

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій


Факультет «Будівництво, архітектура та інфраструктура»
(назва факультету/ННЦ)

«Транспортна інфраструктура»
(повна назва кафедри)

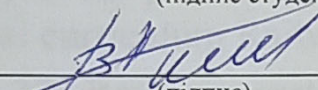
Пояснювальна записка
до кваліфікаційної роботи
ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

на тему: Дослідження роботи підсилених залізничних насипів

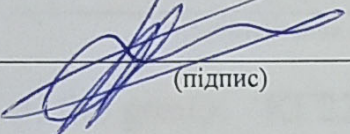
за освітньою програмою «Залізничні споруди тп колійне господарство»
зі спеціальності: 273 «Залізничний транспорт»
(шифр і назва спеціальності)

Виконав: групи: КГ2226
студент 
(підпис студента)

/Марина МОКЛЮК /
(Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник: 
(підпис)

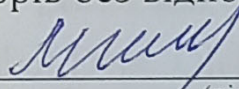
/доцент Володимир АНДРЕЄВ /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Нормоконтролер: 
(підпис)

/ зав. каф. Олексій ТЮТЬКІН /
(посада, Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Засвідчую, що у цій роботі немає запозичень з праць інших авторів без відповідних посилань.

Студент


(підпис)

Ministry of Education and Science of Ukraine
Ukrainian State University of Science and Technologies

Building, architecture and infrastructure

(faculty/TRC)

Transport infrastructure

(department)

**Explanatory Note
to Master's Thesis**

Master

(higher education degree)

on the topic: **Study of the performance of reinforced railway embankments**
according to educational curriculum Railway structures and track facilities

in the Specialization: 273 Rail transport

(Specialization and its code)

Done by the student of the group: КГ2226 / Maryna MOKLIUK /

(name, surname)

Scientific Supervisor:

/Associate Professor Volodymyr
ANDRIEIEV /

(position, name, surname)

Normative controller :

/Head of Dept. Oleksii
TIUTKIN/

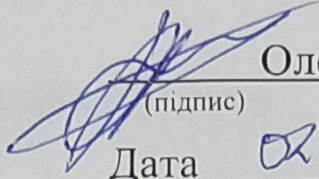
(position, name, surname)

Міністерство освіти і науки України
Український державний університет науки і технологій

Факультет: «Будівництво, архітектура та інфраструктура»
Кафедра: «Транспортна інфраструктура»
Рівень вищої освіти: «Магістр»
Освітня програма: «Залізничні споруди та колійне господарство»
Спеціальність: 273 «Залізничний транспорт»
(шифр та назва)

ЗАТВЕРДЖУЮ

Завідувач кафедри
«Транспортна інфраструктура»


Олексій ТЮТКІН
(підпис) (Ім'я ПРИЗВИЩЕ)
Дата 02.03.2023

ЗАВДАННЯ

на кваліфікаційну роботу

ОС «магістр»
(ступінь вищої освіти)

студенту Моклюк Марині Олександрівні
(Прізвище, Ім'я По батькові)

1. Тема роботи: **«Дослідження роботи підсилених залізничних насипів»**

Керівник роботи: Андрєєв Володимир Сергійович, к.т.н., доцент
(Прізвище, Ім'я, По батькові, науковий ступінь, вчене звання)

затвержені наказом від «01» березня 2023 р. № 196ст

2. Строк подання студентом роботи: «15» січня 2024 р.

3. Вихідні дані до роботи: Результати аналізу літературних джерел, що отримані під час пошуку в Internet.

4. Зміст пояснювальної записки (перелік питань, які потрібно опрацювати):

Вступ. Розділ 1.. Розділ 2. Розділ 3. Висновки.

5. Перелік графічного матеріалу (з точним зазначенням обов'язкових креслень):

Презентація за матеріалами досліджень, викладених в магістерській роботі (PowerPoint, до 10 слайдів).

6. Консультанти розділів роботи:

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Завдання видав: (підпис консультанта, дата)	Завдання прийняв: (підпис студента, дата)
Розділ 1 - 3	Андрєєв В.С		

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ з/п	Назва етапів кваліфікаційної роботи	Строк виконання етапів роботи	Примітка
1	Розділ 1		
2	Розділ 2		
3	Розділ 3		
4	Висновки. Оформлення ВКР.		
5	Перевірка роботи на наявність збігів текстових (літерних і цифрових) символів та графічних фрагментів. Отримання відгуку.		
6	Подання кваліфікаційної роботи до кафедри		
7	Захист кваліфікаційної роботи на засіданні Екзаменаційної комісії	22.01.2024	

Студент

_____ (підпис)

Марина МОКЛЮК

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

Керівник роботи

_____ (підпис)

Володимир АНДРЕЄВ

_____ (Ім'я ПРІЗВИЩЕ)

РЕФЕРАТ

Пояснювальна записка до магістерської роботи має 64с., 11рис.,1 табл.

Тема: Дослідження роботи підсилених залізничних насипів

В роботі була проаналізована робота ґрунтів земляного полотна залізниць. Порівняні моделі поведінки ґрунтів. Визначені методи посилення елементів земляного полотна.

Запропоновано метод посилення - метод стягуючих елементів.

Проведені необхідні розрахунки та визначена ефективність цього методу.

Посилення насипів СЕ повинне здійснюватися на основі техніко-економічного обґрунтування.

Найбільш ефективно використовувати даний спосіб у зонах розташування водопропускних труб. При цьому без яких-небудь технічних обмежень спосіб може бути застосований на всьому протязі ділянки насипу, що деформується.

***Ключові слова:* ЗАЛІЗНИЧНА КОЛЯ, ГРУНТ, СТЯГУЮЧІ ЕЛЕМЕНТИ, СТІЙКІСТЬ, УКОС.**

ЗМІСТ

	стор
ВСТУП	7
1 ЗЕМЛЯНЕ ПОЛОТНО. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ПЕРЕДУМОВИ МЕХАНІКИ ҐРУНТІВ. ОСНОВНІ РОЗРАХУНКОВІ МОДЕЛІ ҐРУНТІВ	9
1.1 ОСНОВНІ ВИМОГИ ДО ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	9
1.2 НАДІЙНІСТЬ КОЛІЇ ЯК СКЛАДОВА ЗАЛІЗНИЧНОЇ СИСТЕМИ	9
1.3 ПОСТАНОВКА ЗАВДАНЬ В МЕХАНІЦІ ҐРУНТІВ	16
1.4 ОСОБЛИВОСТІ РЕФОРМУВАННЯ ҐРУНТІВ	23
2 ОСНОВНІ РОЗРАХУНКОВІ МОДЕЛІ ҐРУНТІВ	31
2.1 МЕТОДИ ПОСИЛЕННЯ ТА УКРІПЛЕННЯ ҐРУНТІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА	38
3 ПОСИЛЕННЯ ЗАЛІЗНИЧНИХ НАСИПІВ СТЯГУЮЧИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ	42
3.1 ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ	43
3.2 ОЦІНКА ДИНАМІЧНОГО СТАНУ НАСИПІВ НАД ТРУБАМИ ВІБРОСЕЙСМІЧНИМИ МЕТОДАМИ	44
3.3 ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНОК ПОСИЛЕННЯ НАСИПІВ СТЯГУЮЧИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ	47
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	64
БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК	65

ВСТУП

Головне місце у транспортній системі України займають залізниці. Вони мають важливе державне, народногосподарське значення. У теперішній час у країні виникло складне економічне становище, але незважаючи на це залізничний транспорт знаходиться в постійній дії, забезпечує своєчасну та безперебійну доставку вантажів і пасажирів, з з встановленими швидкостями та максимальною безпекою руху.

За станом на 1 січня 2001 року розгорнута довжина головних колій залізниць України складає 30 тис.км; станційних колій – 17 тис.км; 70 тис. стрілочних переводів. Середня важіль 1 пог.м рейки на Україні складає 61 кг.

Для того, щоб і надалі залізниця добре виконувала свої функції потрібно, щоб колія утримувалася у справному стані. Для забезпечення нормальної роботи колії велике значення має міцність і стійкість земляного полотна, його споруджень і улаштувань.

Земляне полотно споруджується та експлуатується у різних, на деяких ділянках складних умовах.

Робітникам колійного господарства приходиться мати справу з земляним полотном, яке було побудовано у різний час, по різним технічним умовам та нормам, також і застарілим.

Розрахункові методи проектування земляного полотна пропонували російські інженери ще у 50-ті роки минулого віку та починали застосовувати на практиці.

У перші десятиріччя залізниць земляне полотно споруджувалось ручним способом. Відсипані з недостатнім ущільненням, на дуже вологих ґрунтах оснований насипу зазнавали довгочасні нерівномірні деформації. Багато високих насипів, які були споруджені у минулому віку і зараз ще зазнають деформації.

У теперішній час земляне полотно як конструкцію необхідно проектувати, будувати та утримувати так, щоб забезпечувалася достатня його стійкість у будьяку пору року. Що стосується раніше побудованого, то необхідне застосування заходів для забезпечення необхідної стійкості у зв'язку з зміненням

умов експлуатації.

При проектуванні, спорудженні та експлуатації земляного полотна особливу увагу звертають на процеси що розвиваються в ґрунтових масивах, які призводять до зниження характеристик міцності ґрунту і, як наслідок, до зменшення міцності та стійкості споруд.

Деформації земляного полотна впродовж їх розвитку можуть призвести до обмеження швидкостей руху поїздів, порушенню графіка руху поїздів, порушенню і загрози безпеці руху.

Деформації земляного полотна мають значне поширення на ланках залізниць. У дистанціях колії ведеться спеціальний облік нестійких ділянок із відображенням змін у їхньому становищі, ефективності виконаних робіт по підвищенню їх міцності та стійкості.

У цьому дипломному проекті розглядаються деформації насипу, який був збудований в ХІХ віці, та розроблені заходи по їх усуванню.

1 ЗЕМЛЯНЕ ПОЛОТНО. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНО-ТЕОРЕТИЧНІ ПЕРЕДУМОВИ МЕХАНІКИ ГРУНТІВ. ОСНОВНІ РОЗРАХУНКОВІ МОДЕЛІ ГРУНТІВ

1.1 ОСНОВНІ ВИМОГИ ДО ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

Земляне полотно - земляна споруда, що служить основою верхньої будови залізничної колії. Земляне полотно сприймає навантаження від рейкошпальної решітки, баласту та рухомого складу, рівномірно розподіляючи це навантаження на природний ґрунт з відповідним зменшенням переданого тиску. Земляне полотно повинно бути міцним, стабільним, забезпечене від деформацій і захищене від руйнівного впливу природних факторів.

Земляне полотно залізниць складається з насипів і виїмок, які сполучаються між собою нульовими місцями. До земляного полотна належать водовідвідні пристрої (кювети, лотки, нагірні і забанкетні канави, дренажі та ін.) необхідні для відводу води від насипів і виїмок, а також укріплювальні та захисні споруди (підпірні або вловлюючі стінки, берми, контрфорси тощо).

Крутизна укосів насипів і виїмок визначається залежно від властивостей ґрунтів, геологічних, гідрогеологічних, і кліматичних умов місцевості, намічуваних способів виробництва робіт, а також від висоти насипу і глибини виїмки.

Для додання стійкості укосів земляного полотна в залежно від роду споруди та швидкості руху води застосовуються наступні види укріплень: посіви багаторічних трав, одерновка, кам'яне або плитне мощення, посадка кущів, фашин, збірний чи монолітний бетон і залізобетон та ін.

1.2 НАДІЙНІСТЬ КОЛІЇ ЯК СКЛАДОВА ЗАЛІЗНИЧНОЇ СИСТЕМИ

Мета залізничної системи – досягти певного рівня залізничних перевезень у встановлений термін безпечним чином. Сформовані єдині підходи підвищення рівня безпеки руху поїздів, професор М. В. Лисенко поєднав у чотири групи.

До першої віднесено методи, що запобігають виникненню небезпечних помилок технічного персоналу та відмов технічних пристроїв на етапі підготовки (персонал) або проектування (технічні пристрої).

Друга група – методи парирування небезпечних помилок та відмов. До них відносяться системи: автоблокування, дефектоскопії рейок, контролю геометричних параметрів рейкової колії та ін. Функціонування цих систем направлено на виявлення небезпечних помилок персоналу та відмов технічних пристроїв.

Третя група методів пов'язана зі зниженням впливів виникнення факторів, що вражають (механічні впливи елементів рухомого складу та ін.) на пасажирів, технічний персонал та вантажі шляхом запобігання або зниження цього впливу.

До методів четвертої групи, що дозволяють захист вантажів, що перевозяться від впливу вражаючих факторів, наприклад, методи захисту днищ котлів цистерн. Надійність колії характеризує її здатність забезпечити безперервний пропуск поїздів з установленою швидкістю у заданих умовах експлуатації, поточного утримання та й ремонтів.

Надійність є комплексною властивістю, яка в залежності від призначення об'єкту та умов його застосування може включати безвідмовність, довговічність, ремонтпридатність, збережуваність або певне поєднання цих властивостей. Функціональна безпека залізничної колії характеризує її здатність забезпечувати безперебійний пропуск поїздів безпечно, тобто без виникнення небезпечних відмов. Функціональна безпека розглядає небезпечні відмови виходячи зі структурно-технічних особливостей залізничної колії, комплексу заходів, що направлені на забезпечення безпеки, а також впливу людського фактору.

Технічне поняття надійності ґрунтується на знаннях:

1) безвідмовності з точки зору:

- всіх можливих видів системних відмов в залежності від особливостей застосування та зовнішнього середовища;

- ймовірності виникнення кожної відмови або, як альтернатива, інтенсивності виникнення кожної відмови;

- вплив відмови на функціональні можливості системи;

2) ремонтпридатності з точки зору:

- часу виконання запланованого технічного обслуговування;

- часу виявлення, розпізнавання та локалізації несправностей;

- часу відновлення системи що відмовила (позапланове технічне обслуговування);

3) довговічності з точки зору:

- критеріїв граничного стану системи;

- середнього терміну служби системи;

4) експлуатації та технічного обслуговування з точки зору:

- усіх можливих режимів експлуатації і необхідності технічного обслуговування в процесі життєвого циклу системи;

- питань людського фактору.

Технічне розуміння безпеки засноване на знанні:

1) всіх можливих небезпечних ситуацій в системі при всіх режимах експлуатації, технічного обслуговування і зовнішнього середовища;

2) характеристики кожної небезпечної ситуації з урахуванням тяжкості наслідків;

3) безпеки і відмов, пов'язаних з безпекою з точки зору:

- усіх видів системних відмов, які можуть призвести до небезпечної ситуації (види відмов, пов'язані з безпекою). Це підмножина всіх видів відмов, що відносяться до безвідмовності;

- імовірності виникнення кожного виду системної відмови, пов'язаної з безпекою;

- послідовності та / або збігу подій, відмов, експлуатаційних станів, умов середовища і т.д. в процесі застосування, які можуть привести до аварії (тобто до небезпечної ситуації, яка призводить до аварії);

- імовірності виникнення кожної з подій, відмов, експлуатаційних станів, умов середовища і т.д. в процесі застосування;

4) ремонтпридатності частин системи, пов'язаних з безпекою, з точки зору:

- зручності проведення технічного обслуговування тих сторін, частин або компонентів системи, які пов'язані з небезпечними ситуаціями або видами відмов, пов'язаних з безпекою;

- імовірності виникнення помилок при проведенні технічного обслуговування частин системи, пов'язаних з безпекою;

- часу відновлення системи до стану, що відповідає правилам безпеки;

5) експлуатація та технічне обслуговування частин системи, пов'язаних з безпекою, з точки зору:

- впливу людського фактору на ефективність технічного обслуговування всіх частин системи, пов'язаних з безпекою, і на безпечну експлуатацію системи;

- застосування засобів, устаткування і заходів для ефективного технічного обслуговування частин системи, пов'язаних з безпекою, а також для безпечної експлуатації;

- ефективного контролю та заходів для усунення небезпечної ситуації та зменшення її наслідків.

До показників надійності залізничної колії відносяться:

1) параметри показника безвідмовності:

- середнє напрацювання на відмову;

- параметр потоку відмов знову введеної залізничної колії;

- параметр потоку відмов після проведення запланованого ремонту;

- імовірність безвідмовної роботи;

- імовірність відмов;

- імовірність перед відмов;

2) параметри показника ремонтпридатності:

- середній час простою;

- середній час до відновлення;

- середнє напрацювання між видами планово-попереджувальним технічним обслуговуванням;

- середнє напрацювання між видами планових ремонтів;

- середня тривалість технічного обслуговування даного виду;

- середня тривалість ремонту даного виду;

- середня сумарна тривалість технічного обслуговування;

- середня тривалість ремонту;

- питома сумарна тривалість технічного обслуговування;

- питома сумарна тривалість ремонту;

- середня трудомісткість технічного обслуговування даного виду;

- середня трудомісткість даного ремонту;

- середня сумарна трудомісткість технічного обслуговування;

- середня сумарна трудомісткість даного ремонту;

- питома сумарна трудомісткість технічного обслуговування;

- питома сумарна трудомісткість даного ремонту;

3) параметри показника довговічності:

- середній термін служби;

- гама-процентний термін служби;

- середній ресурс;

- гама-процентний ресурс;

4) комплексні показники :

- коефіцієнт готовності;

- коефіцієнт оперативної готовності;

- коефіцієнт технічної готовності;

- коефіцієнт простою.

До показників функціональної безпеки залізничної колії відносяться: середнє напрацювання до небезпечної відмови; інтенсивність небезпечних відмов; імовірність безпечної роботи; імовірність небезпечної відмови; середній час повернення до безпечного стану.

Таким чином, надійність колії та її безпека пов'язані між собою, та повинні базуватись на одних теоретичних засадах. Та враховуючи, що функціональна безпека є складовою надійності колії, повинно мати нормативні критерії, що поєднують між собою технічні, організаційні та економічні аспекти. Методологічну систему стосовно роботи колії необхідно створювати тільки при розгляді взаємодії надійності, безпеки і вартості життєвого циклу деформативної роботи колії.

Надійна робота колії передбачає сумісну надійну роботу конструкції колії, технічних пристроїв і технічного персоналу, що виконує контроль та виконання робіт. Весь процес надійної роботи колії відповідає нормативно-правовим, організаційно-розпорядним, організаційно-технологічним та технічним вимогам.

Надійна робота конструкції колії передбачає як надійну роботу кожного елемента окремо, так і надійну роботу системи з цих елементів. Тобто, необхідно на базі норм стосовно стану кожного елемента мати базу норм стосовно стану системи з цих елементів, яка є базою для розробки критеріїв, дотримання яких забезпечують надійну роботу колії.

Окрім того, в нормативній літературі існує проблема з визначенням стану земляного полотна, так як застосований термін «здорове» земляне полотно відповідає модулю пружності підрейкової основи значенням 50 МПа влітку та 75...80 МПа взимку, які застосовано: при визначенні напружень в елементах колії; при розрахунках умов укладання рейкових плітей безстикової колії; при визначенні допустимих швидкостей руху; при визначенні епюри шпал в конструкції колії.

Таким значенням модуля пружності залізнична колія відповідає, якщо її ділянки розташовані на земляному полотні з модулем деформації більше ніж 40МПа, тобто, земляне полотно складається або зі скельних ґрунтів, або з сухих, ущільнених за нормами: супісків; легких суглинків; середніх глин; важких глин.

В інших випадках, модуль пружності не відповідає вхідним умовам зазначених розрахунків. Таким чином, щоб виконати умови міцності та стійкості необхідно привести стан колії до виконання умов ПТЕ (нормувати жорсткість колії як це застосовано на залізницях Європи, Японії та Америки). Значення фактичного модуля пружності підрейкової основи колії в літку для конструкцій коливається в межах 7,4...69,6 МПа. Значення середнього модуля пружності приблизно 27 МПа. Необхідно розуміти, що це майже у два рази (1,85) нижче, ніж потрібно за вихідними умовами, тому наслідками будуть збільшення коливань колії під впливом рухомого складу, в середньому, в вертикальній площині на 67%, і в горизонтальній – на 24%.

Для недопущення надмірних силових дій на колію, тобто, при виконанні умов утримання колії і рухомого складу в справному та несправному, але працездатному стані не було додаткових силових впливів в системі колія-екіпаж-колія, лише можливо при умові рівно пружності колії.

Так, враховуючи різний вплив на колію вантажних та пасажирських поїздів: при перших коливаннях більш амплітудні з меншою частотою на малій відстані – короткі хвилі з великою амплітудою, при других вібраційні (менш амплітудні та з більшою частотою) на великих довжинах – довгі хвилі з маленькими амплітудами, - це дасть ефект, який не значно вплине на показники надійності безвідмовність та довговічність без усунення основної причини – накопичення залишкових деформації при експлуатації не міцної, не стійкої, не рівнопружної колії.

При відновленні стану земляного полотна необхідно ввести норми стосовно пружності залізничної колії. Без введення таких норм неможливе визначення

параметрів захисних шарів, за допомогою яких можливе відновлення стану земляного полотна.

І ще є один надзвичайно важливий фактор, який необхідно враховувати: це відсутність паспортизації земляного полотна. Враховуючи, що земляне полотно було споруджено біля 150 років тому і відновлення водовідвідних споруд не проводилось за визначеними нормами, його стан потребує негайного відновлення. Але без знань стосовно складових конструкції земляного полотна, тобто з яких шарів ґрунту воно побудовано, не можливе встановлення способу його відновлення.

1.3 ПОСТАНОВКА ЗАВДАНЬ В МЕХАНІЦІ ҐРУНТІВ

Особливості ґрунтів підстав як об'єкту будівництва. На відміну від усіх інших матеріалів, з якими доводилося мати справу будівельникам, ґрунти є тілами природнього, рідше штучного походження із складною історією освіти і подальшої зміни. Основною їх відмінною особливістю є несплошність (роздрібленість, дискретність) побудови, а у багатьох випадках, наприклад, порохняно-глинисті ґрунти, дуже дрібна роздрібленість (дисперсність) аж до колоїдних розмірів часток. Багатокомпонентний склад ґрунтів, їх пористість, водонасиченість, структурні зв'язки між частками, складна взаємодія різних компонентів один з одним призводять до особливих властивостей цих матеріалів, що істотно відрізняються від властивостей конструкційних матеріалів.

Масиви ґрунтів, що є основою споруд, формуються в різних геолого-географічних умовах, постійно випробовують дію природних і техногенних процесів. Це породжує величезне різноманіття їх будови і стану. На відміну від конструкційних матеріалів, склад яких підбирається технологами так, щоб забезпечити необхідні властивості, ґрунти кожного будівельного майданчика мають свої властивості, що вимагають кожного разу їх самостійного вивчення.

Процеси, що протікають в них, видозмінюють стан і властивості ґрунтів. Вони можуть бути дуже повільними, так що до початку будівництва масив ґрунтів

може розглядатися наче він знаходиться в рівноважному стані. У інших випадках (наприклад, при будівництві на територіях, ущільнення яких триває) процеси, що виникають в результаті будівництва споруд, накладатимуться на процеси, що протікають власне в масиві ґрунтів.

В результаті будівництва споруди початковий стан основи порушується і в ґрунтах виникають нові процеси. Ґрунти (скельні, великоуламкові, піщані, порохняно-глинисті) в різному стані по тріщинуватості, щільності, вологості неоднаково реагують на одні і ті ж навантаження, і процеси, що протікають в них, призводять до різних результатів. Вони можуть викликати зміщення окремих часток, що призводять до їх щільності або рихлості (ущільнення і розущільнення ґрунту), до виникнення в паровій воді різниці натисків і її руху (фільтрація води в ґрунті), до великих взаємних переміщень однієї частини основи відносно іншої (руйнування ґрунтів основи).

Стан і властивості ґрунтів в основі добудованої споруди також можуть мінятися в процесі експлуатації (ущільнення від навантажень, що передаються спорудою; зміна режиму вологості при коливанні рівня підземних вод; відтавання вічної мерзлоти в основі і т. д.). Будівництво нових споруд поряд з існуючими, ведення підземних робіт, реконструкція споруд і т.д. призводять до додаткових дій на ґрунті основи вже побудованих споруд. В результаті в ґрунтах можуть знову розвиватися процеси, що ускладнюють експлуатацію споруд.

Таким чином, ґрунти основи не лише мають особливі властивості, але і постійно (до будівництва, під час будівництва і в процесі експлуатації споруди) випробовують різного роду дії, що змінюють їх стан і властивості. Це викликає необхідність розробки абсолютно іншого підходу до досліджень, розрахунків і проектування підстав, чим прийнятий в інженерній практиці для конструкційних матеріалів. Сказане повною мірою може бути віднесене і до тих випадків, коли ґрунти є матеріалом споруди або середовищем, в якому воно зводиться.

Моделі механічної поведінки ґрунту. Для надійного і економічного проектування споруд необхідно уміти визначати зміну напруги в ґрунтах основи в результаті будівництва, оцінювати, чи буде забезпечена міцність ґрунтів при такій зміні напруги і які в результаті виникнуть деформації основи. У кінцевому результаті загальне завдання, як і в інших дисциплінах конструкторського циклу, полягає в розрахунках напружено-деформованого стану ґрунтів основи, що взаємодіє із спорудою, оцінці їх міцності і стійкості. Проте із-за вказаних вище особливостей поведінки ґрунтів в основі споруд звичайний підхід будівельної механіки для вирішення цього завдання виявляється недостатнім, виникає необхідність розробки такої моделі ґрунту, яка враховувала б основні особливості його деформації, і такого апарату аналізу, який дозволяв би прогнозувати процес, що відбувається в ґрунтах основи. Для цих цілей можуть бути використана модель дискретного середовища або модель суцільного середовища.

У першому випадку робиться спроба відобразити в розрахунковій моделі фізичні особливості ґрунту як дискретного матеріалу, представляючи його у вигляді сукупності окремих часток - куль, дисків, балочок і т. д. (роботи Г. И. Покровського, И. И. Кандаурова, Р. Роу та ін.). Проте розвиток цього напряму зустрічається з великими складнощами і доки ще не привело до створення закінченої теорії деформації ґрунтів. Сучасна механіка ґрунтів ґрунтується на уявленнях про ґрунти як про однорідне середовище, що деформується.

Така концепція сплоченості речовини, хоча і суперечить уявленням про атомну будову матерії, є основним правилом механіки суцільного середовища. Це забезпечило розробку потужного математичного апарату з єдиним підходом до вивчення усіх твердих тіл, рідин і газів.

Стосовно ґрунтів концепція сплоченості була затверджена ще в 30-х роках нашого століття класичними роботами К. Терцаги, Н. М. Герсеванова, В. А. Флорина, Н. А. Цитовича і успішно розвивається в нашій країні і за кордоном. Проте ця будова ґрунту, найважливіша з тих, які розглядаються нижче.

По-перше, вводиться поняття елементарного об'єму ґрунту, тобто об'єму, лінійний розмір якого у багато разів перевищує лінійний розмір часток або агрегатів, що складають цей ґрунт. Тоді поняття напруги і деформацій відносяться вже не до точки як в механіці суцільного середовища, а до майданчиків, що відповідають елементарному об'єму. Крім того, розміри зразка ґрунту для експериментального визначення характеристик його механічних властивостей в припущенні сплосченості матеріалу мають бути значно більше лінійного розміру елементарного об'єму.

По-друге, застосування апарату механіки суцільного середовища для розрахунків напруги і деформацій в масиві ґрунту опиниться справедливим тільки в тих випадках, коли розміри масиву і розміри майданчиків, через які передаються навантаження на масив, значно більше розміру елементарного об'єму ґрунту.

У більшості випадків (для піщаних і глинистих ґрунтів) ці умови завжди виконуються. Дійсно, легко підрахувати, що в 1 см^3 піску середньої великості буде міститися близько 50 тис. окремих часток. Отже, майданчики, до яких відносяться напруга і деформації, матимуть розміри менше 1 см, а зразок для випробування ґрунту, щоб неоднорідності окремих часток не впливали на його властивості, може мати розміри в декілька сантиметрів. Значно обережніше слід відноситися до використання моделі суцільного середовища у разі великоуламкових і тріщинуватих скельний ґрунтах. Тут вже може знадобитися проведення випробувань з дуже великими зразками або навіть перехід до великомасштабних польових дослідів.

Іншим важливим спрощенням реальної будови ґрунту є представлення його у вигляді ізотропного тіла, тобто тіла, у якого властивості зразків, вирізаних по будь-якому напрямку однакові. Ця умова застосована не до усіх різновидів ґрунтів. Проте застосування апарату механіки анізотропних середовищ до розрахунків таких ґрунтів пов'язане з дуже великими труднощами.

При проектуванні відповідальних споруд використовуються і складніші моделі. До них відносяться модель двокомпонентного ґрунту (модель ґрунтової маси, коли усі пори практично заповнені водою і зміст газу в ґрунті відносно невеликий) і модель трикомпонентного ґрунту (коли в ґрунті є присутніми усі три компоненти: тверді частки, рідина і газ). Тут вже береться до уваги різна деформованість кожного компонента, взаємодія їх між собою і зміна кількісного змісту кожного компонента в одиницю об'єму ґрунту в процесі його деформації.

Методи рішення завдань механіки ґрунтів. Механіка ґрунтів є прикладною дисципліною, яка вивчає і кількісно описує механічні процеси, що протікають в ґрунтах в результаті будівництва.

Склад завдань, які доводиться при цьому вирішувати, дуже широкий і різноманітний. Реакція різних видів ґрунтів на дії при будівництві також дуже різноманітна. Проте механіка ґрунтів як наукова дисципліна містить єдиний методологічний підхід до рішення усіх цих завдань незалежно від виду і стану ґрунтів.

Загальним методом механіки ґрунтів, як і взагалі механіки суцільного середовища, що деформується, є рішення крайових завдань, тобто спільне рішення рівнянь рівноваги, геометричних співвідношень або отримуваних з них рівнянь нерозривності і фізичних рівнянь за заданих крайових (початкових і граничних) умов.

Це дозволяє визначити напружено-деформований стан у будь-якій точці масиву ґрунту і кінець кінцем оцінити міцність ґрунту в цій точці, стійкість масиву і споруди, що взаємодіє з ним, і прийняти оптимальне рішення про будівництво споруди.

Рівняння рівноваги і геометричні співвідношення справедливі при будь-якому законі деформації ґрунту. Оскільки саме фізичні рівняння встановлюють зв'язок між напругою і деформаціями, тобто визначають особливості напружено-деформованого стану ґрунту, їх часто називають визначальними рівняннями або

рівняннями стану. Залежно від складності завдання (класу відповідальності споруди, особливостей деформації ґрунтів) рішення механіки ґрунтів можуть бути і дуже складними, і відносно простими.

Наприклад, при проектуванні підстав і фундаментів реакторного відділення або платформи для видобутку нафти на шельфі із-за дуже великих розмірів споруд, складних навантажень і дій, жорстких технологічних вимог до експлуатації цих споруд, небезпеці аварійних наслідків знадобляться складніші рішення, ніж при проектуванні підстав і фундаментів типової будівлі. Відповідно і рівняння стану для цих завдань повинні будуть в різній мірі враховувати усю повноту процесів, що відбуваються в ґрунтах основи.

Правильний вибір виду рівнянь стану для конкретних умов є одним з основних завдань механіки ґрунтів. З цією метою проводяться експерименти, що виявляють особливості деформації ґрунтів під навантаженням, і з використанням тієї або іншої розрахункової моделі ґрунту дається математичний опис результатів цих експериментів. Таким чином, рівняння стану мають феноменологічний характер.

Мірою кількісної оцінки напружено-деформованого стану масиву ґрунтів є напруга, деформації і переміщення, що виникають в ньому від дії зовнішніх (навантаження від споруди) і внутрішніх (масових) сил.

З урахуванням викладеного вище, поняття про напругу, деформації і переміщення в ґрунтах відповідають загальним поняттям механіки суцільного середовища.

Тоді напружено-деформований стан в точці масиву цілком визначений, якщо відомі три компоненти нормальних ($\sigma_x, \sigma_y, \sigma_z$) і три пари дотичної $\tau_{xy} = \tau_{yx}$, $\tau_{xz} = \tau_{zx}$, $\tau_{yz} = \tau_{zy}$ напруги, три компоненти лінійних $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$ і три пари кутових $\gamma_{xy} = \gamma_{yx}$, $\gamma_{xz} = \gamma_{zx}$, $\gamma_{yz} = \gamma_{zy}$ деформацій і три компоненти переміщень (u, v, w). Оскільки ґрунти, як правило, дуже погано працюють на розтягування, в механіці ґрунтів на відміну

від механіки суцільного середовища стискаюча напруга приймається зі знаком плюс, а що розтягують - зі знаком мінус.

При визначенні напружено-деформованого стану ґрунту часто користуються поняттями головної напруги і головних деформацій, не залежних (інваріантних) від вибору положення осей координат x , y , z . Нагадаємо, що головною нормальною напругою називається нормальна напруга, віднесена до головних майданчиків, на яких дотична напруга дорівнює нулю. При цьому завжди приймається, що $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Знаючи головну нормальну напругу, можна визначити і головну дотичну напругу, що діє на майданчиках, де вони досягають найбільших значень:

$$\tau_1 = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{2}, \tau_2 = \frac{\sigma_3 - \sigma_1}{2}, \tau_3 = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2}; \quad (1.1)$$

Аналогічним чином можна визначити і головні деформації. Зв'язок між головною напругою, головними деформаціями і відповідними компонентами напруги і деформацій по осях x , y , z , а також положення головних майданчиків визначаються за загальними правилами механіки суцільного середовища.

Іноді буває зручний загальний напружений або деформований стан в точці масиву ґрунту розділити на дві складові. Тоді загальний напружений стан (тензор напруги), визначений 9 компонентами напруги буде виражатись як сума гідростатичного напруженого стану (кульовий тензор), що викликає зміну тільки об'єму ґрунту і девіаторного напруженого стану (девіатор напруги), що викликає тільки зміну його форми. Аналогічно можна розділити і загальний деформований стан в точці масиву ґрунту.

Це дозволяє використати в описі поведінки ґрунту інваріантні (не залежні від положення осей координат) характеристики його напружено-деформованого стану, що наводяться нижче :

- середня нормальна (гідростатичне) напруга σ_m викликає тільки зміни об'єму вирізаного з ґрунту елементарного паралелепіпеда, середню

лінійну деформацію ϵ_m і загальну об'ємну деформацію ϵ_v , що відповідає йому, дорівнює:

$$\sigma_m = \frac{1}{3}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) = \frac{1}{3}(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) \quad (1.2)$$

$$\epsilon_m = \frac{1}{3}(\epsilon_x + \epsilon_y + \epsilon_z) = \frac{1}{3}(\epsilon_1 + \epsilon_2 + \epsilon_3) \quad (1.3)$$

$$\epsilon_m = 3\epsilon_m \quad (1.4)$$

інтенсивність дотичної напруги - комбінацію напруги, наслідком дії яких є тільки зміна форми елементарного паралелепіпеда, що характеризується інтенсивністю деформацій зрушення γ_i , де

$$\tau_i = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_x - \sigma_y)^2 + (\sigma_y - \sigma_z)^2 + (\sigma_z - \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{xz}^2 + \tau_{zx}^2)} = \frac{1}{\sqrt{6}} \sqrt{(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2} \quad (1.5)$$

$$\gamma_i = \sqrt{\frac{2}{3} \left[(\epsilon_x - \epsilon_y)^2 + (\epsilon_y - \epsilon_z)^2 + (\epsilon_z - \epsilon_x)^2 + \frac{3}{2}(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{xz}^2 + \gamma_{zx}^2) \right]} = \sqrt{\frac{2}{3} \left[(\epsilon_1 - \epsilon_2)^2 + (\epsilon_2 - \epsilon_3)^2 + (\epsilon_3 - \epsilon_1)^2 \right]} \quad (1.6)$$

Приведені вище варіанти напруги і деформацій використовуються при описі результатів експериментів для складання рівнянь стану ряду розрахункових моделей ґрунтів.

1.4 ОСОБЛИВОСТІ РЕФОРМУВАННЯ ҐРУНТІВ

Особливості деформації ґрунтів виявляються в результаті експериментів. Тут ми обмежимося тільки "уявними" експериментами, тобто розглядатимемо деякі уявні схеми навантаження ґрунту.

Лінійні і нелінійні деформації. Нехай на поверхні ґрунту встановлений штамп (чи фундамент), який передає на ґрунт по підшві зростаючий тиск. Під дією цього тиску відбуватиметься переміщення поверхні ґрунту (просідання штампу) s , величина якого зростає зі збільшенням p . Ця залежність має дуже складний характер. При зміні тиску від 0 до деякої величини p_1 просідання

штампу буде близька до лінійної. Подальше збільшення тиску ($p_1 < p_2 < p_3$) викликає все більше значення просідання і залежність $s=f(p)$ стає істотно нелінійною. При $p=p_1$ відбувається різке збільшення просідання, що свідчить про вичерпання здатності ґрунту,

Якщо тепер перейти від залежності між тиском під штампом і переміщеннями поверхні ґрунту до аналізу залежності між напругою і деформаціями в елементарному паралелепіпеді, вирізаному з основи, то очевидно, що і ця залежність виявиться нелінійною.

Таким чином, в загальному випадку ґрунтам властива нелінійна деформованість, причому в деякому початковому інтервалі зміни напруги вона досить близька до лінійної.

Пружні і пластичні деформації. Ускладнимо експеримент і в процесі навантаження штампу досягши деяких значень тиску p робитимемо розвантаження. Тоді помітимо, що при будь-якому значенні p , навіть в межах лінійної деформованості ($p \leq p_1$), розвантаження не викликає повного відновлення осідань поверхні ґрунту.

Отже, при будь-якому значенні тиску загальне осідання ґрунту може бути розділене на ту, що відновлюється (пружну) s^e і залишкову (пластичну) s^p .

При цьому, як правило, $s^p > s^e$. Переходячи до деформацій, цю умову можна записати у вигляді:

$$\epsilon_{il} = \epsilon_{ij}^e + \epsilon_{ij}^p \quad (1.7)$$

при $i, j = x, y, z$

При записі рівняння (3.7) використана тензорна символіка, що дозволяє одним рядком записати усі компоненти деформацій. При $i=j$ відповідні компоненти запишуться $\epsilon_{izz}, \epsilon_{yy}, \epsilon_{xx}$ і характеризуватимуть лінійні деформації $\epsilon_x, \epsilon_y, \epsilon_z$. При $i \neq j$ отримаємо $\epsilon_{xy}, \epsilon_{yz}, \epsilon_{zx}, \epsilon_{yx}, \epsilon_{zy}, \epsilon_{xz}$ що відповідає кутовим деформаціям $\gamma_{xy}, \gamma_{yz},$

γ_{zx} , γ_{yx} , γ_{zy} , γ_{xz} . Така символіка, природно, може бути використана і при записі компонент напруги.

Об'ємні і зсувні деформації. Уявимо собі, що ми вирізали елементарний паралелепіпед з основи штампу і для кожного значення p розрахували усі компоненти напруги, що діє по його гранях. Тоді, по аналогії можна скласти програму роздільних випробувань двох зразків того ж ґрунту в режимах гідростатичного і девіаторного навантажень.

Характер кривих буде свідчити про те, що зі збільшенням середньої нормальної напруги σ_m об'ємна деформація ϵ_v зростає, але прагне до деякої постійної величини. В той же час збільшення інтенсивності дотичної напруги τ_i не може відбуватися безмежно і викликає все більше зростання зсувних деформацій γ_i що призводить у кінцевому результаті до руйнування ґрунту.

Звідси можна зробити важливий висновок про те, що руйнування ґрунту відбувається під дією зсувної напруги, тому головною формою руйнування в механіці ґрунтів вважається зсув. Гідростатичне обтискання викликає ущільнення, а отже, і збільшення міцності ґрунту.

Це виведення має велике практичне значення при рішенні інженерних завдань.

Із-за дискретної будови ґрунту дійсний характер його деформації при гідростатичному і девіаторному навантаженні буде значно складніший. Так, при зрушенні (девіаторное навантаження) піщаного зразка щільного складання до моменту руйнування відзначається деяке збільшення його об'єму, що називається дилатансією. При зрушенні ж піщаного зразка рихлого складання, навпаки, відбувається його додаткове ущільнення (негативна дилатансія, або контракція). В той же час при гідростатичному обтисканні зразка ґрунту, у разі великих тисків, між частками можуть виникнути місцеві концентрації напруги, що призводять до його руйнування. Проте облік цих процесів робиться тільки в досить складних моделях.

Можна було б показати, що розвантаження зразка (зменшення σ_m і τ_i) від будь-якого рівня напруги, як і в досвіді з штампом, виявляє наявність пружних і пластичних деформацій, причому зі збільшенням інтенсивності дотичної напруги τ_i доля пластичних деформацій γ_i^p в загальній деформації зсуву γ_i зростатиме.

При деякому граничному для цього ґрунту значенні τ_i ($\tau_i - \text{const}$) виникне стан необмеженої пластичної деформації ($\gamma_i^p \rightarrow \infty$), що часто називається течією ґрунту.

Таким чином, зсувне руйнування ґрунту і повна втрата їм міцності викликаються необмеженим розвитком пластичних деформацій, тобто течією ґрунту. Такий стан називається граничним.

Можна зробити висновок, що у міру збільшення тиску p ґрунт під штампом переходить з пружного стану (правильніше говорити: із стану, що лінійно деформується, оскільки наявність петлі гістерезису при розвантаженні не дозволяє розглядати ґрунт як пружне тіло) в пластичний (що нелінійно деформується) стан і, нарешті, при $p=p_2$ в текуче (граничний стан).

Повзучість ґрунту. Розглянуті вище особливості деформації ґрунтів відповідають їх стабілізованому стану. Це означає, що кожна точка на кривих, відображає рівноважний стан ґрунту, при якому усі процеси деформації від дії цього навантаження або напруги вже завершилися.

Проте в реальних ґрунтах деформації ніколи не відбуваються миттєво, а розвиваються в часі, причому чим більше дисперсним є ґрунт, тим більший час знадобиться для стабілізації деформацій.

Процес деформації ґрунту, що розвивається в часі навіть при постійній нарузі, називається повзучістю.

Залежно від виду ґрунту, його стану і діючої напруги повзучість може протікати з тією, що зменшується або із зростаючою швидкістю.

Для затухаючої повзучості деформація $u(t)$ зростає зі швидкістю, що зменшується, і прагне до деякої кінцевої межі u_k . У разі незгасаючої повзучості

окрім умовно-миттєвої деформації розрізняють ще три стадії: I – затухаюча (несталю) повзучість, де швидкість деформації зменшується; II – течія, що встановилася, з приблизно постійною швидкістю деформації; III – прогресуюча течія, де швидкість деформації починає зростати, що з часом обов'язково призводить до руйнування ґрунту.

Поняття затухаючої і незгасаючої повзучості в ґрунтах пов'язані з поняттям межі тривалої міцності, тобто такою напругою (чи співвідношенням напруги), до перевищення якого деформація ґрунту має затухаючий характер і руйнування не відбувається при будь-якому значенні часу дії навантаження. При перевищенні межі тривалої міцності ґрунту виникає незгасаюча повзучість, яка рано чи пізно приведе до його руйнування.

Фільтраційна консолідація ґрунту. У попередніх випадках ґрунти розглядалися як суцільні тіла. Це допустимо при аналізі стабілізованого стану для усіх видів ґрунтів, при розрахунках повзучості скельних ґрунтів, нескельних ґрунтів в неводонасиченому стані, тобто при $S_r \leq 0,8$ (трикомпонентних ґрунтів), а також мерзлих ґрунтів.

Деформація повністю водонасичених ґрунтів (ґрунтової маси) відбувається значно складніше. Ущільнення ґрунту пов'язане зі зменшенням його пористості. В той же час у водонасичених ґрунтах усі пори заповнені водою. При навантаженнях, звичайних для будівництва промислових і цивільних споруд, у багатьох випадках вода, як і частки скелета ґрунту, може вважатися практично нестискуваною. Тому ущільнення водонасиченого ґрунту можливе тільки при вичавленні частини води з його пір.

Процес ущільнення ґрунту, що супроводжується вичавленням води з пір, називається фільтраційною консолідацією (іноді просто консолідацією).

Консолідацію шару повністю водонасиченого ґрунту при дії рівномірного навантаження інтенсивністю p зручно представити у вигляді простої механічної моделі. Тут посудина з нестискуваною водою, дірчастим поршнем і пружиною

імітує деякий об'єм ґрунту, причому пружина з певною жорсткістю відповідає скелету ґрунту, що стискається, отвори в поршні – діаметру пір в ґрунті, а вода – паровій рідині. Ця модель в загальному вигляді враховує дискретність ґрунту і дозволяє розглядати окремо напругу, що виникає в скелеті ґрунту і паровій рідині.

У момент додатка навантаження p (при $t = 0$) парова вода ще не встигає віджатися через отвори, скелет ґрунту ще не деформується, тому усе навантаження сприймається тільки водою. В результаті в початковий момент у воді виникає надмірний (парове) тиск u_w , рівне прикладеному до поршня навантаженню ($u_{w0} = p$). Напруга в скелеті ґрунту (ефективна напруга) а у цей момент дорівнює нулю ($\sigma_{\text{про}} = 0$).

Надмірний тиск у воді призводить до її вичавлення через пори ґрунту (отвори в поршні) в області з меншим тиском. Поршень опускається, все сильніше стискаючи скелет ґрунту (пружину) і створюючи в ньому ефективну напругу, що збільшується. Оскільки у будь-який момент часу повинна виконуватися умова рівноваги системи $p = \sigma_t + u_w$, зі збільшенням ефективної напруги паровий тиск зменшується.

Коли пружина стиснеться до такої міри, що повністю прийме зовнішнє навантаження ($\sigma_k = p$), паровий тиск впаде до нуля ($u_{wx} = 0$) і подальше вичавлення води припиниться. Це означає, що до моменту часу t_k консолідація ґрунту завершилася, його ущільнення припинилося і настало стабілізований стан.

Таким чином, відповідно до розглянутої моделі в процесі консолідації ґрунту ефективна напруга поступово зростає від 0 до p а паровий тиск відповідно зменшується від p до 0. Тоді, по-колишньому використовуючи тензорну символіку, для будь-якого моменту часу можна записати, що повна напруга в ґрунті σ_{ij} дорівнює сумі, ефективної напруги в скелеті ґрунту σ'_{ij} і парового тиску у воді u_w :

$$\sigma_{ij} = \sigma'_{ij} + u_w : \quad i=j=x,y,z. \quad (1.8)$$

У водонасиченому ґрунті, що має властивості повзучості, деформації розвиватимуться в часі як в результаті поступового вичавлення води, так і внаслідок повзучості скелета.

Відмітимо, що повне водонасичення ґрунтів ($S_r = 1$) зустрічається у край рідко. Якщо в ґрунті містяться затиснені бульбашки повітря або повітря частково розчинений в паровій воді ($0,8 < S_r < 1$), то із-за стиска води вже в початковий момент часу ($t=0$) частина навантаження передаватиметься на парову воду, а частину - на скелет ґрунту.

Фізичні процеси при деформації ґрунтів. Викладені вище за особливість деформації по-різному проявляються у різних видів ґрунтів і істотно залежать від стану ґрунту і інтенсивності діючих навантажень.

Монолітні скельні ґрунти при навантаженнях, що виникають в результаті будівництва промислових і цивільних споруд, зазвичай можуть розглядатися як тіла, що практично не деформуються. Проте тріщинувата скеля і тим більше розбірний скельний ґрунт вже мають деяку деформованість. У тріщинуватих скельних грантах зсувні деформації пов'язані передусім із співвідношенням напрямів дії зусиль і площин тріщин і являють значно більшу небезпеку, ніж об'ємна деформованість. Зруйновані структурні зв'язки в скельних грантах з часом не відновлюються.

Об'ємні деформації велико уламкових і однорідних по гранулометричному складу піщаних ґрунтів значною мірою обумовлюються пружним стискуванням часток, а у міру збільшення навантаження - пластичним руйнуванням контактів між ними, тому вони зазвичай бувають невеликі. У неоднорідних пісках розвиватимуться значні деформації ущільнення. У водонасичених піщаних грантах це супроводжується вичавленням води з пір. Оскільки розміри пір в піщаних грантах відносно великі, процес консолідації в них протікає значно швидше, ніж в глинистих ґрунтах. Зсувні деформації в велико уламкових і

піщаних ґрунтах відбуваються за рахунок взаємного переміщення часток з урахуванням руйнування контактів.

Найскладніше розвивається процес деформації в глинистих ґрунтах. Об'ємні деформації в них пов'язані з щільним пакуванням часток, оточених плівками пов'язаної води, зі зменшенням об'єму пір, вичавленням парової води і пружним стискуванням затиснених бульбашок повітря, а зсувні - головним чином зі взаємним переміщенням і перекомпонуванням часток, оточених оболонкою гідрата. Інтенсивність прояву деформацій в глинистих ґрунтах великою мірою залежить від характеру структурних зв'язків і величини діючих навантажень. Навіть слабо ущільнені водні опади глинистих ґрунтів з водно-колоїдними зв'язками при невеликих навантаженнях, що не перевищують структурну міцність, можуть проявляти пружні властивості, тобто майже повністю відновлюватися після зняття навантаження. Подальше збільшення навантаження викликає поступове руйнування структурних зв'язків і інтенсивне ущільнення ґрунту. Зруйновані водно-колоїдні зв'язки з часом відновлюються і після ущільнення глинистого ґрунту може спостерігатися його зміцнення.

Розміри пір в глинистих ґрунтах украй малі, тому процес консолідації в них протікає дуже повільно. Деформації можуть не стабілізуватися впродовж багатьох місяців, років, навіть десятиліть. Також повільно можуть розвиватися і процеси повзучість, пов'язана зі взаємним зміщенням часток, оточених водними плівками, поворотом, вигином і руйнуванням окремих часток.

Дуже складні процеси відбуваються при деформації структурно-нестійких ґрунтів. Тут вже окрім перелічених вище чинників велике значення має зміна фізичної обстановки (відтавання мерзлих ґрунтів, обводнення лесових ґрунтів, розкладання органічних включень в торфах або насипних ґрунтах і тому подібне).

2 ОСНОВНІ РОЗРАХУНКОВІ МОДЕЛІ ҐРУНТІВ

Вимоги до розрахункових моделей. Вище відзначалося, що точність прогнозів в механіці ґрунтів великою мірою визначається тим, з якою повнотою в рівняннях стану відображаються особливості деформації ґрунтів. Отже, в загальному випадку єдина модель ґрунту і рівняння стану, що відповідають їй, повинні відображати усі процеси, розглянуті раніше. Проте побудова такої моделі зажадала б розробки дуже складного математичного апарату розрахунків і проведення громіздких трудомістких експериментів для визначення параметрів моделі. У багатьох випадках це не виправдовувало б відносно невеликий економічний ефект, який може бути отриманий при рішенні досить простих інженерних завдань. Тому в практиці проектування для конкретних випадків використовуються розрахункові моделі ґрунту різної складності.

Для широкого кола завдань будівництва виявилось можливим виділити ті, де основною є оцінка несучої здатності (міцності і стійкості) ґрунтів. Навпаки, в інших завданнях найбільш важливим буде прогноз деформацій основи і споруди. В деяких завданнях, потрібна і оцінка несучої здатності, і прогноз деформацій ґрунтів. Проте ці розрахунки можна проводити окремо. Це дозволило розповсюдити на розрахунки підстав загальні принципи розрахунків по граничних станах:

- 1) по несучій здатності (втрата стійкості, крихке, в'язке або іншого характеру руйнування ґрунту; надмірні пластичні деформації або деформації несталої повзучості);
- 2) по деформаціях (досягнення стану, що ускладнює нормальну експлуатацію споруди або знижує його довговічність внаслідок неприпустимих переміщень - осідань, різниці осідань, крену).

Істота розрахунків по першій групі граничних станів полягає в тому, що розрахункове навантаження на основу не повинне перевищувати силу граничного опору ґрунтів основи. По другій групі граничних станів спільна деформація

споруди і основи не повинна перевищувати граничну для конструктивної схеми цієї споруди.

У багатьох випадках для промислового і цивільного будівництва розрахунки по другій групі граничних станів (по деформаціях) є визначальними.

Такий підхід зумовив можливість використання найбільш простих розрахункових моделей ґрунтів: для розрахунків кінцевої напруги і стабілізованих осідань - теорії лінійної деформації ґрунту; для розрахунків розвитку осідань в часі - теорії фільтраційної консолідації ґрунту; для розрахунків несучої здатності, міцності, стійкості і тиску ґрунту на обгороджування - теорії граничного напруженого стану ґрунту.

Відмітимо також, що у багатьох випадках на практиці виявляється можливим обмежуватися рішеннями в постановці завдань плоскої деформації або навіть одновимірних завдань. Це призводить до істотних спрощень розрахунків.

В той же час розвиток сучасних методів чисельних розрахунків і широке впровадження в проектну практику швидкодіючих обчислювальних машин все більше розширює круг завдань, що використовують складніші розрахункові моделі. До них в першу чергу відносяться моделі теорії нелінійної деформації ґрунту.

Модель теорії лінійної деформації ґрунту. Застосовність цієї моделі до ґрунтів була уперше обґрунтована працями Н. П. Пузиревського, К. Терцаги, Н. М. Герсєванова, В. А. Флорина, Н. А. Цитовича. Ця модель найбільш поширена в інженерній практиці завдяки своїй простоті і можливості використання добре розробленого математичного апарату теорії пружності для опису напружено-деформованого стану ґрунтів. Вона ще довгий час успішно конкуруватиме із складнішими моделями, особливо при розрахунках для масового будівництва.

Теорія лінійної деформації ґрунту базується на припущенні, що при одноразовому навантаженні (чи розвантаженні) залежність між напругою і деформаціями в ґрунтах лінійна. Крім того, при навантаженні розглядається лише

загальна деформація ґрунту без розділення її на пружну і пластичну складові. Перше допущення забезпечує можливість використання для розрахунків напруги в масиві ґрунту апарату теорії пружності, а друге - при відомій нарузі розраховувати кінцеві деформації основи.

Можна зробити висновок, що це відповідає не всій кривій осідань $O_{абв}$, а тільки відрізьку O_a .

Таким чином, використання теорії лінійної деформації ґрунту завжди вимагає встановлення межі її застосування.

При розрахунку напруги в основі і осідань ґрунту під подошвою фундаменту такою межею може служити середній тиск по подошві фундаменту, до досягнення якого залежність між тиском і осіданням близька до лінійної. Недотримання цієї умови може призводити до значних помилок в розрахунках. Наприклад, використовуючи методи теорії лінійної деформації для розрахунку просідань за межами пропорційності ($p_i > p_1$), отримають занижену величину s , тоді як дійсна величина просідань буде значно більше і рівна s_6 .

Рівняння стану моделі теорії лінійної деформації записуються у вигляді узагальненого закону Гука :

$$\begin{aligned}\varepsilon_x &= \frac{1}{E} [\sigma_x - \nu(\sigma_y + \sigma_z)]; \gamma_{xy} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{xy} \\ \varepsilon_y &= \frac{1}{E} [\sigma_y - \nu(\sigma_x + \sigma_z)]; \gamma_{yz} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{yz} \\ \varepsilon_z &= \frac{1}{E} [\sigma_z - \nu(\sigma_x + \sigma_y)]; \gamma_{zx} = \frac{2(1+\nu)}{E} \tau_{zx}\end{aligned}\quad (1.9)$$

де E – модуль загальної лінійної деформації; ν – коефіцієнт поперечного лінійного розширення (коефіцієнт Пуассона), що часто називаються деформаційними характеристиками ґрунту.

У разі розвантаження рівняння стану мають той же вигляд, проте включатимуть вже інші величини E' і ν' , пружні (відновлюються) деформації ґрунту, що характеризують лише властиві цьому процесу.

Відмітимо, що теорію лінійної деформації іноді називають теорією пружності ґрунтів. Формально це справедливо, оскільки вона використовує математичний апарат теорії пружності. Проте треба мати на увазі, що ця схожість чисто формальна, оскільки теорія лінійної деформації розглядає загальні деформації, не розділяючи їх на пружні і пластичні. Крім того, навантаження і розвантаження ґрунту в теорії лінійної деформації відбуваються за різними законами і описуються різними за величиною характеристиками деформованості ґрунту.

Модель теорії фільтраційної консолідації. У найбільш простій постановці теорія описує деформацію в часі повністю водонасиченого ґрунту (ґрунтової маси). Приймається, як було показано вище, що повна напруга, що виникає в елементі ґрунту від прикладеного навантаження, розділяється на напругу в скелеті ґрунту (ефективна напруга) і тиск в паровій воді (парове ділення). У різних точках масиву ґрунту під дією навантаження виникають різні значення парового тиску. Внаслідок цього утворюється різниця натисків в паровій воді і відбувається її вичавлення в менш навантаженій області масиву.

Одночасно під дією ефективної напруги відбуваються перекомпонування часток і ущільнення ґрунту.

Математичний опис цього процесу базується на основній передумові про нерозривність середовища, сформульованою акад. Н. Н. Павловським ще в 1922 р., тобто вважається, що зменшення пористості ґрунту (його ущільнення) пропорційне витраті води (відтоку води з пір ґрунту).

Наслідком цього є важливе положення про те, що швидкість деформації ґрунту знаходиться в прямій залежності від швидкості фільтрації в нім

парової води. Тому основною характеристикою ґрунту, що визначає час протікання процесу фільтраційної консолідації, є коефіцієнт фільтрації k .

У теорії фільтраційної консолідації скелет ґрунту приймається таким, що лінійно деформується, тобто межа застосовності цієї теорії визначається тією ж умовою, що і у попередньому випадку.

Слід зазначити, що в інженерній практиці використовуються і складніші моделі теорії консолідації, розроблені працями К. Терцаґи, Н. М. Герсеванова, В. А. Флорина, М. А. Біо, Ю. До, Зарецького, З. Г. Тер-Мартirosяна і інших вчених, що враховують трикомпонентний склад ґрунту, стисливість парової води, повзучість скелета і інші процеси, що виникають в ґрунті при його деформаціях.

Модель теорії граничного напруженого стану ґрунту. Якщо дві попередні моделі описували закономірності деформації ґрунту, справедливі тільки за умови прямої пропорційності між напругою і деформаціями в кожній точці масиву, то дана модель відноситься тільки до граничного стану, тобто до такого напруженого стану, коли в масиві ґрунту від діючих навантажень сформувалися значні по розмірах замкнуті області, в кожній точці яких встановлюється стан граничної рівноваги. Тому теорію граничного напруженого стану часто називають теорією граничної рівноваги ґрунту.

Нагадаємо, що граничний стан ґрунту визначається таким співвідношенням між напругою, що діє по деяких майданчиках, яке забезпечує можливість необмеженого розвитку пластичних деформацій, тобто течії ґрунту. Тоді стан граничної рівноваги в деякій точці масиву ґрунту відповідатиме співвідношенню між напругою і деформаціями, попередній течії ґрунту, тобто щонайменше порушення цього співвідношення може привести до необмеженого зростання пластичних деформацій ґрунту. Якщо подібні точки масиву об'єднуються в значні по розмірах області, то течія ґрунту виникне в межах цих областей, що приведе до необмеженого збільшення деформацій ґрунту і повної втрати несучої здатності основи.

Пояснимо сказане на наступному прикладі, що є подальшим розвитком аналізу процесів. При тиску під штампом p_1 в деякій області основи розвиваються процеси ущільнення ґрунту, що протікають відповідно до теорії лінійної деформації. Наслідком цього є осідання штампу s_1 . Навіть і в цьому випадку в основі під краями штампу можливе утворення незначних за величиною зон пластичних деформацій, проте із-за крихти вони не робитимуть вплив на загальний розвиток осідань.

При збільшенні тиску ($p_1 < p_i < p_2$) розміри цих зон збільшуються і частина основи безпосередньо під штампом, що сприймає навантаження, відповідно зменшується. Як наслідок цього відбувається непропорційно більше зростання ущільнення s_1 .

Подальше збільшення навантаження призводитиме до ще більшого зростання зон пластичних деформацій, і, нарешті, при $p=p_2$ вони об'єднуються в області, захоплюючи майже усю верхню частину основи. При цьому, у багатьох випадках по сторонах штампу на поверхні ґрунту утворюються вали випирання. Осідання s_2 при наближенні тиску p до величини p_2 нестримно зростає і може виявитися дуже значною. У ряді випадків штамп, встановлений на основі, втрачає стійкість. Тому тиск p_2 розглядається в теорії граничної рівноваги ґрунту як граничне навантаження на основу або його гранична несуча здатність.

Стосовно розглянутого прикладу теорія граничної рівноваги і дозволяє розрахувати таке значення граничного навантаження, що передається штампом на основу, коли в основі повністю сформується області пластичної деформації ґрунту. В той же час за допомогою цієї теорії не можна визначати деформації ґрунту, тому величина ущільнення s_2 залишається невідомою. Рішення завдань теорії граничної рівноваги зводиться до спільного рішення диференціальних рівнянь рівноваги і особливого рівняння, що називається умовою граничного напруженого стану ґрунту. Вид цієї умови визначається вибором тієї або іншої моделі граничного напруженого стану ґрунту, часто званою моделлю міцності

ґрунту, випадку плоскої деформації при використанні моделі міцності ґрунту Кулона – Мору система рівнянь теорії граничної рівноваги записується у вигляді:

$$\frac{\delta\sigma_x}{\delta x} + \frac{\delta\tau_{xz}}{\delta z} = \chi \quad (1.10)$$

$$\frac{\delta\tau_{zx}}{\delta x} + \frac{\delta\sigma_z}{\delta z} = Z$$

$$(\sigma_x - \sigma_z)^2 + 4\tau_{xz}^2 = (\sigma_x + \sigma_z + 2cctg\varphi)^2 \sin^2\varphi \quad (1.11)$$

де c - питоме зчеплення ґрунту, φ - кут внутрішнього тертя. Ці показники часто називають міцностними характеристиками ґрунту. Символами X і Z позначені компоненти об'ємних сил.

Теорія граничної рівноваги дозволяє визначати не лише несучу здатність ґрунтів основи. Її рішення використовуються також для загальніших розрахунків стійкості споруд і підстав, укосів і схилів, визначення тиску ґрунту на обгороджування. У основі сучасних рішень теорії граничної рівноваги лежать фундаментальні роботи В. В. Соколовського. Серед інших учених, що внесли великий внесок у розвиток цієї теорії, слід вказати С. С. Голушкевича, В. Г. Березанцева, В. З Христофорова, М. В. Малишева, м. Мейергофа, Ж. Біареза та ін.

"Лінійна" і "нелінійна" механіка ґрунтів. Приведені вище моделі ґрунту містять в собі деякі протиріччя. Дійсно, теорія лінійної деформації ґрунту, справедлива в обмеженому діапазоні навантажень, дозволяє розраховувати напругу і деформації тільки при $p \leq p_1$. Завдання, обґрунтовані на використанні цієї теорії, відносяться до лінійної механіки ґрунтів. В той же час теорія граничної рівноваги дозволяє встановлювати тільки граничні навантаження на основу ($p = p_2$) не дає можливості розраховувати величини осідань, що відповідають їм. Таким чином, розрахунок деформацій підстав в діапазоні навантажень від p_1 до p_2 за допомогою цих теорій виконаний бути не може.

Для широкого класу завдань, такий підхід є цілком виправданим. Тому далі будуть розглянуті методи визначення характеристик механічних властивостей ґрунтів, необхідних для розрахунків підстав за допомогою цих теорій. Проте при

проектуванні особливо відповідальних споруд виявляється доцільним використати і складніші моделі ґрунту, що дозволяють визначати деформації в усьому діапазоні навантажень. Ці рішення відносяться до нелінійної механіки ґрунтів.

Теорії нелінійної деформації ґрунтів застосовуються для розрахунків напружено-деформованого стану і оцінки міцності підстав і ґрунтових споруд, коли зв'язок між напругою і деформаціями істотно нелінійний, тому вони часто називаються теоріями пластичності ґрунтів.

Значне поширення в інженерній практиці отримала деформаційна теорія пластичності, обґрунтована на теорії малих деформацій пружньопластичності акад. А. А. Іллюшина. У найбільш простому виді ця теорія виходить з допущення, що об'ємна і зсувна деформації залежать тільки відповідно від середньої нормальної напруги і інтенсивності дотичної напруги, тобто:

$$\epsilon_v = \Psi(\sigma_m); \int (\tau_1) \quad (1.12)$$

Різні модифікації теорій нелінійної деформації ґрунтів представлені в роботах С. С. Вялова, А. Л. Гольдіна, Ю. К. Зарецького, А. Л. Крижановського, В. Г. Миколаївського, В. И. Соломіна, В. Г. Федоровського і інших учених.

2.1 МЕТОДИ ПОСИЛЕННЯ ТА УКРІПЛЕННЯ ҐРУНТІВ ЗЕМЛЯНОГО ПОЛОТНА

На земляне полотно і розташований під ним ґрунт впливають статичні і динамічні навантаження. Вплив статичних навантажень відомий, динамічні навантаження, що викликають додаткові напруження в земляному полотні і в ґрунті, залежать від різних впливів, таких як вид ґрунту та його шаруватість, тип рухомого складу і його стан, швидкість руху потягів тощо.

До несучих шарів земляного полотна висувають певні вимоги по відношенню до розмірів, виду ґрунту, його щільності, вологості та фільтраційної здатності. При цьому слід віддавати перевагу полотну і ґрунту, що має достатню

несучу здатність. Для цього існують методи проведення робіт з суцільним динамічним контролем ущільнення, що дозволяє виявити дефектні місця. При спорудженні нового полотна на етапі вибору траси можна оминати ділянки з нестабільними ґрунтами. У випадку неможливості уникнення слабких основ необхідно провести ряд заходів з укріплення основ насипу.

В деяких випадках за геотехнічними і будівельними умовами слід споруджувати пробні ділянки, а іноді проводити натурні досліди. Інакше виглядає ситуація при реконструкції ліній, земляне полотно яких було споруджено більш ніж 100 років назад. Таке полотно вже не може сприймати високі навантаження внаслідок незадовільної несучої здатності, недостатнього дренажу, низької щільності шарів земляного полотна і підстилаючих ґрунтів. Роботи з уточнення вимог до земляного полотна проводяться відповідно до високошвидкісних ліній і націлені на встановлення параметрів земляних споруд у відповідності з динамічними показниками, а також на мінімізацію витрат при невисоких швидкостях. Геотехнічні вимоги повинні бути модифіковані таким чином, щоб навіть при максимальних навантаженнях земляні споруди працювали безвідмовно.

Способи покращення основ земляного полотна:

1. Конструктивні методи – влаштування піщаних подушок, кам'яних, піщано-гравійних відсипок, влаштування шпунтового огороження, армування ґрунтів – використовуються при підсиленні мулів, торфів, насипних ґрунтів, слабких піщаних і зв'язних ґрунтів. Конструктивні методи засновані на обмеженні розвитку деформацій в зоні впливу споруди в будь-якому напрямку. Загальною перевагою конструктивних методів є можливість їх застосування в будь-яких умовах, оскільки вони не пов'язані з поліпшенням характеристик ґрунтів. Недоліком – значна трудомісткість.

2. Механічні методи: – поверхнєве ущільнення – ущільнення ґрунтів укатуванням, віброплитою, важкими трамбівками, - використовуються при

рихлих піщаних і макропористих ґрунтах, свіжеукладених насипних і зв'язних ґрунтах; - глибинне ущільнення – ущільнення ґрунтів вапняними та ґрунтовими сваями, пневмопробійниками, розкатуванням свердловин, обтиск ґрунтів статичними навантаженнями з улаштуванням вертикальних дренажів, ущільнення динамічними впливами, попереднє замочування, ущільнення водопониженням – використовуються при макропористих просадочних ґрунтах, пілуватоглинистих ґрунтах, торфах, рихлих піщаних ґрунтах, слабких сильностискаємих ґрунтах.

Механічні методи покращення основ пов'язані з ущільненням ґрунтів і отриманням властивостей, які б гарантували стійкість і допустиму осадку споруд, що будуть будуватися. Для зміцнення слабких глинистих, рихлих піщаних ґрунтів, насипних і просадочних ґрунтів використовується поверхнєве або глибинне ущільнення. При поверхневому ущільненні в межах деформуємого масиву основи або її частини, вплив ущільненням відбувається з поверхні ґрунту. При глибинному ущільненні – в межах всієї товщини рихлих ґрунтів основи вплив ущільненням відбувається по всій глибині масиву або по частині.

Фізико-хімічні методи: - температурні – термічне закріплення і заморожування ґрунтів – використовуються при макропористих просадочних і інших зв'язних ґрунтах, структурно-нестійких водонасичених ґрунтах; - ін'єкційні – цементация, силікатизация, закріплення ґрунтів синтетичними смолами – використовуються при гравелистих і крупних пісках, макропористих просадочних ґрунтах; - електрохімічні – електросилікатизация, електроосмос, електрохімічне закріплення – використовуються при слабких пілуватоглинистих ґрунтах; - струменеві технології, напірні ін'єкції, високонапірні ін'єкції – які порушують цілісність ґрунтів (розривні).

Фізико-механічні методи засновані на використанні спеціальної обробки ґрунтів і супроводжуються штучним перетворенням їх властивостей. В ґрунті при цьому відбуваються незворотні процеси зміни структури зв'язків між окремими

частинками, в результаті чого зростає міцність ґрунту, зменшується його стискуємість і водонепроникність.

З кінця 50-х років для зміцнення слабких ґрунтів використовуються методи напірних ін'єкцій. При технології гідророзриву тиск нагнітання значно перевищує структурну міцність ґрунту. На сьогодні існують різновиди даної технології, які дозволяють зміцнювати будь-які ґрунти за допомогою багатьох розчинів. Тиск ін'єктування сягає 0,05...50 МПа високошвидкісними струменями цементного розчину, які обертаються, що, на відміну від цементації, дозволяє розчину поширюватись крізь тріщини в ґрунтовому масиві. Розчин розповсюджується по поверхням найменшого опору в послаблені зони ґрунту, порушуючи його суцільність у вигляді щілеподібних розривів, які наповнюються розчином ін'єктування. Оточуючий ґрунт ущільнюється і відбувається покращення його властивостей. Несуча здатність та жорсткість зміцненої основи збільшуються завдяки ефекту армування ґрунтового масиву лінзами, які утворились з розчину, який було ін'єктовано, і міцність якого часом тільки підвищується. Для ін'єктування використовуються розчини грубодисперсного складу на основі цементного в'язучого. В літературі є відомості про підбір тверднучих розчинів для зміцнення ґрунтів та дослідження про вплив гранулометричного і мінералогічного складу, змісту цементу і різних домішок на межу міцності і час твердіння розчинів.

3 ПОСИЛЕННЯ ЗАЛІЗНИЧНИХ НАСИПІВ СТЯГУЮЧИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ ЗАГАЛЬНІ ПОЛОЖЕННЯ

Інтенсивна експлуатація залізничного транспорту приводить до збільшення завантаженості колії. У цих умовах колія повинна бути надійною, міцною і стійкою, забезпечуючи безперешкодний пропуск поїздів із установленими швидкостями руху. Особливої уважності вимагає земляне полотно як довгострокова споруда, що залишається без яких-небудь ремонтів протягом тривалого часу.

Аналіз стану насипів на мережі залізниць показує, що процес приведення їх у технічно надійний стан має потребу в значному прискоренні. Використання традиційних способів посилення (контрбанкети, контрфорси, підпірні стіни і т.п.) приводить до великих витрат засобів і часу. У зв'язку з цим виникає необхідність розробки прогресивних способів посилення експлуатованих залізничних насипів, що базуються на сучасних машинізованих технологіях.

Особливо гостро ця проблема встає при посиленні насипів у зонах водопропускних труб, де посилення насипів здійснюється відсипанням контрбанкетів з відповідним подовженням труби.

Для дозволу цієї проблеми 1985 році був запропонований спосіб посилення насипів у зонах розташування водопропускних труб стягуючими елементами (СЕ), як рішення, альтернативне застосуванню контрбанкетів з подовженням труби.

Була розроблена і випробувана методика оцінки динамічного стану насипів над трубами з застосуванням вібростейсмічних методів. Також розроблена методика обліку вібродинамічного впливу поїздів при розрахунку стійкості укосів.

Сферою застосування способу є забезпечення загальної стійкості насипів, розташованих на міцній підставі. При наявності інших видів деформацій насипів

СЕ можуть бути використані в загальному комплексі противодеформаційних заходів.

Посилення насипів СЕ повинне здійснюватися на основі техніко-економічного обґрунтування.

Найбільш ефективно використовувати даний спосіб у зонах розташування водопропускних труб. При цьому без яких-небудь технічних обмежень спосіб може бути застосований на всьому протязі ділянки насипу, що деформується.

Загальний вид насипу, посиленого СЕ приведений на рисунках. Принцип посилення насипу полягає в одержанні в його тілі наскрізних горизонтальних чи похилих свердловин, введенні в свердловини арматури СЕ з наступним її натягом спеціальними натяжними пристроями і закріпленням на залізобетонних плитах, що лежать на укосах насипу. Для захисту арматури СЕ від корозії свердловини заповнюються піщано-цементним розчином. У залежності від обраної технологічної схеми провадження робіт, а також в умовах агресивності ґрунтових вод стосовно бетону в свердловинах можуть бути встановлені захисні полімерні труби.

Відмітною рисою даного способу є те, що конструкція із СЕ перетинає будь-які можливі поверхні зсуву укосів насипу. При цьому, при оповзанні одного з укосів, інший укіс починає відігравати роль утримуючого масиву, а конструкція із СЕ роль ґрунтового анкера.

3.1 ВИХІДНІ ДАНІ ДЛЯ ПРОЕКТУВАННЯ

Проектування посилення насипів СЕ повинне базуватися на результатах інженерних вишукувань. Інженерні вишукування проводяться з метою одержання наступних даних:

- характеристик посилення рухомого поїзда, що обертається на ділянці, і швидкостей руху поїздів;
- характеристик динамічного стану насипу з визначенням необхідної зони посилення;

- передісторії деформованості насипу;
- геологічних і гідрогеологічних характеристик ділянки;
- кліматичних характеристик району проектування, зокрема, розрахунковій інтенсивності і тривалості дощу, як середньомісячної за останні 10 років;
- топографічного плану ділянки;
- поздовжніх і поперечних геолого-літологічних розрізів по баластовому шару і земляному полотну;
- фізико-механічних і міцностних характеристик ґрунтів, які складають тіло насипу.

3.2 ОЦІНКА ДИНАМІЧНОГО СТАНУ НАСИПІВ НАД ТРУБАМИ ВІБРОСЕЙСМІЧНИМИ МЕТОДАМИ

Основною задачею оцінки динамічного стану насипів над трубами є виявлення ослаблених по міцності зон ґрунту для наступного ефективного їх посилення СЕ.

При оцінці динамічного стану насипів над трубами вібраційний метод застосовується як основний, сейсмічний - як додатковий.

Оцінку динамічного стану насипів над трубами проводять відповідно до класифікації динамічних ознак вібраційного методу

Для одержання додаткової інформації про стан і склад ґрунтів, а також виявлення ослаблених по міцності зон на ділянках насипів у межах труб, може бути застосований сейсмічний метод

Вимірювальні засоби для оцінки динамічного стану насипів

Для вимірів коливань ґрунту застосовують вимірювальну систему на базі сейсмічної станції "Поиск"-1-6/12-АСМ-ОВ. Як приймаючу апаратуру варто застосовувати сеймоприймачі, що перетворюють механічні коливання ґрунту в електричні сигнали. Найбільш доцільним є використання сеймоприймачів типу СВ-1-10 для визначення вертикальних складових коливань ґрунту. Можливе

застосування сейсмоприймачів і інших типів, що входять у комплект сейсмічної станції "Поиск" і мають подібні технічні характеристики.

Реєстрацію коливального процесу здійснюють за допомогою осцилографа Н044.3/Н-700, встановленого на станції "Пошук". Сейсмоприймачі за допомогою кабелю приєднують до гальванометрів осцилографа прямо, минаючи блоки керування, живлення, посилення і фільтрів.

Методика вимірів

Сейсмоприймачі СВ-1-10 /СГ-1-10/ встановлюють на кожному робочому поперечнику рівномірно по укусу насипу від брівки основної площадки до рівня зводу труби. Перший сейсмоприймач встановлюється на відстані 3,5-4,0 м від осі колії (у залежності від фактичної ширини основної площадки) на брівці насипу. Крок розміщення сейсмоприймачів є постійним і, як правило, змінюється в межах $X = 1,0 \div 2,0$ м, що залежать від висоти насипу. Останній датчик встановлюють на рівні зводу труби.

Виходячи з задач оцінки динамічного стану насипів у зоні труби обов'язковим є розташування одного з робочих поперечників на відстані $L = 25 \div 50$ м від осі труби. Цей перетин приймається при подальшій обробці за еталонний, як розташований поза зоною труби (на стійкій ділянці насипу).

Робочі поперечники в межах труби розташовують уздовж колії через $\ell = 4 \div 5$ м, у залежності від детальності дослідження.

На кожному поперечнику вимірюють вертикальні (горизонтальні; складові вектора швидкості коливань ґрунту. Для цього встановлюють сейсмоприймачі СВ-1-10/СГ-1-10/, орієнтовані вертикально перпендикулярно) до осі колії. Запис коливань ґрунтів насипів роблять одночасно по усіх вимірювальних каналах.

Вірогідність оцінки динамічного стану насипів над трубами припускає виконання ряду необхідних умов:

- вимір коливань ґрунтів насипу варто проводити при впливі однотипного еталонного поїзного навантаження (локомотив);

- при порівнянні коливань ґрунтів по робочих поперечниках повинні бути використані результати, отримані при швидкостях руху поїздів, близьких за своїм значенням ($\Delta \mathcal{G}_{об} = \pm 5$ км/год);
- коливання ґрунтів насипу вимірюють від впливу трьох-п'яти рухомих одиниць по кожному поперечнику.

Оцінка динамічного стану насипів над трубами вібраційним методом

Оцінка динамічного стану насипів над трубами проводиться на основі виявлення ослаблених зон за розрахованим значенням коефіцієнту відносних віброшвидкостей K_v

$$K_v = \frac{\mathcal{G}_z^p}{\mathcal{G}_z^{эт}}$$

де \mathcal{G}_z^p і $\mathcal{G}_z^{эт}$ - значення віброшвидкостей у місцях установки сейсмоприймачів відповідно на еталонному і робітнику поперечниках м/с.

Ослаблені по міцності зони ґрунту характеризуються підвищеним рівнем віброшвидкостей з $K_v > 1.6$. При цьому варто враховувати вплив колійних стиків, наявність яких збільшує рівень амплітуд коливань приблизно в два рази в порівнянні із середньою частиною ланки.

Оцінка стану насипів над трубами сейсмічним методом

У задачі сейсмічного обстеження ділянки насипу над трубою входить наступне:

- визначення товщини баластового шару і виявлення місця розташування насичених водою зон;
- визначення потужності і площі поширення баластових шлейфів в укисних частинах насипу;
- поділ тіла насипу по літологічному складу і стану ґрунтів;
- визначення орієнтованих фізико-механічних і міцностних характеристик

ґрунтів.

Визначення орієнтованих величин значень характеристик ґрунтів виконується за значеннями параметрів подовжніх (V_p) і поперечних (V_s) хвиль з використанням кореляційних залежностей.

3.3 ПРОЕКТУВАННЯ І РОЗРАХУНОК ПОСИЛЕННЯ НАСИПІВ СТЯГУЮЧИМИ ЕЛЕМЕНТАМИ

Оцінка стійкості насипу повинна виконуватися на основі вихідних даних для проектування.

Оцінку ступеня стійкості насипу рекомендується проводити шляхом багатоваріантних розрахунків на ЕОМ. При цьому зазначена оцінка повинна бути зроблена в розрахункових поперечних перерізах ділянки посилення насипу.

У якості розрахункових варто призначати поперечні перерізи у місцях відображення найбільш характерних інженерно-геологічних умов.

Як мінімум розрахунок повинний виконуватися для двох перетинів: по осі труби і прилягаючого перетину з максимальною висотою насипу (максимальною потужністю ґрунту в тілі насипу). У кожному перетині розраховується стійкість як лівого, так і правого укосів.

Для проведення цієї оцінки рекомендується приймати аналітичний метод розрахунку стійкості укосів насипів Г.М.Шахунянца, з побудовою епюр зсувних тисків.

Можна рекомендувати наступний порядок проведення розрахунків:

для кожного перетину (правої чи лівої його сторони) визначаються коефіцієнти стійкості при різних поверхнях зсуву і знаходиться положення критичної поверхні зі значенням розрахункового коефіцієнта стійкості $K_{рас} = \min \min K_{рас}$. Якщо величина $\min \min K_{рас}$ виявилася менше заданого значення $K_{зад} = 1.2$, то укіс вважається хитливим і вимагає посилення. При одержанні величини $\min \min K_{рас} \ll 1,0$, вона підбирається приблизно рівною $\min \min K_{рас} = 1,0$ шляхом

зміни міцностних характеристик ґрунтів, для критичної поверхні зсуву відомим методом Г.М.Шахунянца будується еюра зсувних тисків E (кН). При цьому для хитливого укосу $E_{п} > 0$ (де $E_{п}$ - зсувний тиск в останньому відсіку).

Розрахункові навантаження

Розрахункові навантаження на основну площадку насипу повинні прийматися з обліком їхнього перспективного росту і динамічного впливу.

Розрахункові навантаження на основну площадку насипу від ваги верхньої будови колії $P_{в.з}$ (кПа) приймаються в залежності від типу верхньої будови колії.

Навантаження на основну площадку насипу від рухомого поїзда $p_{п}$ (кПа) приймаються від вантажних вагонів. При цьому як розрахункове навантаження $p_{п}$ (кПа) приймається найбільша динамічна напруга, обумовлене в підрейковому перетині по "Правилах розрахунків верхньої будівлі залізничної колії на міцність".

Величина $p_{п}$ (кПа) може бути прийнята в залежності від розрахункової швидкості руху V (км /год) рухомого поїзда, осьових навантажень p (т/вісь) і типу верхньої будови колії. Епюри навантажень $p_{в.з}$ і $p_{п}$ приймаються трапецеїдальної форми (рис. 3.1 і 3.2).

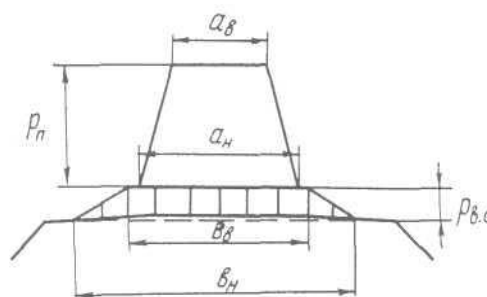


Рисунок 3.1 – Епюри навантажень від верхньої будови колії і рухомого поїзда для одноколійного насипу

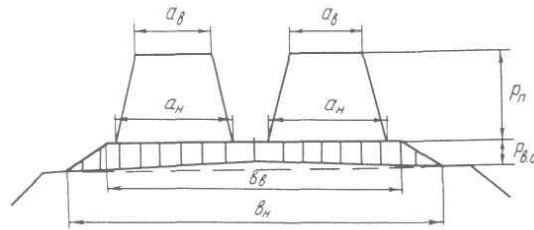


Рисунок 3.2 – Епюри навантажень від верхньої будови колії і рухомого поїзда для двоколійного насипу

Облік динамічного стану

Облік динамічного стану насипу при статичній розрахунковій схемі рекомендується робити системно за допомогою єдиного показника - інтегрального параметра I .

При цьому в розрахункову схему замість статичного навантаження вводиться приведенне фіктивне зовнішнє навантаження:

$$p_{пр} = p_{п} \cdot I$$

Величина I для насипів над трубами може прийматися по графіках рис. 3.3, а за межами труби по графіках рис. 3.4 у залежності від висоти насипу в розрахунковому перетині H_{η} , виду ґрунту і показника консистенції I_L .

У ряді випадків, коли необхідне уточнення ступеня динамічного впливу поїзного навантаження на стійкість насипу, розрахунки стійкості можна робити з урахуванням зниження міцностних характеристик ґрунтів у кожному відсіку передбачуваного зсувного блоку.

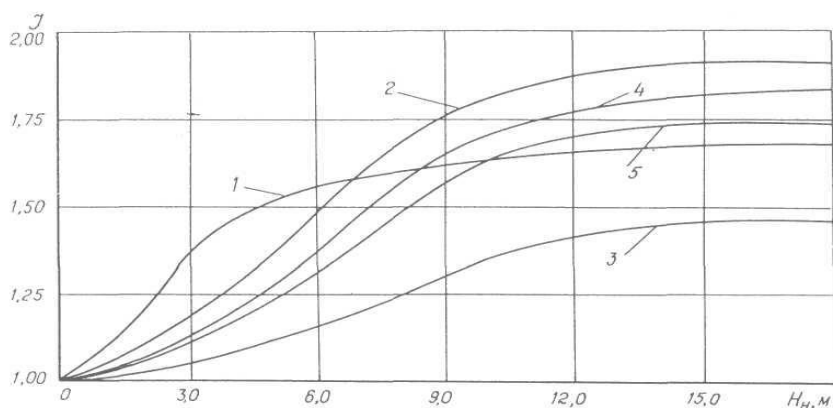


Рисунок 3.3 – Величина I для насипів над трубами

- 1- супісок $I_L < 0$; 2 - супісок $I_L \leq 0,25$; 3 – легкий суглинок $I_L < 0$;
 4 - легкий суглинок $I_L \leq 0,25$; 5 – важкий суглинок $I_L \leq 0,50$

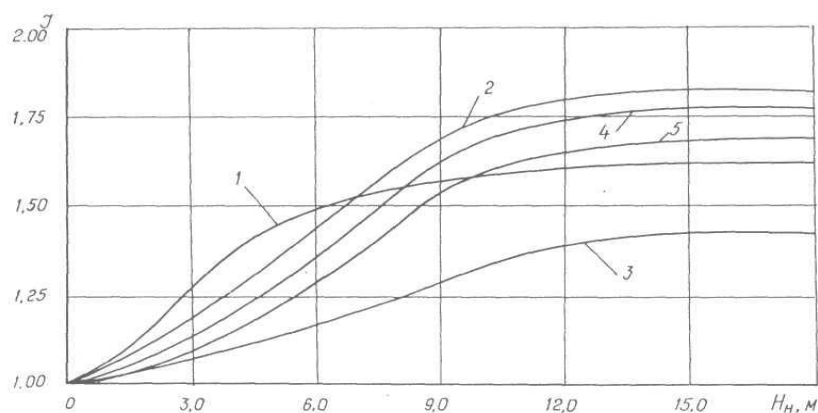


Рисунок 3.4 величина I для насипів над трубами

- 1- супісок $I_L < 0$; 2 - супісок $I_L \leq 0,25$; 3 – легкий суглинок $I_L < 0$;
 4 - легкий суглинок $I_L \leq 0,25$; 5 – важкий суглинок $I_L \leq 0,50$

Розрахункова схема посилення насипів стягуючими елементами

Позитивна величина зсувного тиску E_p (кН) може бути сприйнята конструкцією СЕ за рахунок двох додаткових утримуючих укіс зусиль: зусилля натягу арматури СЕ - $F_{нат}$ (кН) і зусилля перерізу $F_{ср}$ (рис.3.5).

Значення величин цих зусиль можна знайти з загальної схеми методу Г.М. Шахунянца по визначенню зсувного тиску

$$E_{II} = F_{c3} = F_{нат} + F_{cp} \frac{\cos \varphi_i}{\cos(\beta_i - \varphi_i)}$$

де F_{c3} - сумарне зусилля, яке має сприйняти один стягуючий елемент, кН;
%

φ_i - кут внутрішнього тертя ґрунту основи i -го відсіку, що перетнув СЕ (див.рис.5.5), град;

β_i - кут нахилу до горизонту дотичної до основи i -го відсіку, що перетнув СЕ, град.

Величина $F_{нат}$ визначається з умови недопущення пластичних деформацій під плитами СЕ. При цьому безпечний тиск на ґрунт $p_{без}$ визначається по формулі:

$$p_{без} = \frac{\pi \cdot c}{\operatorname{tg} \varphi (\operatorname{ctg} \varphi + \varphi - \frac{\pi}{2})},$$

де φ - кут внутрішнього тертя ґрунту укосу насипу, град.;

c - питоме зчеплення ґрунту укосу насипу, кПа.

Тоді

$$F_{нат} = (p_{без} \cdot S_{пл}) \cdot \frac{1}{\sin \psi},$$

де $S_{пл}$ - площа обпирання плити на ґрунт, м²;

ψ - кут нахилу укосу насипу ($\operatorname{ctg} \psi = m$), град.

При відомому значенні $F_{нат}$ величина $F_{сер}$ визначиться з вираження:

$$F_{сер} = \frac{(E_{п} - F_{нат}) \cos(\beta i - \varphi i)}{\cos \varphi i}$$

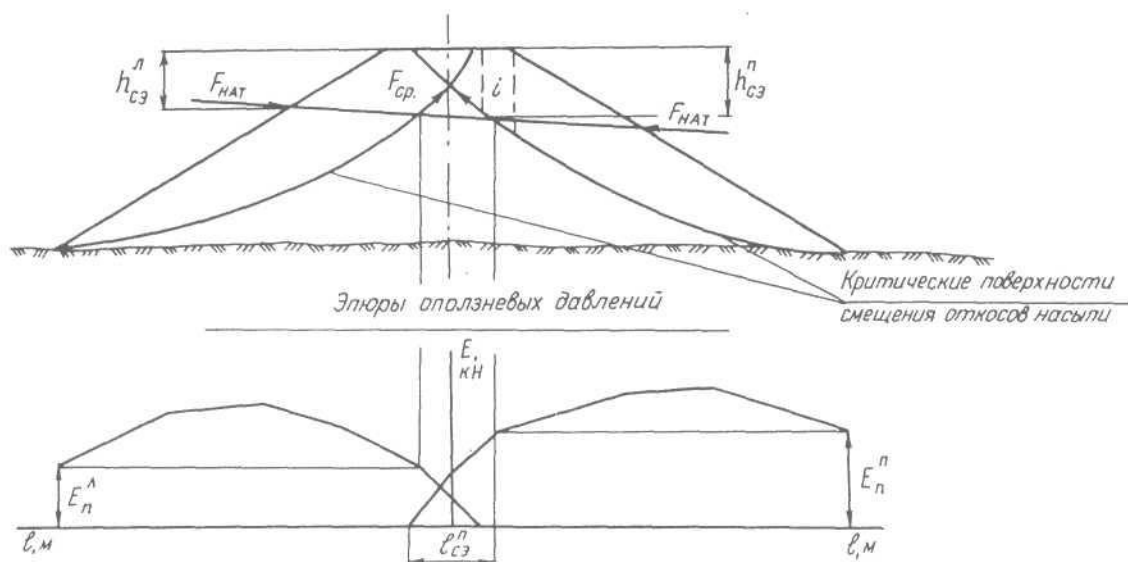


Рисунок 3.5 – Схема розрахунку посилення насипу стягуючими елементами

Визначення місць установки стягуючих елементів і їхньої необхідної кількості

Висота установки СЕ в тілі насипу $h_{сєі}$ (м) може бути визначена графоаналітично у такий спосіб. На епюрі зсувних тисків (див.рис.3.5) знаходиться перетин, у якому зсувний тиск дорівнює $E_{п}$. Для знайденого перетину визначається глибина розташування кривої зсуву від основної площадки, що і є шукана величина $h_{сєі}$. Якщо значення $h_{сєі}$ для правого і лівого укосу виявляться різними, то вибирається або більше значення $h_{сєі}$, або СЕ влаштовується з ухилом по лінії, що з'єднує криві зсуви на глибині $h_{сєі}$.

Після вибору місця розташування СЕ по висоті, перевіряється стійкість

верхньої над СЕ частини укосу, якщо стійкість не забезпечена, то СЕ повинні бути улаштовані в двох рівнях.

Визначення довжини ділянки посилення насипу в зоні водопропускну́ї труби.

Необхідна довжина посилення насипу СЕ в зоні труби може бути визначена на основі результатів оцінки її динамічного стану вібростійкими методами.

За умови посилення зони труби СЕ і відсіпання контрбанкетів на іншому протязі ділянки насипу, що деформується, довжина ділянки $L_{уч.вус}$ (м) визначається як (рис.3.6)

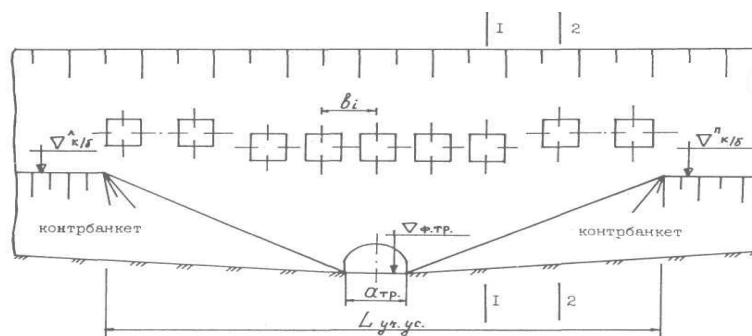


Рисунок 3.6 – Схема розміщення СЕ уздовж укосу насипу

$$L_{уч.вус} = (\nabla_{к/б}^n - \nabla_{ф.тр}) \cdot m^n + (\nabla_{к/б}^{\wedge} - \nabla_{ф.тр}) m^{\wedge} + a_{тр},$$

де $\nabla_{к/б}^n$, $\nabla_{к/б}^{\wedge}$, m^n , m^{\wedge} - відповідно оцінки верхньої полиці і крутість укосів контрбанкету, що прилягає праворуч і ліворуч до труби;

$\nabla_{ф.тр}$ - відмітка фундаменту труби;

$a_{тр}$ - ширина отвору труби, м.

Величина $L_{уч.вус}$ знаходиться для обох укосів і приймається такий, щоб вона перекривала б границі ділянки на правому і лівому укосах насипу.

Призначення відстаней між стягуючими елементами уздовж насипу

Відстань між осями суміжних СЕ B_i (м) (див.рис.3.6) може бути визначена з

умови недопущення прорізання ними ґрунту по площі блоку, що обмежений і-му СЕ і критичної поверхні зсуву

Величина V_i , (м) може бути визначена зі співвідношення:

$$V_i \leq \frac{F_i \cdot c \cdot \frac{\cos \varphi}{\cos(\alpha - \varphi)}}{E_{ni}},$$

де E_{ni} – зсувний тиск, що діє в і-му поперечному перерізі насипу кН;

F_i – площа бічної поверхні блоку ґрунту, обмеженого і-му СЕ і критичною поверхнею зсуву укосу, м²;

c – питоме зчеплення ґрунту цього блоку, кПа;

φ - кут внутрішнього тертя цього блоку, град;

α - кут між СЕ і дотичною до траєкторії зсуву точки додатка рівнодіючих сил зчеплення по поверхні, площею F_i , град.

Розрахункове зусилля, що повинне сприйняти і-ї СЕ $F_{сзі}$ (кН) визначиться як

$$F_{сзі} = V_i \cdot E_{ni}$$

Визначення місць установки стягуючих елементів з урахуванням впливу прилягаючих контрбанкетів

Відповідно до розрахунку СЕ по довжині ділянки посилення можуть розташовуватися на різних рівнях, що дозволяє скоротити загальну довжину буравлення свердловин під СЕ і відповідно потреба в матеріалах. При цьому може бути врахований вплив прилягаючих контрбанкетів, якщо вони влаштовуються (див.рис.3.6). На рис. 3.8 приведена розрахункова схема, враховуюча додаткову утримуючу силу $F_{уд}^д$ від впливу контрбанкету. Розташування СЕ з урахуванням дії $F_{уд}^д$ показано штриховою лінією. Облік додаткової утримуючої сили $F_{уд}^д$ дозволяє, крім установлення СЕ в різних рівнях, збільшувати відстані між осями суміжних

СЕ.

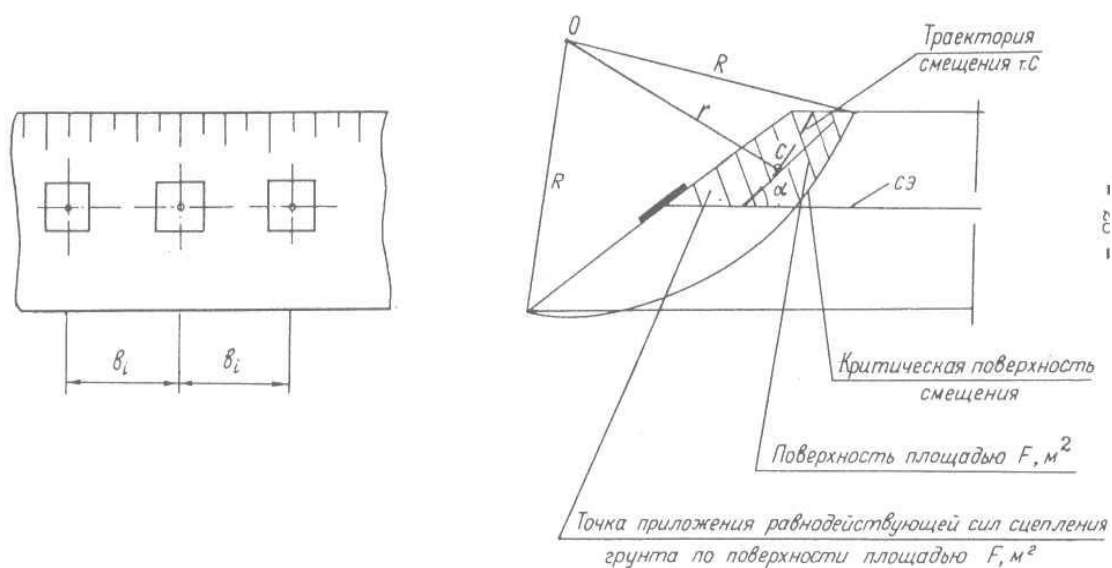


Рисунок 3.7 – Схема до визначення відстаней між осями суміжних плит СЕ

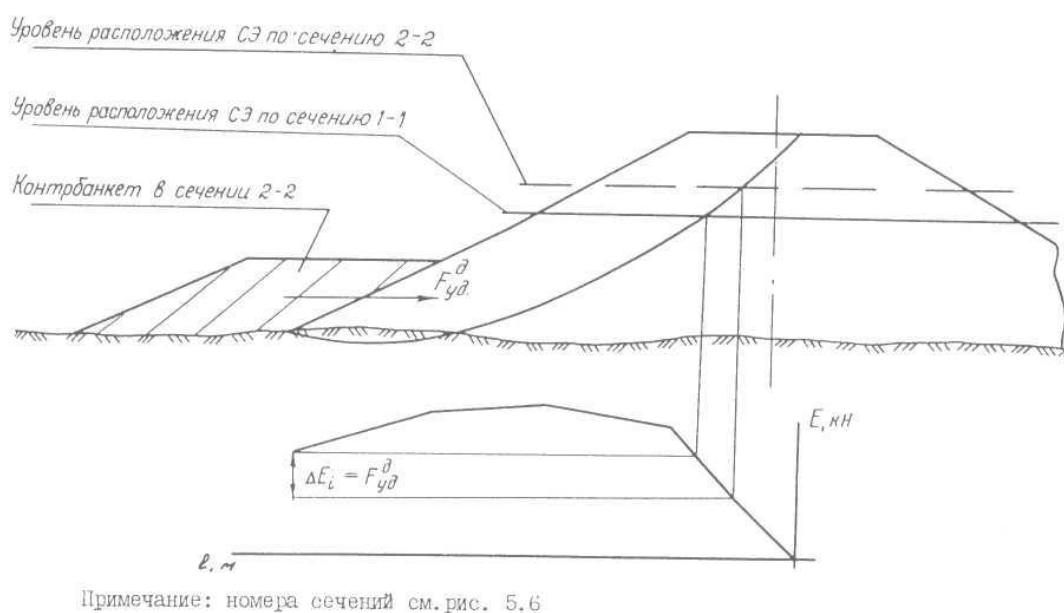


Рисунок 3.8 – Схема до визначення висоти установки СЕ по різних перетинах насипу

Плити

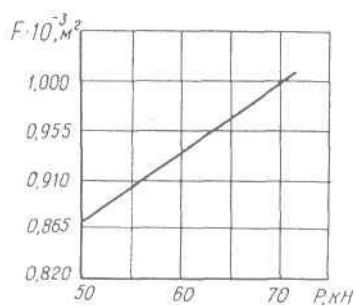
Конструкція залізобетонних плит повинна забезпечувати сприйняття зусиль, переданих на них арматурою СЕ. При цьому, виходячи з умов проведення робіт на крутих укосах насипів, плити СЕ повинні мати мінімально можливу вагу.

Проектування плит СЕ полягає в призначенні їхніх розмірів і розрахунках армування. При відомих значеннях $P_{\text{без}}$ (кПа) і $F_{\text{нат}}$ (кН) площа плити $S_{\text{пл}}$ (м) може бути призначена з умови:

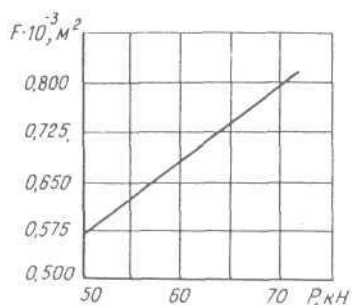
$$S_{\text{пл}} = \frac{F_{\text{нат}} \cdot \sin \psi}{P_{\text{без}}}$$

Алгоритм визначення необхідного армування плит досить трудомісткий, тому для найчастіше зустрічаються розміри плит і значень $F_{\text{нат}}$ у МПТі минулому отримані залежності сумарної площі арматури від зусилля натягу (рис.3.9). При цьому, розрахунки армування плити проводилися як для плити вільно лежачої на суцільній пружній основі, під дією прикладеної по центру сили, методом кінцевих елементів. У залежностях передбачається одиночна схема армування.

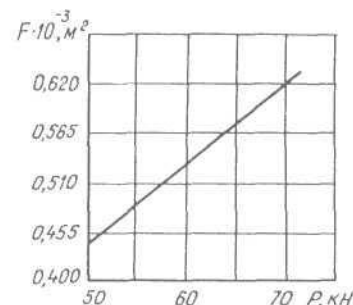
Армування плит рекомендується здійснювати металевими звареними сітками. При цьому сумарна площа стрижнів сітки одного напрямку повинна бути дорівнює площі арматури, визначеної по рис. 3.9.



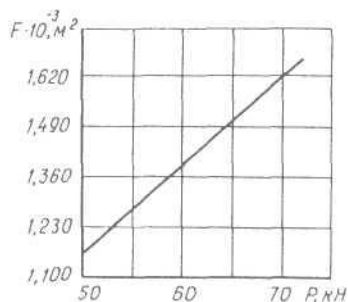
Розміри плити 1x1x0,1м



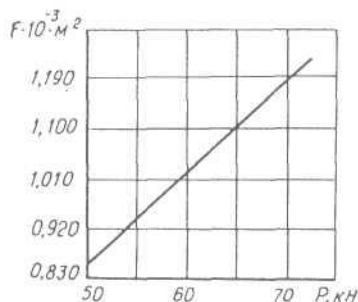
Розміри плити 1x1x0,13м



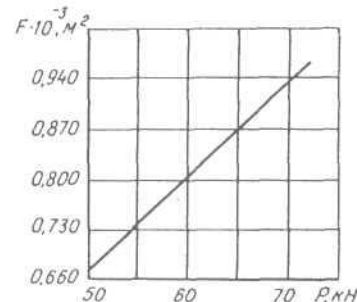
Розміри плити 1x1x0,16м



Розміри плити 2x1x0,10м



Розміри плити 2x1x0,13м



Розміри плити 2x1x0,16м

плити 2x1x0,16м

Рисунок 3.9 – Залежність сумарної площі перетину арматури плит від величини прикладеної по центру сили

При конструюванні плит СЕ варто керуватися наступними положеннями:

- плити повинні мати отвори для пропуску арматури СЕ;
- по периметру плити необхідно улаштування виступів-упорів, що охороняє плиту від сповзання в період проведення робіт і перешкоджає опаданню ґрунту з-під плити;
- як матеріал арматурних зварених сіток варто застосовувати арматуру періодичного профілю класу А.- П, при марці бетону плити М300;
- захисний шар бетону приймають не менш 10 мм;
- відстані між осями робочих стрижнів у зварених сітках варто приймати не менш 50 мм і не більш 200 мм;
- з метою захисту плит від протискування в їхній верхній частині встановлюють (конструктивно) додаткову арматурну сітку.

Арматура

Арматура стягуючих елементів протягом усього терміну служби конструкції повинна забезпечувати сприйняття нею визначених по величині і напрямку $F_{нат}$ і $F_{ср}$.

Як арматуру рекомендується застосування високоміцного дроту В-П чи В_р-П, діаметром 3-8 мм.

Число дротів у пучку $n_{пр}^i$ (шт.) визначається зі співвідношень:

$$\left. \begin{aligned} n_{пр} &= \frac{F_{нат}}{[R_a] \cdot S_{пр}}; \\ n_{пр}' &= \frac{F_{ср}}{[R_{ax}] \cdot S_{пр}} \end{aligned} \right\}$$

де $[R_a]$ і $[R_{ax}]$ - межі міцності дроту при розрахунку від дії моменту по похилому перетину і від дії поперечної сили відповідно, кПа;

$S_{пр}$ - площа поперечного переріза одного дроту, м.

З отриманих значень $n_{пр}$ і $n'_{пр}$ вибирається більше.

З урахуванням установки захисних полімерних труб і їхнього заповнення піщано-цементним розчином, число дротів може бути уточнене по співвідношенню

$$n'_{пр} = \frac{F_{ср} - (R_6 - S_6 - R_n S_n)}{[R_{ax}] \cdot S_{пр}}$$

де R_6 - опір піщано-цементного розчину на розтягання, кПа;

S_6 - площа поперечного переріза частини свердловин, заповненої цим розчином, м ;

R_n - розрахунковий опір зрізу полімерних труб, кПа;

S_n - площа поперечного переріза стінок полімерної труби, м.

Примітка: Б якості захисних можуть застосовуватися полівінілхлоридні труби (ПВХ), зовнішній діаметр яких повинний бути менше діаметра свердловини, не менш ніж на 30...40 мм. Піщано-цементний розчин, що заповнює труби, рекомендується виготовляти з водоцементовим відношенням 1:1 і відношенні піску до цементу 2:1

Натяжні пристрої

При застосуванні як арматуру СЕ пучків з високоміцного дроту можуть бути використані конічні різьбові натяжні пристрої. У цьому випадку натяг здійснюється динамічними ключами з однієї сторони пучка. З протилежної сторони арматурний пучок закріплюють анкерною пробкою. Ці натяжні пристрої дозволяють створювати $F_{нат} = 50 \dots 70$ кн.

Технологія виконання робіт

Технологія й основні правила виконання робіт з посилення насипу СЕ повинні бути відбиті в проекті провадження робіт. Проект провадження робіт затверджується чи відділенням службою шляху дороги.

Проект провадження робіт повинний містити: схеми провадження робіт, перелік необхідних матеріалів, машин, механізмів

і інструмента, а також календарний графік провадження робіт і правила техніки безпеки при їхньому виконанні. Зразковий перелік необхідних машин і механізмів приведений у табл. 3.1.

Проект і календарний графік робіт повинні передбачати: підготовчі, основні й опоряджувальні роботи, а також способи оцінки якості цих робіт.

Таблиця 3.1 – Перелік машин і механізмів для провадження робіт по посиленню насипу стягуючими елементами

Найменування робіт	Найменування машин і механізмів	Основні параметри машин і механізмів	Примітки
1	2	3	4
Буравлення свердловин у тілі насипу	МСПД	Діаметр буравлення: 100, 150мм Довжина: до 20м Маса машини – 220кг	
Пропуск у канали тяг стягуючих елементів	Механічна лебідка		
Розкладка на укоси насипу ж/б плит	Автокрани Повноповоротний стріловий кран на залізн. ходу КДЭ-161, КДВ-15	Вантажопідйомність 15-16т Довга стріли 15-20м	Вибір марки залежить від конкретної технологічної схеми провадження робіт
Виготовлення бетонних сумішей	Бетономішалка Змішувач розчину 3-220	Місткість 0,3м ³ Маса – 70кг Місткість 0,15 м ³ Маса 1300кг	
Нагнітання в свердловини захисних твердих поїздів	Розчинний насос 3048В	Робочий тиск – 4 атм. Маса – 120кг Дальність подачі по горизонталі – 100м По вертикалі – 20м Напруга ел.	

		Двигуна 320 Ут	
Натяг арматури	Динамометричний ключ	Максимальне посилення натягу – 7т	Використовується при різьбових натяжних пристроях
Електропостачання механізмів	Пересувна електростанція АБ/2-Т/230 Пересувний трансформатор КТП	Потужність 4квт напруга 230вт Маса 145 кг, схема зниження напруги 10 кВТ/320у	

Технологічний процес посилення насипів СЕ може виконуватися в двох варіантах:

1 варіант - послідовне здійснення всього циклу основних робіт на кожному окремому СЕ;

2 варіант - виконання кожної операції на всіх стягуючих елементах ділянки посилення.

Кращий по технології – другий варіант, тому що він дозволяє більш раціонально використовувати машини і механізми. У цьому випадку для запобігання свердловин від обвалення обов'язкове застосування захисних труб.

Підготовчі роботи

Підготовка існуючих (чи будівля нових) під'їзних доріг.

Очищення укосів насипу від чагарнику.

Геодезична розмітка ділянки, що включає: розбивку осей стягуючих елементів; закріплення місць вхідних і вихідних отворів свердловин.

Підготовка місць складування матеріалів, стоянки машин і механізмів.

Основні роботи

Буравлення похилих свердловин у тілі насипу здійснюється машиною для спорудження поперечних дренажів (МСПД).

Для розміщення бурового устаткування на укосі можливе використання інвентарного секційного риштування, секції яких переставляються уздовж укосу насипу, у міру пересування бурового устаткування. Один з варіантів такої конструкції риштування розроблений у КМС-221 Південно-Західної залізн.

Креслення цього риштування приведені в додатку 4.

Свердловини варто влаштовувати з ухилом не менш 1...3%, що полегшує заповнення їх піщано-цементним розчином.

Введення в свердловини захисних труб. Ця операція повинна виконуватися безпосередньо після проходки свердловин. У якості захисних рекомендується застосовувати полімерні труби.

Пропуск у свердловини арматури стягуючих елементів. При застосуванні високоміцного дроту марок В-Д і В=З, попередньо закріплюють його в пучки. Пучки варто заготовлювати з запасом близько 2 м, що забезпечує можливість його пропуску через залізобетонні плити і монтаж натяжних пристроїв.

Планування укосів у місцях розташування плит СЕ.

Розкладка на укоси насипу залізобетонних плит, як правило, здійснюється автомобільними кранами. При неможливості їхнього використання розкладку плит можна проводити повноповоротними кранами на залізничному ходу. До моменту з'єднання плит з арматурою СЕ їх необхідно тимчасово закріпити на укосі.

Заповнення свердловин піщано-цементним розчином може здійснюватися нагнітанням розчину під надлишковим тиском чи заливанням під дією власної ваги. У першому випадку забезпечується більш якісне заповнення свердловин. При цьому необхідно проводити тампонаж свердловин. У загальному випадку вибір тієї чи іншої схеми заповнення свердловин залежить від технічних можливостей застосовуваного устаткування.

Натяг арматури СЕ виконується за допомогою спеціальних різьбових пристроїв.

Закріплення арматури тяг СЕ на залізобетонних плитах здійснюється анкерними пробками.

Омоноличування стиків натяжних пристроїв виконується піщано-цементним розчином.

Опоряджувальні роботи

Планування укосів насипу, з їхнім досипанням (при необхідності) дренавальним ґрунтом.

Основні вимоги техніки безпеки

Посилення насипів СЕ повинне здійснюватися з урахуванням вимог Правил технічної експлуатації залізниць України, Інструкції з забезпечення безпеки руху поїздів при виробництві колійних робіт, Правил по техніці безпеки і виробничій санітарії при провадженні робіт у колійному господарстві.

Розділ проекту провадження робіт, що містить правила техніки безпеки й охорони праці, повинний складатися з обліком обраної технологічної схеми, тобто враховувати послідовність виконання операцій, а також набір машин і механізмів. Крім того, необхідно скласти місцеву інструкцію з техніки безпеки, у якій варто врахувати особливості робіт на конкретній ділянці посилення насипу.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В роботі була проаналізована робота ґрунтів земляного полотна залізниць. Порівняні моделі поведінки ґрунтів. Визначені методи посилення елементів земляного полотна.

Запропоновано метод посилення - метод стягуючих елементів.

Проведені необхідні розрахунки та визначена ефективність цього методу.

Посилення насипів СЕ повинне здійснюватися на основі техніко-економічного обґрунтування.

Найбільш ефективно використовувати даний спосіб у зонах розташування водопропускних труб. При цьому без яких-небудь технічних обмежень спосіб може бути застосований на всьому протязі ділянки насипу, що деформується.

Принцип посилення насипу полягає в одержанні в його тілі наскрізних горизонтальних чи похилих свердловин, введенні в свердловини арматури СЕ з наступним її натягом спеціальними натяжними пристроями і закріпленням на залізобетонних плитах, що лежать на укосах насипу. Для захисту арматури СЕ від корозії свердловини заповнюються піщано-цементним розчином. У залежності від обраної технологічної схеми провадження робіт, а також в умовах агресивності ґрунтових вод стосовно бетону в свердловинах можуть бути встановлені захисні полімерні труби.

Відмітною рисою даного способу є те, що конструкція із СЕ перетинає будь-які можливі поверхні зсуву укосів насипу. При цьому, при оповзанні одного з укосів, інший укіс починає відігравати роль утримуючого масиву, а конструкція із СЕ роль ґрунтового анкера.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Шахунянц Г.М. Земляное полотно железных дорог. Вопросы проектирования и расчета: Учеб. пособие для вузов ж.-д. трансп. – М.:Трансжелдориздат, 1953.
2. Хуан Я.Х. Устойчивость земляных откосов. –М.:Стройиздат, 1988. –с.
3. Гольдштейн М.Н. Механические свойства грунтов. – М.: Стройиздат, 1971. – 368 с.
4. Дяченко Л.І., Кислий Г.П., Курач О.В. Інструкція з утримання земляного полотна залізниць України (ЦП 0072). - Дніпропетровськ: Арт-Прес,2001.- 104с.
5. Інструкція з улаштування та утримання колії залізниць України. ЦП/0269. – Київ, 2015.
6. Маслов Н.Н. Физико-техническая теория ползучести глинистых грунтов в практике строительства. – М.: Стройиздат, 1984. – 176 с.
7. ДБН В.2.3-19-2018. Споруди транспорту залізниць колії 1520 мм норми проектування