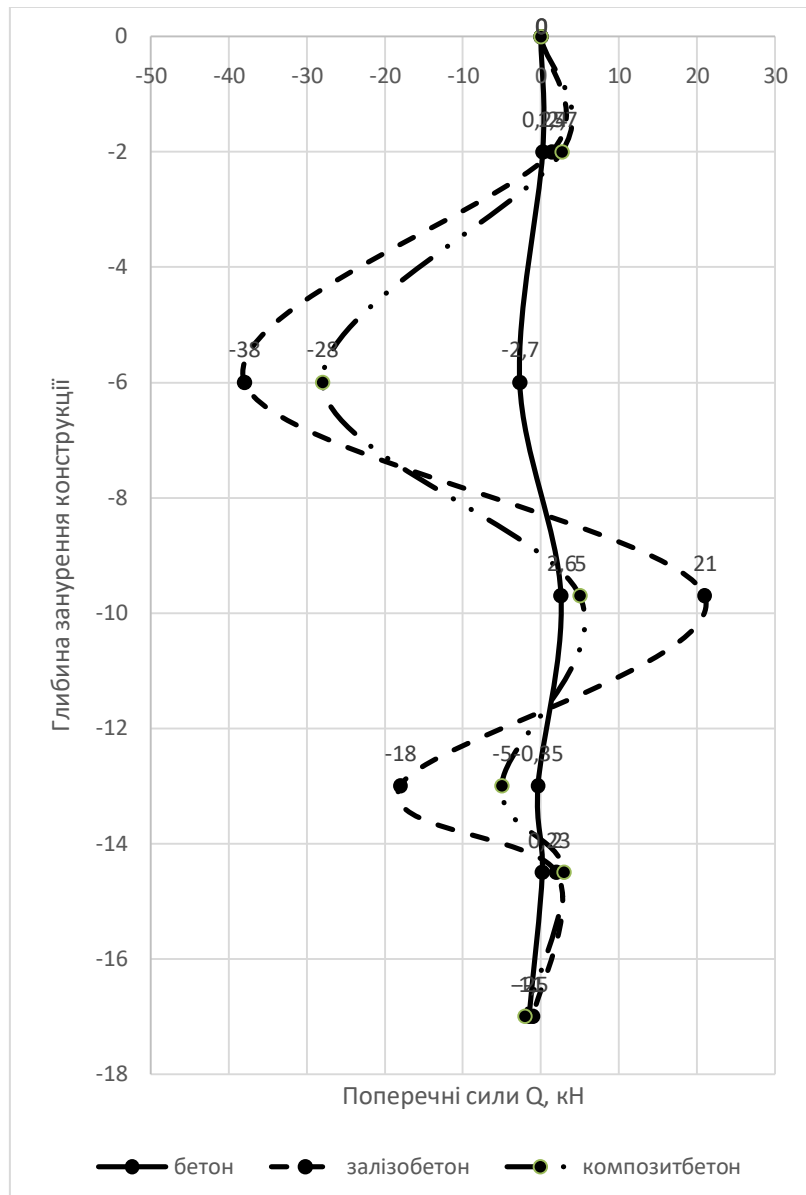


Рисунок 5 – Графік залежності поперечних сил від певної відмітки глибини огорожуючої конструкції

Для підтвердження достовірності отриманих результатів моделювання необхідно виконати перевірку даних конструкцій за критерієм утворення тріщин.

Одним із критеріїв перевірки на утворення тріщин у залізобетонних конструкціях є умова, що $N \leq N_{cr}$, де N – поєздовжня сила, N_{cr} – критична сила.

Від дії поєздовжньої стискаючої сили гнучкі елементи згинаються, що приводить до збільшення початкового ексцентриситету e_0 .

Вплив прогину позацентрового стиснутого елемента на ексцентриситет поєздовжньої сили враховують множенням e_0 на коефіцієнт η . Значення цього коефіцієнта визначається за формулою:

$$n = \frac{1}{1 - \frac{N}{N_{cr}}} \leq 2,5 \quad (1)$$

Якщо $\eta > 2,5$, то необхідно збільшити розміри поперечного перерізу. Коефіцієнт n враховують при гнучкості $l_0/h > 4$.

Критична сила визначається за формулою:

$$N_{cr} = \frac{6,4 * E_b}{l_0^2} \left[\frac{I}{\varphi_l} \left(\frac{0,11}{0,1 + \delta_e} + 0,1 \right) + \alpha * I_s \right] \quad (2)$$

де l_0 – розрахункова довжина, яку беруть із таблиць норм; I , I_s – моменти інерції відповідно всього перерізу і арматури відносно центра ваги; φ_l – коефіцієнт, який враховує вплив тривалої дії навантаження на прогин, δ_e – коефіцієнт, значення якого $\delta_e = \frac{l_0}{h}$; $\alpha = \frac{E_s}{E_b}$ – коефіцієнт зведення перерізу арматури до бетонного перерізу [10].

Розрахунок на утворення тріщин буде доцільно провести для двох варіантів конструкції – залізобетонної та бетонної з використанням композитної арматури, так як перший варіант моделювання «стіна бетонна» за моделюванням уже не задовольняє нормативні вимоги [10].

За результатами розрахунків стійкість залізобетонної і композитбетонної огорожуючих конструкцій забезпечується виконанням умови відповідно: $N \leq N_{cr}$ ($87 \leq 393,4$) і $N \leq N_{cr}$ ($83,23 \leq 248,6$).

Значення коефіцієнту повздовжнього вигину за результатами розрахунку для залізобетонної стінки складає $n=1,28 \leq 2,5$, а для композитбетонної стінки $n=1,5 \leq 2,5$, що знаходиться в межах допустимих значень.

Отже, відповідно до вище наведених розрахунків, тріщини в залізобетонній і композитбетонній огорожуючих конструкціях утворюватись не будуть. А це, в свою чергу, підтверджує достовірність отриманих результатів моделювання і можливість застосування неметалевої композитної арматури в несучих огорожуючих конструкціях.

ВИСНОВКИ

На основі проведеного моделювання огорожуючих конструкцій: бетонної, залізобетонної та композитбетонної сформовано напружено-деформований стан конструкцій та оточуючого масиву. За допомогою програмного комплексу Midas GTS NX було проведено розрахунок деформацій, згинаючих моментів, поперечних та повздовжніх сил. Для підтвердження достовірності отриманих результатів моделювання було проведено розрахунок на утворення тріщин та визначено критичні сили у конструкціях.

Аналіз отриманих результатів свідчить про доцільність застосування залізобетонної та композитбетонної огорожуючих конструкцій, деформації яких знаходяться в межах допустимих значень і становлять відповідно: від 13,85 мм. до 34,7 мм для композитбетонної конструкції; від 14,13 мм. до 35,93 мм для залізобетонної конструкції. При застосуванні бетонної огорожуючої конструкції необхідно застосовувати вищий клас бетону або збільшувати товщину самої конструкції, що призведе до перевитрат матеріалів.

За результатами розрахунків за II групою граничних станів на утворення тріщин встановлено, що для залізобетонної конструкції: умова $N \leq N_{cr}$ ($87 \leq 393,4$) виконується, отже тріщини не утворюються, умова $n \leq 2,5$ ($1,28 \leq 2,5$) виконується, отже конструкція підірної залізобетонної стіни підходить для заданих умов; для композитбетонної конструкції: умова $N \leq N_{cr}$ ($83,23 \leq 248,6$) виконується, отже тріщини не утворюються, умова $n \leq 2,5$ ($1,5 \leq 2,5$) виконується, отже тріщини не утворюються, несуча здатність підірної композитбетонної конструкції забезпечується.

Аналіз напружено-деформованого стану конструкцій свідчить про те, що найбільші значення згинаючих моментів і повздовжніх сил знаходяться на глибині 6,5 м (дно

котловану) і становлять для бетонної конструкції: згинаючий момент – 2,55 кН·м, повздовжня сила – 41 кН; для залізобетонної конструкції: згинаючий момент – 56 кН·м, повздовжня сила – 87 кН; для композитбетонної конструкції: згинаючий момент – 33 кН·м, повздовжня сила – 83 кН. Найбільші значення поперечних сил знаходяться на глибині 6 м і становлять відповідно -2,7 кН, -38 кН, -28 кН для бетонної, залізобетонної і композитбетонної конструкції.

СПИСОК ВИКОРИСТАНОРІ ЛІТЕРАТУРИ

1. Клімов, Ю.А., Вітковський, Ю.А., & Солдатченко О.С. (2011) Використання неметалевої композитної арматури для армування бетонних конструкцій. *Будівельні матеріали, виробы та санітарна техніка*. Вип. 42, 13-17. - Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/bmvs_2011_42_3
2. Хозин, В.Г., Пискунов, А.А., Гиздатуллин, А.Р., & Куклин А.Н. (2013) Сцепление полимер композитной арматуры с цементным бетоном. *Известия КГАСУ*. № 1(23), 214–220.
3. Климов, Ю.А. (2010) Современная композитная базальтовая арматура для армирования бетонных конструкций. *Технологии бетонов*. № 11/12, 56–57.
4. Таран, В.В., & Янков, А.В. (2013) Особенности применения композитной арматуры при возведении строительных конструкций зданий и сооружений. *Вісник Донбаської національної академії будівництва і архітектури*, № 6(104), 35-39.
5. В.П. Петрухин, Д.Е. Разводовский, И.В. Колыбин, & Б.Ф.Кисин (2008). Проектирование и расчет подземных сооружений [Электронный ресурс] / – НИИОСП. Режим доступу: <https://docplayer.ru/33378301-Proektirovanie-i-raschet-podzemnyh-sooruzheniy-petruhin-v-p-razvodovskiy-d-e-kolybin-i-v-kisin-b-f-niiosp.html>
6. Савенко, В.О., Тімченко, Р.О, Крішко, Д.А. (2016) Застосування програм заснованих на методі скінченних елементів (мсе) для моделювання роботи системи "основа - інженерна споруда". *Строительство. Материаловедение. Машиностроение. Серия : Компьютерные системы и информационные технологии в образовании, науке и управлении*. Вип. 94, 143-148. Режим доступу: http://nbuv.gov.ua/UJRN/smmcs_2016_94_25
7. Midas GTS NX аналоги и альтернативы [Электронный ресурс] <http://lostapp.ru/soft/gts-nx>
8. ДСТУ-Н Б В.2.6-185-2012. (2012) Настанова з проектування та виготовлення бетонних конструкцій з неметалевою композитною арматурою на основі базальто- і склоровінгу. *Мінрегіон України. Київ*. 32 с.
9. ДБН В.2.1-10-2009. (2009) Основи та фундаменти споруд. Основні положення проектування. *Мінрегіон України. Київ*. 144 с
10. Бучок Ю.Ф. (1994) Будівельні конструкції. Основи розрахунку. *Київ: Вища школа*, 421с.

REFERENCES

1. Klimov, Y.A., Vitkovskiy, Y.A., Soldatchenko O.S. (2011) Vykorystannia nemetalevoi kompozytnoi armatury dlia armuvannia betonnykh konstruktsii. *Budivelni materialy, vyroby ta sanitarna tekhnika*. Vyp. 42, 13-17. - Rezhym dostupu: http://nbuv.gov.ua/UJRN/bmvs_2011_42_3
2. Khozyn, V.H., Pyskunov, A.A., Hyzdatullyn, A.R., Kuklyn A.N. (2013) Stseplenye polymer kompozytnoi armatury s tsementnym betonom. *Yzvestiya KHASU*. № 1(23), 214–220.

3. Klymov, Y.A. (2010) Sovremennaiia kompozytnaia bazaltovaia armatura dlia armyrovaniia betonnykh konstruksii. Tekhnolohyy betonov. № 11/12, 56–57.
4. Taran, V.V., Yankov, A.V. (2013) Osobennosti prymeneniia kompozytnoi armatury pry vozvedenyi stroitelnykh konstruksyi zdanyi y sooruzhenyi. Visnyk Donbaskoi natsionalnoi akademii budivnytstva i arkhitektury, № 6(104), 35-39.
5. V.P. Petrukhyn, D.E. Razvodovskyi, Y.V. Kolybyn, & B.F.Kysyn. (2008) Proektyrovanye y raschet podzemnykh sooruzhenyi [Elektronnyi resurs] NYIOSP. <https://docplayer.ru/33378301-Proektirovanie-i-raschet-podzemnykh-sooruzheniy-petruhin-v-p-razvodovskiy-d-e-kolybin-i-v-kisin-b-f-niosp.html>
6. Savenko, V.O., Timchenko, R.O, Krishko, D.A. (2016) Zastosuvannia prohram zasnovanykh na metodi skinchennykh elementiv (mse) dlia modeliuvannia roboty systemy "osnova - inzhenerna sporuda". Stroytelstvo. Materyalovedenye. Mashynostroenye. Seryia : Kompiuternyye systemy y ynformatsyonnyie tekhnolohyy v obrazovannyi, nauke y upravlenyyi. Выр. 94, 143-148. Rezhym dostupu: http://nbuv.gov.ua/UJRN/smmcs_2016_94_25
7. Midas GTS NX analohy y alternatyvy [Elektronnyi resurs] <http://lostapp.ru/soft/gts-nx>
8. DSTU-N B V.2.6-185-2012. (2012) Nastanova z proektuvannia ta vyhotovlennia betonnykh konstruksii z nemetalevoiu kompozytnoiu armaturoiu na osnovi bazalto- i sklorovinu. Minrehion Ukrainy. Kyiv. 32 s.
9. DBN V.2.1-10-2009. (2009) Osnovy ta fundamenti sporud. Osnovni polozhennia proektuvannia. Minrehion Ukrainy. Kyiv. 144 s
10. Buchok Y.F. (1994) Budivelni konstruksii. Osnovy rozrakhunku. Kyiv: Vyshcha shkola, 421s.

Стаття надійшла до редакції 09.01.2020