

естественные материалы, проявляющие в отделке свою фактуру. Часто школьное здание собирается из модульных элементов (щитов, панелей) нескольких типов, позволяющих получать разнообразные формы сооружения. Повышается внимание к внутренней организации зданий, учитывая современную проблематику и потребности детей.

### Литература

1. Степанов В.И. Новые типы средних образовательных школ с гибкой планировочной структурой / В.И. Степанов, Е.Б. Дворкина – М.: Стройиздат, 1977. – 235 с.: ил.
2. Материалы сайта-<http://www.arhinovosti.ru/2014/02/10/shkolnyjj-kaskad/>
3. Материалы сайта- [http://archvuz.ru/2012\\_22/26](http://archvuz.ru/2012_22/26)
4. Материалы сайта- [https://stroj.mos.ru/builder\\_science/umnaia-arkhitiektura-shkol-nykh-zdaniy-arkhitiektura-iunosti-i-dietstva](https://stroj.mos.ru/builder_science/umnaia-arkhitiektura-shkol-nykh-zdaniy-arkhitiektura-iunosti-i-dietstva)
5. Материалы сайта- [https://studopedia.su/7\\_29079\\_arhitektura-shkolnih-zdaniy-funktsionalnaya-organizatsiya-kompozitsiya-shkolnih-zdaniy.html](https://studopedia.su/7_29079_arhitektura-shkolnih-zdaniy-funktsionalnaya-organizatsiya-kompozitsiya-shkolnih-zdaniy.html)

УДК 627.2

## НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН СУМІСНОЇ РОБОТИ ПІДПІРНОЇ СТІНКИ І ҐРУНТУ ЗАСІПКИ АРМОВАНОГО ГЕОРЕШІТКАМИ

*Евдокіменко В.Д, група ЗПЦБ-606М.  
Науковий керівник – д.т.н., проф. Гришин А.В.*

У статті проведені дослідження напружено-деформованого стану куткової підпірної стінки при армуванні ґрунтової засіпки в умовах її деформації пружнопластичності і складного навантаження.

У сучасному будівництві усе більш широко застосовуються нові полімерні і синтетичні матеріали. При армуванні ґрунтів в різних галузях будівництва застосовуються георешітки.

Георешітка як матеріал володіє великою несучою здатністю і порівняно малою деформацією. Заповнені модулі об'ємної георешітки утворюють напівжорстку плиту, що перерозподіляє навантаження. При розтягуванні утворюється міцний горизонтально-вертикальний каркас, для фіксації наповнювача (землі, піску, щебеня). Георешітка

дозволяє оптимальним чином виробити стабілізацію навантаження і опір ерозії ґрунту, що забезпечує стабільне положення ґрунту. Під час армування ґрунтового масиву георешіткою збільшується міцність і забезпечується хороший розподіл горизонтальних сил на значній площі. Георешітка володіє стійкістю до дії гідрогеологічних чинників і екологічною безпекою.

Найбільш перспективними є моделі пружнопластичності, які останнім часом знаходять ширше вживання і реалізуються в сучасних потужних програмних комплексах. На основі експериментальних даних вони відображають реальну властивість матеріалів. Надалі модель пружнопластичності використовуватиметься для аналізу стану напружено-деформованої системи [1].

Для вирішення поставленого завдання використовувалися наступні співвідношення. Рівність, витікаюча з принципу віртуальної роботи, яке не залежить від зв'язку між напругою і деформаціями.

$$\int_{\Omega} [\delta \varepsilon]^T \sigma d\Omega + \int_{\Omega} [\delta u]^T (\rho \ddot{u} + cu - P) d\Omega - \int_{\Gamma_1} [\delta u]^T q d\Gamma = 0. \quad (1)$$

Тут:  $\Gamma = \Gamma_1 \cup \Gamma_2$  – границя системи;  $\delta u$ ,  $\delta \varepsilon$  – вектори віртуальних переміщень і деформацій;  $\sigma$  – вектор внутрішніх напружень;  $\rho$  – щільність матеріала;  $C$  – вектор параметрів загасання;  $P$  – об'ємне навантаження,  $q$  – імпульсне поверхнєве навантаження.

Зв'язок між приростами переміщень і деформаціями визначається з геометричних співвідношень Коші

$$d\varepsilon_{ks} = \frac{1}{2} (du_{k,s} + du_{s,k}). \quad (2)$$

Рівняння стану приймалися у вигляді рівності

$$d\varepsilon_{ks} = C_{ksmn}^{(e)} d\sigma_{mn} + d\lambda f_{\sigma_{ks}}, \quad (3)$$

де  $d\lambda = \text{const} > 0$ ;  $f_{\sigma_{ks}}$  – похідна від функції вантаження по  $\sigma_{ks}$ ;

$C_{ksmn}^{(e)}$  – модулі пружності.

Застосовувалася теорія кінематичного зміцнення [2]. При чисельному вирішенні завдань пружнопластичності доводиться виробляти дискретизацію вихідних рівнянь по області, займаною системою. Для цього внутрішня область системи розбивається на кінцеві ізопараметричні елементи. Дискретизація основних рівнянь по області системи виконана методом кінцевих елементів. В результаті

перетворень була отримана система нелінійних рівнянь алгебри, яку можна записати у вигляді наступного матричного рівняння

$$M + C + K(d) = Q, \quad (4)$$

тут:  $M$  – матриця мас,  $C$  – матриця демпфування системи,  $K(d)$  – матриця жорсткості, залежна від вектора вузлових переміщень,  $Q$  – імпульсне навантаження,  $d$  – вектора вузлових переміщень.

Розраховується ґрунтовий масив укріплений підпірною спорудою у вигляді куткової залізобетонної підпірної стіни марки ПСМ66.60-1 по серії 3.002.1-2 розроблена ГПІ Київський Промстройпроект

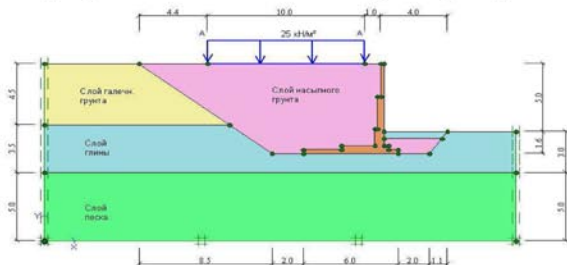
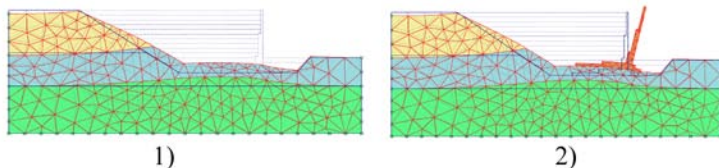


Рис.1. Розрахункова схема підпірної стіни

Із збільшенням висоти підпірної стіни куткового типу активний тиск ґрунту на неї зростає, що призводить до збільшення її робочого перерізу і внаслідок цього до того, що обважнює, і дорожчанню такої споруди. Для зменшення розпору ґрунту при розрахунку використовуються розвантажуючі пристрої, тобто георешітки. При розрахунку проводиться дослідження зміни напружено-деформованого стану, як в ґрунті, так і в підпірній стіні при армуванні ґрунтового середовища георешіткою.

Куткова підпірна стіна виконана з монолітного залізобетону. Висота стіни над рівнем землі 5.0 м, а глибина залягання 1.6 м. Прикладене на ґрунтовий масив навантаження складає 25 кН/м² при довжині додатка 10.0 м.

Схеми загальних переміщень елементів системи в збільшеному масштабі на всіх етапах виробництва робіт послідовно показані на рис. 2.



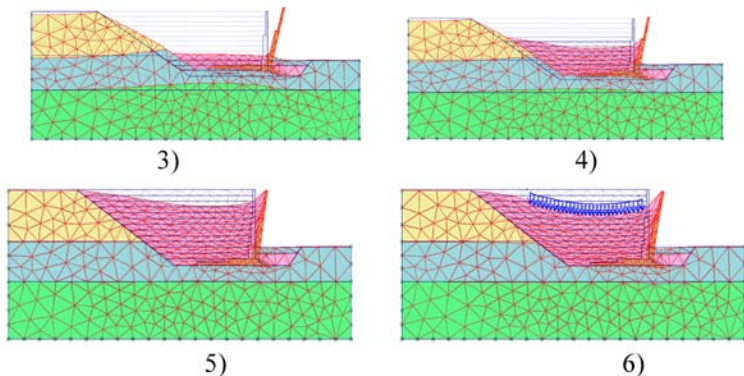


Рис.2. Схема переміщення ґрунтового масиву і підпірної стіни

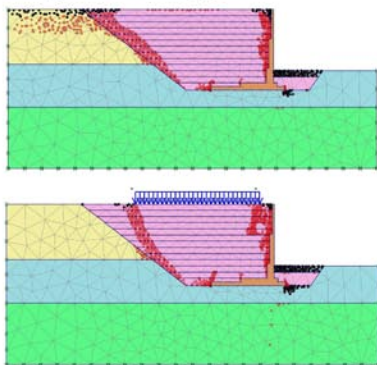


Рис.3. Схема утворення в системі пластичних зон

Як видно з схеми на рис.3 система знаходиться в стійкому стані, пластичні зони утворилися лише в ґрунтах.

Для дослідження впливу армування ґрунту масиву на напружено-деформований стан куткової підпірної стіни прийнята об'ємна георешітка з різними видами заповнювача: кварцовий пісок ( $\gamma=1.55\text{T}/\text{м}^3$ ,  $E=30\text{МПа}$ ) і щебінь (фр. 10-20мм,  $E=110\text{МПа}$ ).

Для розрахунку досліджено 16 різних випадків розташування георешітки (для кожного виду заповнювача георешітки): з різною довжиною і різним розташуванням елементів по висоті підпірної стіни.

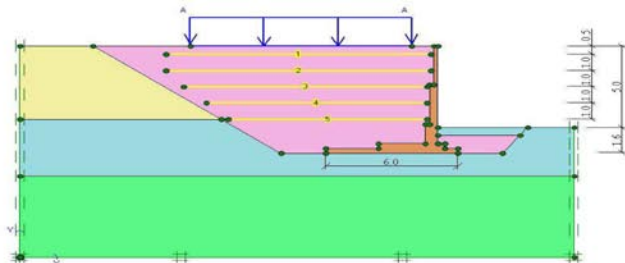


Рис.4. Армування зворотної засипки георешітками (загальна схема)

Результати розрахунку показників напружено-деформованого стану підпірної стіни при використанні георешітки, для 16 розрахункових варіантів з використанням різних матеріалів засипки, з різною довжиною і різним розташуванням елементів по висоті підпірної стіни, зведені в таблиці 1 і 2

Таблиця 1

Параметр	Заповнювач – щебінь (фр. 10-20мм, E=110МПа)							
	Варіанти							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Середні напруження в підпірній стіні (кН/м <sup>2</sup> )	2260	2260	2260	2250	2320	2310	2300	2240
Девіаторні напруження в підпірній стіні (кН/м <sup>2</sup> )	4619	4615	4618	4594	4754	4736	4714	4595
Горизонтальне переміщення підпірної стіни U <sub>х</sub> (мм)	20	20	20	20	21	21	21	20
Вертикальне переміщення підпірної стіни (мм)	44	44	44	44	45	45	45	45
Повні напруження в ґрунтовому масиві (кН/м <sup>2</sup> )	377.6	377.5	377.5	376.5	378.6	377.9	377	371
Середні напруження в ґрунтовому масиві (кН/м <sup>2</sup> )	175.2	175.1	175.1	174.7	175.6	175.3	175	172.6
Девіаторні напруження в ґрунтовому масиві (кН/м <sup>2</sup> )	166.1	166.1	166.1	166	166.1	166.1	166	165.7
Повні переміщення (мм)	46	46	46	46	46	46	46	46

Параметр	Заповнювач – кварцовий пісок (E=30МПа)							
	Варіанти							
	1	2	3	4	5	6	7	8
Середні напруження в підпірній стіні (кН/м <sup>2</sup> )	2270	2270	2270	2260	2330	2330	2320	2290
Девіаторні напруження в підпірній стіні (кН/м <sup>2</sup> )	4633	4633	4636	4612	4785	4775	4769	4692
Горизонтальне переміщення підпірної стіни U <sub>х</sub> (мм)	20	20	20	20	21	21	21	21
Вертик. переміщення підпірної стіни (мм)	44	44	44	44	45	45	45	45
Повні напруження в ґрунтовому масиві (кН/м <sup>2</sup> )	377.8	377.8	377.9	376.9	379.4	379.1	378.6	374.7
Середні напруження в ґрунтовому масиві (кН/м <sup>2</sup> )	175.3	175.3	175.3	174.9	175.9	175.8	175.6	174
Девіаторні напруження в ґрунтовому масиві (кН/м <sup>2</sup> )	166.1	166.1	166.1	166	166.1	166.1	166.1	165.8

Порівнявши отримані значення в результаті розрахунку можна зробити наступний висновок:

- при використанні георешітки із заповнювачем з щебня (фр.10-20мм, E=110МПа) ефективним є варіант №8, а економічним – варіант №1;
- при використанні георешітки із заповнювачем з кварцового піску (E=30МПа) ефективним є варіант №4, а економічним – варіант №1 [3].

### Висновки:

1. Оптимальним варіантом армування, за даних геологічних умов і параметрів підпірної стіни, є об'ємна георешітка шириною b=6м із заповнювачем з кварцового піску, при розташуванні 0.5м від верхнього рівня засипки.
2. Використання георешітки впливає на напружено-деформований стан як ґрунтів масиву, так і конструкції підпірної стіни, дозволяючи зменшити середні і девіаторні напруження, а також переміщення;
3. Використання георешітки шириною b=6м із заповнювачем з кварцового піску, при розташуванні 0.5м від верхнього рівня засипки, дозволило зменшити середні напруження в підпірній стіні на 90 кН/м<sup>2</sup>,

девіаторні напруження в підпірній стіні на  $238 \text{ кН/м}^2$ , повні напруження в ґрунтовому масиві на  $66 \text{ кН/м}^2$ , середні напруження в ґрунтовому масиві на  $36 \text{ кН/м}^2$ , горизонтальне переміщення підпірної стіни на 7 мм.

### Література

1. Горбунов-Посадов М.І., Ілічев В.А., Крутов В.І. Основи, фундаменти і підпірні споруди. - М.: Стройиздат, 1985. - 480 с
2. Івлєв Д.Д., Биковцев Г.І. Теорія пластичного тіла, що зміцнюється.. - М.: Наука, 1971. - 231
3. Керівництво по проектуванню підпірних стін і стін підвалів для промислового та цивільного будівництва.-М.: Стройиздат, 1984.

УДК 624.012

## МЕХАНІЗМИ ДЕФОРМУВАННЯ ТА СХЕМИ РУЙНУВАННЯ ПРИОПОРНИХ ДІЛЯНОК ДОСЛІДНИХ ЗРАЗКІВ-БАЛОК

*Жихарев Р.О.*

*Науковий керівник – д.т.н., проф. Картюк В.М.*

Опір залізобетонних елементів сумісній дії повздовжніх та поперечних сил, згинальних і крутних моментів є однією з найбільш важливих і не до кінця вивченою проблемою як у теорії залізобетону, так і в реальному проектуванні. У зв'язку з цим виконання систематизованих експериментально – теоретичних досліджень з метою вдосконалення існуючих і розробки сучасних розрахункових моделей, зокрема, приопорних ділянок залізобетонних елементів, являється важливим і **актуальним** завданням.

Огляд літературних джерел показав, що вивченню несучої здатності нормальних перерізів залізобетонних конструкцій присвячені численні праці вітчизняних та зарубіжних дослідників. В той же час несуча здатність їхніх похилих перерізів залишається ще недостатньо вивченою. Разом з тим, руйнування залізобетонних конструкцій за похилими плоскими чи просторовими перерізами є дуже небезпечним, а тому – і вкрай небажаним.

**Мета** виконаних експериментально – теоретичних досліджень, описаних у роботі, полягає у встановленні впливу окрім тривіальних, але недостатньо вивчених конструктивних чинників ще й нерозрізності, попереднього напруження, позacentрового розтягу,