

О.С. Міщенко, магістр**В.В. Вапнічна, к.т.н., доц.**

Національний технічний університет України

«Київський політехнічний інститут ім. Ігоря Сікорського»

Особливості захисту підземних конструкцій проти спливання

У статті розглядаються проблеми спорудження підземних монолітних залізобетонних конструкцій в особливих геологічних умовах, зокрема в умовах щільного обводнення. Як приклад розглядається вентиляційний вузол (ВВ № 215), що проектується та розміщується між станціями метро «Мостицька» та «Проспект Правди» на новій лінії київського метрополітену. На поверхні в місці розміщення вентиляційного вузла протікає струмок Брод, який спричиняє складність виконання робіт, оскільки спорудження вентиляційного вузла буде проводитися відкритим способом будівництва. Проведено аналіз проблем, що виникають під час будівництва, їх детальний розгляд та обґрунтування прийнятих рішень.

Розглянуто конструкцію, що досліджується, умови її залягання та проблеми, що виникають під час спорудження, зокрема проблема, що обумовлена гідростатичним тиском на підшву конструкції, тим самим спричиняючи спливання. Проведений розрахунок лоткової плити на спливання з обранням відповідного заходу і перевіркою обраного рішення. Обґрунтування застосування більш раціонального способу, опираючись на результати розрахунків, умови спорудження та затрати часу.

Ключові слова: спорудження; розрахунок на спливання; гідростатичний тиск; ґрунтові води; вентиляційний вузол; проектування; відкритий спосіб; монолітна залізобетонна конструкція.

Вступ. Великі міста в наш час просто не можна уявити без такого виду громадського транспорту, як метро. Потяги, що доставляють людей з одного місця в інше під землею, стали одним із більш швидких і вигідних видів транспорту у світі, адже виправдовують себе пропускну здатністю, дешевизною для користувачів та, власне, економією часу. Проте спорудження ліній метрополітену є досить складним процесом навіть у наш час. А під час спорудження будь-яких інших підземних конструкцій, спорудження метро не являє собою звичайне будівництво, як наприклад, типова багатопверхівка чи торговельний центр. Під час спорудження під землею потрібно враховувати не тільки навантаження на конструкцію від власної ваги чи тимчасові навантаження, а також навантаження від ґрунту, що тисне на конструкцію на глибині залягання, навантаження від ґрунтових вод, що методом фільтрації просочуються через сипучі ґрунти до конструкції, різкі зміни навантажень за рахунок змін типів ґрунту, тектонічних умов тощо. Враховуючи все це, спорудження ліній метрополітену перетворюється із звичайних «станція–тунель–станція» в більш складний комплексний проект, з масою притунельних споруд для вентиляції тунелів метро, їх технічного обслуговування та, звичайно, аварійних виходів на випадок аварій як під час будівництва, так, власне, й експлуатації. Як і станції з перегінними тунелями, в більшості випадків ці технічні споруди будуються під землею, примикаючи безпосередньо до них напругу, в окремих випадках маючи вихід на поверхню (як наприклад аварійний вихід).

Будівництво притунельних споруд метро у світі створюється за досить різноманітними інженерними рішеннями. Наприклад, у Америці, точніше у Нью-Йорку, метро залягає на невеликій глибині, а у районі Брукліну взагалі побудовано на естакадах над землею, тому в більшості випадків вони мають мінімальну кількість обслуговуючих притунельних споруд, серед яких переважають аварійні виходи та споруди, що забезпечують водовідведення. Більшою мірою вони обирають закритий спосіб будівництва, оскільки місто має щільну поверхневу забудову, створюючи проблему спорудження відкритим способом. Аналогічними методами проходить і спорудження метро у Європі, хоча більшою мірою їх метро не має виходу на поверхню, а розміщене під землею. Це обумовлено раціональним використанням підземного простору та зменшенням шумового забруднення з точки зору екології. У країнах колишнього Радянського Союзу все досить складніше. Перше метро, яке було побудоване у Москві у 1935 році, стало являти собою не тільки громадський транспорт зручного користування, а також і бомбосховище, на випадок війни. Таке рішення існує і досі. Метрополітен Росії, Білорусії, України та інших радянських держав будувався виключно за одним і тим же проектом: всі підземні станції мали бути обладнані герметичними сталевими воротами, а підземна частина метро повинна забезпечити безпеку цивільних громадян під час війни на якомога більше часу [1–3]. Тому, повертаючись до нашого метрополітену у Києві, можна сказати, що навіть на сьогоднішній день він будується за таким же технологічним рішенням, що супроводжується побудовою великої кількості різноманітних притунельних споруд [2].

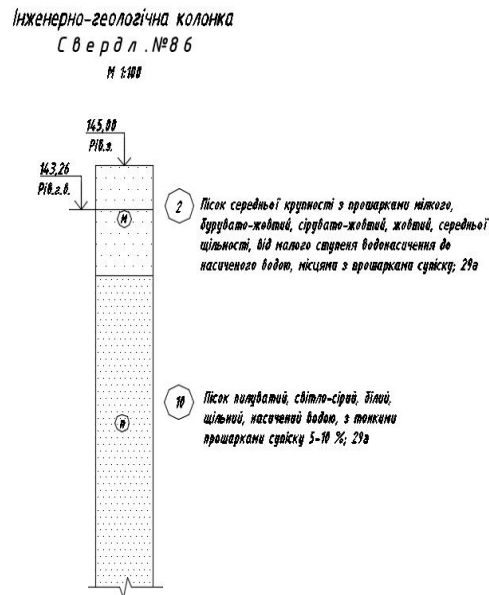


Рис. 2. Інженерно-геологічна колонка в межах вентвузла

Нормативна глибина промерзання ґрунту – 1,0 м.

Згідно з ДБН В.1.1-12:2014 «Будівництво у сейсмічних районах України» [5–6] сейсмічність території м. Києва складає:

- відповідно до фрагмента карти ЗСР-2004-А – 5 балів з періодом повторення один раз на 500 років (імовірність перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 50 років – 10 %);
- відповідно до фрагмента карти ЗСР-2004-В – 5 балів з періодом повторення один раз на 1000 років (імовірність перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 50 років – 5 %);
- відповідно до фрагмента карти ЗСР-2004-С – 6 балів з періодом повторення один раз на 5000 років (імовірність перевищення сейсмічної інтенсивності протягом 50 років – 1 %).

Категорія ґрунту з урахуванням можливості появи тимчасового водоносного горизонту – III за сейсмічними властивостями ($200 < V_s < 500$), відповідно до таблиці 5.1. ДБН В.1.1-12:2014 [6].

Сам вентиляційний вузол знаходиться на 1,655 м нижче за рівень ґрунтових вод, тобто з усіх сторін на нього впливає гідростатичний тиск. Тому необхідно застосувати всі можливі заходи щодо гідроізоляції.

Матеріали і результати досліджень. У першу чергу необхідно визначити напруження, що діють у конструкції, підібрати та спроектувати арматуру. Основою для цього є попередньо визначені характеристики ґрунтів. У наш час ці параметри в більшості випадків обчислюються за допомогою програмного забезпечення SCAD, що дозволяє на основі вихідних даних змодельовати залізобетонну конструкцію та на базі інтегрованих програм розрахунку й вихідних даних надати якомога точніші результати. Особливість розрахунку полягає в тому, що програмне забезпечення поділяє всю залізобетонну конструкцію на прості елементи, задані користувачем: прямокутники, трикутники, квадрати тощо. Використовуючи вихідні дані як основу, SCAD виконує розрахунок окремо для кожного заданого елемента конструкції, що дає змогу найбільш точно визначити зони впливів на конструкцію на відміну від узагальнених розрахунків. За допомогою цього програмного забезпечення можна як розрахунково, так і графічно показати характеристики залягання залізобетонних конструкцій та їх зміну під впливом інженерно-геологічних умов.

Орієнтуючись на габарити конструкції та характеристики матеріалів, змодельовано об'єкт дослідження – вентиляційний вузол (рис. 3).

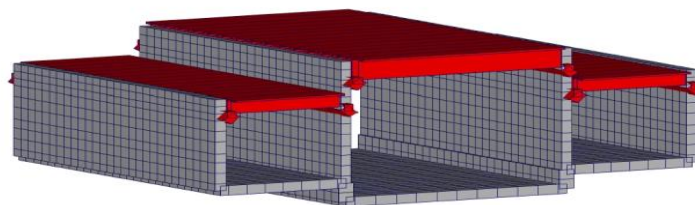


Рис. 3. Вентиляційний вузол, змодельований по основним конструкціям у програмному забезпеченні SCAD

Оскільки перекриття виконується зі збірних блоків, то і розрахунок для перекриття виконується окремо. Спочатку виконуємо розрахунок напружень, що відбуваються в покритті конструкції, опираючись на вихідні дані, що були попередньо розраховані. Мають бути отримані такі результати:

- поздовжні сили N , що діють на перекриття, т;
- поперечні сили Q , що діють на перекриття, т;
- моменти сил M , що діють на перекриття, т*м.

Програмне забезпечення SCAD під час моделювання конструкції з відповідними розрахунковими значеннями зображує у кожному елементі відповідне числове значення. Також у підсумках результатів подаються максимальні та мінімальні значення зон напружень. Крім числових значень, SCAD візуально поділяє зони напружень створеної моделі кольором, де червоний – максимальні значення напружень, що утворилися в конструкції, жовтий – менш високі значення, зелений – більш оптимальні значення та білий – значення близькі або дорівнюють нулю.

Для конструкції вентиляційного вузла приймаємо робочу арматуру класу А500С, конструктивну і поперечну арматуру класу А240С, згідно з ДСТУ 3760-2006 [7]. Мінімальний діаметр робочої арматури приймаємо Ø12 А500С, мінімальний діаметр конструктивної та поперечної арматури приймаємо Ø8 А240С, бетон приймається марки В30 із захисним шаром 30 мм.

Принцип підбору арматури за допомогою програмного забезпечення SCAD полягає у моделюванні конструкції, розділеної на прості елементи за площами армування. У розрахунках враховуються постійні та тимчасові навантаження, а також проводиться врахування тріщиностійкості. Орієнтуючись на значення площ, отриманих у розрахунках, підбираємо площу необхідної арматури більшу, ніж максимальна площа армування, що вказана на схемі моделі. Площа арматурних стрижнів робочої арматури приймається за кроком 200 мм, а площа поперечної арматури може змінюватися залежно від інтенсивності армування. Площі поперечних перерізів армування при заданих кроках та діаметрах наведені у таблиці 1.

Таблиця 1

Площі поперечних перерізів армування залежно від кроку

Ø, мм	$S_{\text{од. ст.}}$, см ²	S при кроці 100 см ²	S при кроці 150 см ²	S при кроці 200 см ²	S при кроці 250 см ²	S при кроці 300 см ²
4	-	-	-	-	-	-
5	-	-	-	-	-	-
6,5	-	-	-	-	-	-
8	0,503	5,030	3,353	2,515	2,012	1,677
10	0,785	7,850	5,233	3,925	3,140	2,617
12	1,131	11,310	7,540	5,655	4,524	3,770
14	1,539	15,390	10,260	7,695	6,156	5,130
16	2,011	20,110	13,407	10,055	8,044	6,703
18	2,545	25,450	16,967	12,725	10,180	8,483
20	3,142	31,420	20,947	15,710	12,658	10,473
22	3,801	38,010	25,340	19,005	15,204	12,670
25	4,909	49,090	32,727	25,545	19,636	16,363
28	6,158	61,580	41,053	30,790	24,632	20,527
32	8,040	80,400	53,600	40,200	32,160	26,800
36	10,179	101,790	67,860	50,895	40,716	33,930
40	12,566	125,660	83,733	62,830	50,264	41,887

За допомогою програмного забезпечення SCAD розраховуємо площі армування для зовнішніх стін. Площі розраховуються в см²/м.

1. Зовнішні стіни: для вертикальної зовнішньої арматури приймаємо арматуру Ø12 А500С з кроком армування 200 мм, оскільки всі площі армування близькі до нуля. В районах примикання стін до лоткової плити наявні досить великі площі армування від 24,7 до 28,8 см²/м. Ці площі перекриваються випусками із лоткової плити арматурою Ø28 А500С з відповідним кроком армування. Вертикальна внутрішня арматура виконується аналогічно зовнішній, адже з розрахунків максимальні значення досягають 28,8 см²/м в зоні випусків арматури з лоткової плити. Зовнішня горизонтальна арматура випусками не перекривається, тому площу 9,2 см²/м в районі примикання правої зовнішньої стіни перекриваємо

арматурою Ø18 A500C з кроком армування 200 мм на висоту 500 мм від рівня лоткової плити. Незважаючи на те, що в лівій стіні подібне армування не є необхідністю, також використовується відповідна арматура. Вище висоти 500 мм від рівня лотка встановлюється стандартна арматура Ø12 A500C. Для внутрішньої горизонтальної арматури скрізь береться арматура Ø12 A500C. Попереочною арматурою у вигляді хомутів обирається арматура Ø8 A240C, з кроком армування 200 x 200 на висоту 0,5 м від рівня лоткової плити та з кроком 400 x 400 в шаховому порядку вище 0,5 м.

2. Покриття: оскільки покриття складається з монолітних блоків, то в ньому не передбачається поперечне армування. Згідно з розрахунками, необхідна площа перекривання в покритті по нижній арматурі – 45,1 см²/м, тому доцільно застосувати арматуру Ø36 A500C. Верхня арматура приймається стандартною арматурою Ø12 A500C, поперечною арматурою приймається арматура Ø10 A240C з кроком 200 x 200, оскільки для поперечної арматури в конструкції досить великі зони площ армування – 3,5 см².

3. Лоткова плита: в місці конструктивних згинів лоткової плити, де площі армування досягають 47,2 см²/м для нижньої поздовжньої арматури приймаємо стрижні Ø32 A500C. Для нижньої поздовжньої арматури в елементах лоткової плити значення площ мінімальні, тому доцільно і достатньо використати арматуру Ø12 A500C. Верхня поперечна арматура лоткової плити передбачає влаштування випусків арматури в стіні під час бетонування та в місцях згинів лоткової плити. Для випусків арматури в стіні приймається арматура Ø20 A500C з довжиною випусків згідно з довжиною напуску арматури цього діаметра для розтягнутої зони, оскільки обрана арматура перекриває площею армування максимальну площу армування в конструкції – 20,7 см²/м. У місцях згинів лоткової плити для арматури максимальна площа дорівнює 51,8 см²/м, тому доцільно застосувати арматуру Ø36 A500C. Верхня поперечна арматура приймається Ø12 A500C, оскільки необхідні площі армування близькі до нуля. Нижня поперечна арматура по всій лотковій плиті приймається Ø25 A500C, оскільки існують великі площі армування в серединах прольотів конструкції – до 25,4 см²/м. Вся обрана арматура влаштовується з кроком 200 мм. З розрахунку вертикальної арматури, тобто хомутів, з'ясуємо, що найбільші площі армування утворюються в місцях згинів лоткової плити – 1,7 см²/м. Тому приймаємо хомути Ø10 A240C з кроком 200 x 200 в місцях згинів лоткової плити та арматуру Ø8 A240C з кроком 400 x 400 в шаховому порядку на інших ділянках. Вся підібрана арматура має забезпечити захист конструкції від деформацій внаслідок дії зовнішніх навантажень, в тому числі і гідростатичного тиску [8].

Розрахунок поздовжньої арматури за допомогою SCAD

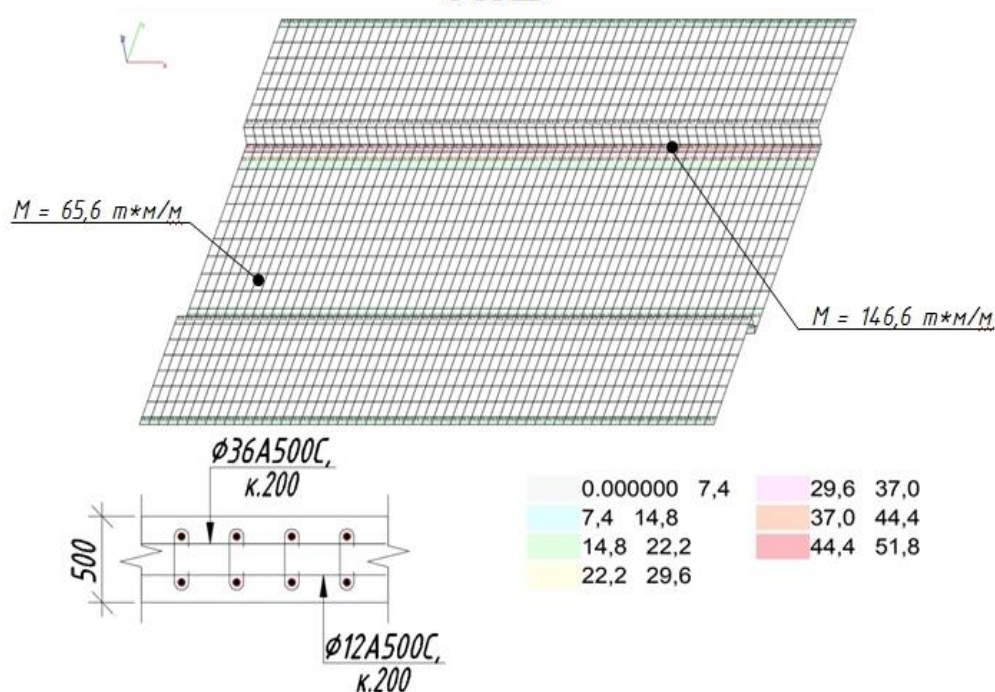


Рис. 4. Результат розрахунку моментів сил, що діють у лотковій плиті, та підібрана на їх основі поздовжня арматура в програмному забезпеченні SCAD

Розрахунок поперечної арматури за допомогою SCAD

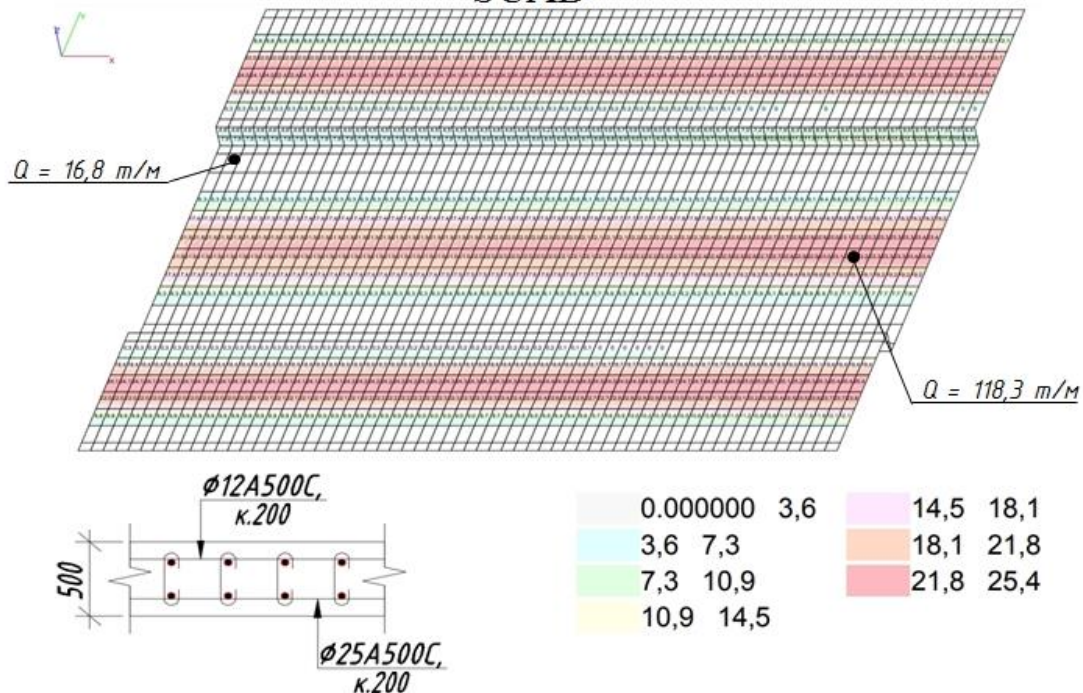


Рис. 5. Результат розрахунку поперечних сил, що діють у лотковій плиті, та підібрана на їх основі поперечна арматура в програмному забезпеченні SCAD

На рисунку 4 як приклад зображена модель розрахунку для підбору поздовжньої арматури лоткової плити. Програмне забезпечення обчислило конструкцію та визначило, що найбільший момент сил утворюється в місцях згину залізобетонного елемента конструкції, де необхідна площа армування становить від 44,4 до 51,8 см² (рис. 4), тому згідно з даними таблиці 1 нам необхідно підібрати необхідну арматуру, що зможе перекрыти максимальне значення. Крок армування – 200 мм. У цьому випадку ми можемо застосувати арматуру Ø36 A500C, що має площу армування 50,895 см². Так, ця площа є дещо меншою від площі максимального значення, проте нижня арматура плити має мінімальні або близькі до нуля значення, тому може компенсувати втрати верхньої. Як було зазначено вище, мінімальний діаметр робочої арматури приймається Ø12 A500C не залежно від того, наскільки маленькі площі армування необхідні. Отже, маємо верхню арматуру Ø36 A500C з кроком 200 мм та нижню Ø12 A500C з таким же кроком. Вертикальна арматура, або як її називають «шпильки», має бути виконана арматурою Ø8 A240C з кроком 400 x 400 в шаховому порядку. Що ж стосується поперечної арматури на рисунку 5, то ситуація аналогічна, але тут вже беруть участь поперечні сили, а не моменти, і найбільш необхідні площі армування припадають на нижню арматуру плити. Площа армування 25,4 см² ідеально перекрывається арматурою Ø25 A500C (25,545 см²). Верхня ж приймається мінімальним діаметром.

Однією з головних проблем під час проектування ВВ № 215 є проблема спливання конструкції під дією тиску води, тобто вода спричиняє виштовхувальну силу на лоткову плиту, утворюючи зміщення конструкції вгору, причому ця сила є більшою, ніж вертикальна сила, що діє на конструкцію з поверхні: сумарна сила активного тиску ґрунту та тиск на конструкцію від власної ваги монолітного залізобетону.

Першим конструктивним рішенням є розширення лоткової плити, тим самим збільшення площі, яка сприймає тиск, та заливання пазух між стінами конструкції та «стінами в ґрунті» бетоном марки В15. Проведемо відповідні розрахунки (табл. 2).

Інженерно-геологічна колонка
Свердл. № 66
М 1:100

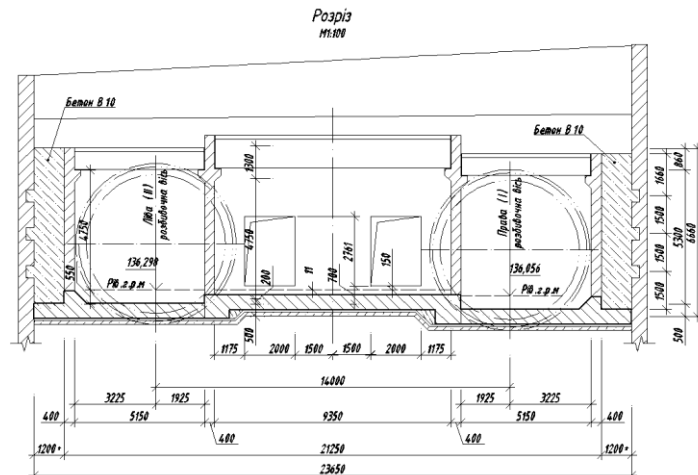
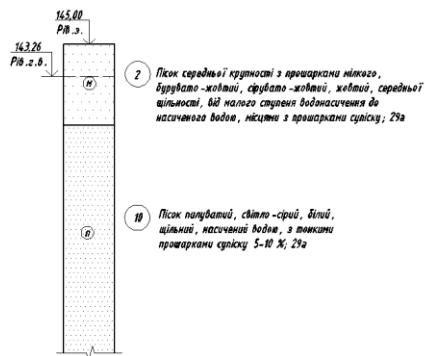


Рис. 6. Вентиляційний вузол зі вказаним розміщенням пазух, що заповнені бетоном В15 та встановленими шпонками

Виконуємо розрахунок конструкції на «спливання» при заповнених пазухах бетоном. Сила, що утримує, розраховується як сума тисків, утворених у конструкції:

$$\sum P = P1 + P2 + P3 + P4 + P5, \text{ т/м.}$$

1. Розраховуємо тиск від лоткової плити:

$$P1 = S1 \times \rho, \quad \text{т/м;}$$

2. Розраховуємо тиск від стін:

$$P2 = S2 \times \rho, \quad \text{т/м;}$$

3. Розраховуємо тиск від покриття:

$$P3 = S3 \times \rho, \quad \text{т/м;}$$

4. Розраховуємо тиск під бетон В10 (до верху покриття):

$$P4 = L \times H \times \rho, \quad \text{т/м;}$$

5. Розраховуємо тиск від ґрунту до верху покриття:

$$P5 = L \times H \times \rho, \quad \text{т/м;}$$

6. Розраховуємо силу, що утримує:

$$\sum P = 232,3 \text{ т/м.}$$

Таблиця 2

Розрахункові дані конструкції на «спливання» при заповнених пазухах бетоном

Розрахунковий тиск від лоткової плити, т/м	38,2
Розрахунковий тиск від стін, т/м	25,3
Розрахунковий тиск від покриття, т/м	23,0
Розрахунковий тиск під бетон В10 (до верху покриття), т/м	35,1
Розрахунковий тиск від ґрунту до верху покриття, т/м	110,7
Розрахункова утримуюча сила, т/м	232,3

Отже, утримуюча сила конструкції дорівнює 232,3 т/м.

Розрахунок сили, що виштовхує, являє собою суму вертикальних сил гідростатичного тиску, що діють на лоткову плиту. Оскільки конструкція знаходиться в одному водоносному горизонті, то виштовхувальною силою є сила тиску ґрунтових вод:

$$\sum W = W1.$$

Розраховуємо силу тиску ґрунтових вод:

$$W1 = H_{w1} \times SL1 \times 1,0 = 11,25 \times 23,65 \times 1,0 = 266,1 \text{ т/м;}$$

де $H_{w1} = 11,25$ м – відстань від низу лоткової плити (відм. 133,750) до Р.Г.В. (відм. 143,26 + 1,74 м);
 $SL1 = 23,65$ м – ширина ділянки, що спливає.

$$\sum W = 266,1 \text{ т/м.}$$

Отже, виштовхувальна сила, що діє на конструкцію, дорівнює 266,1 т/м.

Перевірка конструкції на «спливання» проходить за виконання умови:

$$K \frac{\sum P}{\sum W} \geq 1,2,$$

де $K = 0,9$ – коефіцієнт надійності по навантаженню;

$$0,9 \times 232,3 / 266,1 = 0,79 < 1,2.$$

Отже, умова не виконується. Застосування цього заходу проти спливання недостатньо для забезпечення стійкості конструкції під дією гідростатичного тиску. В цьому випадку потрібне технологічне рішення щодо збільшення стійкості конструкції відносно впливу гідростатичного тиску. В цьому випадку розглянемо рішення влаштування бетонних шпонок у «стіні в ґрунті» або застосування анкерного кріплення.

Виходячи з розрахунків, ми бачимо, що збільшення маси конструкції за допомогою заповнення пазух бетоном недостатньо для того, щоб утримати конструкцію під дією гідростатичного тиску, тому потрібно використати особливі заходи, що будуть змушувати триматися вентиляційний вузол у землі без зрушень. Оптимальними рішенням є анкерування залитого бетону зі «стіною в ґрунті». Проведемо відповідний розрахунок:

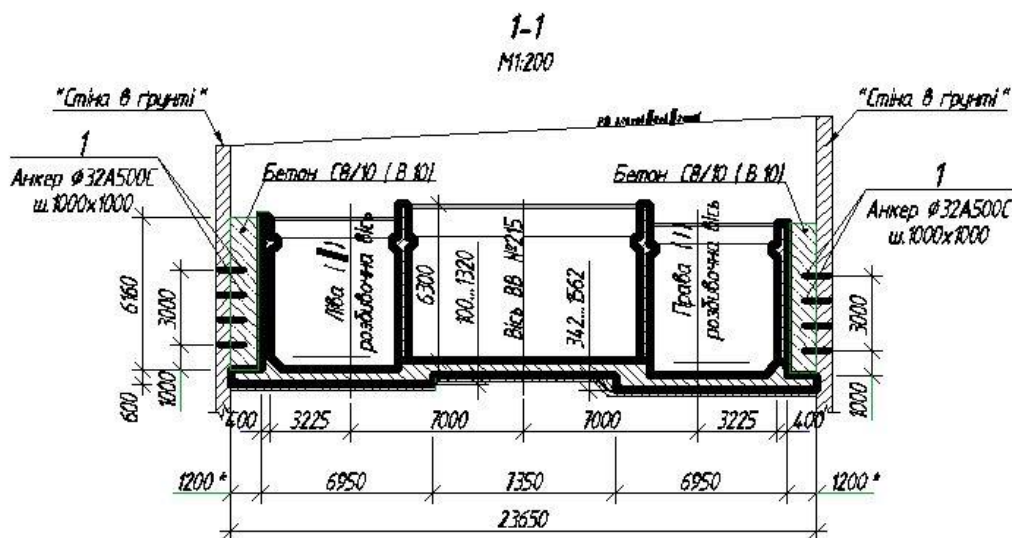


Рис. 7. Вентиляційний вузол із вказаним розміщенням пазух, що заповнені бетоном В15, та заанкерованими зі «стіною в ґрунті»

Виходячи з умови:

$$0,9 \sum P / \sum W \geq 1,2,$$

методом розрахунків було з'ясовано, що утримуюча сила дорівнює:

$$\sum P = 232,3 \text{ т/м},$$

загальний дефіцит утримуючої сили:

$$P_{\text{деф}} = 122,5 \text{ т/м}.$$

1. Розраховуємо несучу спроможність арматури класу А-III на зріз:

$$R_{zр} = 0,58 \times R_s = 0,58 \times 3750 = 2175 \text{ кг/см}^2 \text{ або } 2,175 \text{ т/см}^2;$$

де R_s – розрахунковий опір поздовжньої арматури на розтяг [9];

2. Розраховуємо несучу спроможність одного анкера:

$$R = S_{32} \times R_{cр} = 8,043 \times 2,175 = 17,49 \text{ т} - \text{несуча спроможність одного анкера.}$$

де $S_{32} = 8,043 \text{ см}^2$ – площа перерізу одного анкера.

3. Розраховуємо необхідну кількість анкерів на одну сторону:

$$N = (P_{\text{деф}} / 2) / R = 122,5 / (17,49) = 3,5, \text{ приймаємо } N = 4 \text{ шт.}$$

Після визначення кількості анкерів для забезпечення необхідної утримуючої сили необхідно виконати перевірку на зріз в бетоні марки С8/10. Перевірка виконується відповідно до посібника до СНіП 2.03.01- 84 (стор. 112) [10]. У цьому випадку ексцентриситет $e = 0$, тому умова матиме вигляд:

$$\delta_1 \times \delta_2 \times A_1 \times R_{bt} \geq N_{an},$$

де $N_{an} = 17,9 \text{ т}$ сумарна площа поперечного перерізу анкерів найбільш напруженого ряду;

$R_{bt} = 7,64 \text{ кгс/см}^2$ – розрахунковий опір бетону на розтяг;

A_1 – площа проєкції на площину, нормальну до анкерів, поверхні зрізу, що йде від посилення анкерів;

$\delta_1 = 0,5$ – для важкого бетону; $\delta_2 = 1,0$.

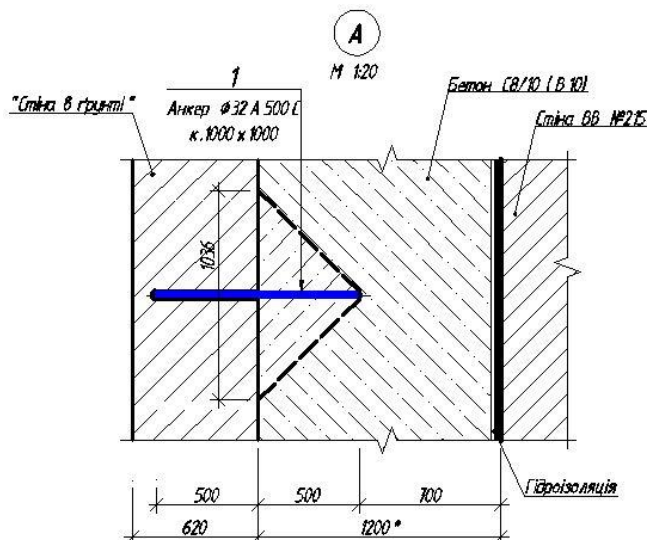


Рис. 8. Схема анкерування конструкції зі «стіною в ґрунті» з врахуванням сколу бетону ($A1 = 1036 \times 1036 = 10733 \text{ см}^2$; $0,5 \times 1 \times 10733 \times 7,64 = 41000 \text{ кг} = 41 \text{ т}$)

Оскільки $41 \text{ т} > 17,49 \text{ т}$, то умова виконується, міцність бетону на скол забезпечена. Умова на скол в стіні в ґрунті також буде виконана, оскільки клас бетону вище С25/30. Також було проведено перевірочний розрахунок на скол за європейськими технічними нормами ETAG ($V_{rd} = 43,2 \text{ т} > 17,49 \text{ т}$), умова виконується.

Отже, виходячи з розрахунків, приймаємо рішення, що заповнення пазух бетоном з використанням анкерів як кріплення допомагає нашій конструкції протидіяти виштовхувальній силі гідростатичного тиску [8].

Застосування технології заходу проти «спливання» має техніко-економічне обґрунтування, в якому зазначається доцільність використання технології, її переваги та недоліки в конструкції, що досліджується. Для порівняння в [8] було розглянуто кошторисну вартість будівництва за повним обсягом собівартості конструкції без застосування заходів проти спливання конструкції та з використанням заходу проти спливання на анкерному кріпленні. Показники зміни кошторису зазначені в таблиці 3.

Таблиця 3

Різниця кошторисів конструкції при застосуванні заходу проти спливання

Показник	Кошторисна вартість, грн	Термін виконання, діб	Кошти на матеріали, грн
Вартість проекту без врахування технології проти спливання	21893866,8	243	19682002,0
Вартість проекту з технологією проти спливання	22113645,0	272	15452,5

Виходячи з даних таблиці, визначаємо збільшення вартості будівництва у відсотках:

$$\frac{(22113645,0 - 21893866,8)}{22113645,0} \cdot 100 \% = 0,01 \%$$

Отже, вартість конструкції збільшується всього на 0,01 %, що є досить незначним показником. Крім того, технологія проти «спливання» передбачає разове капіталовкладення з забезпеченням подальшого збереження якості конструкції без додаткових заходів посилення та нагляду, що є досить значною перевагою технології.

Головним недоліком застосування цієї технології є збільшення тривалості будівництва на 29 діб для проведення робіт по бурінню та терміну набирання бетоном необхідної міцності.

Висновки. Дослідивши монолітну залізобетонну конструкцію, а саме вентиляційний вузол № 215 ми з'ясували, що конструкція знаходиться в досить складних інженерно-геологічних умовах будівництва, зокрема високий тиск води на лоткову плиту. За допомогою програмного забезпечення SCAD з'ясувалося, що найбільші напруження та моменти сил виникають у лотковій плиті конструкції, а також в місцях згину

лоткової плити ($146,6 \text{ т} \cdot \text{м}^2$). Вентиляційному вузлу притаманні зосередженні навантаження в зонах стиків стін з лотковою плитою, по всій площі лоткової плити та в нижніх частинах зовнішніх стін конструкції, що в більшості випадків дозволяє застосувати робочу арматуру мінімального діаметра $\text{Ø}12 \text{ A500C}$ з кроком армування 200 мм. Підібравши рішення щодо запобігання спливанню, ми провели необхідні розрахунки і з'ясували, що навіть під час використання залитих бетоном пазух, утримуюча сила не є достатньою для запобігання підняття вентиляційного вузла. Тому було обрано рішення закріплення бетону за «стіною в ґрунті» за допомогою анкерів діаметром 32 мм з кроком 1000 мм. Відповідно до цього рішення, ми повторно провели розрахунки та з'ясували, що цей варіант є ефективним і повністю підходить для розв'язання поставленої задачі [8].

На результатах аналізу технології спорудження заходу проти «спливання» за допомогою влаштування бетону на анкерному кріпленні у попередньо створених пазухах між зовнішніми стінами конструкції та «стіною в ґрунті» було розроблено стартап-проект. Така технологія призначена для збільшення утримуючої сили конструкції, що в подальшому захищає конструкцію від впливу високого гідростатичного тиску.

Застосування технології забезпечує збільшення якісних характеристик конструкції та є ефективним рішенням досягнення поставлених завдань.

Паралельно захисту конструкції від спливання вказана технологія також збільшує несучу здатність конструкції та водонепроникність, що покращує її експлуатаційні характеристики та надійність в цілому.

Основними перевагами використання такої технології є невисока вартість у межах будівництва, простота виконання робіт та повне забезпечення протидії конструкції «спливанню» на основі попередніх розрахунків.

Основними недоліками є збільшення терміну виконання робіт. Також анкерування за обраною технологією може відбуватися лише з несучими конструкціями, в ідеалі – зі «стіною в ґрунті».

Використання технології заходу проти спливання методом заповнення бетоном на анкерному кріпленні попередньо влаштованих пазух забезпечує кошторисне, але постійне підвищення захисту конструкції від «спливання» під впливом гідростатичного тиску [8].

Список використаної літератури:

1. Як будували метро в СРСР [Електронний ресурс]. – Режим доступу : <http://www.chronoton.ru/past/metro>.
2. ДСТУ Б ГОСТ 23961:2011. Метрополітени. Габарити наближення будівель, обладнання і рухомого складу. – Київ : КП «НТЦ Академії будівництва України», 2011.
3. ДБН В.2.3-7-2010. Споруди транспорту. Метрополітени. – Київ : Інститут «Укрметротунельпроект», 2010.
4. ДБН В.2.6-98:2009. Конструкції будинків і споруд. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення. Київ, : Державне підприємство «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», 2011.
5. ДБН В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування та інших діючих нормативних документів. Київ : Український науково-дослідний та проектний інститут сталевих конструкцій ім. В.М. Шимановського, 2007.
6. ДБН В.1.1-12:2014. Будівництво у сейсмічних районах України – Київ, 2014.
7. ДСТУ 3760:2006. Прокат арматурний для залізобетонних конструкцій. Загальні технічні умови. Київ : ГП «Державний науково-дослідний інститут будівельних конструкцій», 2006.
8. Міщенко О.С. Обґрунтування параметрів монолітних залізобетонних конструкцій в складних інженерно-геологічних умовах : дис. : 184 «Гірництво» / О.С. Міщенко. – Київ, 2019. – 97 с.
9. Швець В.Б. Механіка ґрунтів. Основи та фундаменти : підручник / В.Б. Швець ; за ред. В.Б. Швеця. – Дніпро, 2014. – 231 с.
10. Посібник по проектуванню бетонних та залізобетонних монолітних конструкцій без попереднього натягнення арматури (до СНіП 2.03.01-84). – Київ, 1985.
11. Посібник з проектування самонапружених залізобетонних конструкцій (до СНіП 2.03.01-84). – Київ : Науково-дослідний, проектно-конструкторський та технологічний інститут бетону та залізобетону (НДІЗБ). 2.03.01-84, 1985.

References:

1. Jak buduvalu metro v SRSR, [Online], available at: <http://www.chronoton.ru/past/metro>
2. КР «НТЦ Академії будівництва України» (2011), *DSTU B GOST 23961: Metropolitenu. Gabarutu nabluzhennia budivel, obladnannia i rukhomogo skladu*, Kyiv.
3. Minregion Ukraïny (2010), *DBN V.2.3-7: Sporudu transportu. Metropolitenu*, Instytut «Ukrmetrotunelproekt», Kyiv.
4. Minregion Ukraïny (2009), *DBN V.2.6-98: Konstruktsii budunkiv i sporud. Betonni ta zalizobetonni konstruktsiy. Osnovni polozhennia*, GP «Derzhavnyy naukovy-doslidnyy instytut budivelnykh konstruktsiy, Kyiv.
5. Minregion Ukraïny (2006), *DBN V.1.2-2: Sistema zabezpechennia nadiynosti ta bezpeku budivelnykh obektiv. Navantazhennia i vpluvu. Normu proektuvannia ta inshuch diiuchukh normativnykh dokumentiv*, Ukrainskyy naukovy-doslidnyy ta proektny instytut stalevykh konstruktsiy im. V.M. Shumanovskogo, Kyiv.
6. Minregion Ukraïny (2014), *DBN V.1.1-12: Budivnytstvo u seysmichnykh rajonakh Ukraine*, Kyiv.

7. Minregion Ukrainy (2006), *DSTU 3760: Prokat armaturnuy dlya zalizobetonnykh konstruktsey. Zagalni tekhnichni umovy*, GP «Derzhavnyy naukovy-doslidnyy instytut budivelnykh konstruktsey», Kyiv.
8. Mishenko, A.S. (2019), *Obgruntuvannia parametriv monolitnykh zalizobetonnykh konstruktsey v skladnykh inzhenerno-geologichnykh umovakh*, dissertation, spec.184 Hirnyctvo, Kyi'v, 97 p.
9. Shvets, V.B. (2014), *Mekhanika gruntiv. Osnovu ta fundamentu: pidruchnik*, in Shvets, V.B. (ed.), Dnipro, P. 231.
10. Posibnuk po proektuvanniu betonnykh ta zalizobetonnykh monolitnykh konstruktsey bez poperednogo natiashinnia armature. (do SnIP 2.03.01) (1985).
11. Posibnuk z proektuvannia samonapruzhenykh zalizobetonnykh konstruktsey (do SnIP 2.03.01-84) (1985).

Мищенко Олександр Сергійович – магістр кафедри геоінженерії Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського».

E-mail: aloworous@gmail.com

Вапнічна Вікторія Вікторівна – кандидат технічних наук, доцент кафедри геоінженерії Національного технічного університету України «Київський політехнічний інститут імені Ігоря Сікорського».

E-mail: v.vapnichna@kpi.ua

<https://orcid.org/0000-0003-3938-4358>

Стаття надійшла до редакції 15.04.2020.