

Міністерство освіти і науки України
Національний технічний університет
«Дніпровська політехніка»

ФАКУЛЬТЕТ БУДІВНИЦТВА

Кафедра будівництва, геотехніки і геомеханіки

ПОЯСНЮВАЛЬНА ЗАПИСКА
кваліфікаційної роботи ступеню магістра

студента Алага Еліас
(ПІБ)
академічної групи 192М-17-1 ФБ
(шифр)
спеціальності 8.192 Будівництво та цивільна інженерія
(код і назва спеціальності)
спеціалізації _____
за освітньо-професійною програмою Промислове та цивільне будівництво

(офіційна назва)

на тему Дослідження кренів фундаментів з кільцевою формою підошви та методики їх розрахунку

(назва за наказом ректора)

Керівники	Прізвище, ініціали	Оцінка за шкалою		Підпис
		рейтинговою	інституційною	
кваліфікаційної роботи	Халимендик О.В.			
розділів:				
Рецензент				
Нормоконтролер	Максимова Е.О.			

Дніпро
2018

ЗАТВЕРДЖЕНО:
завідувач кафедри
будівництва, геотехніки і геомеханіки

_____ Гапєєв С.М.
(підпис) (прізвище, ініціали)

« _____ » _____ 2018 року

ЗАВДАННЯ
на кваліфікаційну роботу
ступеню магістра

студенту _____ Алага Еліас _____ академічної групи _____ 192М-17-1 ФБ _____
(прізвище та ініціали) (шифр)

спеціальності 8.192 Будівництво та цивільна інженерія

спеціалізації _____

за освітньо-професійною програмою Промислове та цивільне будівництво

(офіційна назва)

на тему Дослідження кренів фундаментів з кільцевою формою підошви та методики їх розрахунку _____,

затверджену наказом ректора НТУ «Дніпровська політехніка» від 04.12.2018 р. №2062-л

Розділ	Зміст	Термін виконання
1	Аналіз нормативної бази та науково-практичного досвіду	
2	Експериментальні дослідження закономірностей формування та розвитку кренів	
3	Теоретичні дослідження закономірностей ущільнення кільцевих фундаментів	
4	Методика розрахунку загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підошви та перевірка адекватності експерименту. Загальні висновки	

Завдання видано _____

(підпис керівника)

О.В. Халимендик

(прізвище, ініціали)

Дата видачі _____

Дата подання до екзаменаційної комісії _____

Прийнято до виконання _____

(підпис студента)

Алага Еліас

(прізвище, ініціали)

РЕФЕРАТ

Кваліфікаційна робота: 88 с., 55 рис., 1 додаток, 35 джерел.

КІЛЬЦЕВИЙ ФУНДАМЕНТ, НАВАНТАЖЕННЯ, ҐРУНТОВА ОСНОВА, ФОРМУВАННЯ КРЕНУ, РОЗРАХУНОК, МЕТОДИКА

Мета роботи – адаптація існуючих методик розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підошви.

У розділі 1 виконано аналіз нормативної бази та науково-практичного досвіду застосування фундаментів з кільцевою формою підошви та методики розрахунку загальних кренів фундаментів. Визначено алгоритм визначення напружено-деформованого стану ґрунтових основ.

У розділі 2 узагальнені результати експериментальних досліджень закономірностей формування та розвитку кренів.

У розділі 3 наведено результати теоретичних досліджень закономірностей ущільнення кільцевих фундаментів.

У розділі 4 наведено методику розрахунку загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підошви.

За результатами роботи зроблено відповідні висновки.

ЗМІСТ

ВСТУП	6
1. РОЗДІЛ. АНАЛІЗ НОРМАТИВНОЇ БАЗИ ТА НАУКОВО-ПРАКТИЧНОГО ДОСВІДУ	8
1.1. Загальні відомості	8
1.2. Область застосування фундаментів з кільцевою формою підошви та методи розрахунку загальних кренів фундаментів	15
1.3. Аналіз фізичних моделей ґрунту, прийнятих для розрахунку основ.....	20
1.4. Алгоритми та методи визначення напружено-деформованого стану ґрунтових основ.....	28
1.5. Висновки за розділом	33
2. РОЗДІЛ. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКОНОМІРНОСТЕЙ ФОРМУВАННЯ ТА РОЗВИТКУ КРЕНІВ	34
2.1. Прилади й устаткування	34
2.2. Умови проведення та результати випробувань моделей фундаментів на основі з модельного матеріалу.....	39
2.3. Висновки за розділом	54
3. РОЗДІЛ. ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКОНОМІРНОСТЕЙ УЩІЛЬНЕННЯ КІЛЬЦЕВИХ ФУНДАМЕНТІВ	56
3.1. Побудова рішення задачі про крен фундаментів на ґрунтовій основі ...	56
3.2. Перевірка теоретичних результатів на відповідність експерименту	61
3.3. Методика і результати визначення коефіцієнту пропорціональності в формулі для визначення кренів фундаментів з кільцевою формою підошви	67
3.4. Висновки за розділом	70
4. РОЗДІЛ. МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ЗАГАЛЬНИХ КРЕНІВ ФУНДАМЕНТІВ З КІЛЬЦЕВОЇ ФОРМОЮ ПІДОШВИ. ЇХ ПЕРЕВІРКА НА АДЕКВАТНІСТЬ ЕКСПЕРИМЕНТУ	71
4.1. Методика розрахунку стабілізованих загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підошви.....	71
4.2. Перевірка методик розрахунку загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підошви на адекватність експерименту	74
4.3. Висновки за розділом.....	78
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	79
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	81
ДОДАТОК А. НАЙВИЩІ ТРУБИ СВІТУ	85

ВСТУП

Фундаменти з кільцевою формою підшви широко використовуються при будівництві висотних споруд баштового типу, таких як: димові труби заводів, радіо і телевізійні вежі, градирні, грануляційні і водонапірні вежі, доменні печі. Найбільш відоме спорудження на території СНД з таким фундаментом – це Останкінська телевізійна вежа.

Згідно ДБН В.2.1-10-2009 загальний крен фундаментів будівель і споруд регламентується так само, як їх середня осадка і відносна різниця осідання.

Незважаючи на широке використання фундаментів зазначеного типу, в нормативній літературі немає рекомендацій щодо розрахунку їх кренів на основі, що має властивості реологій. На вирішення зазначених проблем і спрямована дана робота.

Метою роботи є спроба адаптації існуючих методик розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви.

Для досягнення поставленої мети вирішення таких завдань:

1. Експериментально дослідити особливості розвитку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви на модельному матеріалі.
2. Адаптувати існуючу методику розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви, за формою ідентичною прийнятої для цієї мети із методики ДБН В.2.1-10-2009;

Об'єкт дослідження – система «володіє властивістю повзучості водонасичена ґрунтова основа – позацентрово навантажений фундамент з кільцевою формою підшви».

Предмет дослідження – зміна в часі напружено-деформованого стану системи «володіє властивістю повзучості водонасичена ґрунтова основа – позацентрово навантажений фундамент з кільцевою формою підшви» як наслідок, кренів фундаменту з кільцевою формою підшви.

Методи дослідження: експериментально-теоретичні, спрямовані на виявлення закономірностей розвитку кренів позацентрово навантажених фундаментів з кільцевою формою підошви.

Також використані при виконанні диплома методи дослідження, такі як:

- стандартні методи визначення деформацій фундаментів з кільцевою формою підошви;
- аналітичні та чисельні методи розв'язання модельних задач;
- чисельні методи визначення напружено-деформованого стану системи «володіє властивістю повзучості – позацентрово навантажений фундамент з кільцевою формою підошви».

Наукова новизна одержаних результатів:

- запропоновано алгоритм визначення кренів позацентрово навантажених фундаментів з кільцевою формою підошви в рамках моделі основи Вінклера–Фусса;
- експериментально досліджено закономірності розвитку кренів позацентрово навантажених фундаментів з кільцевою формою підошви.

Практичне значення отриманих результатів. Розроблено практичні рекомендації щодо розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підошви.

Автор приймав участь в наступних етапах роботи за даними напрямом:

- проведення експериментів, аналіз їх результатів, висновки і узагальнення;
- аналіз стану питання і рішення задачі;
- розробка методики розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підошви.

Кваліфікаційна робота викладена на 88 сторінках і містить 6 таблиць, 55 рисунків, 1 додаток.

1. РОЗДІЛ. АНАЛІЗ НОРМАТИВНОЇ БАЗИ ТА НАУКОВО-ПРАКТИЧНОГО ДОСВІДУ

1.1. Загальні відомості

При розрахунку і проектуванні фундаментів будівель і споруд проблема прогнозу їх кренів займає важливе місце. Так, згідно з ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти загальний крен фундаментів будівель і споруд регламентується точно також як їх середня осадка і відносна різниця осідання.

Фундаменти з кільцевою формою підшви широко використовувалися і використовуються в даний час при будівництві висотних споруд баштового типу, таких як: димові труби заводів, радіо і телевізійні башти, градирні, грануляційні і водонапірні башти, доменні печі. Найбільш відоме спорудження на території СНД з таким фундаментом – це Останкінська телевізійна вежа в м. Москві, Росія.

Незважаючи на широке використання фундаментів зазначеного типу, в нормативній літературі немає рекомендацій щодо розрахунку їх кренів. При цьому також відсутні вказівки з розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви на основі, що має властивості реологій.

На вирішення зазначених проблем і спрямована дана робота.

У ході аналізу літературних джерел мною переслідувалися такі цілі:

- проаналізувати існуючі методи розрахунку стабілізованих загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підшви;
- виявити найбільш прийнятні для вирішення зазначеної проблеми моделі ґрунтової основи;
- проаналізувати різні способи розрахунку загальних кренів фундаментів і на цій підставі вибрати найбільш придатний для досягнення поставлених цілей метод. Приклади таких споруд в світовій та місцевій практиці наведено на рис. 1.1.1-1.1.16.

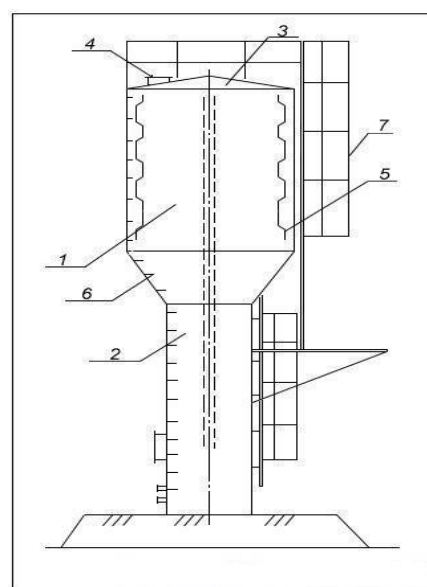
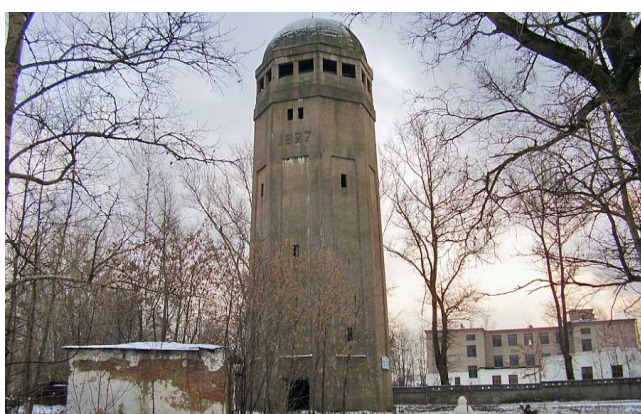


Рис. 1.1 – Приклад водонапірних веж



Рис. 1.2 – Водонапірна вежа в Хельсінкі, Фінляндія



Рис. 1.3 – Водонапірна вежа в Фленсбурге, ФРГ



Рис. 1.4 – Водонапірна вежа в Мидранді, Південна Африка



Рис. 1.5 – Приклад водонапірних веж



Рис. 1.6 – Водонапірна вежа в Кувейті

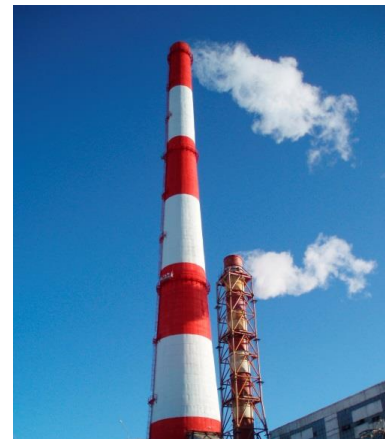


Рис. 1.7 – Приклад димових труб (ТЕЦ України)



Рис. 1.8 – Приклад димових труб – Курахівська ТЕЦ

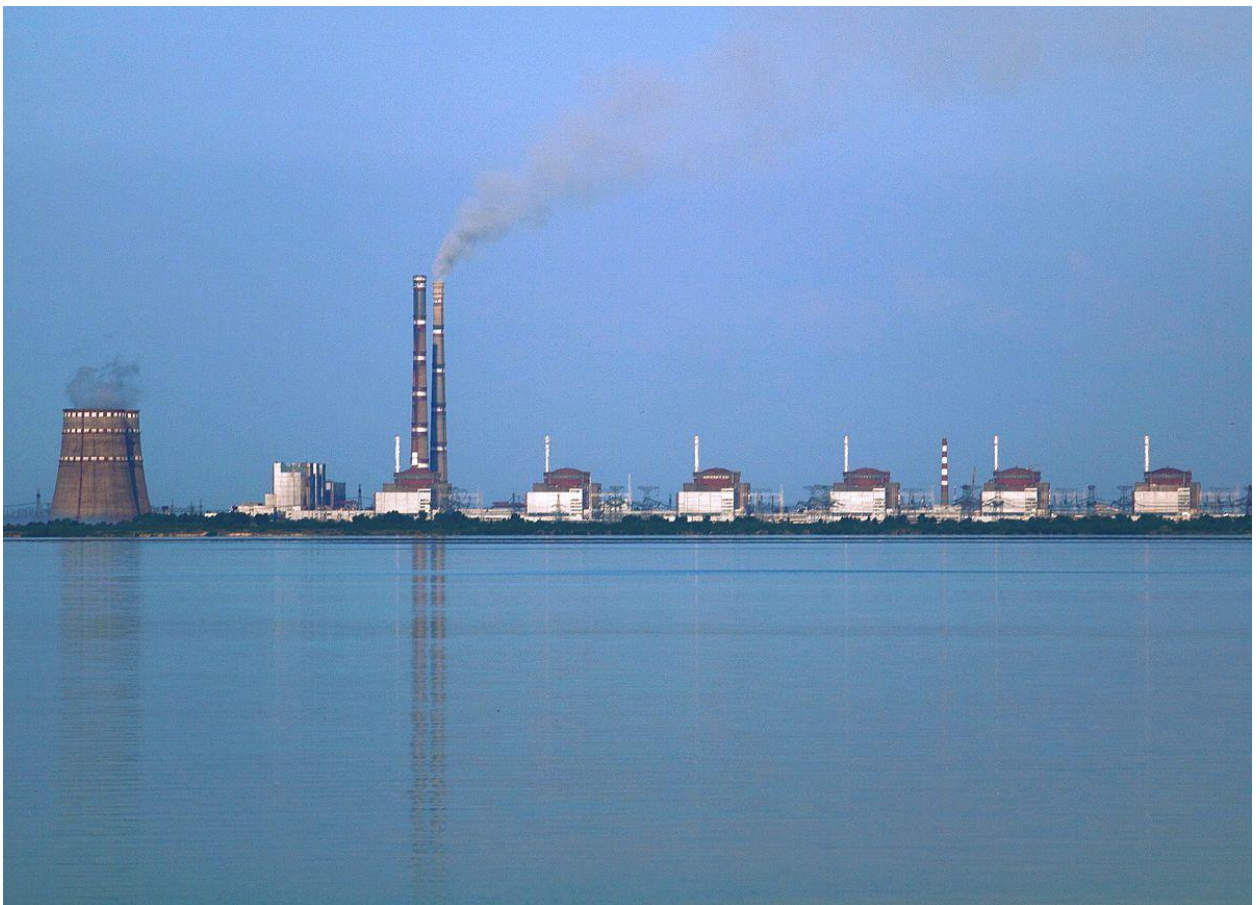


Рис. 1.9 – Приклад димових труб – Запорізька АЕС



Рис. 1.10 – Приклад димових труб – Інтерпайп, Дніпро



Рис. 1.11 – Приклад димових труб – Харківська ТЕЦ-5



Рис. 1.12 – Приклад телевізійної вежі
в Шанхаї

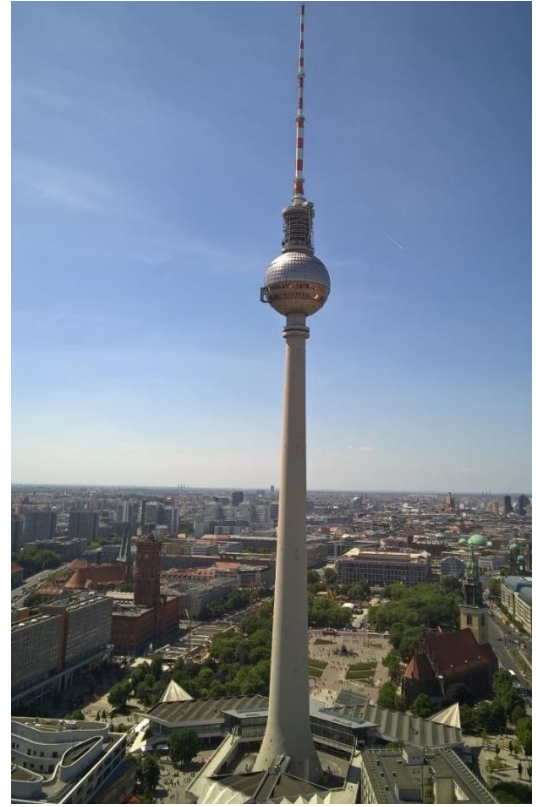


Рис. 1.13 – Приклад телевізійної вежі
Синій Шпиль в Берліні



Рис. 1.14 – Приклад телевізійної вежі
в Ташкенті



Рис. 1.15 – Останкінська вежа



Рис. 1.16 – Приклад телевізійних веж

1.2. Область застосування фундаментів з кільцевою формою підшви та методи розрахунку загальних кренів фундаментів

Загальний крен фундаментів (у тому числі і з кільцевою формою підшви) нормується державними будівельними нормами. Тому проблема визначення загальних кренів фундаментів присвячено значну кількість експериментальних і теоретичних робіт.

Умовно ці роботи можна розбити на три групи.

До першої групи належать експериментальні роботи. Дослідження просідань, положення осі обертання і кренів фундаментів.

Аналіз експериментальних робіт дозволив зробити такі висновки:

- у ряді випадків натурні крени значно перевищують їх розрахункові значення;

- крен позацентрово-навантажених фундаментів на основі, складеному пілувато-глинистими водонасиченими ґрунтами змінюються в часі (як правило, збільшуються).

До другої групи належать теоретичні роботи, в яких досліджується проблема втрати стійкості системи «фундамент - споруда» в цілому.

У цьому випадку завдання досліджень було сформульована так. Відомі деформаційні властивості, жорсткісні характеристики і геометричні розміри надфундаментних споруд. Відомі деформаційні властивості, жорсткісні характеристики і геометричні розміри фундаменту. Відомі деформаційні властивості ґрунтової основи. Потрібно визначити діючу на спорудження навантаження, при якій відбудеться втрата стійкості системи «основа - фундамент - споруда». У постановочному плані зазначені роботи близькі до завдань про стійкість пружних систем (стержнів, пластин та оболонок).

Вперше задачу про стійкість фундаменту в такій постановці розглянув Н. П. Павлюк (1934 р.), який теоретично досліджував стійкість колони яка окремо стоїть на Вінклеровій ґрунтовій основі.

Роботи другої групи в інженерній практиці отримали незначне поширення. Це пояснюється тим, що експлуатаційна придатність будівель і споруд вичерпується при навантаженнях на фундамент, значно нижче критичних.

До третьої групи відносяться роботи, в яких завдання досліджень сформульована так. Відомі властивості ґрунтової основи, геометричні розміри фундаменту і його жорсткісні характеристики. Відомі ексцентриситети і величина рівнодіючої всіх прикладених на рівні його підшви вертикальних навантажень. Потрібно визначити крен фундаменту.

У такій постановці завдання визначення кренів фундаментів розглядалася в роботах, Н. І. Горбунова, К. Е. Єгорова, В. А. Флоріна та ін.

Стосовно до крену фундаментів з прямокутною і круглою формою підшоши отримані зазначеними авторами теоретичні результати послужили основою відомих формул нормативних документів.

Згідно ДБН В.2.1-10-2009 при визначенні кренів фундаментів повинні виконуватися такі умови.

1. Загальний крен не повинен перевищувати нормованій величині для даного класу споруд (тобто повинна виконуватися умова).

2. Середній тиск під підшовою фундаменту R_{cp} не повинен перевищувати розрахункового опору основи по ґрунту R .

3. Крайові тиски під підшовою фундаменту не повинні бути більше $1,2 R$, якщо на фундамент діє перекидний момент щодо однієї осі і $1,5 R$, якщо на фундамент діють перекидні моменти щодо двох осей.

4. Вся поверхня підшоши фундаменту повинна знаходитися в повному контакті з основою.

Фундаменти з кільцевою формою підшоши знайшли широке застосування в інженерній практиці при будівництві димових труб, радіо і телевізійних веж, градирень, грануляційних та водонапірних веж, доменних печей, резервуарів.

Розробкою методик розрахунку осідання і кренів фундаментів з кільцевою формою підшоши займалися Ф. Н. Бородачев, М. А. Бородін, К. Є. Єгоров, А. В. Зінов'єв, В.В. Капустін, Л. Н. Репніков, В. Г. Шаповал, В. Б. Швець та ін.

У перерахованих роботах ґрунтова основа інтерпретується як лінійне пружне ізотропне середовище.

Найбільш повно питання прогнозу кренів фундаментів з кільцевою формою підшоши був досліджений А. В. Зінов'євим, який запропонував для побудови рішень використовувати рівняння теорії пружності.

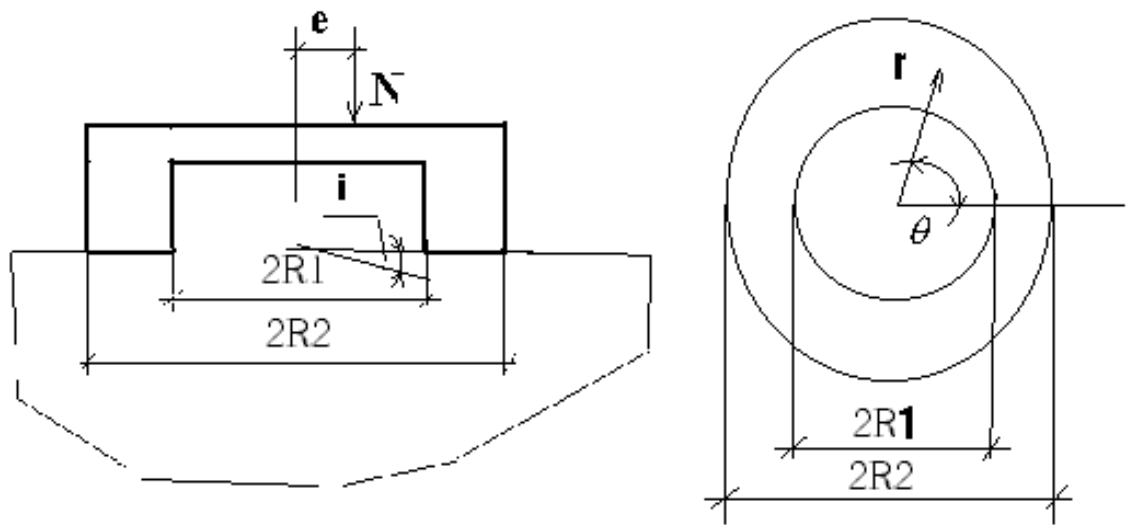


Рис. 1.2.1. До розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви.

У ході визначення абсолютних кренів абсолютно жорстких фундаментів з кільцевою формою підшви у циліндричній системі координат були отримані такі залежності (Рис. 1.2.1):

- Для контактного напруження $\sigma_z|_{z=0}$:

$$\sigma_z|_{z=0} = \frac{E}{2 \cdot (1 - \nu^2)} \cdot \cos(\theta) \cdot \int_0^{\infty} \alpha \cdot A(\alpha) \cdot J_1(\alpha \cdot r) \cdot d\alpha =$$

$$\frac{E}{(1 - \nu^2)} \cdot \frac{r \cdot \cos(\theta) \cdot F(r)}{\sqrt{(R_2^2 - r^2) \cdot (r^2 - R_1^2)}};$$

- Для вертикальних осідань абсолютно-жорсткого фундаменту:

$$S = W_z|_{z=0} = \cos(\theta) \cdot \int_0^{\infty} A(\alpha) \cdot J_1(\alpha \cdot r) \cdot d\alpha, \quad (1.1.1)$$

де S - осідання фундаменту в точці з координатами (r, θ) ; W - також, переміщення при $z = 0$; z, r і θ - координати (див. Рис. 1.2.1); α - параметр; $J_1(\alpha)$ - функція Бесселя першого роду з одиничним індексом; $A(\alpha)$ - деяка

функція параметра α (визначається з граничних умов); E - модуль деформації основ; ν - коефіцієнт Пуассона.

Звідси слідує:

$$A(\alpha) = 2 \cdot \int_{R_1}^{R_2} \frac{F(\psi) \cdot J_1(\alpha \cdot \psi) \cdot \psi^2}{\sqrt{(\psi^2 - R_1^2) \cdot (R_2^2 - \psi^2)}} \cdot d\psi;$$

$$F(\psi) = C \cdot \sqrt{(\psi^2 - K_1 \cdot R_2^2)}; \psi^2 = c^2 + d^2 - 2 \cdot c \cdot d \cdot \cos(\varphi);$$

$$c + d = R_2; c - d = R_1, \quad (1.1.2)$$

де R_1 і R_2 - внутрішній і зовнішній радіус кільцевого фундаменту; C - постійна (визначається з граничних умов).

Крен фундаменту слід визначати за формулою:

$$i = \frac{0,75 \cdot (1 - \nu^2)}{E \cdot R_2^3} \cdot N \cdot e \cdot K_1(n), \quad (1.1.3)$$

де N - діюча на фундамент вертикальне зосереджене навантаження, e - ексцентриситет; $K_1(n)$ - деяка функція параметра $n = \frac{R_1}{R_2}$ (вона представлена в табличній формі).

Рішення А. В. Зинов'єва є наближеним (невласні інтеграли обчислюються з використанням чисельних методів) та не дозволяє при розрахунку кренів фундаментів враховувати реологічні властивості основи. Крім того, ці результати не представлені в нормативних документах.

1.3. Аналіз фізичних моделей ґрунту, прийнятих для розрахунку основ

У даному розділі викладені матеріали досліджень, спрямованих на виявлення фізичних моделей ґрунту, найбільш прийнятних для розрахунку стабілізованих і поточних середніх осідань фундаментів з кільцевою формою подошви.

В даний час розрахунок основ виконується по першій і другій групі граничних станів. У цьому зв'язку в механіці ґрунтів та фундаментобудуванню розглядають дві основні групи моделей, що відрізняються один від одного фізичним змістом.

Розрахунок за першою групою граничних станів дозволяє визначити міцність і несучу здатність основи. В основу цих моделей покладено постулат про нерозривність напруг. При цьому деформації можуть бути розривними. Структура рівнянь, відповідних моделям першої групи моделей ґрунтових основ має вигляд:

- рівняння рівноваги в точці;
- рівняння стану (закон міцності).

В якості рівнянь стану найбільшого поширення набули:

- критерій міцності Мора - Кулона;
- критерій міцності Тріска - Хілла;
- критерій міцності Мізеса - Боткіна;
- критерій міцності Дж. Уетта;
- критерій міцності Л.Н. Расказова.

Основними матеріальними константами цієї групи моделей основи є кут внутрішнього тертя і питоме зчеплення C .

Аналіз першої групи моделей дозволив мені зробити висновок про те, що їх використання для розрахунку кренів позацентрово-навантажених фундаментів з кільцевою формою подошви перспективне, оскільки з їх використанням принципово неможливо прогнозувати деформації і

переміщення ґрунтової основи. У цьому зв'язку в подальшому перша група моделей розглядатися не буде.

Розрахунок по другій групі граничних станів дозволяє визначити деформації основ і розташованих на них фундаментів. В основу цих моделей покладено постулат про нерозривності деформацій. Структура рівнянь, відповідних моделям ґрунтових основ першої групи має вигляд:

- рівняння рівноваги в точці;
- рівняння стану (його фізичний зміст - взаємозв'язок між діючими в точці напруженнями та її деформаціями).

Другу групу моделей ґрунтової основи також можна розбити на дві великі підгрупи:

- моделі, що дозволяють розраховувати кінцеві (стабілізовані) деформації ґрунту;
- моделі, що дозволяють прогнозувати розвиток деформацій ґрунту в часі (тобто реологічні моделі).

В якості рівнянь стану моделей заснування першої підгрупи найбільше поширення отримали:

- модель Вінклера, що припускає лінійну залежність між осіданням заснування в точці його поверхні і прикладеним в ній тиском;
- моделі основи П. Л. Пастернака, М. Н. Філоненко, В. З. Власова, що описують деформації ґрунтової основи за допомогою двох коефіцієнтів постелі;
- модель коефіцієнта жорсткості (в цьому випадку вважають, що коефіцієнт постелі є функцією координат);
- модель лінійного ізотропного пружного середовища, що підпорядковується узагальненому закону Гука;
- комбінована модель І. Я. Штаермана, що включає в себе верхній шар, що підпорядковується гіпотезі Вінклера - Фусса і нижню частину, яка підпорядковується узагальненому закону Гука;

- моделі І. І. Черкасова і Г. К. Клейна, що дозволяють враховувати відновлення і залишкову частку загальної деформації при завантаженні-розвантаженні основ;

- модель лінійного пружного анізотропного середовища;
- модель нелінійного пружного ізотропного середовища;
- модель нелінійного пружного анізотропного середовища;

Аналіз першої підгрупи моделей дозволив нам зробити висновок про те, що для розрахунку кренів позacentрово-навантажених фундаментів з кільцевою формою подошви найбільш перспективною є модель основи у вигляді лінійного ізотропного середовища, оскільки вона набула найбільшого поширення в механіці ґрунтів та фундаментобудуванню. Крім того, для визначення матеріальних констант які входять в неї (модуля загальної деформації і коефіцієнта Пуассона) розроблено нормативні документи - ГОСТи.

У рамках моделі пружного лінійного ізотропного середовища рішення задачі визначення напружено-деформованого стану ґрунтової основи в циліндричній системі координат при осьовій симетрії зводиться до розв'язання системи рівнянь виду:

$$(\lambda + 2 \cdot G) \cdot \frac{\partial e}{\partial r} + 2 \cdot G \cdot \frac{\partial \omega}{\partial z} = 0; (\lambda + 2 \cdot G) \cdot \frac{\partial e}{\partial z} - \frac{2 \cdot G}{r} \cdot \frac{\partial (\omega \cdot r)}{\partial r} = 0;$$

$$\sigma_{zz} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_z + \lambda \cdot e; \sigma_{rr} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_r + \lambda \cdot e; \sigma_{\theta\theta} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_\theta + \lambda \cdot e;$$

$$\tau_{rz} = G \cdot \gamma_{rz}; \varepsilon_r = \frac{\partial U}{\partial r}; \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z}; \varepsilon_\theta = \frac{U}{r};$$

$$\omega = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial z} - \frac{\partial W}{\partial r} \right); \gamma_{rz} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial r};$$

$$e = \varepsilon_r + \varepsilon_z + \varepsilon_\theta. \tag{1.2.1}$$

Тут $\lambda = \frac{\nu \cdot E}{(1 + \nu) \cdot (1 - 2 \cdot \nu)}$ і $G = \frac{E}{2 \cdot (1 + \nu)}$ - константи Ламе; U и W -

переміщення відповідно в напрямку осей Or і Oz ; ω - обертання; r і z -

координати; $\Delta = \frac{\partial^2}{\partial r^2} + \frac{1}{r} \frac{\partial^2}{\partial r} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}$ - оператор Лапласа в циліндричній системі координат при осьовій симетрії; σ_{zz} , σ_{rr} , $\sigma_{\theta\theta}$ - нормальні напруження; τ_{rz} - також, дотична; ε_z , ε_r , ε_θ - нормальні деформації; γ_{rz} - також, дотична.

Система рівнянь (1.2.1) не дозволяє прогнозувати деформації основи, обумовлені видавлюванням з пор водонасичених основ порової рідини і повзучістю міжчасткових водно-колоїдних зв'язків (отже, і виконувати прогноз розвитку в часі кренів фундаментів з кільцевою формою подошви). У цьому зв'язку мною був виконаний огляд моделей ґрунту, які дозволяють при визначенні напружено-деформованого стану ґрунтових основ враховувати явища фільтраційної консолідації і повзучості ґрунтового скелета (друга підгрупа моделей).

Зупинимося на початку на групі реологічних моделей, що дозволяють визначати напружено-деформований стан водонасичених ґрунтових основ в тому випадку, коли повзучістю ґрунтового скелета можна знехтувати.

Вперше модель водонасиченої основи була запропонована К. Терцаги. Їм передбачалося, що ґрунт знаходиться в стані компресійного стиснення, а вичавлення, парової рідини під впливом прикладеної до основи зовнішнього навантаження, підпорядковуються закону Дарсі. Це модель і її модифікації, запропоновані Н. П. Цитовіч, З. Г. Тер-Мартиросьяном, Ю. К. Зарецьким та іншими авторами досить широко використовуються для виконання практичних розрахунків і в даний час.

Недоліком моделі К. Терцаги є той факт, що основи реальних фундаментів знаходяться не в змозі компресійного стиснення, а в просторовому напружено-деформованому стані. На цей факт вперше звернули увагу В. А. Флорін і М. Біо. Запропонована ними модель дозволяє враховувати просторову роботу ґрунтової основи і базується на допущенні про те, що у водонасиченій основі сума тиску в паровій рідині і шаровий тензор напруги в ґрунтовому скелеті не змінюється в часі.

На невідповідність останнього допущення фактичним умовам ущільнення реальних ґрунтових основ вперше звернув увагу Ю.К. Зарецький. Запропонована ним модель ґрунтової основи базується на допущенні про те, що тотальна напруга у водонасиченому ґрунті не обов'язково залишається постійною в часі, а може змінюватися.

Ця модель має назву моделі водонасиченого пружного ізотропного середовища і дозволяє найбільш повно врахувати в ґрунтовій водонасиченій основі процеси.

У рамках моделі водонасиченого пружного ізотропного середовища, визначення напружено-деформованого стану основи в циліндричній системі координат зводиться до розв'язання системи рівнянь виду:

$$\begin{aligned}
 (\lambda + 2 \cdot G) \frac{\partial e}{\partial r} + 2 \cdot G \cdot \frac{\partial \omega}{\partial z} &= \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\partial P}{\partial r}; \\
 (\lambda + 2 \cdot G) \cdot \frac{\partial e}{\partial z} - \frac{2 \cdot G}{r} \cdot \frac{\partial(\omega \cdot r)}{\partial r} &= \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\partial P}{\partial z}; \\
 \frac{\partial P}{\partial t} &= c_v \cdot \Delta P - \frac{\beta}{3} \cdot \frac{\partial}{\partial t} \sigma_{kk}; \\
 \sigma_{zz} &= 2 \cdot G \cdot \varepsilon_z + \lambda \cdot e - \frac{1}{\beta} \cdot P; \quad \sigma_{rr} = 2 \cdot G \cdot \varepsilon_r + \lambda \cdot e - \frac{1}{\beta} \cdot P; \\
 \sigma_{\theta\theta} &= 2 \cdot G \cdot \varepsilon_\theta + \lambda \cdot e - \frac{1}{\beta} \cdot P; \quad \tau_{rz} = G \cdot \gamma_{rz}; \\
 \varepsilon_r &= \frac{\partial U}{\partial r}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z}; \quad \varepsilon_\theta = \frac{U}{r}; \\
 \omega &= \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial z} - \frac{\partial W}{\partial r} \right); \quad \gamma_{rz} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial r}; \\
 e &= \varepsilon_r + \varepsilon_z + \varepsilon_\theta; \quad \sigma_{kk} = \sigma_{zz} + \sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}.
 \end{aligned} \tag{1.2.2}$$

Тут $U, W, \lambda, G, r, z, \Delta, \sigma_{zz}, \sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \tau_{rz}, \varepsilon_z, \varepsilon_r, \varepsilon_\theta, \gamma_{rz}$ – дв. пояснення до формули (1.2.1); C_v - коефіцієнт консолідації; β - коефіцієнт парового тиску (показує, яка частка тиску в паровій рідині сприймається ґрунтовим

скелетом; при виконанні практичних розрахунків звичайно вважають $\beta = 1$);
Р – тиск в паровій рідині.

Якщо ґрунтовий скелет має властивість повзучості, то для опису цього явища використовують такі моделі основи.

1. Модель в'язкого (ньютонового) середовища.

2. Модель нелінійного в'язкого середовища (в даному випадку коефіцієнт в'язкості ґрунту є функцією діють в розглянутій точці основи напруг).

3. Модель в'язко-пластичного середовища (модель Бінгама).

4. Модель Кельвіна - Фойгта.

5. Модель Максвелла.

6. Комбіновані моделі (є комбінацією елементів Гука (пружність), Ньютона (в'язкість). Сен-Венана). Найбільш відомими комбінованими моделями основи є:

- модель Пойнтинга - Томпсона;

- модель Лесеріча;

- модель Джеффіса;

- Модель Бюргерса.

7. Механічні моделі.

8. Багатоелементні моделі (в цих моделях рівняння стану в одновимірному випадку має вигляд:

$$\sum_{i=0}^n A_i \frac{\partial^i \sigma}{\partial t^i} = \sum_{i=0}^n B_i \frac{\partial^i \varepsilon}{\partial t^i}, \text{ де } \sigma - \text{напруга, } \varepsilon - \text{деформація, а } A_i \text{ и } B_i -$$

коефіцієнти).

9. Модель спадкової повзучості (іноді цю модель називають моделлю спадково-пружного середовища).

С. С. Вяловим було показано, що всі перераховані моделі можуть бути зведені до моделі спадково-пружного середовища шляхом подання відповідних їм рівнянь стану у вигляді рівнянь Вольтерра другого роду.

У цьому випадку взаємозв'язок між напруженнями і деформаціями в одновимірному випадку підпорядковується рівнянням у вигляді:

$$\begin{aligned}\varepsilon(t) &= \frac{1}{E} \cdot \left[\sigma(t) + \int_0^t K(t-\tau) \cdot \sigma(\tau) \cdot d\tau \right]; \\ \sigma(t) &= E \cdot \left[\varepsilon(t) - \int_0^t R(t-\tau) \cdot \varepsilon(\tau) \cdot d\tau \right].\end{aligned}\quad (1.2.3)$$

Функцію $K(t-\tau)$ називають ядром повзучості основи, яке визначається в ході випробувань ґрунту на повзучість, а функцію $R(t-\tau)$ - резольвентного ядра повзучості. Тут τ - параметр, який має розмірність часу.

Рівняння (1.2.3) дозволяють описувати запізнілі в часі повністю оборотні деформації. Автором роботи для обліку необоротних деформацій ґрунту було запропоновано рівності (1.2.3) представити у вигляді:

$$\begin{aligned}\varepsilon(t) &= \frac{1}{E} \cdot \left[\sigma(t) + \int_0^t K(t,\tau) \cdot \sigma(\tau) \cdot d\tau \right]; \\ \sigma(t) &= E \cdot \left[\varepsilon(t) - \int_0^t R(t,\tau) \cdot \varepsilon(\tau) \cdot d\tau \right]; \\ K(t,\tau) &= K_1(t-\tau) + K_2(\tau),\end{aligned}\quad (1.2.4)$$

де $K_1(t-\tau)$ - частина ядра повзучості, що описує запізнілі в часі повністю оборотні деформації, а $K_2(\tau)$ - частина ядра повзучості, що описує запізнілі в часі повністю незворотні деформації.

На закінчення відзначимо, що в літературі прийнята така скорочена форма запису рівностей (1.2.3) и (1.2.4):

$$\begin{aligned}\varepsilon(t) &= \frac{1}{E} \cdot \left[\sigma(t) + \int_0^t K(t,\tau) \cdot \sigma(\tau) \cdot d\tau \right] \equiv \frac{1}{\tilde{E}} \cdot \sigma(t); \\ \sigma(t) &= E \cdot \left[\varepsilon(t) - \int_0^t R(t,\tau) \cdot \varepsilon(\tau) \cdot d\tau \right] \equiv \tilde{E} \cdot \varepsilon(t).\end{aligned}\quad (1.2.5)$$

Для неводонасичених основ, ґрунтовий скелет яких має властивість повзучості, визначення напружено-деформованого стану основи в циліндричній системі координат зводиться до розв'язання системи рівнянь виду:

$$\begin{aligned}
 & (\tilde{\lambda} + 2 \cdot \tilde{G}) \frac{\partial e}{\partial r} + 2 \cdot \tilde{G} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial z} = 0; \quad (\tilde{\lambda} + 2 \cdot \tilde{G}) \frac{\partial e}{\partial z} - \frac{2 \cdot \tilde{G}}{r} \cdot \frac{\partial(\omega \cdot r)}{\partial r} = 0; \\
 & \sigma_{zz} = 2 \cdot \tilde{G} \cdot \varepsilon_z + \tilde{\lambda} \cdot e; \quad \sigma_{rr} = 2 \cdot \tilde{G} \cdot \varepsilon_r + \tilde{\lambda} \cdot e; \\
 & \sigma_{\theta\theta} = 2 \cdot \tilde{G} \cdot \varepsilon_\theta + \tilde{\lambda} \cdot e; \quad \tau_{rz} = \tilde{G} \cdot \gamma_{rz}; \\
 & \varepsilon_r = \frac{\partial U}{\partial r}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z}; \quad \varepsilon_\theta = \frac{U}{r}; \quad \omega = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial z} - \frac{\partial W}{\partial r} \right); \\
 & \gamma_{rz} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial r}; \quad e = \varepsilon_r + \varepsilon_z + \varepsilon_\theta.
 \end{aligned} \tag{1.2.6}$$

Звідси $U, W, r, z, \Delta, \sigma_{zz}, \sigma_{rr}, \sigma_{\theta\theta}, \tau_{rz}, \varepsilon_z, \varepsilon_r, \varepsilon_\theta, \gamma_{rz}$ – дв. пояснення до формул (1.2.1)...(1.2.5), $\tilde{\lambda}$ и \tilde{G} – оператори виду (1.2.5).

На закінчення відзначимо, що для водонасичених основ, ґрунтовий скелет яких має властивість повзучості, визначення напружено-деформованого стану основи в циліндричній системі координат зводиться до розв'язання системи рівнянь виду:

$$\begin{aligned}
 & (\tilde{\lambda} + 2 \cdot \tilde{G}) \cdot \frac{\partial e}{\partial r} + 2 \cdot \tilde{G} \cdot \frac{\partial \omega}{\partial z} = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\partial P}{\partial r}; \\
 & (\tilde{\lambda} + 2 \cdot \tilde{G}) \cdot \frac{\partial e}{\partial z} - \frac{2 \cdot \tilde{G}}{r} \cdot \frac{\partial(\omega \cdot r)}{\partial r} = \frac{1}{\beta} \cdot \frac{\partial P}{\partial z}; \\
 & \frac{\partial P}{\partial t} = c_v \cdot \Delta P - \frac{\beta}{3} \cdot \frac{\partial}{\partial t} \cdot \sigma_{kk}; \\
 & \sigma_{zz} = 2 \cdot \tilde{G} \cdot \varepsilon_z + \tilde{\lambda} \cdot e - \frac{1}{\beta} \cdot P; \\
 & \sigma_{rr} = 2 \cdot \tilde{G} \cdot \varepsilon_r + \tilde{\lambda} \cdot e - \frac{1}{\beta} \cdot P;
 \end{aligned} \tag{1.2.7}$$

$$\sigma_{\theta\theta} = 2 \cdot \tilde{G} \cdot \varepsilon_{\theta} + \tilde{\lambda} \cdot e - \frac{1}{\beta} \cdot P;$$

$$\tau_{rz} = \tilde{G} \cdot \gamma_{rz}; \quad \varepsilon_r = \frac{\partial U}{\partial r}; \quad \varepsilon_z = \frac{\partial W}{\partial z}; \quad \varepsilon_{\theta} = \frac{U}{r}; \quad \omega = \frac{1}{2} \cdot \left(\frac{\partial U}{\partial z} - \frac{\partial W}{\partial r} \right);$$

$$\gamma_{rz} = \frac{\partial U}{\partial z} + \frac{\partial W}{\partial r}; \quad \mathbf{e} = \varepsilon_r + \varepsilon_z + \varepsilon_{\theta};$$

$$\sigma_{kk} = \sigma_{zz} + \sigma_{rr} + \sigma_{\theta\theta}. \quad (1.2.7)$$

Тут U , W , $\tilde{\lambda}$, \tilde{G} , r , z , Δ , σ_{zz} , σ_{rr} , $\sigma_{\theta\theta}$, τ_{rz} , ε_z , ε_r , ε_{θ} , γ_{rz} , C_V – див. пояснення до формул (1.2.1)...(1.2.6).

Викладені у цьому розділі матеріали досліджень дозволили мені зробити висновок про те, що найбільш повно врахувати властивості ґрунтової основи дозволяють рівняння (1.2.7).

1.4. Алгоритми та методи визначення напружено-деформованого стану ґрунтових основ

У даному розділі викладені матеріали досліджень, спрямованих на вибір методу розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою подошви.

В даний час найбільшого поширення набули такі методи розв'язання задач механіки ґрунтів:

- метод кінцевих різниць;
- метод кінцевих елементів;
- метод граничних елементів;
- аналітичні методи;
- комбінації перерахованих методів;
- перераховані методи та їх комбінації в поєднанні з процесом ітерації.

Суть методу кінцевих різниць полягає в тому, що в системі рівнянь (1.2.7) часткові похідні замінюються кінцевими різницями, а інтеграли – сумами. При цьому розрахункова область основи апроксимується сіткою, а

наближені значення шуканої функції визначаються у вузлах сітки. Отримана таким чином система лінійних алгебраїчних рівнянь вирішується щодо невідомих значень шуканої функції. Перевагою методу кінцевих різниць є його простота, а недоліком - проблема вирішення систем лінійних алгебраїчних рівнянь з великою кількістю невідомих. Крім того, має місце проблема задоволення граничних умов при $z \rightarrow \infty$, $r \rightarrow \infty$ и $t \rightarrow \infty$. У цьому зв'язку зроблено висновок про те, що використання методу кінцевих різниць для вирішення поставленого завдання перспективна.

Суть методу кінцевих елементів полягає в тому, що заснування розбивається на кінцеві елементи у вигляді тетраедрів, або паралелепіпедів. При цьому розрахункова область основи апроксимується сіткою, а у вузлах сітки визначаються реакції. Отримана таким чином система лінійних алгебраїчних рівнянь вирішується щодо невідомих значень шуканих реакцій у вузлах. Напруження і переміщення в кожному з кінцевих елементів визначаються після знаходження невідомих реакцій по наближеним формулами. Перевагою методу кінцевих елементів є простота постановки завдань і реалізації, а недоліком - проблема вирішення систем лінійних алгебраїчних рівнянь з великою кількістю невідомих. Крім того, має місце проблема задоволення граничних умов при $z \rightarrow \infty$, $r \rightarrow \infty$ и $t \rightarrow \infty$. З цього можна зробити висновок про те, що використання методу кінцевих елементів для вирішення поставленого завдання є перспективною.

Метод граничних елементів по ідеї близький до методу кінцевих елементів. Відмінність полягає в тому, що виконується апроксимація не всієї розрахункової області, а тільки лише її межі. У порівнянні з методом кінцевих елементів метод граничних елементів має такі переваги:

- граничні умови при $z \rightarrow \infty$, $r \rightarrow \infty$ задовольняються природним чином;
- кількість змінних зменшується на одну (з розгляду виключається координата z)

Був зроблений висновок про те, що для вирішення задачі про крен фундаменту з кільцевою формою підосви метод граничних елементів є дуже перспективним. При цьому, однак, необхідно вирішити проблему побудови рішень з урахуванням зміни напружено-деформованого стану основи в часі.

Суть аналітичних методів полягає в тому, що спочатку знаходиться рішення для зосередженої сили (фундаментальне рішення) і далі з використанням принципу суперпозиції - рішення шуканого завдання.

Аналітичне рішення системи рівнянь (1.2.7) було отримано у вигляді:

$$\begin{aligned}
U^* &= \frac{\partial \Phi^*}{\partial r} - \frac{\partial^2 F^*}{\partial r \partial z}; \quad W^* = \frac{\partial \Phi^*}{\partial z} + \frac{\lambda + 2G}{\lambda + G} \Delta F^* - \frac{\partial^2 F^*}{\partial z^2}; \\
\Delta^2 F^* &= 0; \quad \Delta^2 \left(3c_v \frac{\lambda + 2G}{3\lambda + 2G} \Delta \Phi^* - \frac{\partial \Phi^*}{\partial t} \right) = 0; \\
\Delta \left(3c_v \frac{\lambda + 2G}{3\lambda + 2G} \Delta P^* - \frac{\partial P^*}{\partial t} \right) &= 0; \quad \beta(\lambda + 2G) \Delta \Phi^* = P^*; \\
c_v P^* - \frac{\beta(3\lambda + 2G)}{3} \frac{\partial \Phi^*}{\partial t} - \frac{\beta G(3\lambda + 2G)}{3(\lambda + G)} \frac{\partial^2 F^*}{\partial t \partial z} &= 0; \\
\varepsilon_z^* &= \frac{\partial^2 \Phi^*}{\partial z^2} \frac{\lambda + 2G}{\lambda + G} \frac{\partial}{\partial z} \Delta F^* - \frac{\partial^3 F^*}{\partial z^3}; \quad \varepsilon_r^* = \frac{\partial^2 \Phi^*}{\partial r^2} - \frac{\partial^3 F^*}{\partial r^2 \partial z}; \quad \varepsilon_\theta^* = \frac{1}{r} \frac{\partial \Phi^*}{\partial r} - \frac{1}{r} \frac{\partial^2 F^*}{\partial r \partial z}; \\
\gamma_{rz}^* &= \frac{\partial}{\partial r} \left(\frac{\lambda + 2G}{\lambda + G} \Delta F^* - 2 \frac{\partial^2 F^*}{\partial z^2} \right) + 2 \frac{\partial^2 \Phi^*}{\partial r \partial z}; \\
\sigma_{rr}^* &= \left(\lambda \Delta \Phi^* + 2G \frac{\partial^2 \Phi^*}{\partial r^2} \right) + G \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\lambda}{\lambda + G} \Delta F^* - 2 \frac{\partial^2 F^*}{\partial r^2} \right) - \frac{1}{\beta} P^*; \\
\sigma_{\theta\theta}^* &= \left(\lambda \Delta \Phi^* + \frac{2G}{r} \frac{\partial \Phi^*}{\partial r} \right) + G \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\lambda}{\lambda + G} \Delta F^* - \frac{2}{r} \frac{\partial F^*}{\partial r} \right) - \frac{1}{\beta} P^*; \\
\sigma_{zz}^* &= \left(\lambda \Delta \Phi^* + 2G \frac{\partial^2 \Phi^*}{\partial z^2} \right) + G \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{3\lambda + 4G}{\lambda + G} \Delta F^* - 2 \frac{\partial^2 F^*}{\partial z^2} \right) - \frac{1}{\beta} P^*; \\
\tau_{rz}^* &= G \gamma_{rz}^*; \quad U = U^*(r, z, t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot U^*(r, z, \tau) \cdot d\tau; \\
W &= W^*(r, z, t) + \int_0^t K(t, \tau) \cdot W^*(r, z, \tau) \cdot d\tau; \tag{1.3.1}
\end{aligned}$$

$$\sigma_{zz} = \sigma_{zz}^*; \sigma_{rr} = \sigma_{rr}^*; \sigma_{\theta\theta} = \sigma_{\theta\theta}^*; \tau_{rz} = \tau_{rz}^*; P = P^*. \quad (1.3.1)$$

Тут F^* і Φ^* - деякі нові функції дозволяють спростити вихідну систему рівнянь (1.2.7) і побудувати точні рішення.

Для вирішення задачі про напружено-деформованому стані не водонасиченого заснування в системі рівнянь (1.3.1) слід покласти $P=0$ и $C_v = \infty$.

Був зроблений висновок про те, що для вирішення задачі про крен фундаменту з кільцевою формою підошви, отримані рішення (1.3.2) ... (1.3.4) доцільно використовувати як фундаментальних. При цьому, однак, необхідно вирішити проблему побудови рішень з урахуванням характеристик жорсткості фундаменту. Суть комбінованих методів полягає у використанні при розрахунку напружено-деформованого стану ґрунтових основ комбінації перерахованих вище методів його розрахунку. Найбільш часто використовуються комбінації таких методів:

- методів граничних і кінцевих елементів (зазвичай такий підхід використовується, якщо в деякій області основи не виконується принцип суперпозиції);

- методу кінцевих різниць і аналітичного методу (цей метод розрахунку носить назву колокації);

- методу граничних елементів і аналітичного методу (в даному випадку з використанням аналітичних методів визначаються функції впливу матриць жорсткості або податливості методу граничних елементів).

Був зроблений висновок про те, що для вирішення задачі про крен фундаменту з кільцевою формою підошви, отримані рішення (1.3.2) ... (1.3.4) доцільно використовувати в якості фундаментальних, а облік характеристик жорсткості фундаменту виконати з використанням методу граничних елементів.

Процес ітерації (послідовних наближень) отримав широке поширення при вирішенні задач механіки ґрунтів і фундаментобудування. Найбільш

часто він використовується при розрахунку напружено-деформованого стану в рамках моделі пружно-пластичного середовища.

Стосовно до вирішення задачі про крен фундаменту з кільцевою формою підошви в рамках моделі основи у вигляді водонасиченого середовища, що володіє властивістю повзучості найбільший інтерес представляє запропонований С. Н. Клепиковим варіант процесу ітерації, суть якого полягає в наступному:

1. Спочатку жорсткість основи приймається безкінечності (у цьому випадку осідання фундаментів будівлі дорівнюють нулю). На цьому етапі визначаються реакції з боку основи $P(x)$ в першому наближенні.

2. Потім ці реакції прикладаються до основи, вже яка володіє фактичною жорсткістю. На цьому етапі визначаються осадка основи $S(x)$.

3. Після цього за формулою $C(x) = \frac{P(x)}{S(x)}$ визначають коефіцієнт постелі (жорсткості) $C(x)$.

4. Далі вважають, що основа підпорядковується гіпотезі Вінклера - Фусса з коефіцієнтом постелі (жорсткості) $C(x)$ і знову роблять розрахунок будівлі.

5. Ціль розрахунку - визначення реакцій з боку основи $R(x)$ в новому наближенні.

6. Після цього знову визначаються осадку основи $S(x)$ (див. п. 2) і коефіцієнт постелі (див. п. 3) і т.д.

Процес розрахунку вважають закінченим, якщо розбіжність між встановленими в ході сусідніх наближень осадками і переміщеннями конструкції і основи не перевищує деякої наперед заданої малої величини.

Був зроблений висновок про те, що для вирішення задачі про крен фундаменту з кільцевою формою підошви, отримані рішення (1.3.2) ... (1.3.4) процес ітерації С. Н. Клепикова є дуже перспективним. При цьому, однак, необхідно вирішити проблему оцінки збіжності цього процесу і тим самим визначити область його застосування.

В цілому, викладені в цьому розділі, матеріали досліджень дозволили зробити висновок про те, що для вирішення задачі про крен фундаменту з кільцевою формою підшви доцільно використовувати метод граничних елементів у поєднанні з процесом ітерації. При цьому для визначення коефіцієнтів впливу матриць податливості або жорсткості методу граничних елементів в якості фундаментальних, доцільно використовувати отримані авторами аналітичні рішення про прикладеної до верхньої межі, що володіє властивістю повзучості водонасиченої основи вертикальної сили.

1.5. Висновки за розділом

В цілому викладені в цій главі матеріали досліджень дозволили зробити висновок про те, що має місце проблема прогнозу кренів фундаментів з кільцевою формою підшви.

У цьому зв'язку переслідувалася ціль скорегувати методику розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви. Для її досягнення виникла необхідність вирішення таких завдань:

1. Проаналізувати матеріали визначення кренів фундаментів з кільцевою формою підшви іншими авторами.
2. Експериментально дослідити особливості розвитку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви на модельному матеріалі.
3. Розробити методику розрахунку стабілізованих (кінцевих) кренів фундаментів з кільцевою формою підшви, за формою ідентичною прийнятої для методики ДБН В.2.1-10-2009.
4. Узагальнити цю методику на випадок основи, що володіє властивістю повзучості.

2. РОЗДІЛ. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКОНОМІРНОСТЕЙ ФОРМУВАННЯ ТА РОЗВИТКУ КРЕНІВ

При проведенні експериментальних досліджень переслідувалася ціль виявити закономірності процесу розвитку в часі кренів фундаментів з кільцевою формою подошви. При цьому було проаналізовано матеріали дослідів, виконаних В.В. Капустіним та виконаних мною експериментів.

У ході експериментів варіювалися такі фактори:

- геометричні співвідношення між внутрішнім і зовнішнім радіусами фундаментів з кільцевою формою подошви;
- площі фундаментів;
- величина середнього тиску під подошвою фундаментів;
- величина ексцентриситету діючої на фундаменти навантаження;
- характер зміни зовнішнього навантаження в часі.

Всі експериментальні дослідження були виконані в установці для проведення лоткових випробувань. В якості основи досліджень був використаний поліуретан. Матеріал має пружні властивості, процес його повзучості при середніх навантаженнях триває не більше двох годин, а час відновлення первинних властивостей (тобто повне відновлення спадково-пружних властивостей) не перевищує 12 годин.

2.1. Прилади й устаткування

Для досліджень використовувався лоток для проведення досліджень закономірностей розвитку осідання фундаментів виконаний з фанерної плити товщиною днища і стінок 10 мм який знаходиться в лабораторії випробування будівельних матеріалів на кафедрі будівництва, геотехніки і геомеханіки Національного технічного університету «Дніпровська політехніка».

Лоток має зовнішні розміри 600x1300 мм і висоту 310 мм. Внутрішні розміри лотка 1280x580мм при висоті 300 мм. Як модель основи був запропонований матеріал пінистий поліуретан (поролон), марки EL2540 виготовлений за ТУ У 24593200,003 - 2000.

З цілісних листів поролону розміром 2000x1000x2 мм, вирізалися пластини розміром $(580 \pm 1) \times (1280 \pm 1)$ мм, які були укладені пошарово в лоток на всю його висоту (Рис. 2.1.1). Кожен наступний лист після укладання притискався до попереднього, щоб за рахунок шорсткості його поверхні було забезпечено зчеплення з попереднім.

Досвідченим шляхом було встановлено, що міцність зчеплення між двома сусідніми листами поліуретану достатня для того, щоб не виникало прослизання одного листа відносно другого при вертикальному навантаженні. Загальний вигляд лотка і його елементів представлений на (Рис. 2.1.2 ... 2.1.3).

Площі штампів у всіх випадках дорівнювали 100 см² (Рис. 2.1.5 - а, б, в, г), при цьому діаметр круглого штампа становив 113 мм. Відношення внутрішніх діаметрів кільцевих штампів d до зовнішнього D були прийняті 0,5, 0,8 і 0,9 (у першому випадку $D = 130$ мм і $d = 65$ мм, а в другому $D = 187$ мм, і $d = 149$ мм, і в третьому $D=260$ мм і $d=230$). Висота всіх штампів дорівнювала 20 ± 1 мм, причому для забезпечення передачі навантаження на штампи кільцевої форми до їх верхньої частини кріпилася балочка 8x30 мм (Рис. 2.1.5). Штампи а, б, в були виконані зі сталі а штамп г з органічного скла. Вага штампів дорівнював 15,70 Н (Рис. 2.1.5 - а ... г).

Величини вертикального навантаження дорівнювали 0,032, 0,052, 0,072 та 0,092 кПа.

У ході експериментів реєструвалися осадки чотирьох точок штампа, розташованих по їх периметру. Для цієї мети використовувалися індикатори переміщення годинникового типу з ціною поділки 0,01 мм. Індикатори кріпилися до спеціальної реперної системи, загальний вигляд який представлений на (Рис. 2.1.6).

Модельний матеріал випробовувався на повзучість. Для цієї мети був використаний центрально-навантажений штамп із круглою формою підшви.

Таблиця 2.1.1 – Властивості модельного матеріалу (поліуретану)

Найменування матеріалу основи	Питома вага γ , г/см ³	Коефіцієнт Пуассона ν	Модуль напруження E^y , кПа	загальної деформації	Параметри ядра повзучості $K(t - \tau) = \delta \cdot \exp[-\delta_1(t - \tau)]$	
					δ , 1/хв	δ_1 , 1/хв
Поліуретан	0,23	0,3	120	55	0,02	0,017

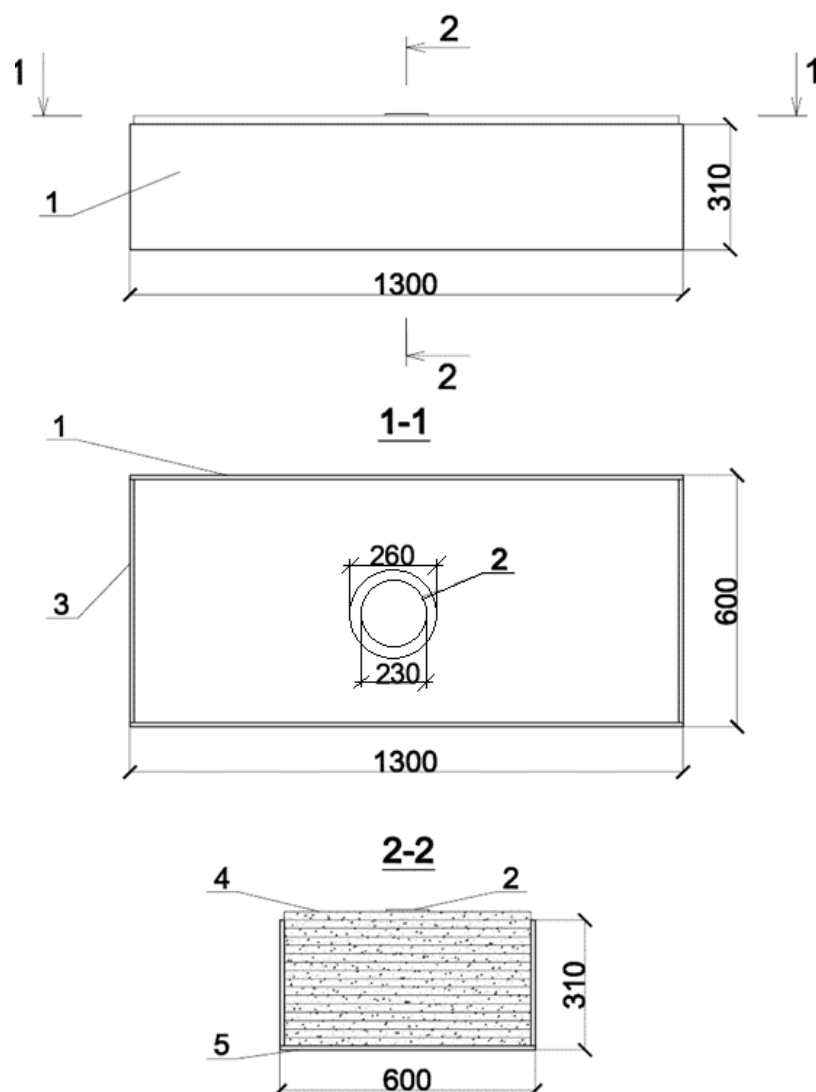


Рис. 2.1.1. Схема лотка, в якому проводились випробування. 1 – бокова стінка лотка; 2 - модель фундаменту; 3 - торцева стінка лотка; 4 - поролон; 5 - днище



Рис. 2.1.2. Загальний вигляд установки для лоткових випробувань моделей фундаментів (штампів) на модельному матеріалі (поролон)



Рис. 2.1.3. Загальний вигляд верхньої частини лотка для випробування моделей фундаментів на поліуретановій основі

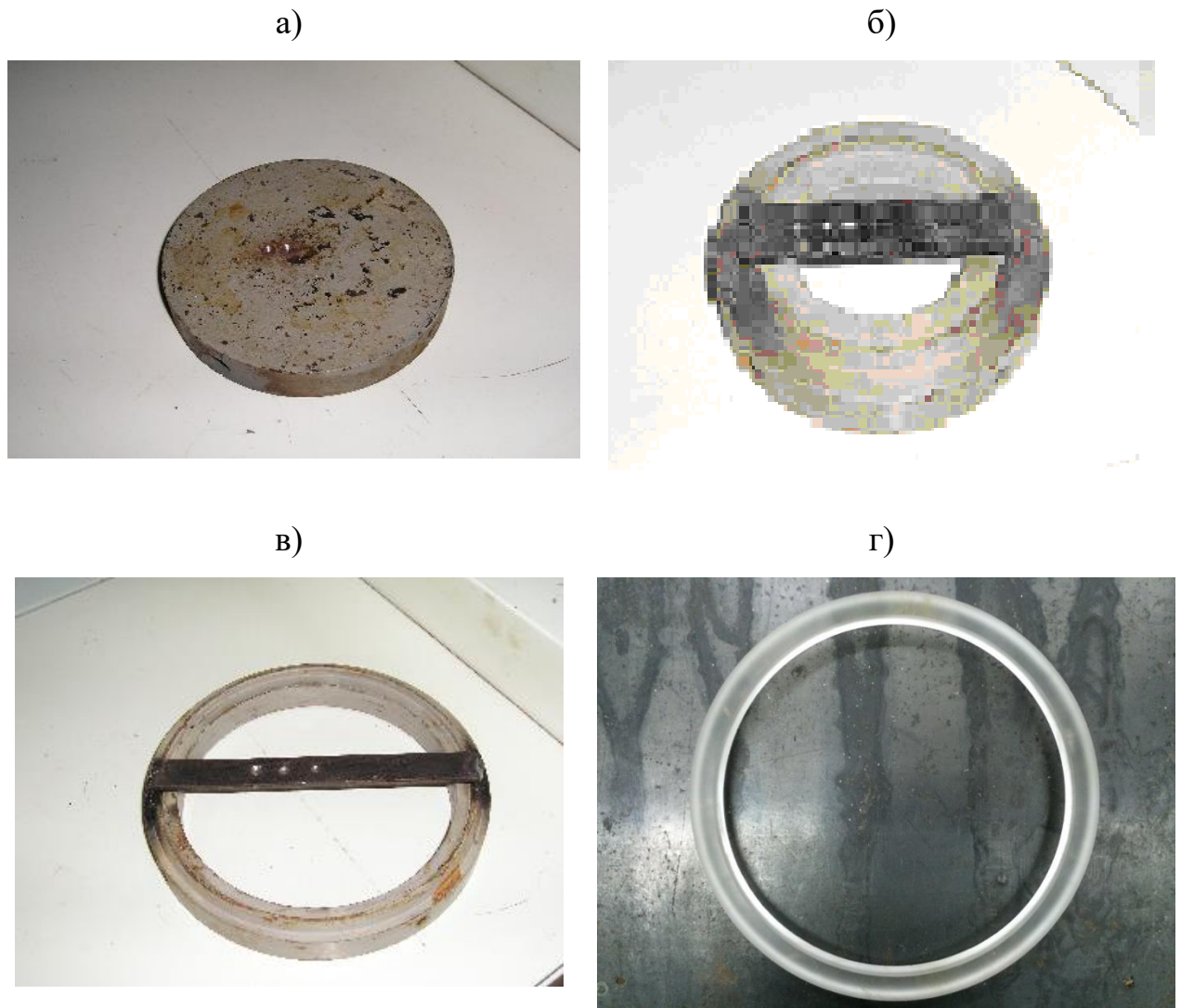


Рис. 2.1.5. Моделі фундаментів а) - з круглою підшовою ($D = 113$ мм); б) - з кільцевою формою підшови ($D = 130$ мм, $d = 65$ мм); в) - так саме, ($D = 187$ мм, $d = 149$ мм) г) – так саме ($D = 260$ мм, $d = 230$ мм).

Примітка. а),...,в) – штампи, які було використано В.В. Капустіним; г) - штамп, який було використано автором даної роботи.

Результати випробувань модельного матеріалу представлені в розділі 2.2 (в цьому розділі також наведено результати експериментів В.В. Капустіна).

Для визначення модуля загальної деформації була використана формула Шлейхера. Властивості модельного матеріалу (поліуретану) наведені в таблиці 2.1.1.

2.2. Умови проведення та результати випробувань моделей фундаментів на основі з модельного матеріалу

В ході випробувань моделей фундаментів на основі з модельного матеріалу були використані прилади та обладнання, опис яких представлено в розділі 2.1.

Варіювалася величина вертикального навантаження Q , ексцентриситет її прикладення e , відношення внутрішнього діаметра підшви штампів d до його зовнішнього діаметру D (Рис. 2.1.5).

У ході експериментів фіксувалися осадки чотирьох точок жорстких штампів з використанням індикаторів переміщень годинникового типу.



Рис. 2.1.6. Загальний вигляд реперної системи

Точність відліку за шкалою дорівнювала 0,01 мм. Відліки фіксувався в моменти часу 0.0 (нульовий відлік); 36с; 72с; 108с; 180с; 288с; 6 хвилин; 9 хвилин; 12 хвилин; 21 хвилина; 30 хвилин; 1 годину; 2 години; 3 години; 4 години; 5:00; 6:00; 7:00; 8 годин; 23 години і $24 \pm 0,01$ години. Після цього прикладалася нова ступінь навантаження і процес повторювався.

Величини ступенів дорівнювали 0,032 кН (вага завантажувального пристрою); 0,02 кН; 0,02 кН і 0,02 кН. Всього, в ході кожного випробування було докладено по 4 ступеня навантаження, сумарна величина якої до кінця випробувань дорівнювала 0,092 кН.

При цьому середній тиск під подошвою штампів дорівнювали 3,2 кПа (від ваги завантажувального пристрою); 2 кПа; 2 кПа і 2 кПа. Середній тиск під подошвою штампів наприкінці випробувань дорівнювало 9,2 кПа.

Випробування проводилися так. Спочатку на підготовлену відповідно до розділу 2.1 методикою основу укладався штамп. Після цього монтувалася реперна система і встановлювалися індикатори так, щоб їх пружини знаходилися в максимально стислому стані. У такому стані система «основа - фундамент - реперна система» залишалась на 24 години. За цей час завершувалися обумовлені повзучістю основи деформації (в даному випадку навантаженням були вага штампа і сили, що виникають внаслідок стиснення пружин вимірювальних приладів. Потім на індикаторах виставлялися нульові відліки.

Після цього із заданим ексцентриситетом в заздалегідь накреслену точку прикладалося вертикальне навантаження від ваги завантажувального пристрою і починалися випробування.

Після закінчення $24 \pm 0,01$ години до завантажувального пристрою прикладалася нова ступінь навантаження і процес повторювався.

Кожну ступінь навантаження витримують до умовної стабілізації. Критерієм умовної стабілізації було прийнято прирощення середньої осадки у 0,01 мм за 1 годину.

Після завершення випробувань проводився демонтаж завантажувального пристрою, реперної системи і штампа. Якщо не відбувалося вимірювання товщини основи, то після розвантаження основи «відпочивало» протягом 24 годин.

За цей час практично повністю відновлювалися обумовлені попереднім навантаженням основи деформації і відбувалася релаксація напруг.

Після цього процес випробувань повторювався (їх методика викладена вище).

У результаті випробувань мною в табличній формі були отримані залежності « $S_i - t$ », де S_i – осадка i -тої точки; $i = 1 \dots 4$, а t – час. Далі отримана таким чином невизначена система рівнянь з використанням залежності:

$$S_i = S_{cp} + i_x x_i + i_y y_i \quad (2.2.1)$$

приводилося до нормального вигляду і вирішувалася методом найменших квадратів для кожного моменту часу.

Тут S_i – осадка i -тої точки фундаменту в момент часу t ;

S_{cp} – середня осадка штампа,

i_x і i_y – приватні крени в напрямку координатних осей ОХ і ОУ в декартовій системі координат;

x_i і y_i – координати точки, відповідної вимірюної осадки.

S_i – осадка i -тої точки штампа в момент часу « t » (центр координатної системи у всіх дослідах відповідав центру штампа).

Загальний крен i_0 – визначався за формулою:

$$i_0 = \sqrt{i_x^2 + i_y^2} \quad (2.2.2)$$

Процедура визначення середньої осадки і загального крену виконувалася для кожного моменту часу.

Всього було виконано 3 серії випробувань. Умови проведення експериментів представлені в таблиці 2.2.1.

У першій серії випробувань відношення внутрішнього діаметра підшви штампа до його зовнішнього діаметру дорівнювало

$$\zeta = \frac{d}{D} = 0,$$

Таблиця 2.2.1 – Умови проведення експериментів

№ серії випробуван ь	Геометричні характеристики					Ексцентриситет навантаження	Примітки
	Зовнішній D і внутрішній d діаметри підшви фундаменту			Площа F, см ²	Радіус інерції r, мм		
	D, мм	d, мм	$\xi = d/D$, д. од			e, мм	
1	113	0	0	100,2	28,3	0	Експерименти виконано В.В. Капустіним
	113	0	0	100,2	28,3	10	
	113	0	0	100,2	28,3	20	
2	130	65	0,5	99,5	36,3	10	
	130	65	0,5	99,5	36,3	20	
3	187	149	0,8	100,3	59,9	10	
	187	149	0,8	100,3	59,9	20	
4	260	234	0,9	101	99,1	10	Експерименти виконано автором роботи
	260	234	0,9	101	99,1	20	

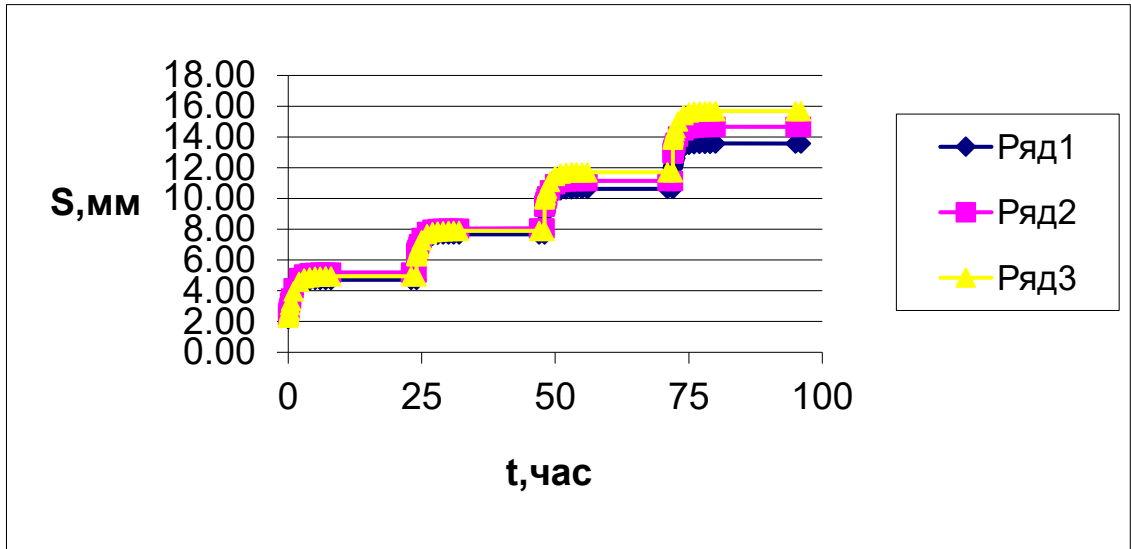


Рис. 2.2.1. Залежності «середня осадка - час», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампа $D = 113$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампа $d = 0$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 0$ мм; 2 – так саме, 10 мм; 3 – так саме, 20 мм

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустінім

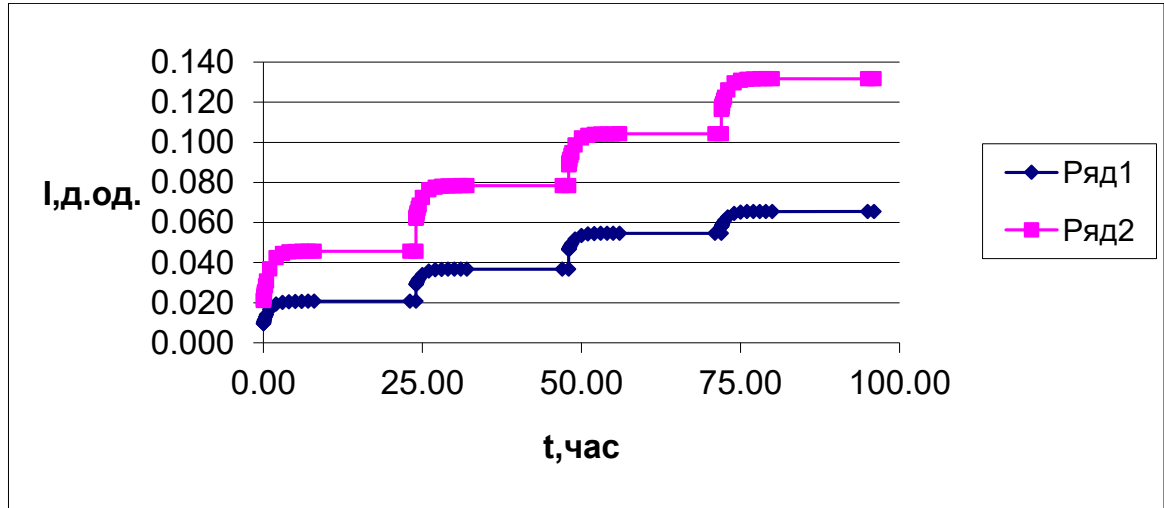


Рис. 2.2.2. Залежності «загальний крен - час», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампа $D = 113$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампа $d = 0$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – так саме, 20 мм

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустінім

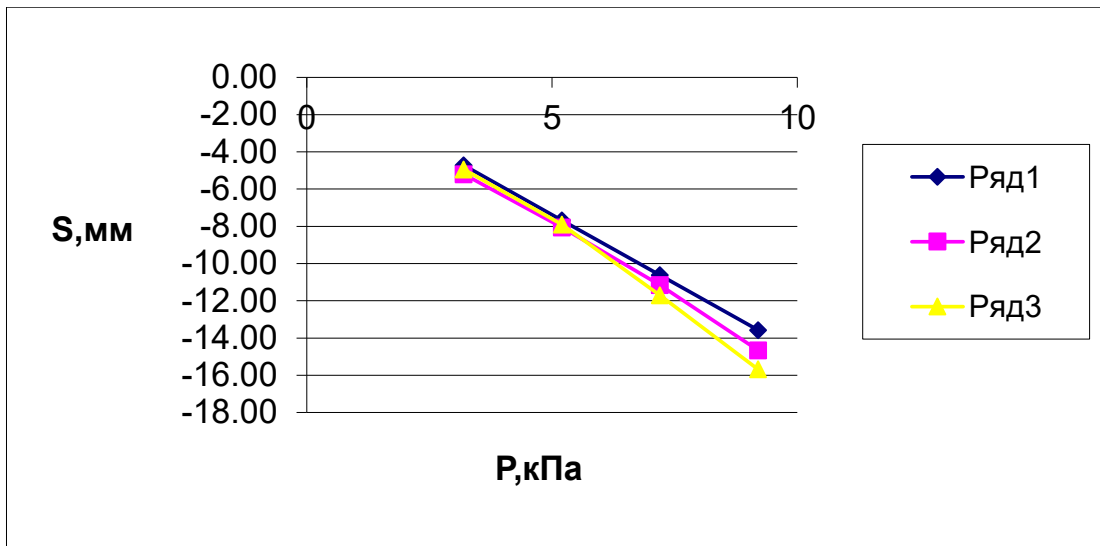


Рис. 2.2.3. Залежності «стабілізована середня осадка - навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампa $D = 113$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампa $d = 0$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 0$ мм; 2 – так саме, 10 мм; 3 – так саме, 20 мм. Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустіним

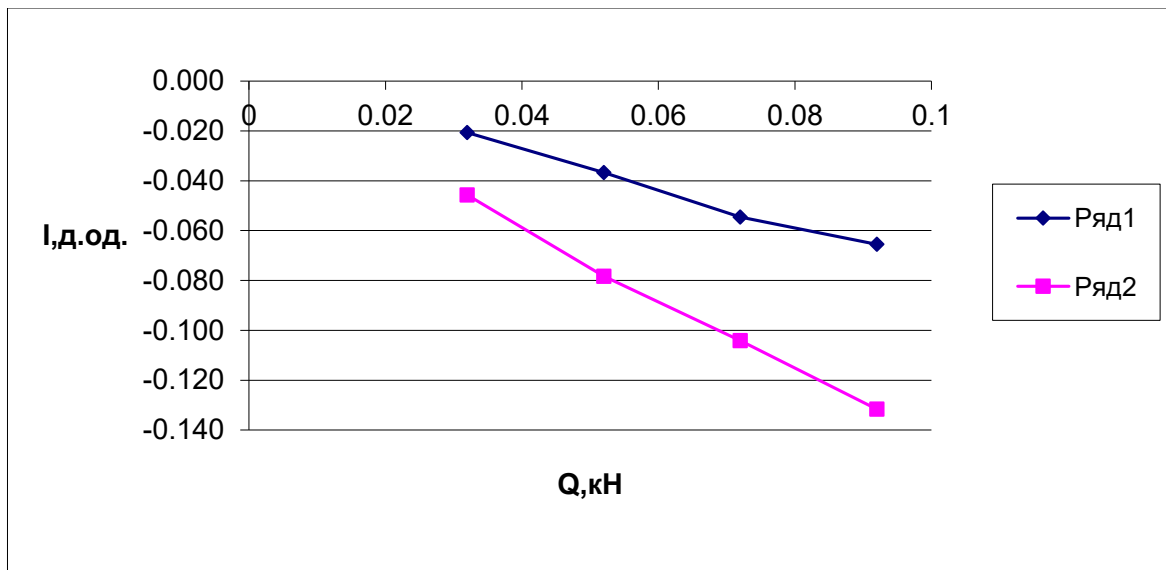


Рис. 2.2.4. Залежності «загальний крен - вертикальне навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампa $D = 113$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампa $d = 0$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 0$ мм; 2 – так саме, 10 мм; 3 – так саме, 20 мм. А ексцентриситети прикладання вертикального навантаження 0, 10 і 20 мм. Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустіним.

При цьому значення ексцентриситетів у всіх дослідах не перевищували величини радіуса інерції підшви фундаменту (див. табл. 2.2.1). Таким чином був забезпечений повний контакт штампа з основою.

Отримані в першій серії експериментальні залежності «середня осадка - час» і «загальний крен - час» представлені на Рис. 2.2.1 і 2.2.2 відповідно. На Рис. 2.2.3 і 2.2.4 представлені встановлені в ході випробувань залежності «середня осадка - середній тиск під підшвою штампа» і «загальний крен штампа - вертикальне навантаження Q » для стабілізованого стану.

У ході аналізу результатів випробувань штампа при нульовому ексцентриситеті навантаження були встановлені модулі пружності і загальної деформації, а також параметри ядра повзучості ґрунтової основи. Для визначення модуля загальної деформації була використана формула Шлейхера, а для визначення модуля пружності і параметрів ядра повзучості.

У другій серії випробувань ставлення внутрішнього діаметра підшви штампа до його зовнішнього діаметру дорівнювало $\zeta = \frac{d}{D} = 0,5$, а ексцентриситети прикладення вертикального навантаження 10 і 20 мм. При цьому значення ексцентриситетів у всіх дослідах не перевищували величини радіуса інерції підшви фундаменту (див. табл. 2.2.1). Таким чином був забезпечений повний контакт штампа з основою.

Отримані в другій серії експериментальні залежності «середня осадка - час» і «загальний крен - час» представлені на Рис. 2.2.5 і 2.2.6 відповідно. На Рис. 2.2.7 і 2.2.8 представлені встановлені в ході випробувань залежності «середня осадка - середній тиск під підшвою штампа» і «загальний крен штампа - вертикальне навантаження Q » для стабілізованого стану.

У третій серії випробувань відношення внутрішнього діаметра підшви штампа до його зовнішньому діаметру дорівнювало $\zeta = \frac{d}{D} = 0,8$, а ексцентриситети прикладення вертикального навантаження 10 і 20 мм. При цьому значення ексцентриситетів у всіх дослідах не перевищували величини

радіуса інерції підшви фундаменту (див. табл. 2.2.1). Таким чином був забезпечений повний контакт штампа з основою.

Отримані в третій серії експериментальні залежності «середня осадка - час» і «загальний крен - час» представлені на Рис. 2.2.9 і 2.2.10 відповідно. На Рис. 2.2.11 і 2.2.12 представлені встановлені в ході випробувань залежності «середня осадка - середній тиск під підшвою штампа» і «загальний крен штампа - вертикальна зосереджене навантаження» для стабілізованого стану.

У четвертій серії випробувань відношення внутрішнього діаметра підшви штампа до його зовнішнього діаметру дорівнювало $\zeta = \frac{d}{D} = 0,9$, а ексцентриситети прикладення вертикального навантаження 10 і 20 мм. При цьому значення ексцентриситетів у всіх дослідах не перевищували величини радіуса інерції підшви фундаменту (див. табл. 2.2.1). Таким чином був забезпечений повний контакт штампа з основою.

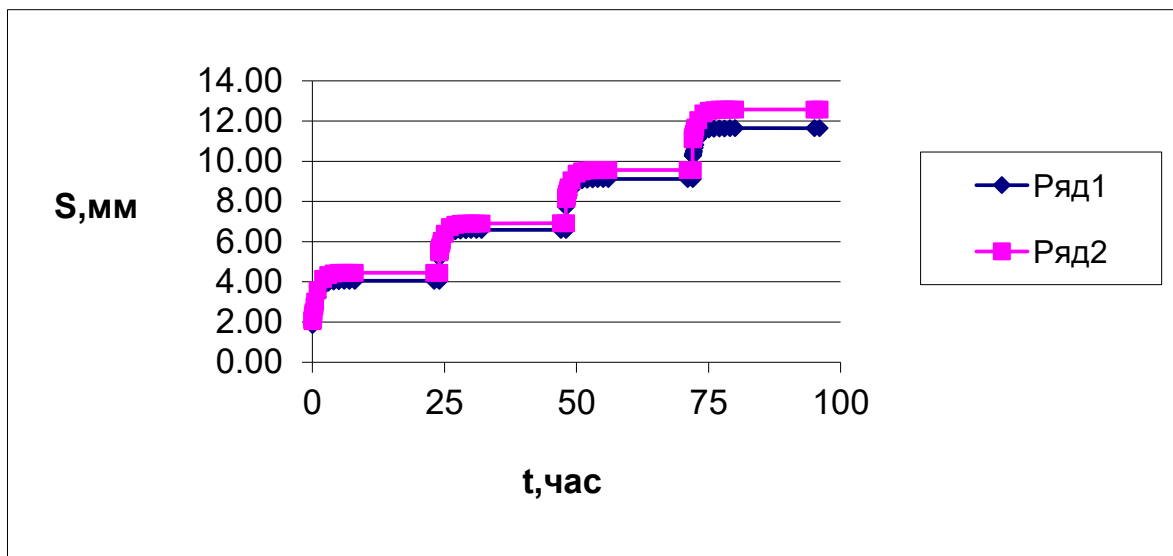


Рис. 2.2.5. Залежності «середня осадка - час», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампа $D = 130$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампа $d = 65$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустінім.

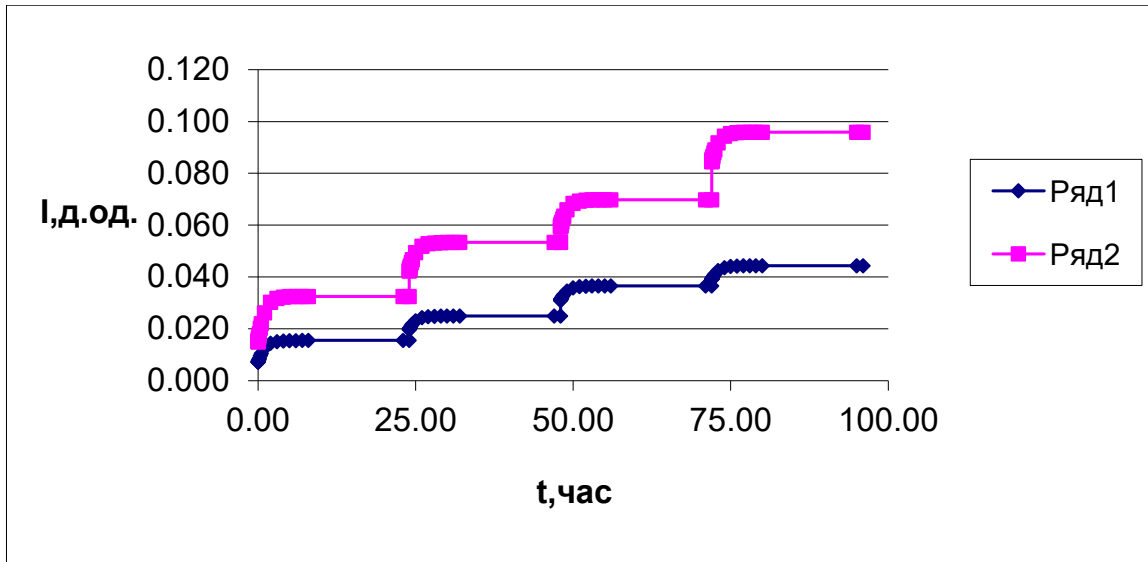


Рис. 2.2.6. Залежності «загальний крен - час», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампа $D = 130$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампа $d = 65$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустіним.

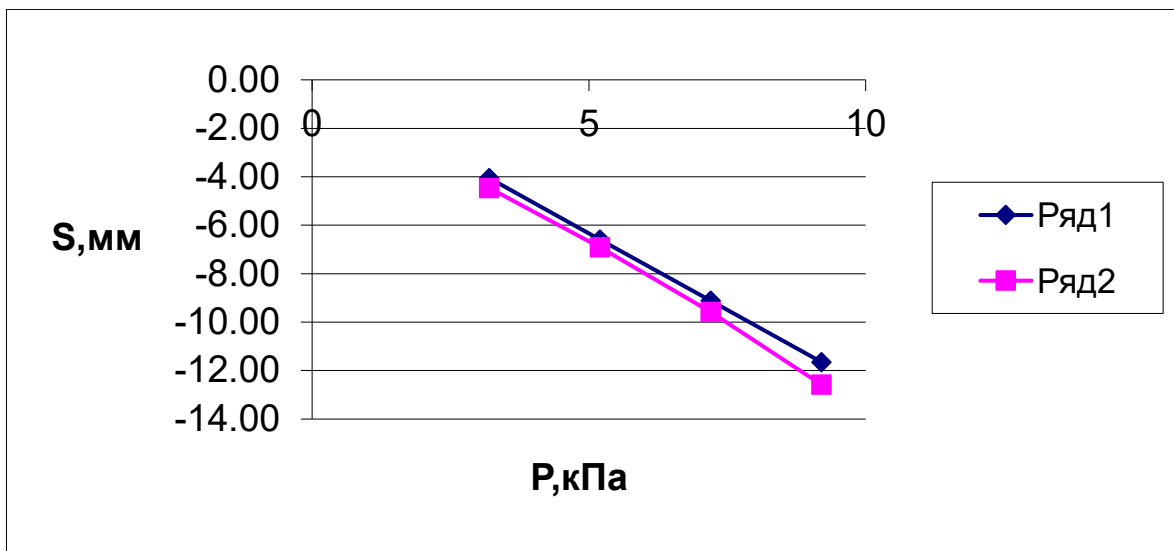


Рис. 2.2.7. Залежності «стабілізована середня осадка - навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампа $D = 130$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампа $d = 65$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустіним.

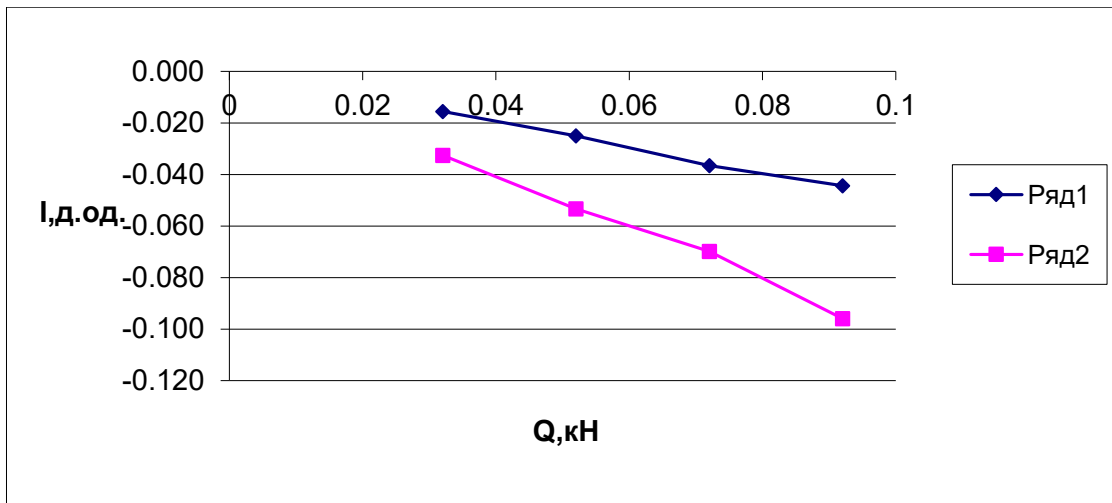


Рис. 2.2.8. Залежності «загальний крен - вертикальне навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підошви штампа $D = 130$ мм. Внутрішній діаметр підошви штампа $d = 65$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустіним.

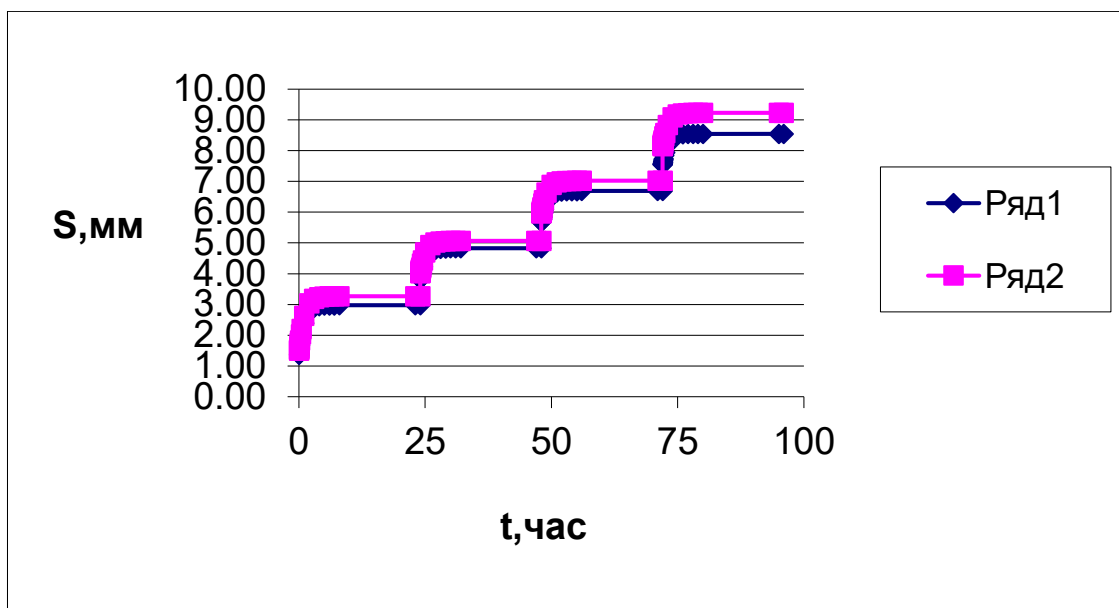


Рис. 2.2.9. Залежності «середня осадка - час», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підошви штампа $D = 187$ мм. Внутрішній діаметр підошви штампа $d = 149$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустіним.

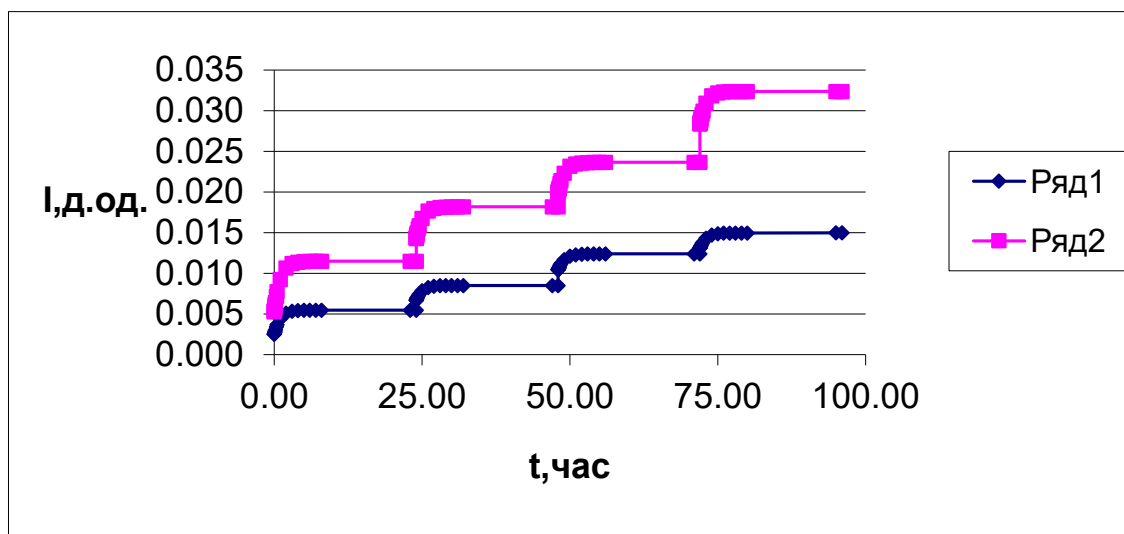


Рис. 2.2.10. Залежності «загальний крен - час», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампа $D = 187$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампа $d = 149$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустіним.

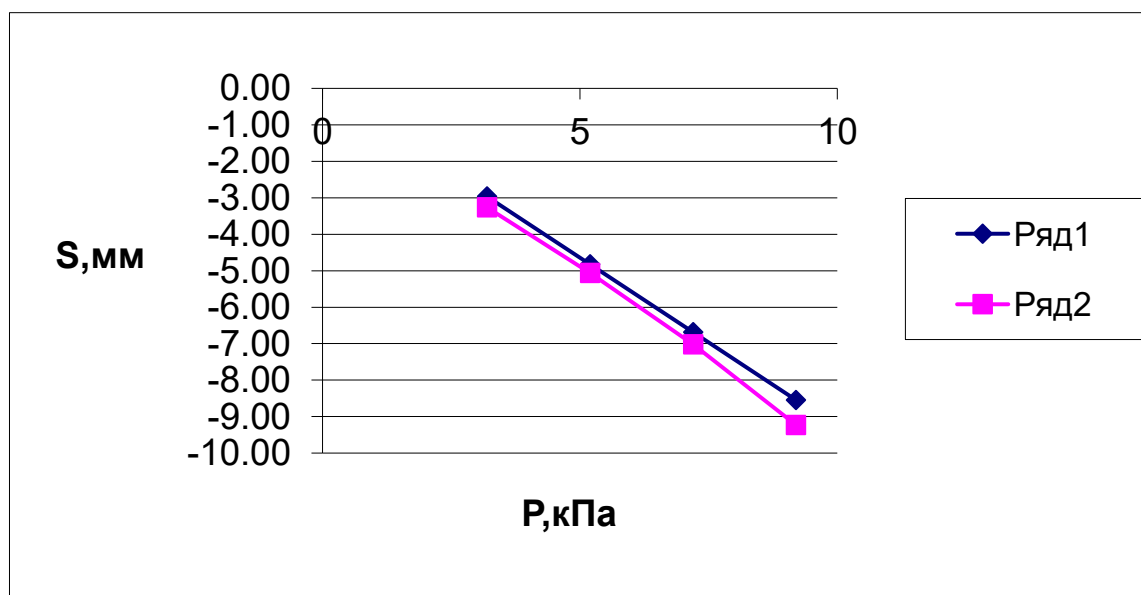


Рис. 2.2.11. Залежності «стабілізована середня осадка - навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампа $D = 187$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампа $d = 149$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустіним.

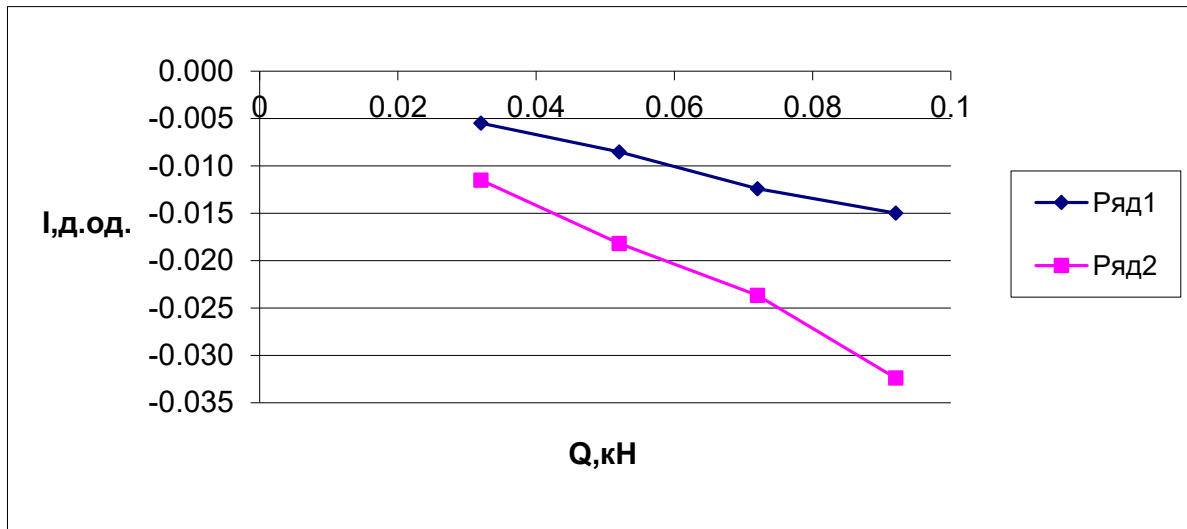


Рис. 2.2.12. Залежності «загальний крен - вертикальне навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підошви штампа $D = 187$ мм. Внутрішній діаметр підошви штампа $d = 149$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано В.В. Капустіним.

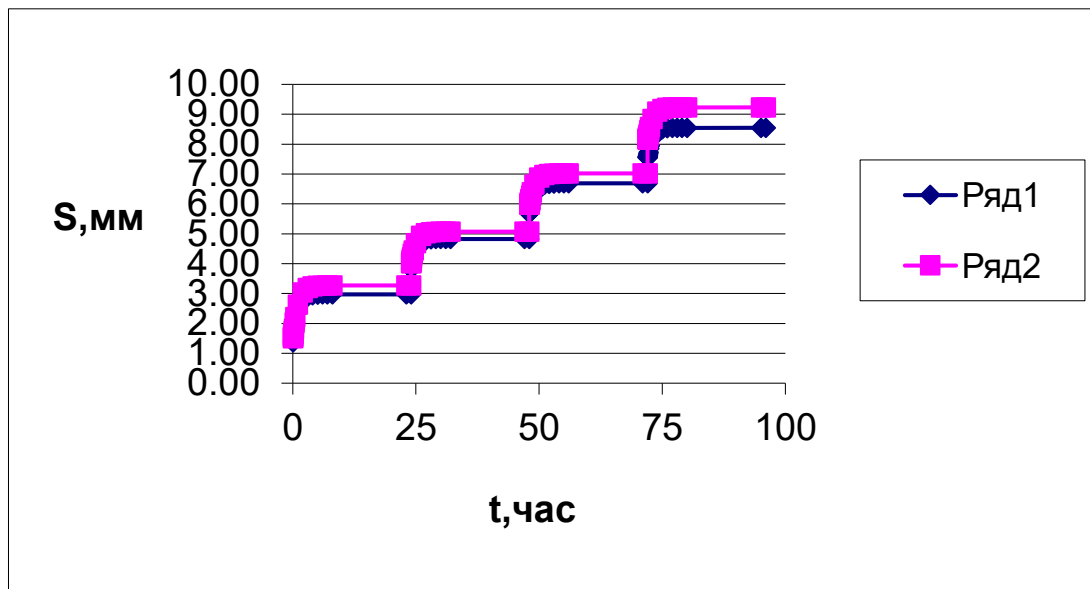


Рис. 2.2.13. Залежності «середня осадка - час», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підошви штампа $D = 260$ мм. Внутрішній діаметр підошви штампа $d = 234$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано автором даної роботи.

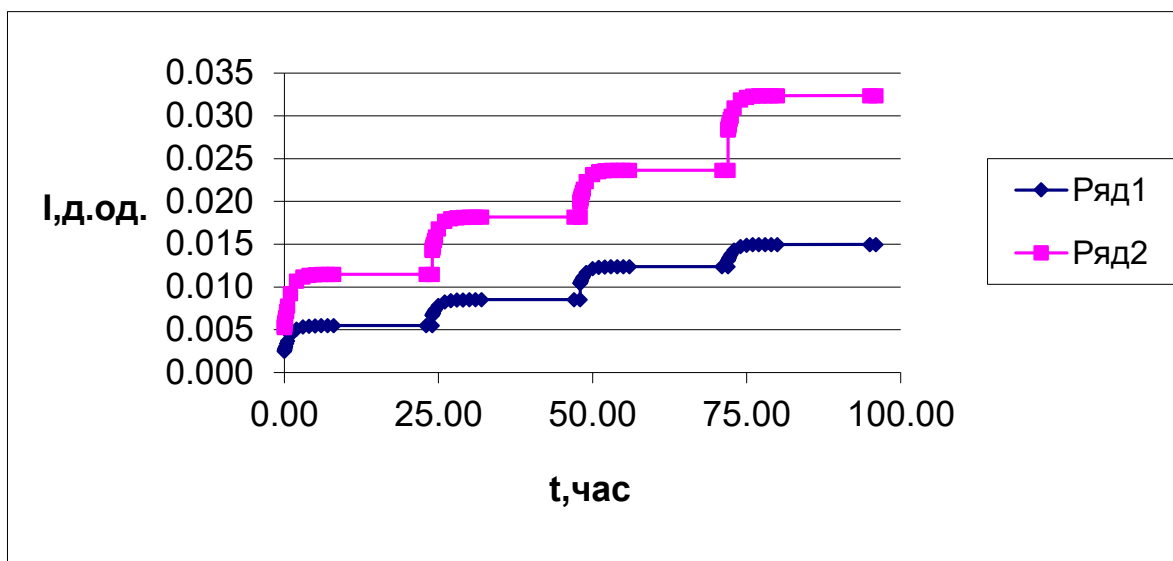


Рис. 2.2.14. Залежності «загальний крен - час», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампa $D = 260$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампa $d = 234$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм.

Примітка. Експерименти виконано автором даної роботи.

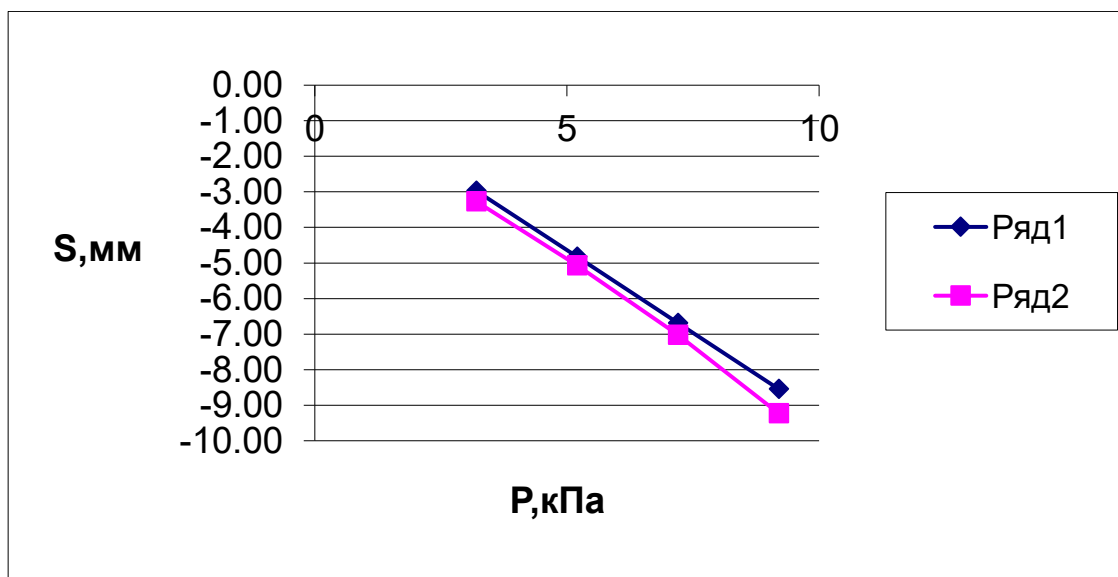


Рис. 2.2.15. Залежності «стабілізована середня осадка - навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампa $D = 234$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампa $d = 260$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм. Примітка. Експерименти виконано автором даної роботи.

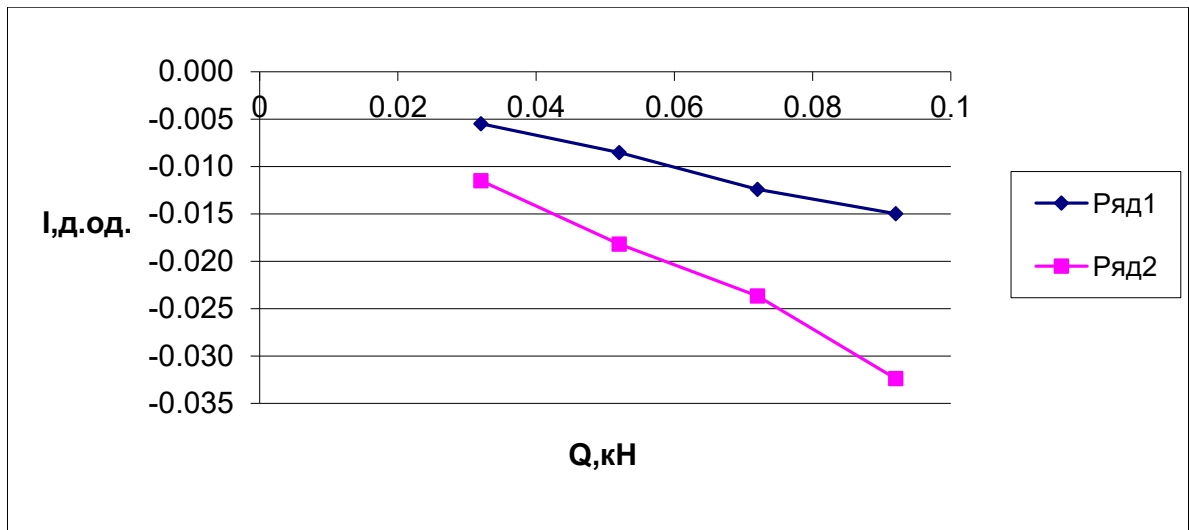


Рис. 2.2.16. Залежності «загальний крен - вертикальне навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Зовнішній діаметр підшви штампа $D = 260$ мм. Внутрішній діаметр підшви штампа $d = 234$ мм. 1 - ексцентриситет прикладення навантаження $e = 10$ мм; 2 – теж саме, 20 мм. Примітка. Експерименти виконано автором даної роботи.

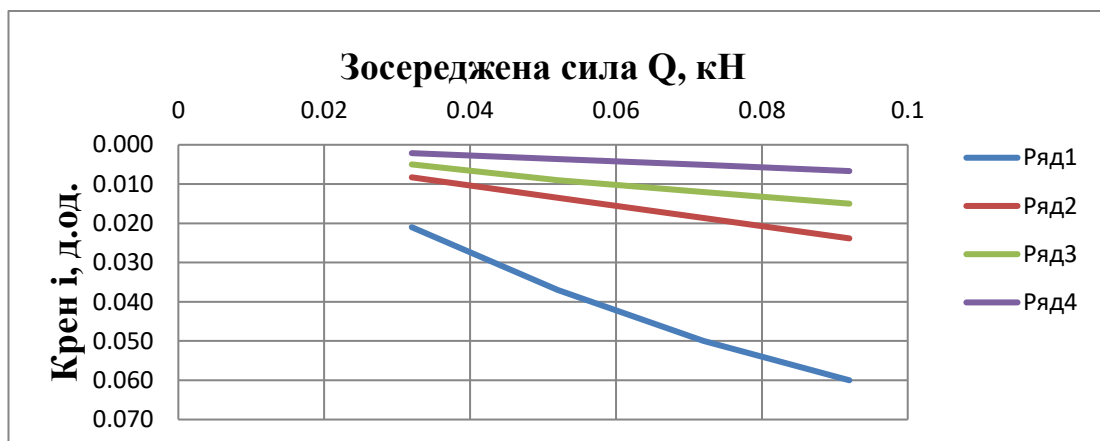


Рис. 2.2.17. Залежності «загальний крен - вертикальне навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Ексцентриситет програми навантаження $e = 10$ мм. 1 - зовнішній діаметр підшви штампа $D = 113$ мм і внутрішній діаметр підшви штампа $d = 0$ мм; 2 – теж саме, $D = 130$ мм і $d = 65$ мм; 3 – теж саме, $D = 187$ мм і $d = 149$ мм; 4 – теж саме, $D = 260$ мм і $d = 234$ мм.

Примітка. Криві 1,2,3 побудовано за даними В.В. Капустіна, а криву 4 – за даними автора даної роботи.

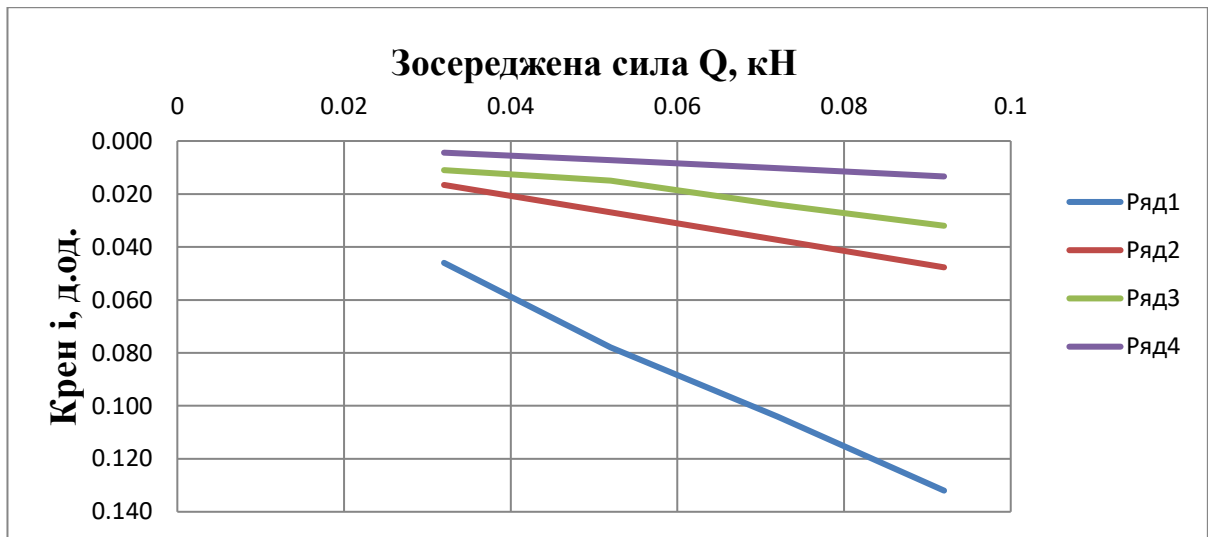


Рис. 2.2.18. Залежності «загальний крен - вертикальне навантаження», отримані в ході випробувань модельного матеріалу. Ексцентриситет програми навантаження $e = 20$ мм. 1 - зовнішній діаметр підшви штамп $D = 113$ мм і внутрішній діаметр підшви штамп $d = 0$ мм; 2 – теж саме, $D = 130$ мм і $d = 65$ мм; 3 – теж саме, $D = 187$ мм і $d = 149$ мм; 4 – теж саме, $D = 260$ мм і $d = 234$ мм.

Примітка. Криві 1,2,3 побудовано за даними В.В. Капустіна, а криву 4 – за даними автора даної роботи.

Отримані в третій серії експериментальні залежності «середня осадка - час» і «загальний крен - час» представлені на Рис. 2.2.13 і 2.2.14 відповідно. На Рис. 2.2.15 і 2.2.16 представлені встановлені в ході випробувань залежності «середня осадка - середній тиск під підшвою штамп» і «загальний крен штамп - вертикальна зосереджене навантаження» для стабілізованого стану.

Для зручності аналізу експериментальних даних мною були побудовані залежності «загальний крен штамп - вертикальна зосереджене навантаження» для стабілізованого стану (Рис. 2.2.17 і 2.2.14). При цьому в першому випадку ексцентриситет прикладення навантаження був прийнятий рівним 10 мм, а в другому - 20 мм.

Аналіз представлених в цьому розділі експериментальних залежностей дозволив нам зробити такі висновки.

1. Має місце збільшення в часі середніх осадок і загальних кренів моделей фундаментів в часі.

2. Чим більше відношення внутрішнього діаметра кільцевого фундаменту d до його зовнішнього діаметру D , тим менше крен фундаменту.

3. Чим більше діючий на фундамент перекидний момент, тим більше його загальний крен.

В цілому, було зроблено висновок про те, що виконаний обсяг експериментів цілком достатній для аналізу, узагальнень і виявлення якісної картини процесу розвитку в часі кренів фундаментів з кільцевою формою підшви, що має властивість повзучості основи, а придбані в ході випробувань навички - для проведення випробувань фундаментів на ґрунтовій основі.

2.3. Висновки за розділом

Виконані мною експериментальні дослідження закономірностей поведінки фундаментів з кільцевою формою підшви на модельному матеріалі, однорідній піщаній основі та шаруватій основі, що включає в себе шари піщаного і глинистого ґрунту дозволили мені зробити такі висновки:

1. Розроблено обладнання та методика, що дозволяють проводити випробування моделей позацентрово навантажених фундаментів з кільцевою формою підшви в лабораторних умовах.

2. За інших рівних умов крени фундаментів з круглою формою підшви більше, ніж крени фундаментів з кільцевою формою підшви. При цьому, чим більше відношення внутрішнього діаметра d фундаменту з кільцевою формою підшви до його зовнішнього діаметру D , тим за інших рівних умов менше крен фундаменту.

3. За інших рівних умов час стабілізації кренів фундаментів з круглою формою підшви менше, ніж час стабілізації кренів фундаментів з кільцевою формою підшви. При цьому, чим більше відношення внутрішнього діаметра d фундаменту з кільцевою формою підшви до його зовнішнього діаметру D , тим за інших рівних умов більше час стабілізації крену фундаменту.

В цілому, на основі аналізу експериментальних досліджень був зроблений висновок про те, що за інших рівних умов крени фундаментів з кільцевою підшвою менше, ніж крени фундаментів з круглою формою підшви. У цьому зв'язку зроблено загальний висновок про те, що форма фундаменту у вигляді кільця є більш раціональною, ніж круга.

Найвірогідніше саме останньою обставиною обумовлено настільки широке застосування в практиці будівництва фундаментів з кільцевою формою підшви.

Негативною обставиною є те, що час стабілізації процесу розвитку в часі кренів фундаментів з кільцевою формою підшви при інших рівних умовах тим більше, чим більше відношення діаметрів підшви кільцевих фундаментів d / D .

3. РОЗДІЛ. ТЕОРЕТИЧНІ ДОСЛІДЖЕННЯ ЗАКОНОМІРНОСТЕЙ УЩІЛЬНЕННЯ КІЛЬЦЕВИХ ФУНДАМЕНТІВ

У даному розділі викладені матеріали теоретичних досліджень закономірностей розвитку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви на ґрунтовій основі. В якості розрахункової була прийнята схема абсолютно - жорсткого фундаменту. Було розглянуто модель ґрунтової основи Вінклера – Фусса (або, що те ж саме, гіпотеза коефіцієнта постелі).

3.1. Побудова рішення задачі про крен фундаментів на ґрунтовій основі

Для визначення кренів фундаментів на ґрунтовій основі мною була використана гіпотеза коефіцієнта постелі.

Згідно з нею, між осіданням основи в деякій точці основи та тиском має вигляд:

$$P(x, y) = C_0 \cdot S(x, y). \quad (3.1.1)$$

Тут $P(x, y)$ - тиск в точці основи з координатами $M(x, y)$; $S(x, y)$ - осідання основи в точці основи з координатами $M(x, y)$; C_0 - коефіцієнт пропорційності (так званий коефіцієнт постелі).

Далі розглянемо розрахункову схему на Рис. 3.1.1. Цій схемі відповідає епюра контактних напружень, приведена на Рис. 3.1.2.

Далі розглянемо епюру, представлену на Рис. 3.1.2 – б.

Виділимо її елементарний елемент довжиною dx , яка розташована на відстані x від центру координат (Рис. 3.1.3).

Елементарна зосереджена сила, обумовлена тиском з боку основи на підшву фундаменту дорівнює:

$$dN = b(x) \cdot P(x, y) \cdot dx. \quad (3.1.1)$$

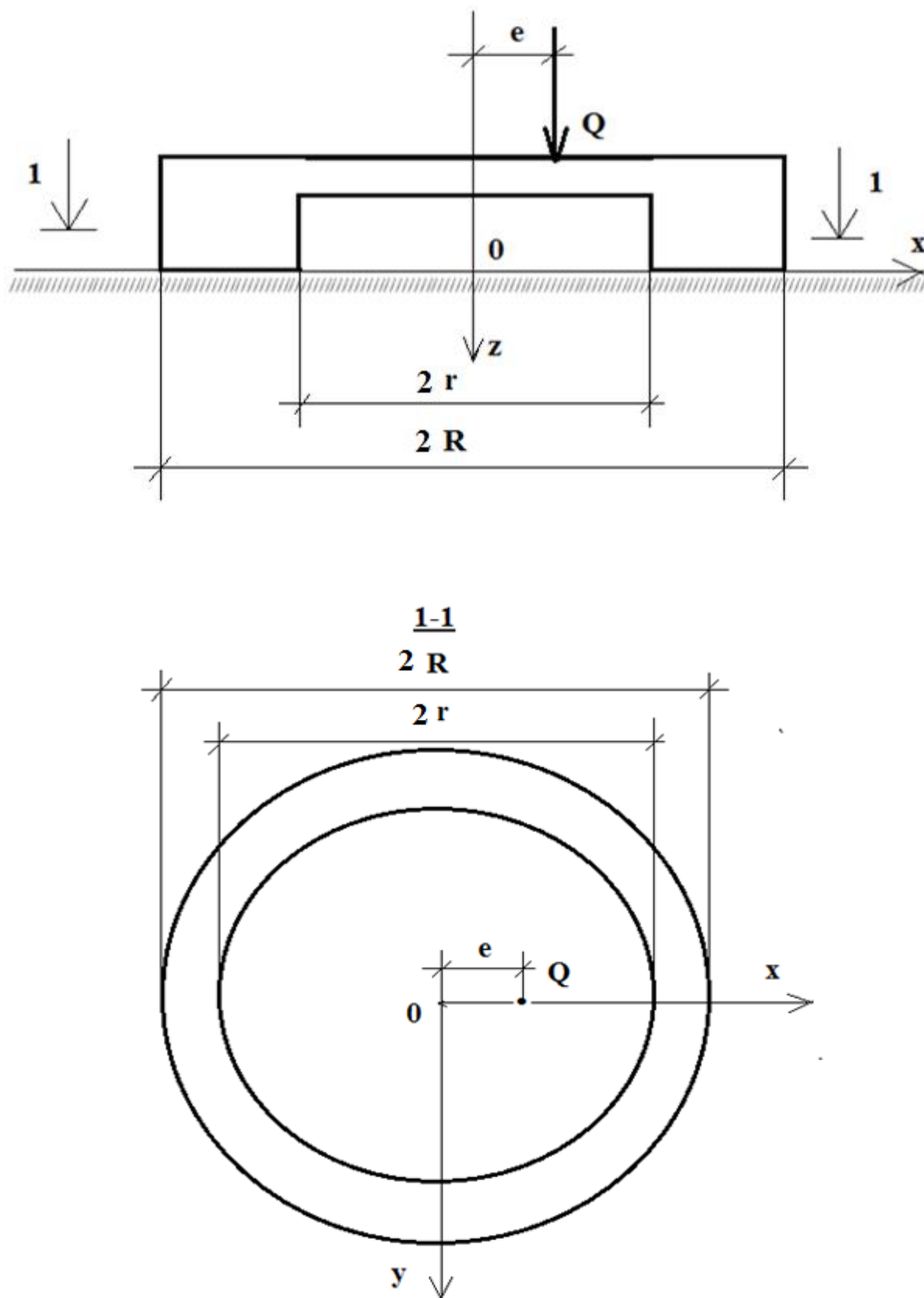


Рис. 3.1.1. До визначення крену фундаменту з кільцевою формою підшви

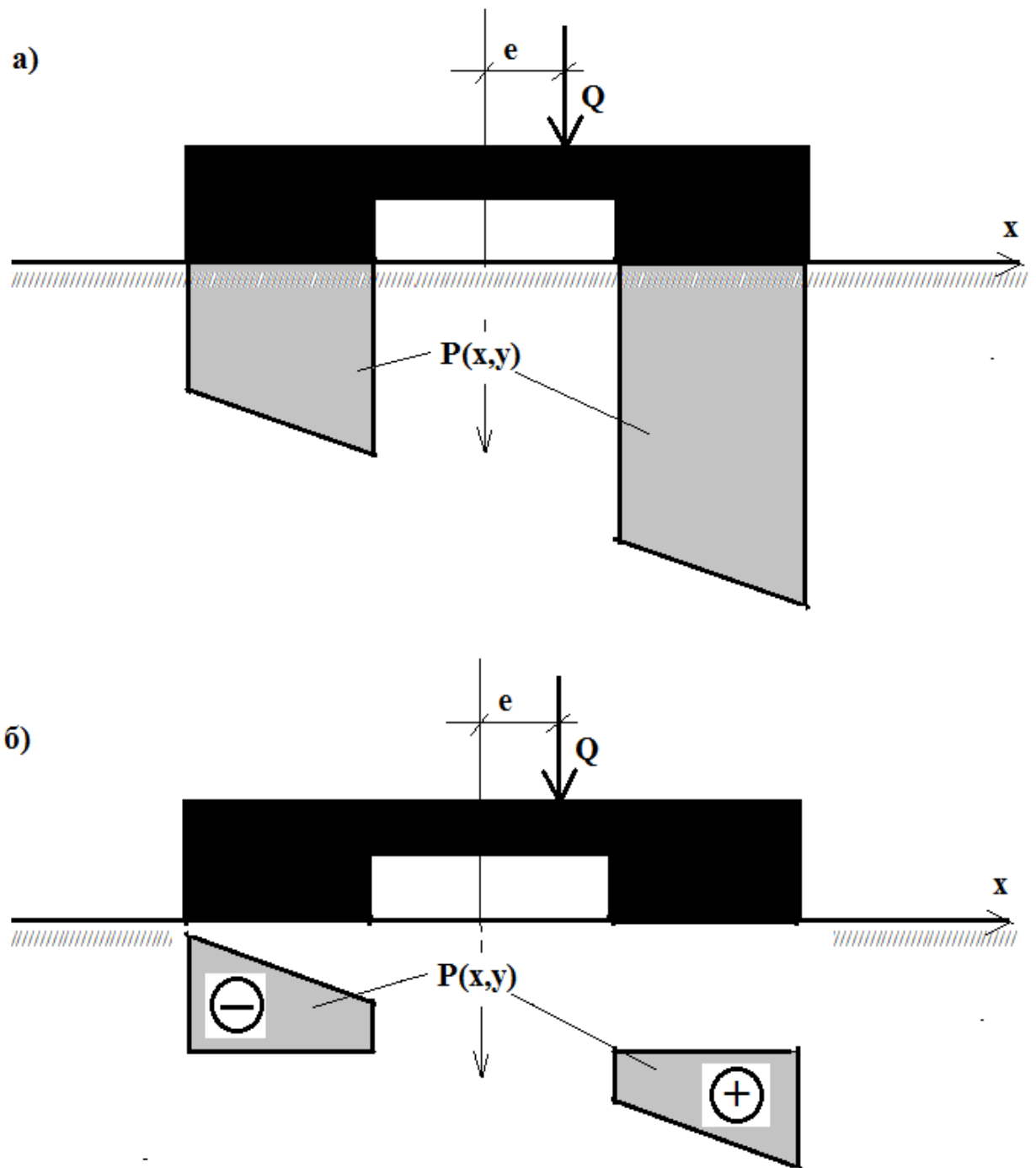


Рис. 3.1.2. Контактні епюри напружень під подошвою фундаменту.
 а) – фактична; б) – різниця фактичним та середнім тисками під подошвою фундаменту

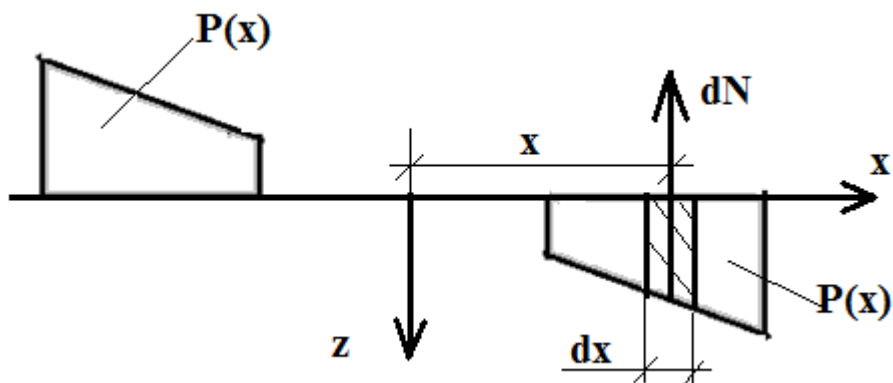


Рис. 3.1.3. Схема до визначення обумовленого тиском ґрунту моменту

Тут dN - диференціал зосередженої сили, що діє по лінії $y = const$; $b(x)$ - ширина кільця в точці з координатою « x »; $P(x, y)$ - тиск по розрахунковій лінії; dx диференціал довжини.

Елементарний перекидний момент, обумовлений зосередженою силою dN , знайдемо по формулі:

$$dM = x \cdot dN = x \cdot b(x) \cdot P(x, y) \cdot dx. \quad (3.1.2)$$

Тут dM - диференціал прикладеного до фундаменту моменту.

Далі визначимо границі, в яких необхідно просумувати елементарні моменти (3.1.2).

Границі зовнішнього контуру фундаменту визначаються формулами:

$$b(x) = \left(-\sqrt{R^2 - x^2}; +\sqrt{R^2 - x^2} \right). \quad (3.1.3)$$

Границі внутрішнього контуру фундаменту визначаються формулами:

$$b(x) = \left(-\sqrt{r^2 - x^2}; +\sqrt{r^2 - x^2} \right). \quad (3.1.4)$$

З врахуванням (3.1.3) диференціал прикладеного до круглого фундаменту з радіусом R моменту, обумовленого відпором з боку основи, дорівнює:

$$dM = 2 \cdot x \cdot \sqrt{R^2 - x^2} \cdot P(x, y) \cdot dx \quad (3.1.5)$$

З врахуванням (3.1.4) диференціал прикладеного до круглого фундаменту з радіусом R моменту, обумовленого відпором з боку основи, дорівнює:

$$dM = 2 \cdot x \cdot \sqrt{r^2 - x^2} \cdot P(x, y) \cdot dx \quad (3.1.6)$$

Далі знайдемо значення тиску $P(x, y)$, що діє по лінії $y = const$ на відстані x від центру координат. З формули (3.1.1) витікає, що:

$$P(x, y) = C_0 \cdot S(x, y) \quad (3.1.17)$$

Далі знайдемо осідання фундаменту з радіусом « R » в точці « x, y » з врахуванням того, що фундамент абсолютно – жорсткий, а його крен відносно осі ОУ дорівнює « i »:

$$S(x, y) = i \cdot \frac{x}{R} \quad (3.1.18)$$

звідки

$$P(x, y) = C_0 \cdot i \cdot \frac{x}{R} \quad (3.1.3) \quad (3.1.19)$$

Далі знайдемо момент для круглого фундаменту з радіусом R (формула (3.1.5)) при врахуванні формули (3.1.19):

$$M_R = \int_{-R}^{+R} 2 \cdot x \cdot C_0 \cdot i \cdot \sqrt{R^2 - x^2} \cdot \frac{x}{R} \cdot dx = \frac{\pi}{8} \cdot C_0 \cdot i \cdot R^3 \quad (3.1.20)$$

Після цього знайдемо осідання фундаменту з радіусом « r » в точці « x, y » з врахуванням того, що фундамент абсолютно – жорсткий, а його крен відносно осі ОУ дорівнює « i »:

$$S(x, y) = i \cdot \frac{x}{r} \quad (3.1.21)$$

звідки

$$P(x, y) = C_0 \cdot i \cdot \frac{x}{r} \quad (3.1.22)$$

Далі знайдемо момент для круглого фундаменту з радіусом R (формула (3.1.5)) при врахуванні формули (3.1.19):

$$M_r = \int_{-r}^{+r} 2 \cdot x \cdot C_0 \cdot i \cdot \sqrt{r^2 - x^2} \cdot \frac{x}{r} \cdot dx = \frac{\pi}{8} \cdot C_0 \cdot i \cdot r^3 \quad (3.1.23)$$

Загальний момент, обумовлений відпором основи, дорівнює:

$$M_{\theta} = M_R - M_r = \frac{\pi}{8} \cdot C_0 \cdot i \cdot (R^3 - r^3) = \frac{\pi}{8} \cdot C_0 \cdot i \cdot R^3 \cdot \left[1 - \left(\frac{r^3}{R^3} \right) \right] \quad (3.1.24)$$

Далі знайдемо момент, обумовлений зовнішнім навантаженням. Він дорівнює:

$$M_z = Q \cdot e. \quad (3.1.25)$$

Крен фундаменту знайдемо з умови тотожності моментів M_{θ} та M_z .

Маємо:

$$M_{\theta} = M_z, \quad (3.1.26)$$

Звідки:

$$\left. \begin{aligned} i &= \frac{Q \cdot e}{\frac{\pi}{8} \cdot C_0 \cdot R^3 \cdot \left[1 - \xi^3 \right]}; \\ \xi &= \frac{r}{R} \end{aligned} \right\} \quad (3.1.27)$$

Рівняння (3.1.27) є теоретичним рішенням задачі про крен абсолютно – жорсткого фундаменту на пружній основі Вінклера.

Його перевірка на відповідність експерименту наведена в розділі 3.2.

3.2. Перевірка теоретичних результатів на відповідність експерименту

В ході перевірки фундаментів на адекватність експерименту мною було виконане співставлення фактичних (розділ 2) та розрахованих з використанням формули (3.1.27) кренів фундаментів з кільцевою формою подошви. Для визначення коефіцієнта постелі C_0 мною було використано результати випробувань моделі фундаменту з круглою подошвою (розділ 2).

Коефіцієнт визначався з використанням формули:

$$C_0 = P/S, \quad (3.2.1)$$

де P – середній тиск під подошвою фундаменту, а S – його осідання.

Він виявився рівним 63 кН/куб.м. Ці дані наведені в таблиці 3.2.1 та на рисунках 3.2.1, ..., 3.2.8.

Таблиця 3.2.1

№ серії випробувань	Геометричні характеристики			Ексцентриситет навантаження	Вертикальна сила, кН	Крен, д.од.	Модуль деформації	Коеф. Пуассона	Розрахунковий крен	Відношення кренів
	Зовнішній D і внутрішній d діаметри підшви фундаменту									
	D, мм	d, мм	$\frac{d}{D}$, д. од.							
1	113	0	0	10	0,032	0,021	55	0,3	0,011	1,90
	113	0	0	10	0,052	0,037	55	0,3	0,018	2,06
	113	0	0	10	0,072	0,050	55	0,3	0,025	2,01
	113	0	0	10	0,092	0,060	55	0,3	0,032	1,89
	113	0	0	20	0,032	0,046	55	0,3	0,022	2,08
	113	0	0	20	0,052	0,078	55	0,3	0,036	2,17
	113	0	0	20	0,072	0,104	55	0,3	0,050	2,09
	113	0	0	20	0,092	0,132	55	0,3	0,064	2,08
2	130	65	0,5	10	0,032	0,016	55	0,3	0,008	1,93
	130	65	0,5	10	0,052	0,025	55	0,3	0,013	1,85
	130	65	0,5	10	0,072	0,037	55	0,3	0,019	1,98
	130	65	0,5	10	0,092	0,044	55	0,3	0,024	1,84
	130	65	0,5	20	0,032	0,033	55	0,3	0,017	1,99
	130	65	0,5	20	0,052	0,053	55	0,3	0,027	1,97
	130	65	0,5	20	0,072	0,070	55	0,3	0,037	1,87
	130	65	0,5	20	0,092	0,096	55	0,3	0,048	2,01
3	187	149	0,8	10	0,032	0,005	55	0,3	0,005	1,01
	187	149	0,8	10	0,052	0,009	55	0,3	0,008	1,12
	187	149	0,8	10	0,072	0,012	55	0,3	0,011	1,08
	187	149	0,8	10	0,092	0,015	55	0,3	0,014	1,06
	187	149	0,8	20	0,032	0,011	55	0,3	0,010	1,11
	187	149	0,8	20	0,052	0,015	55	0,3	0,016	0,94
	187	149	0,8	20	0,072	0,024	55	0,3	0,022	1,08
	187	149	0,8	20	0,092	0,032	55	0,3	0,028	1,13
4	260	234	0,9	10	0,032	0,002	55	0,3	0,003	0,64
	260	234	0,9	10	0,052	0,004	55	0,3	0,005	0,67

№ серії випробувань	Геометричні характеристики			Ексцентриситет навантаження	Вертикальна сила, кН	Крен, д.од.	Модуль деформації	Коеф. Пуассона	Розрахунковий крен	Відношення кренів
	Зовнішній D і внутрішній d діаметри підшви фундаменту									
	D, мм	d, мм	$\frac{d}{D}$, д. од.							
	260	234	0,9	10	0,072	0,005	55	0,3	0,008	0,68
	260	234	0,9	10	0,092	0,007	55	0,3	0,010	0,70
	260	234	0,9	20	0,032	0,004	55	0,3	0,007	0,66
	260	234	0,9	20	0,052	0,007	55	0,3	0,011	0,67
	260	234	0,9	20	0,072	0,010	55	0,3	0,015	0,68
	260	234	0,9	20	0,092	0,013	55	0,3	0,019	0,70

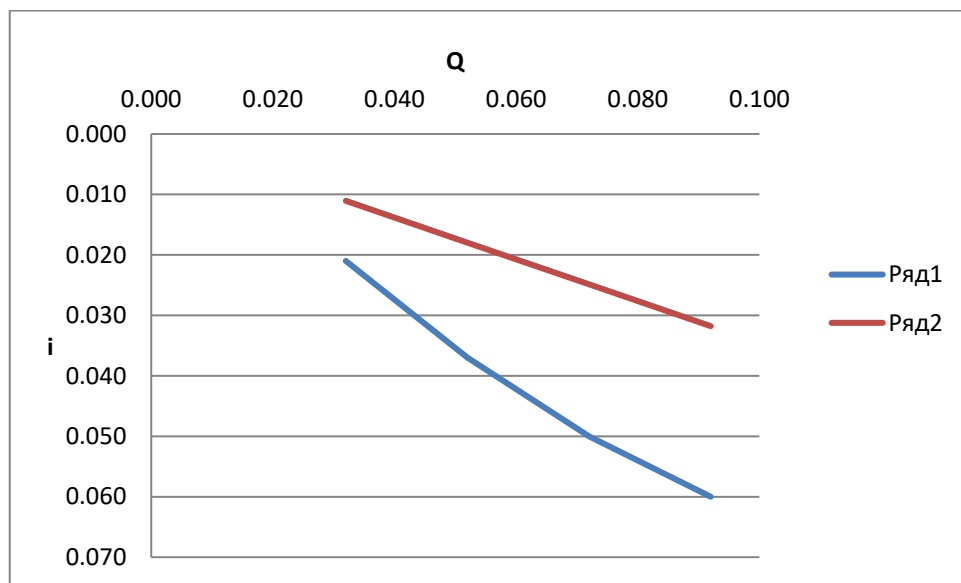


Рис. 3.2.1. Фактичний (ряд 1) та розрахований з використанням формули (3.1.27, ряд 2) крени. Ексцентриситет $e=10$ мм; $d=0$; $D=113$ мм.

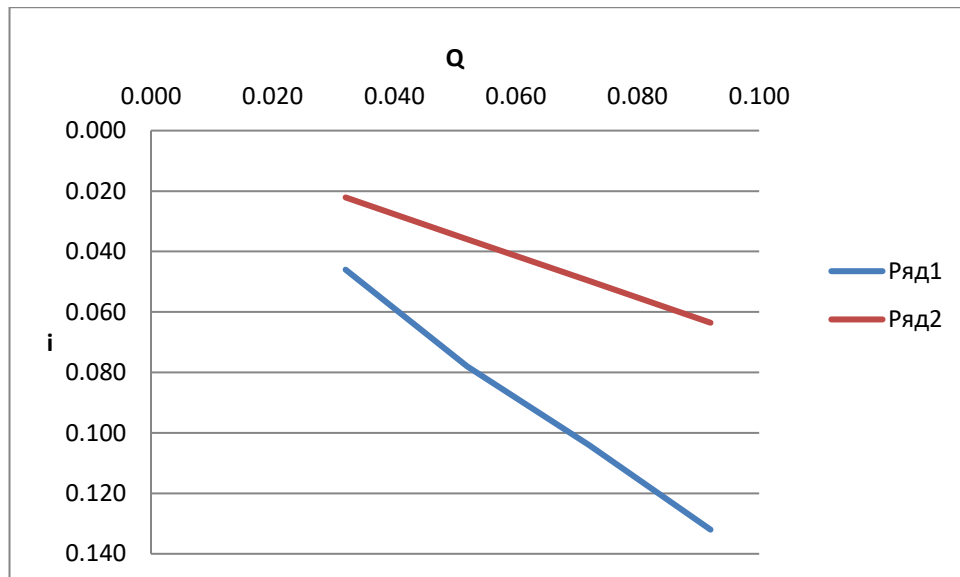


Рис. 3.2.2. Фактичний (ряд 1) та розрахований з використанням формули (3.1.27, ряд 2) крени. Ексцентриситет $e=20$ мм; $d=0$; $D=113$ мм.

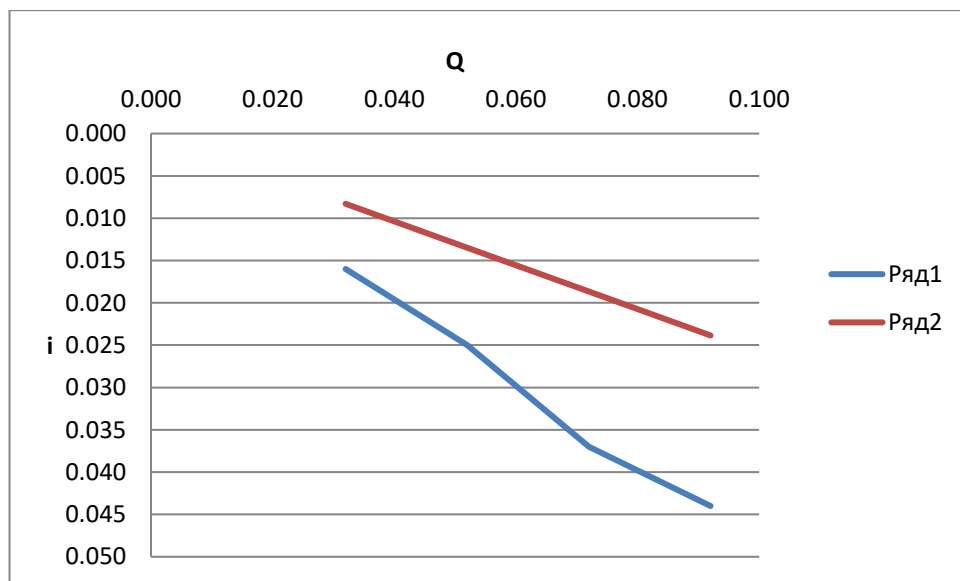


Рис. 3.2.3. Фактичний (ряд 1) та розрахований з використанням формули (3.1.27, ряд 2) крени. Ексцентриситет $e=10$ мм; $d=65$; $D=130$ мм.

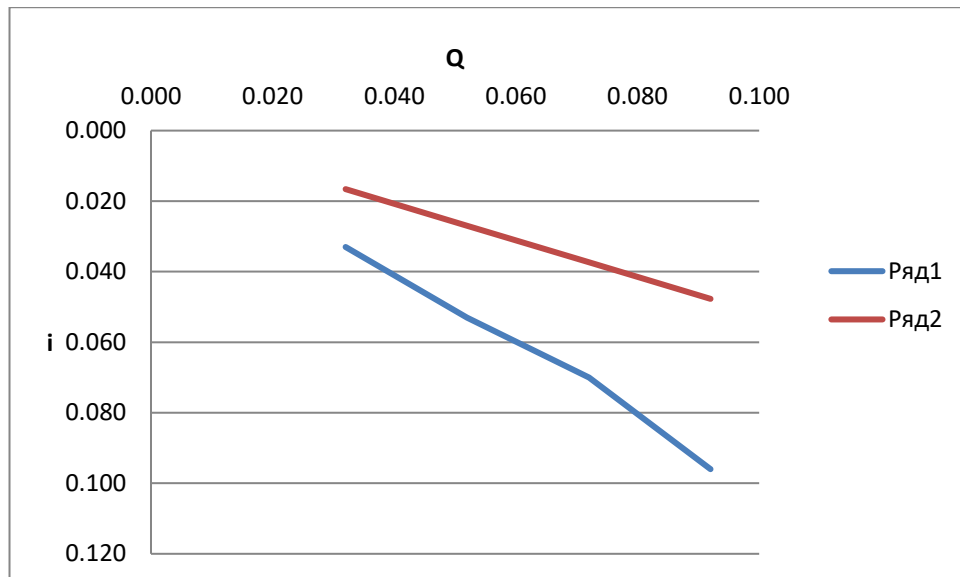


Рис. 3.2.4. Фактичний (ряд 1) та розрахований з використанням формули (3.1.27, ряд 2) крени. Ексцентриситет $e=20$ мм; $d=65$; $D=130$ мм.

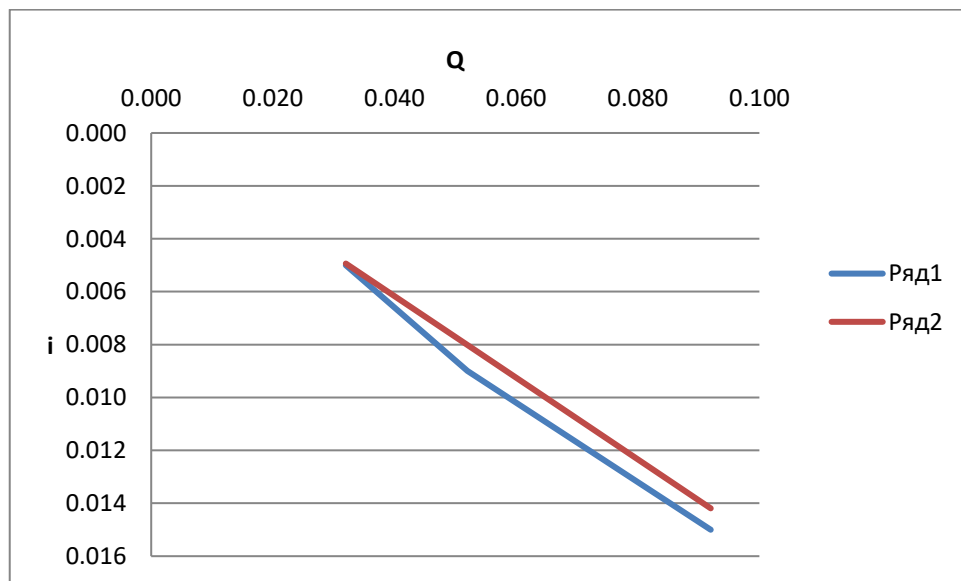


Рис. 3.2.5. Фактичний (ряд 1) та розрахований з використанням формули (3.1.27, ряд 2) крени. Ексцентриситет $e=10$ мм; $d=149$; $D=187$ мм.

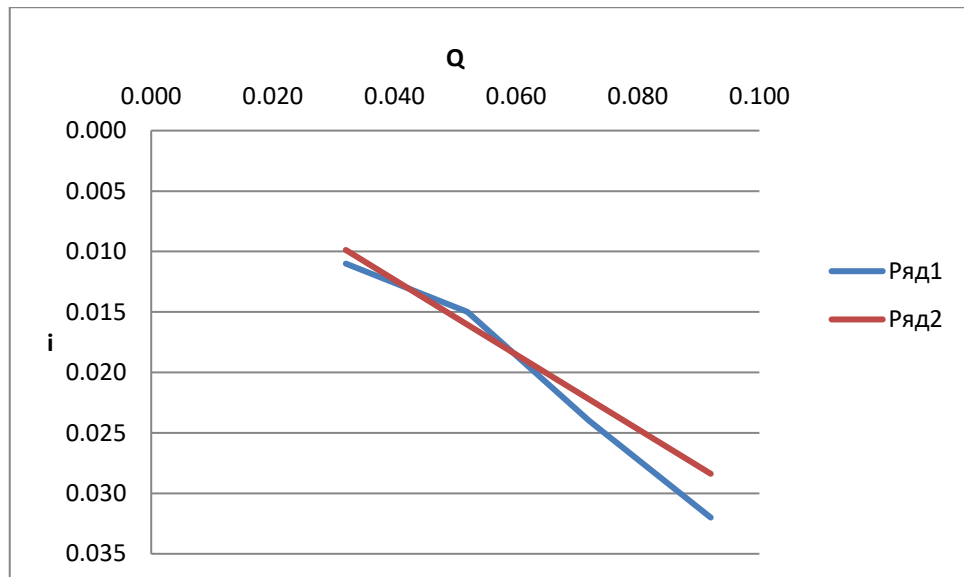


Рис. 3.2.6. Фактичний (ряд 1) та розрахований з використанням формули (3.1.27, ряд 2) крени. Ексцентриситет $e=20$ мм; $d=149$; $D=187$ мм.

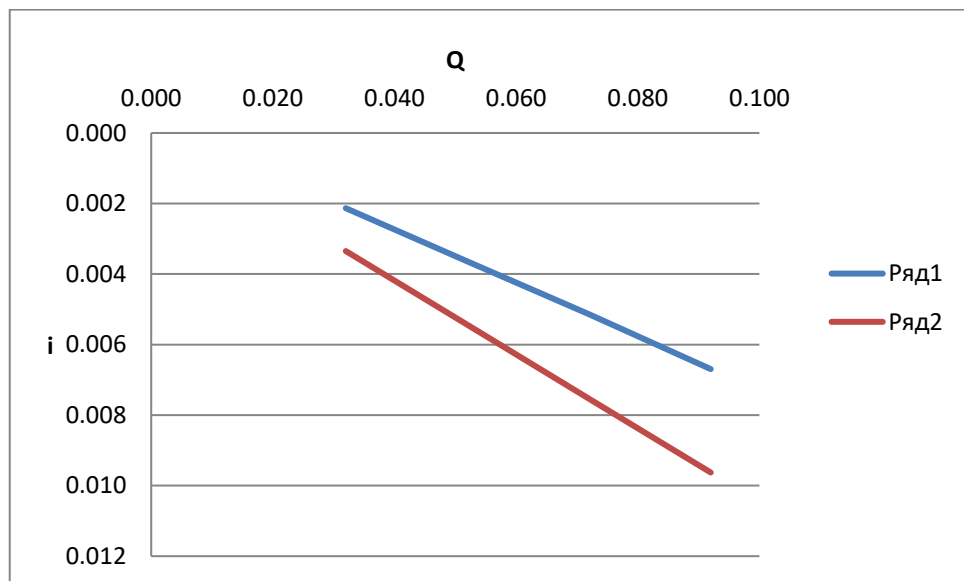


Рис. 3.2.7. Фактичний (ряд 1) та розрахований з використанням формули (3.1.27, ряд 2) крени. Ексцентриситет $e=10$ мм; $d=234$; $D=260$ мм.

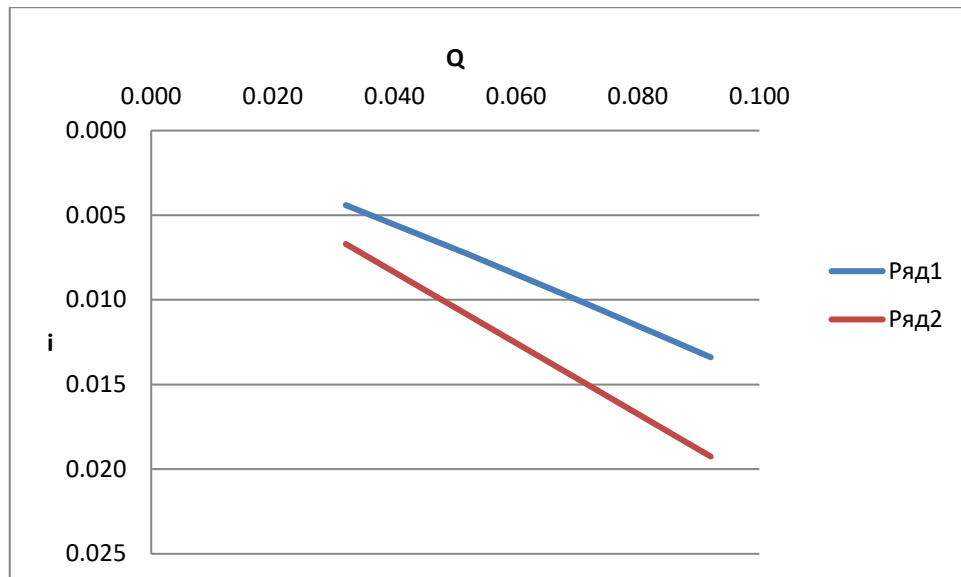


Рис. 3.2.8. Фактичний (ряд 1) та розрахований з використанням формули (3.1.27, ряд 2) крени. Ексцентриситет $e=20$ мм; $d=234$; $D=260$ мм.

З таблиці та рисунків випливає, що розрахункові та фактичні крени відрізняються у 0,6...2,0 рази.

Така точність прогнозу не задовільна для вирішення практичних задач.

Тому для остаточного вирішення проблеми мною було застосовано емпіричний підхід, а саме, з використанням значень фактичних кренів та наведеної в ДБН формули зроблено спробу визначити емпіричний коефіцієнт пропорційності K_e .

Дані цих досліджень наведено в розділі 3.3.

3.3. Методика і результати визначення коефіцієнту пропорційності в формулі для визначення кренів фундаментів з кільцевою формою підшви

Для перевірки теоретичних результатів на відповідність експерименту та отримання розрахункової формули використаємо наведені в розділі 2 експериментальні дані (їх зведено в табл. 3.3.1).

Для визначення кренів фундаментів з кільцевою формою підшви мною була використана загальноприйнята формула ДБН:

$$i = \frac{(1-\nu^2)}{k_m \cdot E} \cdot k_e \cdot \frac{N \cdot e}{(a/2)^3}, \quad (3.3.1)$$

де:

- ν - коефіцієнт Пуасона основи;
- E - модуль загальної деформації основи;
- N - рівнодіюча всіх вертикальних навантажень, що діють на фундамент в рівні його підшви;
- e - ексцентриситет її застосування;
- $D = 2 \cdot R$ - зовнішній діаметр фундаменту з круглої або кільцевої формою підшви;
- $k_m = 1$;
- k_e - коефіцієнт, який належить визначити на основі аналізу експериментальних даних в залежності від відношення внутрішнього діаметра d кільця до зовнішнього D $\xi = \frac{r}{R} = \frac{d}{D}$.

Таблиця 3.2.1. – До визначення розрахункової формули крену

№ серії випробувань	Геометричні характеристики			Ексцентриситет навантаження	Вертикальна сила, кН	Крен, д.од.	Модуль деформації	Коеф. Пуасона	Коефіцієнт k_e , д.од.
	Зовнішній D і внутрішній d діаметри підшви фундаменту								
	D , мм	d , мм	d/D , д. од.						
1	113	0	0	10	0,032	0,0210	55	0,3	0,715
	113	0	0	10	0,052	0,0370	55	0,3	0,776
	113	0	0	10	0,072	0,0500	55	0,3	0,757
	113	0	0	10	0,092	0,0600	55	0,3	0,711

	113	0	0	20	0,032	0,0460	55	0,3	0,784
	113	0	0	20	0,052	0,0780	55	0,3	0,818
	113	0	0	20	0,072	0,1040	55	0,3	0,787
	113	0	0	20	0,092	0,1320	55	0,3	0,782
2	130	65	0,5	10	0,032	0,0160	55	0,3	0,830
	130	65	0,5	10	0,052	0,0250	55	0,3	0,798
	130	65	0,5	10	0,072	0,0370	55	0,3	0,853
	130	65	0,5	10	0,092	0,0440	55	0,3	0,794
	130	65	0,5	20	0,032	0,0330	55	0,3	0,856
	130	65	0,5	20	0,052	0,0530	55	0,3	0,846
	130	65	0,5	20	0,072	0,0700	55	0,3	0,807
	130	65	0,5	20	0,092	0,0960	55	0,3	0,866
3	187	149	0,8	10	0,032	0,0050	55	0,3	0,772
	187	149	0,8	10	0,052	0,0090	55	0,3	0,855
	187	149	0,8	10	0,072	0,0120	55	0,3	0,823
	187	149	0,8	10	0,092	0,0150	55	0,3	0,805
	187	149	0,8	20	0,032	0,0110	55	0,3	0,849
	187	149	0,8	20	0,052	0,0150	55	0,3	0,713
	187	149	0,8	20	0,072	0,0240	55	0,3	0,823
	187	149	0,8	20	0,092	0,0320	55	0,3	0,859
4	260	234	0,9	10	0,032	0,0021	55	0,3	0,885
	260	234	0,9	10	0,052	0,0036	55	0,3	0,931
	260	234	0,9	10	0,072	0,0051	55	0,3	0,949
	260	234	0,9	10	0,092	0,0067	55	0,3	0,966
	260	234	0,9	20	0,032	0,0044	55	0,3	0,913
	260	234	0,9	20	0,052	0,0073	55	0,3	0,931
	260	234	0,9	20	0,072	0,0103	55	0,3	0,949
	260	234	0,9	20	0,092	0,0134	55	0,3	0,966

З формули (3.3.1) витікає що:

$$k_e = \frac{i}{(1-\nu^2)} \cdot \frac{E \cdot (a/2)^3}{N \cdot e}. \quad (3.3.2)$$

Для визначення коефіцієнту мною було використано наведені в другому розділі експериментальні дані.

Наведені в таблиці результати представлено на Рис. 3.3.1, де також показана визначена з використанням методу найменших квадратів залежність коефіцієнту K_e від різності діаметрів кільця. Вона має вигляд:

$$K_e = 0,1385d/D + 0,7603 \quad (3.3.3)$$

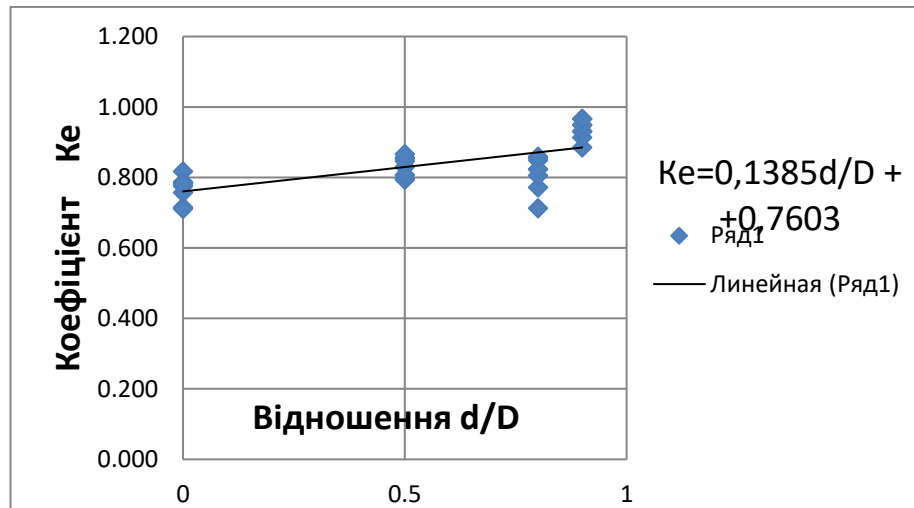


Рис. 3.3.1. Експериментальна залежність коефіцієнта K_e від відношення внутрішнього діаметру фундаменту до зовнішнього

3.4. Висновки за розділом

Наведені в третьому розділі теоретичні дослідження дозволили зробити такі висновки:

1. Фундаменти з кільцевою формою підшовою при інших рівних умовах з точки зору матеріаломісткості є більш ефективними, ніж фундаменти із круглою формою підшви.

2. Отримано теоретичні залежності, що дозволяють розраховувати крени фундаментів з кільцевою формою підшви в рамках моделі основи Вінклера - Фусса.

3. Ці залежності адаптовано до прийнятої в ДБН форми визначення кренів фундаментів.

В цілому зроблено висновок про те, що отримані мною теоретичні результати можуть лягти в основу практичних методів розрахунку фундаментів з кільцевою формою підшви.

4. РОЗДІЛ. МЕТОДИКА РОЗРАХУНКУ ЗАГАЛЬНИХ КРЕНІВ ФУНДАМЕНТІВ З КІЛЬЦЕВОЇ ФОРМОЮ ПІДОШВИ. ЇХ ПЕРЕВІРКА НА АДЕКВАТНІСТЬ ЕКСПЕРИМЕНТУ

У даному розділі викладено методику розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви. У розділі також представлені матеріали, присвячені виявленню відповідностей розрахункових кренів експериментальним методом і впровадженню результатів досліджень у практику проектування.

4.1. Методика розрахунку стабілізованих загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підшви

Рекомендована методика розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви полягає в наступному (Рис. 4.1).

1. Розрахунок вважається закінченим, якщо виконується умова

$$i \leq i_u, \quad (4.1.1)$$

ДБН В.2.1-10-2009, а - нормативне розрахункове значення крену фундаменту проектованої будівлі (споруди).

Навантаження на позакентрово навантажені фундаменти з кільцевою формою підшви слід приймати відповідно до рекомендацій п.п. 2.5 ... 2.9 ДБН В.2.1- 10-2009.

2. Рекомендована мною методика базується на розрахунковій схемі основи у виді лінійно-деформованої основи з умовним обмеженням стисливої товщі (ДБН В.2.1- 10-2009).

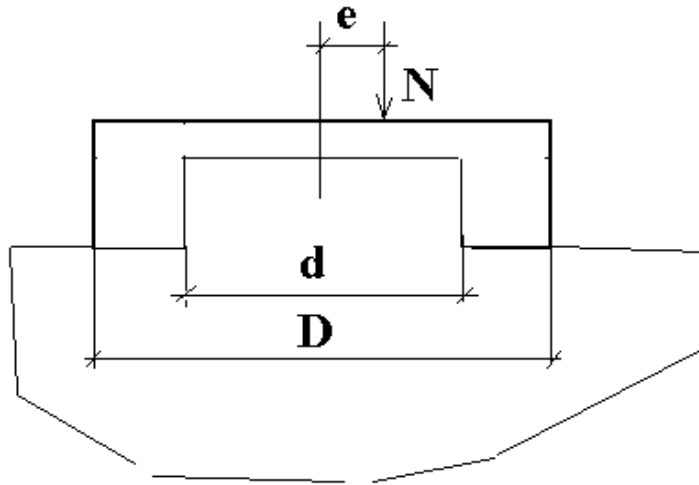


Рис. 4.1.1. До розрахунку загального крену фундаменту з кільцевою формою підосви часу (цьому питанню присвячений розділ 4.2).

3. При розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підосви обов'язково повинні виконуватися вимоги згідно з ДБН В.2.1-10-2009.

4. Розрахунок крену основи фундаменту з кільцевою формою підосви i з використанням розрахункової схеми лінійно-деформованого півпростору з умовним обмеженням товщі слід проводити за формулою

$$i = \begin{cases} \frac{1-\nu^2}{E \cdot k_m} \cdot k_e \cdot \frac{N \cdot e}{(D/2)^3}; \\ \text{або, що те ж саме,} \\ \frac{1-\nu^2}{E \cdot k_m} \cdot \left(\begin{matrix} 0,1385d/D + \\ + 0,7603 \end{matrix} \right) \cdot \frac{N \cdot e}{(D/2)^3}; \end{cases} \quad (4.1.2)$$

де ν - коефіцієнт Пуассона основи; E - модуль загальної деформації основи; N - рівнодіюча всіх вертикальних навантажень, що діють на фундамент на рівні його підосви; e - ексцентриситет її застосування;

D - зовнішній діаметр фундаменту з круглої або кільцевої формою підосви; $k_m = 1$; k_e - Коефіцієнт, що приймається за таблицею 4.1.1 в залежності від відношення внутрішнього діаметра d кільця до зовнішнього D

$$\xi = \frac{d}{D}.$$

Таблиця 4.1.1 – Коефіцієнти K_e для фундаменту з кільцевою формою підшви

0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	0,99
0,760	0,774	0,788	0,802	0,816	0,830	0,843	0,857	0,871	0,885	0,897

5. Якщо фундамент має форму правильного багатокутника з числом сторін більше чотирьох, зовнішній діаметр еквівалентного фундаменту з кільцевою формою підшви слід розраховувати за формулою:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot A}{\pi}} . \quad (4.1.3)$$

При цьому внутрішній діаметр еквівалентного фундаменту з кільцевою формою підшви слід розраховувати за формулою:

$$d = \sqrt{\frac{4 \cdot A_g}{\pi}} . \quad (4.1.5)$$

Тут A і A_v - відповідно загальна площа фундаменту, і площа отвору в фундаменті.

6. Якщо основа має шарувату текстуру, наведені (у межах стиснутої товщі) значення деформаційних характеристик основи слід розраховувати за формулами:

$$E = \frac{\sum_{i=1}^n A_i}{\sum_{i=1}^n A_i / E_i} \quad (4.1.6)$$

$$\nu = \frac{\sum_{i=1}^n \nu_i \cdot h_i}{H_c} , \quad (4.1.7)$$

де A_i - площа епюри вертикальних напружень від одиничного тиску під підшвою фундаменту в межах i -того шару ґрунту; E_i - модуль загальної деформації в межах i -того елементарного шару ґрунту; ν_i - коефіцієнт Пуассона в межах i -того елементарного шару ґрунту; H_c - загальна товщина

стиснутої товщини (її слід визначати відповідно до рекомендацій ДБН В.2.1-10 -2009); h_i - товщина i -того елементарного шару; n - число елементарних шарів.

7. Якщо значення коефіцієнтів Пуассона в ході випробувань ґрунту не визначались, то їх слід приймати рівними:

- для великоуламкових ґрунтів $\nu = 0,27$;
- для пісків і супісків $\nu = 0,30$;
- для суглинків $\nu = 0,35$;
- для глин $\nu = 0,42$.

8. Допускається при визначенні нижньої межі стисливої товщі і наведених значень деформаційних властивостей ґрунтової основи використовувати розрахункову схему фундаменту з круглою формою підшви. У цьому випадку його еквівалентний діаметр a слід розраховувати за формулою:

$$D^* = \sqrt{(D^2 - d^2)}. \quad (4.1.8)$$

тут D^* - еквівалентний діаметр; D - зовнішній діаметр фундаменту з кільцевою формою підшви; d - внутрішній діаметр фундаменту з кільцевою формою підшви;

4.2. Перевірка методик розрахунку загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підшви на адекватність експерименту

У даному розділі представлені матеріали перевірки рекомендованої мною методики розрахунку загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підшви на адекватність експерименту.

Крім того, для співставлення мною було використано запропоновану В.В. Капустінін методикою.

В якості експериментальних даних були використані результати випробувань модельного матеріалу (розділ 2).

Розрахунок кренів виконувався з використанням викладених у розділі 4.1 та методик.

У ході досліджень було виявлено відповідність результатів розрахунку експерименту.

У ході виявлення відповідностей експериментальних і розрахункових кривих як критерій відповідності було прийнято середнє квадратичне ухилення розрахункових кривих від експериментальних. Для цієї мети була використана формула:

$$\sigma_A = \sqrt{\frac{\sum_k^n \left(1 - \frac{i_{p,k}}{i_k}\right)^2}{n}} \cdot 100 \% \quad (4.3.1.)$$

тут n = - число серій випробувань; i_p - значення загального крену, розрахованого з використанням матеріалу в розділі 4.2 методики.

Крім того, в якості другого кількісного критерію оцінки відповідності розрахункових залежностей «загальний крен - час» експериментальним мною була використана оцінка:

$$\Delta = \max \left| 1 - \frac{i_{p,k}}{i_k} \right| \cdot 100 \% , \quad (4.3.2.)$$

де t_i - деякий момент часу.

Результати розрахунків зведено в таблицю 4.3.1.

Таблиця 4.3.1. – Результати оцінки точності визначення кренів з кільцевою формою підшви

№ серії випробувань	Геометричні характеристики			Ексцентриситет навантаження e, мм	Вертикальна сила, кН Q, кН	Крен, д.од. i, д.од.	Модуль деформації E, кПа	Коеф. Пуассона ν, д.од.	Крен (рекомендована мною методика) ik д.од.	Крен (методика В.В. Капустіна) im д.од.
	Зовнішній D і внутрішній d діаметри підшви фундаменту									
	D, мм	d, мм	d/D, д.од.							
1	113	0	0	10	0,032	0,0210	55	0,3	0,022	0,022
	113	0	0	10	0,052	0,0370	55	0,3	0,036	0,036
	113	0	0	10	0,072	0,0500	55	0,3	0,050	0,050
	113	0	0	10	0,092	0,0600	55	0,3	0,064	0,063
	113	0	0	20	0,032	0,0460	55	0,3	0,045	0,044
	113	0	0	20	0,052	0,0780	55	0,3	0,073	0,072
	113	0	0	20	0,072	0,1040	55	0,3	0,100	0,099
	113	0	0	20	0,092	0,1320	55	0,3	0,128	0,127
2	130	65	0,5	10	0,032	0,0160	55	0,3	0,016	0,015
	130	65	0,5	10	0,052	0,0250	55	0,3	0,026	0,024
	130	65	0,5	10	0,072	0,0370	55	0,3	0,036	0,033
	130	65	0,5	10	0,092	0,0440	55	0,3	0,046	0,043
	130	65	0,5	20	0,032	0,0330	55	0,3	0,032	0,030
	130	65	0,5	20	0,052	0,0530	55	0,3	0,052	0,048
	130	65	0,5	20	0,072	0,0700	55	0,3	0,072	0,067
	130	65	0,5	20	0,092	0,0960	55	0,3	0,092	0,085
3	187	149	0,8	10	0,032	0,0050	55	0,3	0,005	0,005
	187	149	0,8	10	0,052	0,0090	55	0,3	0,009	0,009
	187	149	0,8	10	0,072	0,0120	55	0,3	0,013	0,012
	187	149	0,8	10	0,092	0,0150	55	0,3	0,016	0,015
	187	149	0,8	20	0,032	0,0110	55	0,3	0,011	0,010
	187	149	0,8	20	0,052	0,0150	55	0,3	0,015	0,017
	187	149	0,8	20	0,072	0,0240	55	0,3	0,025	0,024
	187	149	0,8	20	0,092	0,0320	55	0,3	0,032	0,030
4	260	234	0,9	10	0,032	0,0021	55	0,3	0,002	0,002

№ серії випробувань	Геометричні характеристики			Ексцентриситет навантаження	Вертикальна сила, кН	Крен, д.од.	Модуль деформації	Коеф. Пуасона	Крен (рекомендована мною методика)	Крен (методика В.В. Капустіна)
	Зовнішній D і внутрішній d діаметри підшви фундаменту									
	D, мм	d, мм	d/D, д.од.							
	260	234	0,9	10	0,052	0,0036	55	0,3	0,003	0,003
	260	234	0,9	10	0,072	0,0051	55	0,3	0,005	0,005
	260	234	0,9	10	0,092	0,0067	55	0,3	0,006	0,006
	260	234	0,9	20	0,032	0,0044	55	0,3	0,004	0,004
	260	234	0,9	20	0,052	0,0073	55	0,3	0,007	0,007
	260	234	0,9	20	0,072	0,0103	55	0,3	0,010	0,009
	260	234	0,9	20	0,092	0,0134	55	0,3	0,012	0,012

Аналіз наведених в таблиці даних дозволив мені зробити такі висновки:

1. Розходження між фактичними значеннями кренів фундаментів та їх розрахованими з використанням розробленої мною методикою даними дорівнює:
 - середнє квадратичне відхилення – 6%;
 - максимальна похибка – 9%.
2. Розходження між фактичними значеннями кренів фундаментів та їх розрахованими з використанням В.В. Капустіним методикою даними дорівнює:
 - середнє квадратичне відхилення – 9%;
 - максимальна похибка – 12%.
3. Таким чином, розроблена мною методика визначення кренів фундаментів з кільцевою формою підшви дозволила мені отримати більш достовірні результати, ніж рекомендована В.В. Капустіним методика.

4.3. Висновки за розділом

Викладені у цьому розділі матеріали досліджень дозволили мені зробити такі висновки.

1. Запропоновано методики визначення стабілізованих (кінцевих) загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підошви.

2. Встановлено, що розраховані з використанням розроблених мною методик загальних кренів фундаментів з кільцевою формою підошви мають хорошу відповідність з експериментами (абсолютна розбіжність не перевищує 7%, а середня квадратична похибка 6%).

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

В роботі представлені результати вирішення науково - практичної задачі визначення поточних і кінцевих кренів фундаментів з кільцевою формою подошви. Викладені в ній матеріали досліджень дозволили мені зробити такі висновки.

1. Має місце проблема визначення кренів фундаментів з кільцевою формою подошви на ґрунтовій основі, оскільки в нормативних документах (ДБН В.2.1- 10 -2009) на цей рахунок відсутні які-небудь вказівки.

2. Виконані мною експериментальні дослідження свідчать:

2.1. За інших рівних умов крени фундаментів з круглою формою подошви більше, ніж крени фундаментів з кільцевою формою подошви. При цьому, чим більше відношення внутрішнього діаметра d фундаменту з кільцевою формою подошви до його зовнішньому діаметру D , тим менше крен фундаменту.

2.2. За інших рівних умов час стабілізації кренів фундаментів з круглою формою подошви менше, ніж час стабілізації кренів фундаментів з кільцевою формою подошви. При цьому, чим більше відношення внутрішнього діаметра d фундаменту з кільцевою формою подошви до його зовнішньому діаметру D , тим за інших рівних умов більше час стабілізації крену фундаменту.

2.3. В цілому, на основі аналізу експериментальних досліджень був зроблений висновок про те, що за інших рівних умов крени фундаментів з кільцевою подошвою менше, ніж крени фундаментів з круглою формою подошви.

У цьому зв'язку зроблено загальний висновок про те, що форма фундаменту у вигляді кільця є більш раціональною, ніж кругла.

Саме останньою обставиною обумовлено настільки широке застосування в практиці будівництва фундаментів з кільцевою формою подошви.

3. В ході виконаних теоретичних досліджень було встановлено наступне.

3.1. В рамках моделі основи Вінклера-Фусса отримано аналітичне рішення задачі про крен фундаменту з кільцевою формою підшви.

3.2. З використанням методу найменших квадратів отримано теоретичні залежності, що дозволяють розраховувати крени фундаментів з кільцевою формою підшви.

4. Виконана спроба адаптації методики розрахунку кренів фундаментів з кільцевою формою підшви. В її основу покладені одержані теоретичні рішення про крен фундаменту на ґрунтовій основі.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Бабич П.В. Особливості розвитку крена прямокутних фундаментів на водонасиченій основі для шару кінцевої товщини. Автореферат на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. Дніпропетровськ. ПГАСиА 2006. 21 с.
2. Березанцев В.Г. Расчет оснований сооружений. – Л.: Стройиздат, 1970. – 207 с.
3. Бородачев М.Н., Бородачева Ф.Н. Вдавливание кольцевого штампа в упругое полупространства. “Механика твердого тела”, 1966, №4, - С.28-35.
4. Бородин М.А. Розробка методик розрахунку осідань для фундаментів із кільцевою формою подошви. Автореферат на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук. Дніпропетровськ-2002 г. 19 с.
5. Бородин М.А., Шаповал В.Г. К вопросу взаимодействия основания и кольцевых фундаментов // Сб. научных трудов польско-украинского семинара «Teoretical Foundations in Civil Enginiring», - Warsawa, 2000г. – С.410-412.
6. Бородин М.А., Шаповал В.Г., Швец В.Б. особенности работы оснований кольцевых фундаментов / Будівельні конструкції, вып 53, кн.1. Межвідомчий збірник “Механіка ґрунтів та фундаментобудування”. Зб. наук. праць – Київ: НДІБК, 2000. – С.347-354.
7. Власов В.З., Леонтьев Н.Н. Балки, плиты и оболочки на упругом основании. - М.: Физматгиз, 1960. - 491 с.
8. Гольдштейн М.Н., Кушнер С.Г., Шевченко М.И. Расчеты осадок и прочности оснований зданий и сооружений. - Киев: Будивельник, 1977.- 208 с.
9. Гольдштейн М.Н., Царьков А.А., Черкасов И.И. Механика грунтов, основания и фундаменты. - М.: Транспорт, 1981. - 320 с.

10. Головки С.И. Особенности взаимодействия внецентренно нагруженных фундаментов с основанием, обладающим реологическими свойствами. Автореферат на соискание ученой степени кандидата технических наук. Киев 1986 г. 17 с.
11. Горбунов-Посадов М.И., Рисикова Т.А., Соломин В.И. Расчет конструкций на упругом основании. изд. 3-е. - М.: Стройиздат 1984 - 679 с.
12. Горбунов-Посадов М.И., Ильичев В.А., Крутов В.И. и др. Основания, фундаменты, и подземные сооружения. Справочник проектировщика. -М.: Стройиздат, 1985- 480 с.
13. Далматов Б.И. Механика грунтов, основания и фундаменты - М.: Стройиздат, 1981. - 319 с.
14. Демидович Б.П., Марон И.А. Основы вычислительной математики. - М.: Наука, 1966. - 664 с.
15. Жемочкин Б.Н., Сеницын А.П. Практические методы расчета фундаментных балок и плит на упругом основании. - М.: Госстройиздат. - 1962. - 239с.
16. Зиновьев А.В. Исследование напряженно-деформированного основания конечной толщины под кольцевыми фундаментами сооружений башенного типа /Автореферат дисс. на соискание ученой степени кандидата технических наук. - НИИОСП, Москва,1979 – 20 с.
17. Иванов Ю.К., Коновалов П.А., Мангушев Р.А., Сотников С.К. Основания и фундаменты резервуаров. - М.: Стройиздат. 1989.- 223с.
18. Ильюшин А.А. Механика сплошной Среды. - М.: Мир.1979 -246с.
19. Капустин В.В. Прогноз кренів фундаментів з кільцевою формою підшви, які зведені на глинистих водонасичених ґрунтах. Автореферат кандидатської дисертації. - Дніпропетровськ, 2008 - 22 с.
20. Капустин В.К., Ермолинский А.В., Шаповал В.Г. Некоторые особенности развития крена башенных сооружений.//Основания и фундаменты.-Киев:Будівельник,1980,вып.13 -с.50-52.

21. Корн Г., Корн Т. Справочник по математике. - М.: Наука, 1974. - 840 с.
22. Мустафаев А.А. Расчет оснований и фундаментов на просадочных грунтах. - М.: Высш. шк., 1979. - 368 с.
23. Онопа И.А. Определение осадки и крена прямоугольного фундамента в случае залегания сжимаемого грунта переменной толщины. Автореферат на соискание ученой степени кандидата технических наук. Москва-1986 г. 25 с.
24. Николаев С.А. Статистические исследования осадок инженерных сооружений. - М.: Недра, 1983. - 112 с.
25. Новацкий В. Теория упругости. - М.: Мир.1975. -872с.
26. Пастернак П.Л. Основы нового метода расчета фундаментов на упругом основании при помощи двух коэффициентов постели. - М.: Госстройиздат, 1954. - 56 с.
27. Прудников А.П., Брычков Ю.А., Маричев О.И. Интегралы и ряды. Специальные функции. - М.: Наука, 1983. - 752 с.
28. 62. Работнов Ю.Н. Механика деформируемого твердого тела. М.:Наука.1979.-744с.
29. Рекомендации по расчету оснований кольцевых фундаментов дымовых труб. - М.: НИИ оснований, 1976. – 55 с.
30. ДБН В.2.1-10-2009 Основи та фундаменти.
31. Тугаенко Ю.Ф. Процессы развития деформаций в основаниях фундаментов, способы их ограничения и методы оценки. Автореферат на соискание ученой степени доктора технических наук. Одесса 2005 г. 33 с.
32. Тугаенко Ю.Ф., Кушак С.И. Исследование деформаций основания кольцевого фундамента дымовой трубы // Основания и фундаменты: Республик. сб. науч. тр. КИСИ. - Киев: Будивельник, 1984. - С. 84-87.
33. Хаміс Х.М. Халаф. Деформація основ близько розташованих фундаментів різної форми в умовах лінійно-деформівного напівпростору.












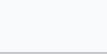




Автореферат на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук.
Дніпропетровськ-2004 г.21 с.




































34. Шаповал В.Г, Прогноз осадок и кренов фундаментов на пылевато-глинистом основании находящихся под воздействием статической и циклической нагрузки. Автореферат на соискание ученой степени доктора технических наук. Днепропетровск-1996 г. 50 с.





































35. Шаповал В.Г, Бабич Ф.И., Капустин В.В., Шаповал А.В., Андреев В.С. Закономерности развития во времени кренов фундаментов с прямоугольной формой подошвы на грунтовом водонасыщенном основании.



































36. наук. праць. Будівельні конструкції, вип.61, Київ, НДІБК, 2004 – с. 193...200.


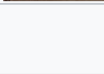
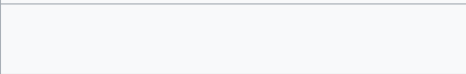



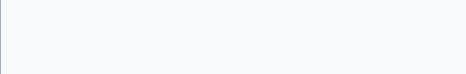




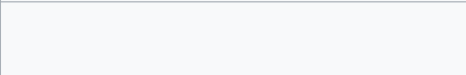



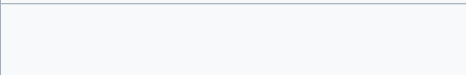



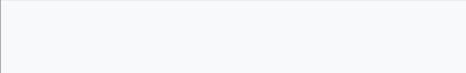



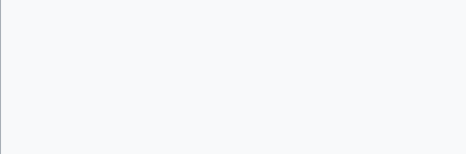


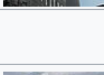




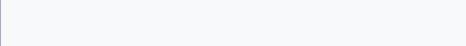










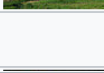
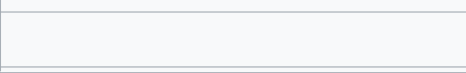



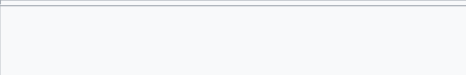



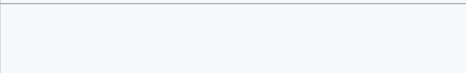

ДОДАТОК А. НАЙВИЩІ ТРУБИ СВІТУ

Место	Название	Высота	Год	Использование	Страна	Город	Изображение	Комментарии	Координаты
1	2-я дымовая труба Экибастузской ГРЭС-2	419,7	1987	Электростанция	 Казахстан	Экибастуз		Самая высокая дымовая труба в мире	52°01'26" с. ш. 75°28'34" в. д. Н Г Я О
2	Inco Superstack	380	1971	Плавильная печь	 Канада	Большой Садбери, Онтарио		Самая высокая труба в Западном полушарии	46°28'48" с. ш. 81°03'23" з. д. Н Г Я О
3	4-я дымовая труба электростанции Homer City	371	1977	Электростанция	 США	Хомер Сити, Пенсильвания		Самая высокая труба в США	40°30'46" с. ш. 79°11'50" з. д. Н Г Я О
4	Kennecott Smokestack	370,4	1974	Плавильная печь	 США	Магна, Юта		Самое высокое свободстоящее сооружение в США западнее Миссисипи	40°43'18" с. ш. 112°11'52" з. д. Н Г Я О
5	Дымовая труба Берёзовской ГРЭС	370	1985	Электростанция	 Россия	Шарыпово, Красноярский край		Самая высокая труба в России ^[1]	55°34'45" с. ш. 89°04'23" в. д. Н Г Я О
6	2-я дымовая труба электростанции Mitchell Power Plant <small>русск (англ.)</small>	367,6	1968	Электростанция	 США	Маундсвилль, Западная Вирджиния			39°49'47" с. ш. 80°48'54" з. д. Н Г Я О
7	Trbovlje Chimney	360	1976	Электростанция	 Словения	Трбовле		Самая высокая труба в Европе	46°07'33" с. ш. 15°03'42" в. д. Н Г Я О
8	Endesa Termic	356	1974	Электростанция	 Испания	Пуэнтес-де-Гарсиа-Родригес			43°26'29" с. ш. 7°51'45" з. д. Н Г Я О

9	Дымовая труба Phoenix Copper Smelter	351,5	1995	Плавильная печь	 Румыния	Бая-Маре			 47°39'10" с. ш. 23°36'19" в. д. Н Г Я О
10	3-я дымовая труба Сырдарьинской ГРЭС	350	1980	Электростанция	 Узбекистан	Ширин, Сырдарьинская область			 40°13'49" с. ш. 69°05'55" в. д. Н Г Я О
11	Дымовая труба Teruel Power Plant	343	1981	Электростанция	 Испания	Теруэль			 40°59'49" с. ш. 0°22'50" з. д. Н Г Я О
12	Дымовая труба Plomin Power Station	340	1999	Электростанция	 Хорватия	Пломин			 45°08'12" с. ш. 14°09'45" в. д. Н Г Я О
13	Дымовая труба Mountaineer Power Plant	336	1980	Электростанция	 США	Нью-Хейвен (Западная Вирджиния)			 38°58'42" с. ш. 81°56'08" з. д. Н Г Я О
14	Дымовая труба Харьковской ТЭЦ-5	330	1991	ТЭЦ	 Украина	Подворки, Харьковская область			 49°58'17" с. ш. 36°06'22" в. д. Н Г Я О
15	3-я дымовая труба Приморской ГРЭС	330	1990	Электростанция	 Россия	Лучегорск, Приморский край			 46°27'53" с. ш. 134°17'14" в. д. Н Г Я О
16	Дымовая труба Ново-Ангренской ГРЭС	330 ^[2]	1985	Электростанция	 Узбекистан	Алмалык и Ангрен, Ташкентская область			 40°55'20" с. ш. 69°48'59" в. д. Н Г Я О
17	2 дымовые трубы Пермской ГРЭС	330	1982 ^[3] /1990	Электростанция	 Россия	Добрянка, Пермский край			 58°30'00" с. ш. 56°20'20" в. д. Н Г Я О
18	2-я дымовая труба Экибастузской ГРЭС-1	330	1982	Электростанция	 Казахстан	Экибастуз			 51°53'13" с. ш. 75°22'42" в. д. Н Г Я О
19	Дымовая труба Зуевской ТЭС	330	1982	Электростанция	 Украина	Зугрес, Украина		Самый высокий действующий электрический грузопассажирский открытый подъемник на дымовой трубе в Европе	 48°02'05" с. ш. 38°17'06" в. д. Н Г Я О
20	Дымовая труба 5-й очереди Молдавской ГРЭС	330 ^[4]	1980	Электростанция	 Молдавия	Днестровск (Приднестровье)			 46°38'24" с. ш. 29°56'16" в. д. Н Г Я О
21	4-я дымовая труба Рефтинской ГРЭС	330	1979	Электростанция	 Россия	Рефтинский, Свердловская область			 57°06'44" с. ш. 61°42'16" в. д. Н Г Я О

22	Дымовая труба Pirdop copper smelter and refinery	325	1987	Плавильная печь	 Болгария	Пирдоп, Златица			 42°43'14" с. ш. 24°09'52" в. д. Н Г Я О
23	2-я и 3-я дымовые трубы ТЭС «Марица Исток-2»	324,6	1977/1980	Электростанция	 Болгария	село Радецки			 42°15'15" с. ш. 26°08'00" в. д. Н Г Я О
24	Дымовая труба ТЭС «Марица Исток-3»	324,6	1980	Электростанция	 Болгария	село Медникарово			 42°08'42" с. ш. 26°00'10" в. д. Н Г Я О
25	2 дымовые трубы Киришской ГРЭС	320	1984/1986	Электростанция	 Россия	Кириши, Ленинградская область			 59°29'20" с. ш. 32°03'03" в. д. Н Г Я О
26	2 дымовые трубы Азербайджанской ГРЭС (англ.)	320 ^[5]	1981/1989	Электростанция	 Азербайджан	Мингечаур		Самые высокие трубы и вообще сооружения Закавказья	 40°46'51" с. ш. 46°59'14" в. д. Н Г Я О  40°46'51" с. ш. 46°59'32" в. д. Н Г Я О
27	3-я дымовая труба Костромской ГРЭС	320	1980	Электростанция	 Россия	Волгореченск, Костромская область			 57°27'19" с. ш. 41°10'25" в. д. Н Г Я О
28	2 дымовые трубы Рязанской ГРЭС	320	1973/1980	Электростанция	 Россия	Новомичуринск, Рязанская область			 54°02'08" с. ш. 39°46'46" в. д. Н Г Я О
29	2 дымовые трубы Запорожской ГРЭС	320	1972/1977	Электростанция	 Украина	Энергодар, Запорожская область			 47°30'31" с. ш. 34°37'32" в. д. Н Г Я О
30	2 дымовые трубы Углегорской ГРЭС	320	1972/1975	Электростанция	 Украина	Светлодарск, Донецкая область			 48°27'53" с. ш. 38°12'08" в. д. Н Г Я О
31	Дымовая труба Волжской ТЭЦ-2	300,7	1988	ТЭЦ	 Россия	Волжский, Волгоградская область			 48°46'27" с. ш. 44°50'21" в. д. Н Г Я О
32	4-я дымовая труба Бишкекской ТЭЦ	300 ^[6]	1989	ТЭЦ	 Киргизия	Бишкек			 42°52'18" с. ш. 74°39'18" в. д. Н Г Я О
33	1-я дымовая труба Экибастузской ГРЭС-1	300	1980	Электростанция	 Казахстан	Экибастуз			 51°53'08" с. ш. 75°22'31" в. д. Н Г Я О
34	3-я дымовая труба Красноярской ТЭЦ-3	283,2 ^[7]	1991	Электростанция	 Россия	Красноярск			 56°06'35" с. ш. 93°05'41" в. д. Н Г Я О

35	2-я дымовая труба Омской ТЭЦ-5	277,5 ^{[8][9]}	1983	ТЭЦ	 Россия	Омск			 55°00'07" с. ш. 73°29'21" в. д. Н О Я О
36	Дымовая труба Киевской ТЭЦ-6	276	1982	ТЭЦ	 Украина	Киев			 50°31'53" с. ш. 30°39'47" в. д. Н О Я О
37	2-я дымовая труба Волгодонской ТЭЦ-2	274 ^[10]	1989	ТЭЦ	 Россия	Волгодонск			 47°29'45" с. ш. 42°12'38" в. д. Н О Я О
38	Дымовая труба Талимарджанской ТЭС	273 ^[11]	1989	Электростанция	 Узбекистан	Нуристан, Кашкадарьинская область			 38°28'47" с. ш. 65°37'47" в. д. Н О Я О
39	3 дымовых трубы Сургутской ГРЭС-2	273	1985/1986	Электростанция	 Россия	Сургут			 61°16'46" с. ш. 73°30'45" в. д. Н О Я О
40	Дымовая труба 5-й очереди Разданской ТЭС	270 ^[12]	1990	Электростанция	 Армения	Раздан			 40°33'55" с. ш. 44°44'45" в. д. Н О Я О
41	3-я труба Тбилисской ГРЭС	270 ^[13]	1990	ТЭЦ	 Грузия	Гардабани			 41°28'09" с. ш. 45°03'41" в. д. Н О Я О
42	2-я дымовая труба Курганской ТЭЦ-1	270 ^[14]	1987	ТЭЦ	 Россия	Курган			 55°24'27" с. ш. 65°13'51" в. д. Н О Я О
43	2 дымовые трубы Тобольской ТЭЦ	270 ^[15]	1983/1986	ТЭЦ	 Россия	Тобольск			 58°14'44" с. ш. 68°26'48" в. д. Н О Я О
44	1-я дымовая труба Костромской ГРЭС	270	1970	Электростанция	 Россия	Волгореченск, Костромская область			 57°27'36" с. ш. 41°10'36" в. д. Н О Я О
45	3-я дымовая труба Набережночелнинской ТЭЦ	265 ^[16]	1976	ТЭЦ	 Россия	Набережные Челны			 55°41'30" с. ш. 52°28'20" в. д. Н О Я О
46	2-я дымовая труба Новосибирской ТЭЦ-5	260 ^[17]	1985	ТЭЦ	 Россия	Новосибирск			 55°00'20" с. ш. 83°03'41" в. д. Н О Я О
47	2 дымовые трубы Эстонской электростанции	251,5	1973	Электростанция	 Эстония	Нарва		Самые высокие трубы Прибалтики	 59°16'20" с. ш. 27°54'08" в. д. Н О Я О

48	4 дымовая труба Назаровской ГРЭС	250	1961	Электростанция	 Россия	Красноярский край, г. Назарово			 56°02'16" с. ш. 90°20'52" в. д. Н Г Я О
49	2 дымовые трубы (№ 1 и № 2) Набережночелнинской ТЭЦ	250 ^[16]	1973/1976	ТЭЦ	 Россия	Набережные Челны			 55°41'27" с. ш. 52°28'26" в. д. Н Г Я О  55°41'22" с. ш. 52°28'36" в. д. Н Г Я О
50	2 дымовые трубы (№ 5 и № 6) Кураховской ГРЭС	250	1971/1974	Электростанция	 Украина	Курахово, Донецкая область			 47°59'41" с. ш. 37°14'32" в. д. Н Г Я О
51	3 дымовые трубы Лукомльской ГРЭС	250	1969/1971/1973	Электростанция	 Белоруссия	Новолукомль, Витебская область			 54°40'48" с. ш. 29°07'48" в. д. Н Г Я О
52	2 дымовые трубы Бурштынской ГРЭС	250	1969	Электростанция	 Украина	Бурштын, Ивано-Франковская область			 49°12'39" с. ш. 24°39'42" в. д. Н Г Я О
53	Дымовая труба ТЭЦ-ПВС Карметкомбината	250 ^{[18][19][20]}	1972	ТЭЦ	 Казахстан	Темиртау, Карагандинская область			 50°02'51" с. ш. 73°01'23" в. д. Н Г Я О
54	2-я дымовая труба Усть-Илимской ТЭЦ	250 ^[21]	1984	ТЭЦ	 Россия	Усть-Илимск, Иркутская область			 58°05'11" с. ш. 102°59'08" в. д. Н Г Я О
55	1-я дымовая труба Московской ТЭЦ-27	249,6 ^[7]	1992	ТЭЦ	 Россия	Челобитьево, Московская область			 55°54'56" с. ш. 37°41'19" в. д. Н Г Я О
56	2-я дымовая труба Московской ТЭЦ-23	247,3 ^[7]	1980	ТЭЦ	 Россия	Москва,			 55°49'16" с. ш. 37°46'18" в. д. Н Г Я О
57	1-я дымовая труба Московской ТЭЦ-23	245,6 ^[7]	1975	ТЭЦ	 Россия	Москва,			 55°49'16" с. ш. 37°46'18" в. д. Н Г Я О
58	Дымовая труба Троицкой ГРЭС	240 ^[22]	2013	Электростанция	 Россия	Троицк, Челябинская область			 54°02'13" с. ш. 61°38'50" в. д. Н Г Я О
59	4-я дымовая труба Северодонецкой ТЭЦ	240	1965	ТЭЦ	 Украина	Северодонецк Луганская область			 48°56'17" с. ш. 38°27'23" в. д. Н Г Я О
60	3-я дымовая труба Новогорьковской ТЭЦ	238 ^[23]	1988	ТЭЦ	 Россия	Кстово, Нижегородская область			 56°06'28" с. ш. 44°08'06" в. д. Н Г Я О