

2. Корякин В. С. К расчету буронабивных свай по первой группе предельных состояний. Тезисы докладов научно-практической конференции ч2. Эффективность научных исследований в промышленном и сельскохозяйственном производстве. АНУ, УАА, ЮНЗ Херсон, 1993г. стр. 95...96.
3. Корякин В. С. Инженерный метод расчета буронабивных свай по двум группам предельных состояний. Там же стр. 99...101.
4. Корякин В. С. К методу расчета буронабивных свай по деформациям (Таврійський науковий вісник – 1996 №11 стр. 367...369).
5. Корякин В. С. До розрахунку осадки одиночної буронабивної палі з обліком негативного тертя. (Таврійський науковий вісник №5 частина 2 стр. 133...134, Херсон, 1998р.)

УДК 625.7/8

МЕТОДОЛОГІЧНІ АСПЕКТИ ОБЧИСЛЮВАЛЬНОГО КОМПЛЕКТУ ДЛЯ ОЦІНКИ ЕФЕКТИВНОСТІ АРМУВАННЯ ГЕОМАТЕРІАЛАМИ НИЖНІХ ШАРІВ ТА ОСНОВИ НЕЖОРСТКИХ ДОРОЖНІХ ОДЯГІВ

В.Я.САВЕНКО – д.т.н., проф., академік ТАУ та АБУ (УТУ),
В.В.ПЕТРОВИЧ – к.т.н., .ст. наук. спів., чл.-кор. АБУ (УТУ),
В.І.КАСЬКІВ – к.т.н., доц. (УТУ),
О.Ю.УСИЧЕНКО – (УТУ)

Важливою умовою розширення арсеналу і підвищення обґрунтованості технічних рішень є удосконалення розрахунково-теоретичного забезпечення проектування дорожніх конструкцій з геоматеріалами [1]. Розрахунок ґрунтових споруд з синтетичними включеннями повинен ґрунтуватись на достатньо точному математичному моделюванні напружено-деформованого стану ґрунту і гетекстилів в процесі їх навантаження. В основу програмного комплексу покладений метод кінчноелементної дискретизації в сукупності з уявою про ґрунт як про нелінійно пружно-пластичне тіло[2].

В розрахунках використовувались трикутні кінцеві елементи, так як трикутна форма кінцевого елемента універсальна і може описати любую конфігурацію поперечного перетину.

Ґрунтова споруда може складатись з тіл, що мають різні жорсткості. Це приводить до розривності поля деформацій на межі розподілу. Ця особливість робить неможливим застосування елементів з порядком апроксимації вище першого. Ця ж вимога є безумовною і через врахування такої важливої особливості ґрунту як значна зміна його механічних властивостей в процесі деформування. Як наслідок метод кінцевих елементів (МКЕ) повинен базуватись на варіаційному принципі Лагранжа і використовувати трикутні кінцеві

елементи, що і було реалізовано в розробленому комплекті програм.

В теперішній час існує декілька підходів до описання механічних властивостей ґрунту (класів моделей) і велике число моделей всередині кожного класу. Можна стверджувати, що застосування кожного класу моделей обмежується рамками – умовами експлуатації ґрунтової споруди і характером навантажень, які прикладаються. Особливість роботи земляного полотна автомобільної дороги полягає в тому, що на нього діють два різних по характеру навантаження:

- 1) постійне – розподілене по всьому об'єму насипу навантаження від власної ваги ґрунту і дорожнього одягу;
- 2) тимчасове – від дії транспорту.

Таким чином, навантаження відрізняється від пропорційного, що вимагає застосування моделей, які враховують складний характер накопичення напружень в ґрунтовому масиві. Серед способів описання поведінки ґрунту під навантаженням при складному навантаженні в теперішній час найбільшою достовірністю володіють моделі, які ґрунтуються на концепції "пружно-пластичної" течії.

Серед цього досить широкого класу найбільш широко застосовується метод Друкера-Прагера і її модифікації. Відмінною особливістю цієї моделі є її добре співставлення по напруженням з експериментальними даними при дослідженні споруд із пісків і супісків і задовільне – по деформаціям і переміщенням. Істотна перевага моделі – врахування чотирьох міцностних параметрів ґрунту – модуля деформації E , коефіцієнта Пуассона μ , зчеплення c і кута внутрішнього тертя φ .

Функція навантаження, нульова ізолінія якої окреслює зону пластичних деформацій, має вигляд

$$F = q - Mp, \quad (1)$$

де, p , q - інваріанти тензора напружень, M - константа ґрунту, функція кута внутрішнього тертя.

Матеріальна матриця жорсткості складається у вигляді

$$D = De \left[E - (\Delta F)(\Delta F)^T De / ((\Delta F)^T De (\Delta F)) \right] \quad (2)$$

де, De – матеріальна матриця жорсткості в пружному стані, ΔF – градієнт функції навантаження в просторі напружень.

Для глинистих ґрунтів функція навантаження має вигляд

$$F = \frac{q}{Mp} - \frac{\lambda \ln p + v - \Gamma}{\lambda - x} - 1, \quad (3)$$

де, ν – питомий об'єм, M, λ, Γ, x – константи ґрунту.

Питання особливої важливості – описання механічних властивостей геотекстилю, який застосовується для армування ґрунтових споруд. Ефект армування ґрунту геотекстилем заключається в перерозподілі напружень в ґрунті, що приводить до його вирівнювання в різних точках і наближення анізотропному стану (зменшення другого інваріанта девіатора напружень), що є наслідком його здатності сприймати розтягуюче зусилля без значного подовження і розриву (тобто, жорсткістю на розтягування і міцністю).

Розрахунок армованого ґрунту може проводитись двома методами:

- дискретний – ґрунт і арматура відображені у вигляді різних кінцевих елементів, плоских і лінійних, які володіють відповідно властивостями ґрунту і арматури;

- композитний – армований ґрунт розбивається на елементи, які включають в себе ґрунт і арматуру і наділяються композиційними властивостями, які враховують властивості ґрунту, арматури і контактів між ними.

Дискретний метод, безсумнівно, дозволяє одержати більш точні розв'язки, так як в ньому враховується взаємодія з ґрунтом кожної окремої смужки арматури, однак він вимагає надмірно дрібної сітки елементів. Композиційний метод розглядає арматуру уже не як набір конкретних смуг, а як суцільне середовище з відповідними властивостями, проникаючу через ґрунт. Сітка елементів при дослідженні однієї і тієї ж задачі композиційним методом може бути значно рідшою, ніж при дискретному методі. Композиційний метод одержав переважачий розвиток як при розв'язанні геотехнічних задач з армуванням ґрунтів, так і при дослідженні армованих конструкцій дорожнього одягу.

На рис.1 показана одна арматурна смужка з ґрунтом, що контактують з нею, T – відстань між шарами арматури, B – крок арматури в шарі, b, t – розміри поперечного перетину арматури. Приймається, що навколо арматури є деякий контактний шар e , зсувна деформація в якому γ_s , пропорційна величині дотичного напруження на контакті арматури з ґрунтом τ_s . Модуль зсуву контактного шару G_s приймається довільно "більшим" для дотримання нерівності:

$$p e G_s / B > > a E s \quad (4)$$

де $a = bt/BT$ – доля арматури в перетині; e – товщина контактної шару, яка приймається 1; E_s – модуль пружності ґрунту; $p = 2b/T$.

Взаємодія арматури з ґрунтом через пружний еквівалентний шар аналогічно роботі контактних пружин, рис. 1 [3].

На рис. 2 вісь SS – вісь арматури до прикладення навантаження. Після прикладення навантаження вісь арматури переміститься в положення PP^* практично паралельне осі SS , оскільки арматура може зміщуватись відносно ґрунту тільки в напрямку своєї осі.

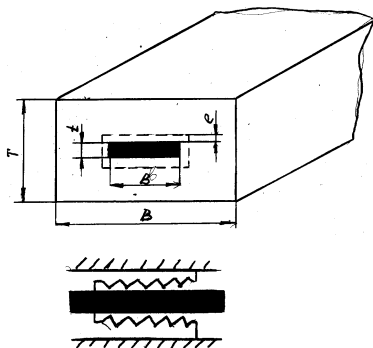


Рисунок 1. Розрахункова схема армованого ґрунту.

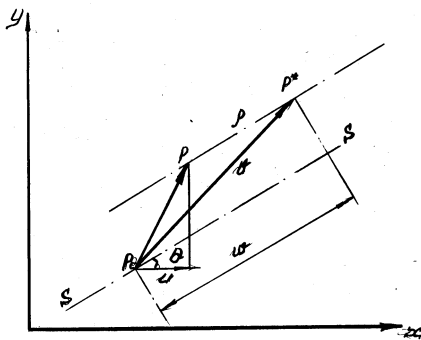


Рисунок 2. Графічне відображення деформування армованого ґрунту.

Вихідна точка P_0 після навантаження переміщується в положення P , а в арматурі – в положення P^* . Таким чином ρ – зміщення арматури відносно ґрунту.

Поздовжня деформація арматури ϵ_s – це градієнт вздовж SS загального переміщення. На рис. 2 видно, що

$$w = u \, dx + v \, dy + p = u \cos \Theta + v \sin \Theta + p \quad (5)$$

Таким чином, поздовжня деформація арматури

$$\epsilon_s = \frac{dw}{ds} = \cos \alpha \frac{du}{ds} + \sin \alpha \frac{dv}{ds} + \frac{dp}{ds}, \quad (6)$$

але

$$\frac{du}{ds} = \cos \Theta \frac{\partial u}{\partial x} + \sin \Theta \frac{\partial u}{\partial y}. \quad (7)$$

Аналогічно можуть бути подані похідні du/ds і dp/ds . З урахуванням цього виразу формула (6) може бути перетворена до вигляду:

$$\epsilon_s = \cos^2 \Theta \frac{\partial u}{\partial x} + \sin^2 \Theta \frac{\partial v}{\partial y} + \cos \Theta \sin \Theta \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) + \cos \Theta \frac{\partial p}{\partial x} + \sin \Theta \frac{\partial p}{\partial y} \quad (8)$$

Зсувна деформація контактної шару визначається виразом

$$\gamma_s = \frac{p}{l} \quad (9)$$

Компоненти деформацій ґрунту визначаються звичайними рівняннями

$$\epsilon_x = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \epsilon_y = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \gamma_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \quad (10)$$

У рівняннях (8), (9), які визначають деформації елементів композитної моделі, в якості невідомих переміщень фігурують звичайні величини u , v і третя величина p .

Матриця жорсткості композитного елемента складається з двох частин – ґрунтової $[K_1]$ і арматурно-контактної $[K_2]$:

$$[K] = [K_1] + [K_2]. \quad (11)$$

Матриця має ранг $3n$ (n – число вузлів елемента). Відповідно матриці $[K_1]$ і $[K_2]$ також повинні мати ранг $3n$.

Відповідно принципу можливих переміщень кожна з матриць може бути подана у вигляді

$$[K_l] = \int_s [B_l]^T [D_L] [B_l] ds, \quad (12)$$

де $l = 1$ або 2 і означає ґрунт чи арматуру.

Матриця $[B_1]$ має звичайний вигляд для умов плоскої деформації, за виключенням того, що стовпець нулів добавляється в якості кожного третього стовпця, так що матриця $[B_1]$ має розмір $3n \times 3n$. Матриця $[B_1]$ складається з підматриць вигляду $[B_i]$

$$[B_1] = [[B_{11}] \dots [B_{1i}] \dots [B_{1n}]], \quad (13)$$

де

$$[B_{1y}] = \begin{bmatrix} N'_{ix} & 0 & 0 \\ 0 & N'_{iy} & 0 \\ N'_{iy} & N'_{ix} & 0 \end{bmatrix},$$

N'_{ix}, N'_{iy} – похідні функції форми вузла i .

Стовпці нулів нехтують зсув арматури p_i в вузлі при обчисленні деформацій в ґрунті.

Матриця $[D_1]$ у рівнянні (12) – звичайна, не обов'язково лінійна матриця зв'язку напружень і деформацій при плоскій деформації рангу 3×3 .

Матриця $[B_2]$ зв'язує деформації арматури і контактної зони ϵ_s і γ_s з вузловими переміщеннями; вона дискретизує рівнянь (8) і (9), а також складається з підматриць. Підматриця для вузла i має вигляд:

$$[B_{2i}] = \begin{bmatrix} Q \cos \Theta_i & Q \sin \Theta_i & Q_i \\ 0 & 0 & N_i/l \end{bmatrix}, \quad (14)$$

де $Q_i = N'_{ix} \cos \Theta + N'_{iy} \sin \Theta$.

Матриця $[D_2]$ зв'язує поздовжні напруження в арматурі σ_s і дотичні напруження на контакті τ_s з деформаціями E_s і γ_s . Для того щоб інтегрування рівняння (12) можна було проводити по площині композитного елемента (а не по об'єму арматури в об'єму контактної зони), E_s множиться на a_1 а G_s – на pe/B :

$$[D_2] = \begin{bmatrix} aE_s & 0 \\ 0 & \frac{peG_s}{B} \end{bmatrix}. \quad (15)$$

Матриця $[K_2]$ отримується підстановкою співвідношень (14) і (15) у рівняння (12). Вона має структуру

$$[K_2] = \begin{bmatrix} [K_{211}] & \dots & [K_{21j}] & \dots & [K_{21n}] \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ [K_{2i1}] & \dots & [K_{2ij}] & \dots & [K_{2in}] \\ \dots & \dots & \dots & \dots & \dots \\ [K_{2n1}] & \dots & [K_{2nj}] & \dots & [K_{2nn}] \end{bmatrix}, \quad (16)$$

при цьому

$$[K_{2ij}] = aEsQ_iQ_j \begin{bmatrix} \cos^2 \Theta & \cos \Theta \sin \Theta & \cos \Theta \\ \cos \Theta \sin \Theta & \sin^2 \Theta & \sin \Theta \\ \cos \Theta & \sin \Theta & 1 + R_{ij} \end{bmatrix}$$

$$R_{ij} = \frac{pGs}{BalEs} \left(\frac{N_i N_j}{Q_i Q_j} \right).$$

Отже, композиційна матриця жорсткості елемента (відповідно і всієї системи) визначена. Розв'язок системи рівнянь дає переміщення u, v, p у вузлах. Напруження $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ в ґрунтах і τ_s, σ_s в арматурі знаходять по формулам:

$$\begin{Bmatrix} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{Bmatrix} = [D_1][B_1]\{\sigma\}, \quad (17)$$

$$\sigma_s = E_s \epsilon_s, \quad \tau_s = G_s \gamma_s.$$

При цьому деформації ϵ_s, γ_s визначаються виразами

$$\begin{Bmatrix} \epsilon_s \\ \gamma_s \end{Bmatrix} = [B_2]\{\delta\}, \quad (18)$$

де $\{\delta\} = \{u_1 \ v_1 \ p_1 \ \dots \ u_n \ v_n \ p_n\}$ – вузлові параметри елемента.

Матриця $[D_2]$ задавалась на основі узагальнення експериментальних діаграм “напруження – деформація” для реальних дорожніх геотекстилів (рис.3) [4].

σ кг/см

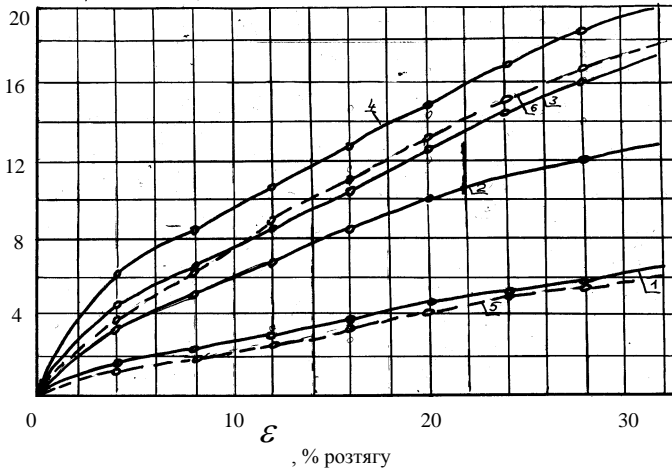


Рисунок 3. Міцність НСМ Дорніт Φ -2 при багатонаправленому розтягу 1, 2, 3, 4 – вздовж полотна, сухий при нормальному напруженні відповідно 0,00-0,6; 1,0; 1,5 кг/м; 5, 6 – те ж, мокрий при нормальному напруженні відповідно 0,00 і 1,00 кг/см²

Результати аналізу досліджень залежності міцності і жорсткості геотекстилю від впливу факторів присутності вологості, тиску защемлення і кольматації дозволяють констатувати:

1. Жорсткість геотекстилю в умовах відсутності поперечної деформації суттєво підвищується, а деформативність, відповідно, нижче значень, які можуть бути одержані із стандартних випробувань смужки геотекстилю на розтягування. Так наприклад, подовження може складати 150% – для дорніту, 200% – для терфілу, 50% – для бідіму; в той час як відповідні подовження зразків при відсутності поперечної деформації знаходяться в діапазоні 20-35%, жорсткість зростає пропорційно деформативності.

2. Міцність геотекстилю (розривне зусилля, віднесене до першопочаткової ширини зразка, в умовах відсутності поперечної деформації зменшується на 20-45%.

3. Збільшення тиску защемлення в порівнянні з тими, що реально досягаються в насипах $\approx 0,15$ МПа, викликає значне (в 4-5 раз) збільшення жорсткості, деформативність при цьому зменшується, але в меншому ступені (на 25-30%), міцність зростає в 2,0-2,5 рази.

4. Замочування до максимальних значень вологості практично не впливає на деформативність, злегка понижуючи міцність і жорсткість (на 5-15 %).

5. Кольматація збільшує міцність і жорсткість, зменшує деформативність. Конкретні значення залежать від виду ґрунту, тривалості знаходження в ньому геотекстилю. Встановлено, що міцність і жорсткість дорніту Ф-2 за 2 роки перебування в насипу із суглинку в середній геосмузі зростає приблизно на 100%.

Для описування залежності натягування сухого чистого геотекстилю від подовження і бокового тиску діаграми “натягування – деформація” апроксимувались поліномом

$$\sigma(\varepsilon) = a_1\varepsilon + a_2 \frac{\varepsilon}{1+\varepsilon} + a_3 \ln(1+\varepsilon) + a_4 \frac{\ln(1+\varepsilon)}{1+\varepsilon} + a_5 \ln^2(1+\varepsilon), \quad (19)$$

де σ – натягування геотекстилю; ε - деформація подовження; $a_1 \dots a_5$ – коефіцієнти одержані апроксимацією даних випробовувань зразків (розтягування під тиском можливості поперечної деформації).

Жорсткість геотекстилю в реальних умовах може бути подана у вигляді

$$G(\varepsilon, w, \tau) = k_1(w)k_2(\tau) \frac{\partial \sigma(\varepsilon)}{\partial \varepsilon}, \quad (20)$$

де w – вагова вологість; k_1 – коефіцієнт зміни жорсткості в залежності від вологості; τ – розрахунковий час служби геотекстилю в насипу (рис. 4); k_2 – коефіцієнт зміни жорсткості в залежності від терміну служби (рис. 5).

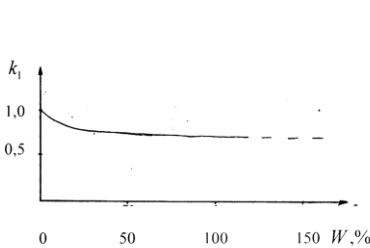


Рисунок 4. Коефіцієнт зміни жорсткості дорніту Ф-2 в залежності від вагової вологості

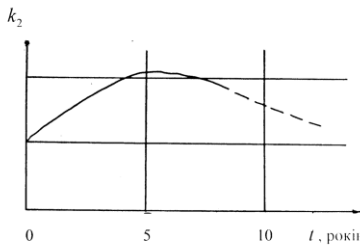


Рисунок 5. Коефіцієнт зміни жорсткості геотекстилю в залежності від терміну служби

Суттєвим досягненням пакету програм є та обставина, що результатом роботи є не тільки традиційний для кінцевоелементних програм розрахунок компонент напруженого і деформованого стану

системи, а також і графічна інтерполяція його. Так, наряду з числовим полем і ізолініями нормальних горизонтальних і вертикальних напружень (σ_x і σ_y) розраховуються інваріанти напруженого і деформованого станів.

Наглядну картину деформування системи насип – основа дає поле векторів переміщень вузлових точок сітки кінцевих елементів і обрис деформованого укосу.

Ізолінії функції навантаження дають уявлення про близькість різних зон поперечного перетину до граничного стану. Ізолінія обкреслює область пластичного стану ґрунту.

Література:

1. Савенко В.Я., Петрович В.В. Застосування геотекстилів у дорожньому будівництві/ Автошляховик України, №1(151), -К., 1998. С.35-37.
2. Савенко В.Я., Петрович В.В. Дослідження нелінійного процесу деформування армогрунтових масивів/ Проектування, виробництво та експлуатація автотранспортних засобів і поїздів// Праці західного наукового центру ТАУ. Львів, 1998. С.144-145.
3. Петрович В.В. Розрахунок армованих насипів з врахуванням взаємодії геотекстилю з ґрунтом/ Автошляховик України, №2(152), -К., 1998. С.46-48.
4. Заворицький В.Й., Петрович В.В., Каськів В.І. Обґрунтування можливості та доцільності застосування геотекстилю в ґрунтових масивах/ Авто-мобільні дороги і дорожнє будівництво. Вип.54,-К.,-Техніка,1996.С.3-15.