

Міністерство освіти і науки України
Центральноукраїнський національний технічний університет
Факультет будівництва та транспорту
Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

"Допущено до захисту"

Зав. кафедрою БДМБ

к.т.н., професор

_____Владислав НАСТОЯЩИЙ

"_____" _____ 2021 р.

КВАЛІФІКАЦІЙНА РОБОТА

За другим (магістерським) рівнем вищої освіти
на тему

**Дослідження впливу деформацій будівлі на напружено-
деформований стан перекриттів**

Виконав здобувач вищої освіти

6 курсу, групи БІ 20М

спеціальності 192 Будівництво та
цивільна інженерія

_____С.С. Гичко

"_____" _____ 2021 р.

Керівник роботи, к.т.н., доцент

_____Андрій ТИХИЙ

"_____" _____ 2021 р.

м. Кропивницький

Центральноукраїнський національний технічний університет

Факультет будівництва та транспорту

Кафедра будівельних, дорожніх машин і будівництва

Освітньо-кваліфікаційний рівень – магістр

Спеціальність – 192 Будівництво та цивільна інженерія

ЗАТВЕРДЖУЮ:

Завідувач кафедри будівельних,
дорожніх машин і будівництва, професор

В.А. Настоящий

1 вересня 2021 р.

З А В Д А Н Н Я
на кваліфікаційну магістерську роботу
студенту Гичку Сергію Сергійовичу

1. Тема роботи: **Дослідження впливу деформацій будівлі на напружено-деформований стан перекриттів**
керівник роботи – к.т.н., Тихий Андрій Анатолійович,
затверджені наказом по університету від 2 серпня 2021 р. № 16-13.
2. Термін здачі студентом закінченої роботи – 26 листопада 2021 р.
3. Вихідні дані до роботи:
 - нормативна, довідкова, наукова та навчальна література з питань проектування перекриттів будівель;
 - проектні рішення залізобетонних плит перекриття.
4. Зміст розрахунково-пояснювальної записки (перелік питань, які слід розробити):
 - бібліографічний огляд досліджень просторової роботи залізобетонних перекриттів та методи їх проектування;
 - методика експериментального проектування та її програмна реалізація;
 - аналіз теоретичних досліджень по визначенню напружено-деформованого стану;
 - розробка розрахункової моделі для аналізу напружено-деформованого стану перекриттів;
 - випробування багатопустотних плит ПК 56-15-ІІАтV;
 - випробування плити по міцності, жорсткості та тріщиностійкості;
 - особливості моделювання просторової роботи будівлі сумісно з основою у складних інженерно-геологічних умовах;
 - виявлення залежностей вартості будівель при реконструкції з урахуванням просторової роботи;
 - заходи з охорони праці.
5. Перелік графічного матеріалу: мультимедійна презентація (не менше 20 слайдів), що ілюструє методику та результати досліджень.

6. Консультанти розділів роботи

Розділ	Прізвище, ініціали та посада консультанта	Підпис, дата	
		Завдання видав	Завдання прийняв
Огляд літератури	доцент Тихий А.А.		
Методика досліджень	доцент Тихий А.А.		
Теоретичні дослідження	доцент Тихий А.А.		
Експериментальне проектування	доцент Тихий А.А.		
Охорона праці	доцент Дарієнко В.В.		

7. Дата видачі завдання – 1 вересня 2021 р.

КАЛЕНДАРНИЙ ПЛАН

№ п/п	Назва етапів роботи	Строки виконання етапів роботи	Примітка
1	Бібліографічний огляд конструкцій фундаментів житлових та виробничих будівель та методи їх проектування	11.09.2021	
2	Розроблення методики експериментального проектування та її програмної реалізації	18.09.2021	
3	Аналіз теоретичних досліджень по визначенню напружено-деформованого стану системи “будівля – основа”	25.09.2021	
4	Експериментальне дослідження осідань основ плитних фундаментів	08.10.2021	
5	Вдосконалення методики проектування основ плитних фундаментів по деформаціях	22.10.2021	
6	Визначення розрахункового опору основ плитних фундаментів та розрахунок вартості фундаментної плити спроектованої за вдосконаленою системою розрахунку	29.10.2021	
7	Розроблення заходів з охорони праці	10.11.2021	
8	Оформлення пояснювальної записки та мультимедійної презентації	15.11.2021	
9	Підготовка до захисту	20.11.2021	

Здобувач

С.С. Гичко

Керівник КМР

А.А. Тихий

АНОТАЦІЯ

Просторова жорсткість будівель і споруд забезпечується дисками перекриттів. Перекриття призначені для сприйняття вертикальних навантажень, перерозподілу зусиль при дії горизонтальних навантажень.

Найбільш масовими є залізобетонні багатопустотні плити перекриттів. Їх широке застосування визначається високою міцністю та жорсткістю при невеликій висоті перерізу, високим рівнем заводської готовності.

Експериментальні та теоретичні дослідження роботи збірних перекриттів свідчать про складність і неоднозначність напружено-деформованого стану. Більшість дослідників схиляються до того, щоб приймати збірні перекриття у своїй площині абсолютно жорсткими. Між тим існують численні дослідження, які показали, що жорсткість збірних перекриттів у своїй площині має кінцеві значення і в основному залежить від конструкції плит і способу їх сполучення. Проте до теперішнього часу немає досить обґрунтованих розрахункових моделей для оцінки фактичної інтегральної жорсткості збірного перекриття при деформації.

Більшість будівель і споруд, які експлуатуються протягом тривалого часу в умовах вимушених деформацій мають складний напружено-деформований стан. При виконанні перевірочних розрахунків у разі їх обстеження неодмінно постає проблема вибору адекватної розрахункової моделі конкретної конструкції або будівлі в цілому. Просторова жорсткість будівель і споруд забезпечується дисками перекриттів. Перекриття призначені для сприйняття вертикальних навантажень, перерозподілу зусиль при дії горизонтальних навантажень.

Фактичні умови роботи конструкції істотно залежать від конструктивних, експлуатаційних чинників та змінюються в часі. До сьогодення немає досить обґрунтованих рекомендацій до скінченно-елементного моделювання залізобетонних перекриттів. Для отримання надійних результатів потрібна методика, що дозволяє обґрунтовано виконувати уточнення розрахункових схем з урахуванням реальних властивостей матеріалів, конструкцій, їх сполучень і просторового характеру деформації, формувати просторові розрахункові моделі для реалізації по методу скінченних елементів.

ABSTRACT

Spatial rigidity of buildings and structures is provided by disks of overlappings. Floors are designed to absorb vertical loads, redistribution of forces under horizontal loads.

The most common are reinforced concrete multi-hollow slabs. Their wide application is defined by high durability and rigidity at small height of section, high level of factory readiness.

Experimental and theoretical studies of prefabricated floors show the complexity and ambiguity of the stress-strain state. Most researchers tend to take prefabricated floors in their plane absolutely rigid. Meanwhile, there are numerous studies that have shown that the rigidity of prefabricated floors in its plane has finite values and mainly depends on the design of the plates and the way they are connected. However, to date, there are no well-founded calculation models to estimate the actual integral stiffness of the prefabricated floor during deformation.

Most buildings and structures that are operated for a long time under conditions of forced deformation have a complex stress-strain state. When performing verification calculations in the case of their inspection, there is certainly the problem of choosing an adequate calculation model of a particular structure or building as a whole. Spatial rigidity of buildings and structures is provided by disks of overlappings. Floors are designed to absorb vertical loads, redistribution of forces under horizontal loads.

The actual operating conditions of the structure significantly depend on design, operational factors and change over time. To date, there are no well-founded recommendations for finite element modeling of reinforced concrete floors. To obtain reliable results requires a technique that can reasonably refine the calculation schemes taking into account the real properties of materials, structures, their combinations and the spatial nature of deformation, to form spatial calculation models for implementation by the finite element method.

З М І С Т

ВСТУП.....	5
Розділ 1 Аналіз конструкцій залізобетонних плит перекриття та методи їх проектування.....	11
1.1. Використання рішень нелінійної механіки ґрунтів при оцінці стану системи “будівля-основа”.....	11
1.2 Аналіз методів прогнозу осідань плитних фундаментів.....	16
1.2.1. Лінійні методи визначення осідань фундаментів.....	17
1.2.2. Нелінійні методи визначення осідань фундаментів.....	18
1.2.3. Програмні засоби розрахунку плитних фундаментів по деформаціях.....	23
1.3 Достовірність прогнозу осідань плитних фундаментів.....	24
1.4 Висновки за результатами бібліографічного огляду і завдання досліджень.....	29
Розділ 2 Аналіз теоретичних досліджень по визначенню напружено-деформованого стану системи “будівля – основа”.....	31
2.1. Обґрунтування вибору методики розрахунку.....	31
Розділ 3 Експериментальні дослідження осідань основ плитних фундаментів.....	33
3.1. Інженерно-геологічні умови будівельних майданчиків.....	33
3.2. Методика вимірювання осідання фундаментів.....	34
3.3 Аналіз розвитку осідань плитних фундаментів.....	37
4. Вдосконалення методики проектування основ плитних фундаментів по деформаціях.....	40
4.1. Оцінка виду напруженого стану.....	40

					<i>КМР 201 ПЗ</i>			
<i>Зм.</i>	<i>Арк.</i>	<i>№ докум.</i>	<i>Підпис</i>	<i>Дат</i>				
<i>Розроб.</i>		<i>Гичко С.С.</i>			Дослідження впливу деформацій будівлі на напружено-деформований стан перекриттів	<i>Літ.</i>	<i>Арк.</i>	<i>Аркуші</i>
<i>Перевір.</i>		<i>Тихий А.А.</i>					<i>1</i>	<i>96</i>
<i>Реценз.</i>						ЦНТУ зр. БІ-20М		
<i>Н. Контр.</i>		<i>Дарієнко В.В.</i>						
<i>Затверд.</i>		<i>Настоящий В.А.</i>						

4.2. Визначення осідання плитних фундаментів з урахуванням усіх компонент нормального напруження.....	48
4.3. Особливості визначення розрахункового опору основ плитних фундаментів.....	54
4.4. Дослідження характеру залежності осідань плитних фундаментів від різних параметрів.....	61
4.5. Вплив анізотропії ґрунтів на основ плитних фундаментів.....	81
4.6 Висновки з розділу.....	84
Висновки за результатами досліджень.....	88
Список використаних джерел.....	91
Додатки.....	96

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

ВСТУП

Останнім часом в будівництві все частіше застосовуються фундаменти в вигляді суцільних плит великих розмірів, що пояснюється зростанням тенденції до збільшення поверховості будинків, освоєнням територій з несприятливими інженерно-геологічними умовами. Перевага фундаментних плит полягає в тому, що при, порівняно невеликій товщині і глибині закладення, вони надійно передають значні навантаження навіть на слабкі ґрунти, вирівнюючи практично неминучі при окремих фундаментах нерівномірні осідання. Суцільна плита забезпечує і захист від невизначеності нашарувань основи - природної, що неточно виявляється звичайними геологічними дослідженнями, або штучної, виникає при протіканні комунікацій; підмиву ґрунтовими водами, локальному проморожуванні і т.д. При цьому облаштування плит не вимагає складного устаткування.

На сьогодні, у зв'язку з швидким розвитком міст, з метою економії і ефективного використання територій, усе частіше для будівництва обирають ділянки, які раніше вважалися непридатними для забудови. У більшості випадків такі ділянки є зсувонебезпечними, із складними інженерно-геологічними умовами і активними зсувними процесами. Будівництво в таких умовах висотних будинків з підземними приміщеннями потребує влаштування глибокого котловану, яке повинно відбуватись із умов збереження в початковому стані оточуючої забудови. Розробка глибокого котловану викликає суттєву зміну напружено-деформованого стану (НДС) навколишніх будівель і ґрунтового масиву, внаслідок чого схил може втратити стійкість. Окрім цього, на НДС системи «ґрунтовий масив – утримуючі конструкції» здійснюють вплив фундаменти будинку, що зводяться в котловані. На даний момент існує багато методів розрахунку захисних конструкцій котловану. Їх використання часто призводить до отримання істотно різних, суперечливих результатів. Розрахунок значно ускладнюється при врахуванні фундаментних та надземних конструкцій будівлі, що зводиться. Актуальні питання проектування інженерних захисних конструкцій котловану розглянуті в працях І.П. Бойка [1], М.Л. Зоценка [2], С. Capraru [3], Chang-Yu Ou.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 201 ПЗ

Аркуш

5

Актуальність теми. Актуальність теми дослідження обумовлена необхідністю впровадження в практику проектування більш удосконалених методів розрахунку плитних фундаментів, що ґрунтуються на наукових дослідженнях, що враховують особливості напружено-деформованого стану основ плитних фундаментів.

Основи фундаментів розраховуються по граничних станах. У тому числі по граничним деформаціям. Єврокод 7 цей граничний стан позначає як SLS - Serviceability Limit State.

Існуючі методи проектування плитних фундаментів дають, як правило, різні результати, розрахунки осідань значною мірою розходяться з експериментальними даними. У роботі розглядаються шляхи вирішення наступних питань:

- Найширше вживана в практиці проектування фундаментів, у тому числі плитних, модель лінійно-деформованого середовища у вигляді напівпростору або шару кінцевої товщини, припускає існування лінійної залежності між напругою і деформаціями, що не завжди дає задовільні результати. Лінійні методи розрахунку не дозволяють, у тому числі, провести розрахунок основ по деформаціям з урахуванням зміни характеристик міцності (c, ϕ) і деформаційних (E, ν) властивостей залежно від виду напруженого стану, тобто параметра Надаї-Лоде;

- Розрахунок по деформаціям основ фундаментів, що розглядається у вигляді лінійно-деформованого напівпростору; передбачає рівність горизонтального напруження $\sigma_x = \sigma_y$, що справедливо тільки для вертикалі, що проходить через центр фундаменту квадратної або круглої форм. Врахування горизонтальних переміщень ґрунту шляхом введення коефіцієнта $\beta=0,8$ не відображає їх реальної картини, оскільки коефіцієнт прийнятий постійним, не залежним від форми подошви фундаменту і глибини розвитку зон пластичних деформацій z ;

- Основа плитних фундаментів розглядається як ізотропне, тобто з однаковими деформаційними властивостями [$E_x=E_y=E_z$] по усіх напрямках координатних осей x, y, z , що не дозволяє врахувати вплив анізотропії ґрунтів на основ плитних фундаментів;

У нормативних документах деформаційні характеристики ґрунту не коригуються залежно від методів їх визначення.

У роботі розроблений метод обчислення розрахункового опору основ плитних фундаментів, у тому числі з урахуванням впливу анізотропії ґрунтів, і метод прогнозу розвитку осідань основ плитних фундаментів за даними короткострокових геодезичних вимірів. Використання запропонованої в роботі методики визначення розрахункового опору анізотропних основ плитних фундаментів і методики прогнозу осідань основ плитних фундаментів за даними короткострокових геодезичних вимірів приведе до точнішого і раціональнішого проектування основ плитних фундаментів, до економії будівельних матеріалів і робочого часу.

Експериментальні і теоретичні дослідження з метою розробки методів визначення розрахункового опору основ плитних фундаментів і прогнозу осідань плитних фундаментів, з'ясування закономірностей і особливостей спільної роботи плитних фундаментів і ґрунтів основи, поза сумнівом, є актуальними.

Мета дослідження: з'ясування закономірностей і особливостей спільної роботи плитного фундаменту і ґрунтової основи, дослідження впливу анізотропії ґрунтів на основ плитних фундаментів, з'ясування особливостей визначення розрахункового опору основ плитних фундаментів, розробка методу визначення осідань основ плитних фундаментів за даними короткострокових геодезичних вимірів.

Для досягнення цієї мети необхідно вирішити такі **задачі:**

- 1) провести експериментальні дослідження осідань основ плитних фундаментів реальних об'єктів, обробити дані;
- 2) проаналізувати розвиток осідань, порівняння отриманих даних з чисельними і аналітичними розрахунками;
- 3) дослідити характер зміни параметра виду напруженого стану в різних точках основ залежно від коефіцієнта Пуассона ґрунту і розмірів подошви плитних фундаментів;

- 4) дослідити вплив анізотропії ґрунтів на основ плитних фундаментів за допомогою теоретичних методів;
- 5) розробити метод обчислення розрахункового опору основ плитних фундаментів з урахуванням впливу анізотропії ґрунтів;
- 6) провести чисельні дослідження характеру залежності осідань і армування плитних фундаментів від різних параметрів (розмірів плити в плані, товщини плити, значення навантаження, модуля деформації, товщини слабкого шару ґрунту), побудувати графіки залежностей, виконати регресійний аналіз;
- 7) розробити метод визначення осідань основ плитних фундаментів за даними короткострокових геодезичних вимірів, виконати порівняння фактичних осідань, і осідань, розрахованих за даними короткострокових геодезичних вимірів, провести статистичну обробку розрахункових і фактичних значень.
- 8) Розрахувати економічний ефект від упровадження розроблених рекомендацій у практику проектування плитних фундаментів.

Об'єктом дослідження є основи залізобетонних плитних фундаментів.

Предметом дослідження є деформації (осідання) і напруження основ плитних фундаментів.

Інформаційна база дослідження включає нормативно-технічну документацію, науково-технічну літературу, статті в періодичних науково-технічних виданнях, близькі за тематикою до даної проблеми, тези міжрегіональних конференцій, дані спеціалізованих сайтів.

При виконанні роботи аналізувалися праці вітчизняних і зарубіжних учених В.Г. Березанцева, А.Н.Богомолова, Н.М.Герсєванова, М.И.Горубнова-Посадова, Б.И.Далматова, В.П.Диби, Ю.К.Зарецького, В.А.Ільїчева, А.А.Луги, А.А.Лукина, В.В.Лушникова, М.А.Малишева, Р.А.Мангушева, В.Н.Парамонова, А.В.Пилягіна З.Г.Тер-Мартиросяна, В.М.Улицького, С.Б.Ухова, А.Б.Фадєєва, В.А.Флорина, Г.С.Шапиро, К.Г.Шашкіна, А.Г.Шашкіна, Н.А.Цитовича, J.Legaу, Н.Zimmerman і ін.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Методологічною і теоретичною основою дослідження слугує використання гіпотетико-дедуктивного і індуктивного методів наукового пізнання. Достовірність наукових висновків ґрунтується на теоретичних і методологічних положеннях, сформульованих в дослідженнях зарубіжних і українських учених, а також на результатах порівняльного аналізу з експериментальними дослідженнями. При вирішенні конкретних питань використовувалися методи математичного аналізу і математичної статистики, теорія подібності. Для теоретичної основи дослідження прийняті фізичні і математичні моделі механіки ґрунтів. Виконані чисельні дослідження із застосуванням стандартних ліцензійних програмних комплексів SCAD, Ing+2006, отримані аналітичні рішення.

Обґрунтованість і достовірність наукових положень, висновків і рекомендацій підтверджуються застосуванням сучасних методів наукових досліджень і обробки експериментальних даних, апробацією і позитивними результатами впровадження наукових розробок в практику.

Наукові положення, математичні моделі і методики, викладені в цій роботі, підтверджуються результатами експериментальних досліджень. Застосування сучасних методів геодезичної зйомки забезпечує високу точність результатів спостереження за осіданнями.

Наукова та технічна новизна одержаних результатів полягає в наступному:

- 1) встановлений вплив анізотропії ґрунтів на основ плитних фундаментів; розподіл напруження для анізотропного напівпростору отриманий в аналітичному виді; розроблена методика визначення розрахункового опору основ плитних фундаментів, обчислення коефіцієнтів M_γ , M_q , M_c ;
- 2) виконаний чисельний аналіз виду напруженого стану в різних точках основ залежно від коефіцієнта Пуассона ґрунту і розмірів підшви плитних фундаментів, зміни параметра Надаї-Лоде в основі плитного фундаменту представлені в графічному вигляді;

3) виявлена доцільність врахування об'ємних деформацій і деформацій зрушення в розрахунках основи плитних фундаментів по II групі граничних станів.

Практичне значення одержаних результатів полягає в наступному:

отримані результати можуть бути застосовані при проектуванні і будівництві об'єктів на плитних фундаментах.

Апробація та публікація результатів роботи. Основні положення магістерської роботи доповідалися на III науковій конференції студентів і магістрантів ЦНТУ (Кропивницький, жовтень 2021 року), Всеукраїнському студентському науково-практичному семінарі «Досвід впровадження у навчальний процес сучасних комп'ютерних технологій» (Кропивницький, жовтень 2021 року).

Результати досліджень були опубліковані у статтях і тезах доповідей:

Гичко С.С. Дослідження впливу деформацій будівлі на напружено-деформований стан перекриттів / С.С. Гичко, А.А. Тихий // Наука–виробництву – 2021. Збірник тез доповідей III Всеукраїнської наукової конференції студентів і магістрантів.– Кропивницький: ЦНТУ, 2021. – С. 91-92. (електронне видання).

Структура роботи. Робота складається з 24 слайдів мультимедійної презентації, альбому документів на 93 сторінках, у тому числі 12 таблиць, 37 рисунків, списку з 41 використаних джерел, додатків на 20 сторінках. Текст пояснювальної записки містить вступ, 5 розділів, висновки і рекомендації за результатами роботи.

Розділ 1

АНАЛІЗ КОНСТРУКЦІЙ ЗАЛІЗОБЕТОННИХ ПЛИТ ПЕРЕКРИТТЯ ТА МЕТОДИ ЇХ ПРОЕКТУВАННЯ

1.1. Використання рішень нелінійної механіки ґрунтів при оцінці стану системи “будівля-основа”

Основи широкого кола споруд у складних інженерно-геологічних умовах, зокрема на зсувонебезпечних територіях, великомасштабних будівель із значними навантаженнями на несучі конструкції та фундаменти, об’єктів у аварійному стані досить часто працюють за межею лінійного деформування. У ряді випадків і для досить традиційних рішень системи “основа – фундамент” величина її деформації, одержана при застосуванні теорії лінійного деформування, виявляється значно меншою за їх допустимі значення. Лінійні методи розрахунку основ не гарантують достовірність прогнозу деформацій фундаментів та їх нерівномірність, так як не враховують багато факторів сумісної роботи основи та будівлі і особливості фактичної поведінки під навантаженням. Основні характеристики методів розрахунку приведені в таблиці 1.1.

Таблиця 1.1

Загальні дані про методи аналізу НДС основ

	Метод оцінки			
	Метод граничної рівноваги	Пружний аналіз	Пружно-пластичний аналіз	
			аналітична (замкнута) форма	числова форма
Рівновага:				
загальна	+	+	+	+
локальна	-	+	+	+
Граничні умови	тільки сили	+	+	+
Модель, на якій базується	критерій руйнування	пружна	пружно-пластична	будь-яка*

Інформація про руйнування	+	-	+	+
Інформація до руйнування	-	+	+	+
Примітка	простота розрахунку; стійкий чи нестійкий стан?	можливий у аналітичній (замкнутій) формі	ускладнений	потрібні потужні комп'ютерні системи
Приклади	методи круглоцил. поверхні сковзання, притуленого укосу	більшість існуючих розрахунків	обмеженість через складність	методи скінченних елементів, скінченних різниць, граничних елементів, дискретних елементів та інші

* включаючи ідеальну пружно-пластичну, з урахуванням анізотропії, зміцнення матеріалу в процесі деформування та інші.

О.В. Пілягін у статті [32] говорить про необхідність застосування нелінійних підходів при вирішенні складних геотехнічних задач. Зокрема акцентує увагу на тому, що завдяки нелінійним методам можна оцінити долю переміщень основи за рахунок пластичних деформацій. Методи розрахунків, які базуються на принципі лінійного деформування, не дозволяють проаналізувати вплив власної ваги ґрунту на характер розвитку деформацій, що завжди спостерігається при зсувних процесах на схилах. Застосування нелінійних методів у сукупності з МКЕ дозволяє підвищити економічну ефективність проектних рішень.

За сучасними уявленнями, як відзначає М.Л. Зоценко [23], максимальне наближення математичної моделі до реальних умов і найкраще сполучення надійності і економічності можливо досягти за допомогою нелінійних методів розрахунків, що базуються на рішенні пружно-пластичних задач. Ці задачі дозволяють розглянути граничний стан за двома групами із використанням однієї розрахункової моделі ґрунту. З їх допомогою можна одержувати конкретні рішення, які дають змогу визначити у кожній точці основи, що відповідає заданим фізичним умовам і враховує такі важливі фактори як морфологія, геологія,

гідрогеологія, фільтраційний тиск, динамічні навантаження тощо. Пружно-пластичні моделі описують пружні і пластичні деформації різними фізичними залежностями. Пластичні деформації залежать як від рівня досягнутого стану так і від траєкторії його зміни, тому зв'язок між ними і напруженнями записують у вигляді диференціальних рівнянь, вибір яких визначається видом пружно-пластичної моделі. При оцінці стійкості схилів із скінчених елементів в яких напруження досягнуть граничних буде утворюватися поверхня ковзання.

С.Г. Кушнер у своїй роботі [37] відмічає, що неузгодженість методів розрахунку за граничними станами при визначенні осідань на основі моделей лінійно-деформованого середовища призводить до невиправдано високих запасів несучої здатності основи. Таким чином коефіцієнт запасу може досягати 2,3-2,5. Автор вказує на необхідність відміни фактичної зобов'язаності використання моделей лінійно-деформованого середовища, що дозволить використовувати нелінійні методи при розрахунках НДС основ. Спосіб реалізації нелінійних рішень Кушнер С.Г. бачить у числових методах, зокрема методі скінчених елементів.

На рис.1.11 представлена структурна схема, яка узагальнює основні види нелінійності, що зустрічаються при дослідженні геотехнічних об'єктів. Фізична нелінійність проявляється як відхилення від закону Гука співвідношень між деформаціями й напруженнями. Це явище становить різні форми розвитку

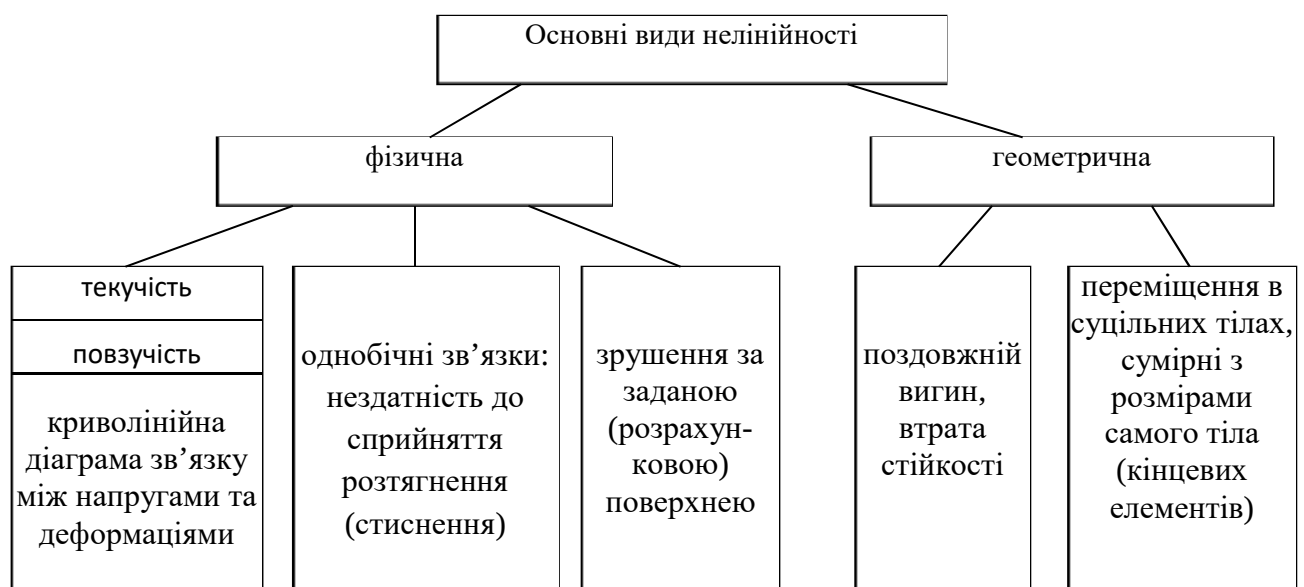


Рис. 1.1 Основні види нелінійності ґрунтових основ

пластичних деформацій: текучість, повзучість, криволінійна діаграма зв'язку між ε та σ у матеріалів із змінним модулем деформації. До різновидів фізичної нелінійності відносяться однобічні зв'язки, тобто безперешкодний розвиток деформацій одного знаку та зрушення за деякою поверхнею.

Геометрична нелінійність проявляється у поздовжньому вигині стиснутих стержнів (наприклад, паль) та розвитку деформацій у суцільних масивах, коли не діє припущення про малі розрахункові переміщення порівняно з розмірами розрахункової області.

До основних нелінійних моделей відносяться: нелінійно-пружна модель, модель пружно-пластичного середовища, теорія пластичної течії та моделі, які ґрунтуються на концепції критичного стану ґрунту.

Нелінійно-пружні моделі – зв'язок повних тензорів напружень і деформацій апроксимується нелінійними феноменологічними залежностями, зокрема:

- А. І. Боткіна, модель встановлює залежність між октаедричною деформацією та октаедричним зсувом;
- рівнянням М.В. Малишева для об'ємних деформацій;
- степеневою;
- дрібно-лінійною;
- експоненціальною.

Головний недолік нелінійно-пружних моделей – неможливість урахування залежності деформованого стану від траєкторії навантаження. В разі порушення подібності та співвісності тензорів напружень і деформацій застосування їх неправомірне.

Деформаційна теорія пластичності – основи сформулював Генки. У сучасній інтерпретації для матеріалів типу ґрунт теорія зводиться до твердження: напруження в середовищі однозначно визначається його деформацією:

$$\{\sigma\} = [D_{np}] \cdot \{\varepsilon\}. \quad (1.1)$$

Оскільки матриця $[D_{np}]$ зв'язує текучі значення напружень та деформацій вона називається січною. В систему рівнянь пружно-пластичних деформацій вводяться

функції, що враховують змінні за експериментом значення модулів зрушення G , об'ємної й загальної деформації, коефіцієнтів Пуассона. Компоненти деформацій і напружень поділяються на пружні та пластичні складові лінійних і кутових деформацій. Пружні складові деформацій описують диференціальними рівняннями рівноваги, рівняннями нерозривності та теорії пружності, а пластичні складові – диференціальними співвідношеннями деформацій і напружень.

Теорія пластичної течії – встановлює залежність лише для прирощень напружень і деформацій у вигляді диференціальних неінтегрованих співвідношень. Повні напруження обчислюються як сума їх прирощень:

$$\{d\sigma\} = [D_{\text{dom}}] \cdot \{d\varepsilon\}. \quad (1.2)$$

Повні деформації розділяються на пружні і пластичні, кожні з яких мають свій механізм обчислення:

$$\{d\varepsilon\} = \{d\varepsilon_{np}\} + \{d\varepsilon_{nl}\}. \quad (1.3)$$

Вихідний напружений стан області характеризується точками, які знаходяться всередині поверхні текучості. При поступовому збільшенні навантажень спочатку область деформується пружно, а при досягненні відповідного рівня навантаження напруження в елементах найбільш напружених зон почнуть поступово виходити на поверхню текучості. Моделі ґрунту, основані на теорії пластичності, поділяються на: ідеально-пластичні (з фіксованою поверхнею текучості) та ті, що зміцнюються; з однією й багатьма поверхнями навантаження; з єдиною (гладкою) і складеною (негладкою) поверхнею навантаження; ті, що підпорядковані асоційованому й неасоційованому закону пластичної течії.

Ідеально-пружно-пластична модель із єдиною поверхнею текучості та асоційованим законом течії, запропонована Д. Друккером і В.Прагером [19], була першою моделлю нелінійної поведінки ґрунтів у сучасному розумінні. Її недоліки: 1) асоційований закон стосовно умови міцності Кулона-Мора суттєво перебільшує дилатансію ґрунтів; 2) модель не враховує пластичні деформації в дограничній стадії, зокрема об'ємні. Д. Друккер розробив модель ґрунту, що зміцнюється, замкнувши конус сферичним ковпачком, що перетинає гідростатичну вісь у

просторі головних напружень. Ковпачок зсувається при пластичному об'ємному деформуванні. Це приклад моделі зі складеною поверхнею навантаження.

Пружно-в'язко-пластичні моделі – використовують елементи в'язкості із застосуванням швидкості деформування $\dot{\varepsilon} = d\varepsilon/dt$, яка пропорційна напруженню σ :

$$\dot{\varepsilon} = \sigma / \eta, \quad (1.4)$$

де η - коефіцієнт в'язкості.

Схема, коли механічні властивості ґрунту визначають безпосередньо за фіксованими у даний момент часу значеннями щільності природного складу та критичної щільності. До системи рівнянь входять рівняння зв'язку між: 1) початковими й кінцевими значеннями деформацій; 2) початковими й кінцевими відносними напруженнями; 3) безрозмірними параметрами деформацій і напружень, а також умови граничної рівноваги. Переваги КС-моделей – у можливості опису з єдиних позицій як зміцнення, так і знеміцнення ґрунтів при деформуванні, а також розвиненої течії глинистих ґрунтів.

1.2 Аналіз методів прогнозу осідань плитних фундаментів.

Згідно СНиП 2.02.01-83* "Основи будівель і споруд" [14], метою розрахунку основ по деформаціях є обмеження абсолютних або відносних переміщень фундаментів такими межами, при яких гарантується нормальна експлуатація будівель і споруд і не знижується їх довговічність.

Спільна деформація основи і споруди може характеризуватися згідно СНиП 2.02.01-83*[94] абсолютним осіданням основи s окремого фундаменту, середнім осіданням основи спорудження $\bar{s}$; відносною різницею осідань $\Delta s/L$; креном фундаменту i і т. д.

Розрахунок основ по деформаціях робиться виходячи з умови:

$$s \leq s_u, \quad (1.5)$$

де s і s_u - розрахункова і гранично допустима значення деформацій основи.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

1.2.1. Лінійні методи визначення осідань фундаментів.

При розрахунку гнучких фундаментів спільно з ґрунтовою основою застосовуються дві теорії, які відповідно до класифікації Цитовича Н.А. [21] називаються:

- теорія місцевих пружних деформацій, ґрунтується на гіпотезі Вінклера-Циммермана;

- теорія загальних пружних деформацій, ґрунтується на гіпотезі пружного напівпростору.

Теорія місцевих пружних деформацій ґрунтується на гіпотезі прямої пропорційності між тиском і місцевим осіданням:

$$s = \frac{p}{k_s}, \quad (1.6)$$

де s - пружне осідання ґрунту в місці прикладання тиску інтенсивністю p в даній точці; k_s - коефіцієнт пружності основи (кН/м^3), що іменується "коефіцієнтом ліжка".

З приведенного виразу виходить, що осідання поверхні основи виникає тільки в місці прикладення тиску p і тому модель ґрунту можна представити у вигляді сукупності пружин (рис. 1.2 а), що окремо стоять.

Насправді на реальній ґрунтовій основі пониження поверхні спостерігається і за межами навантаженої ділянки (рис: 1.2 б), утворюючи пружну лунку. Крім того, коефіцієнт ліжка не враховує розмірів подошви фундаменту і не є постійною величиною для цього ґрунту.

Незважаючи на відмічені недоліки метод локальних пружних деформацій, на якому базуються розрахунки балок і плит на пружній (Вінклерівській) основі, дозволяючи економічно доцільніше проектувати гнучкі фундаменти з урахуванням податливості ґрунтової основи, досі знаходить досить широке застосування при розрахунку стрічкових і плитних фундаментів і дає досить достовірні результати для рядових будівель невеликої поверховості, якщо при виборі значення коефіцієнта постелі враховується площа передачі навантаження і величина середнього тиску:

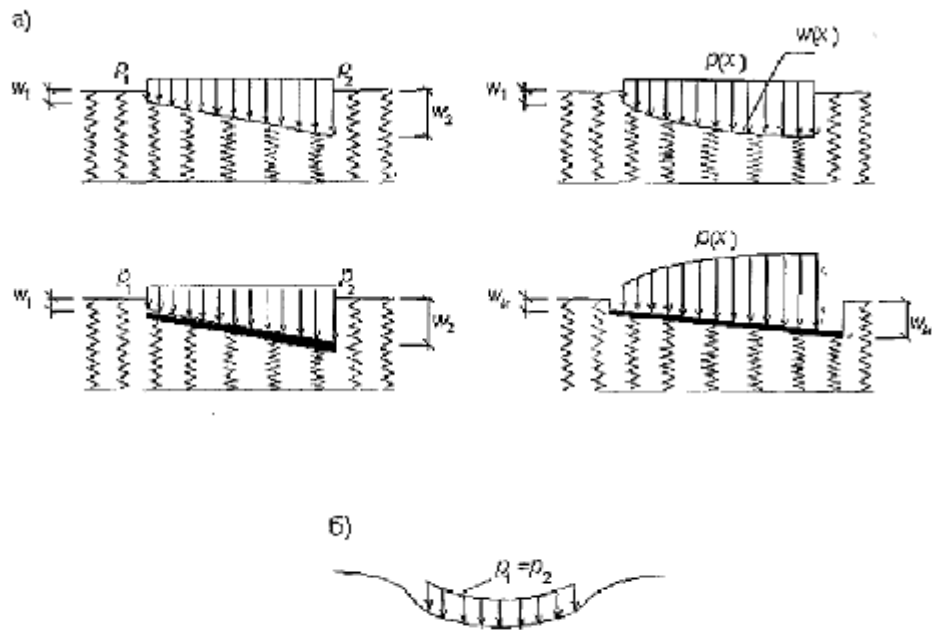


Рис. 1.2 Деформація поверхні ґрунту основи:

а- по теорії місцевих пружних деформацій; б- по теорії загальних пружних деформацій.

Теорія загальних пружних деформацій ґрунтується на гіпотезі пружного напівпростору, згідно якої основа працює як суцільне однорідне пружне середовище, обмежене згори площиною і, нескінченно тягнеться вниз і в сторони. Деформації пружного середовища характеризуються величиною модуля деформації, що не залежить від значення навантаження під подошвою фундаменту, на відміну від коефіцієнта ліжка. При вантаженні такої пружної основи деформації мають місце не лише в місці прикладення навантаження, але і за її межами (рис. 1 б), що і спостерігається під реальними фундаментами.

1.2.2. Нелінійні методи визначення осідань фундаментів.

Практичні методи розрахунку основ фундаментів з використанням нелінійних методів розглядаються в роботах проф. Пилягина А.В. [16], [37].

Нині найбільш широке застосування в практиці проектування фундаментів знаходить вищезгадані моделі середовища, що лінійно-деформується, у вигляді напівпростору або шару кінцевої товщини, що припускають існування лінійної залежності між напруженням і деформаціями. Як відомо, в основі в процесі

завантаження розвиваються зони граничної рівноваги, що взаємодіють з областю ґрунту, що знаходиться в дограничному стані.

На рис. 1.3 показані три різні фази деформації основи (крива "навантаження-осідання" отримана для штампу, що знаходиться на поверхні основи):

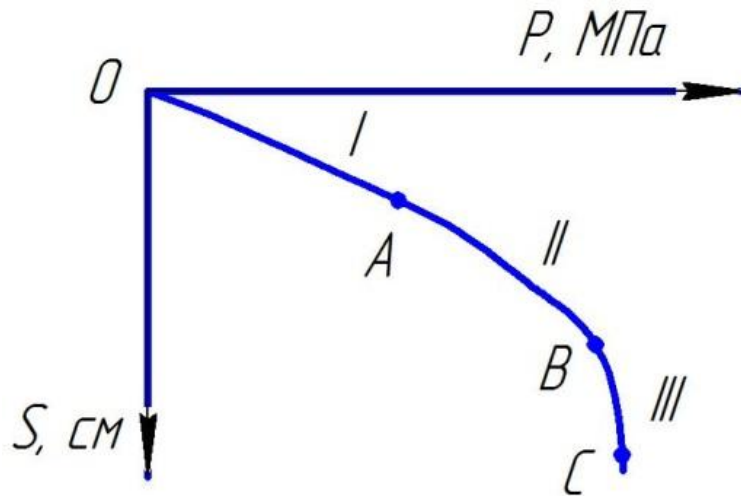


Рис. 1.3 Фази деформації основи

I фаза - ущільнення, II фаза - утворення зон зрушень, розмір яких росте із зростанням навантаження і III фаза - повне випинання (втрата несучої здатності основою).

У разі, якщо уся основа знаходиться в граничному напруженому стані, розрахунок ведеться з використанням теорії граничної рівноваги. Проте в цьому випадку залишається невизначеним деформаційний стан основ.

Лінійні методи розрахунку не дозволяють:

- провести розрахунок основ по деформаціях при тиску, що перевищує розрахунковий опір ґрунту;
- врахувати вплив прочностних характеристик ґрунту (c , φ) на зміну деформацій основ;
- виявити вплив заглиблення і жорсткості фундаментів;
- показати незалежність осідання фундаментів від прикладеного вдавнення, починаючи з певної його ширини;

- провести розрахунок основ по деформаціях з урахуванням зміни характеристик міцності (c, φ) і деформаційних (E, ν) характеристик залежно від виду напруженого стану, тобто параметра Надаї-Лоде.

Реальне переміщення ґрунтів під навантаженням відповідно до схем їх розрахунку по двох граничних станах не повною мірою відповідають прийнятим в них передумовам. Якнайповніше напружено-деформований стан основ (НДС) може бути описаний з позицій теорії пластичної течії. Саме рішення змішаних пружно-пластичних завдань дозволяє об'єднати існуючі методики розрахунку основ по двох граничних станах в одну з єдиними передумовами, що приймаються для середовища пружнопластичності.

Найбільш проста нелінійна модель ґрунту - пружне ідеально пластичне середовище використовує ті ж характеристики ґрунту, що і модель середовища, що лінійно деформується.

Доцільність використання в розрахунках основ нелінійних методів підтверджується можливістю одночасного обліку характеристик міцності (c, φ) і деформаційних (E, ν) характеристик ґрунту, форми підошви фундаменту, його жорсткості і заглиблення, а також характеру прикладення навантажень при тисках, що перевищують розрахунковий опір ґрунтів.

Значні математичні труднощі рішення змішаних завдань приводить до необхідності використання числових методів, зокрема МСЕ (метод скінчених елементів).

У прийнятій моделі ґрунт представляє пружне ідеально пластичне середовище, що підкоряється асоційованому закону пластичної течії, тобто в дограничному стані ґрунт розглядається як суцільне лінійне середовище, що деформується і переходить з подальшим завантаженням в граничний (пластичний) стан відповідно до вживаних критеріїв текучості (міцності). В якості критерію текучості передбачається використання умов Мору-Кулона, Генієва, Мизеса-Шлейхера-Боткина.

Рішення змішаної просторової задачі відкриває можливість проектування фундаментів при тисках, що перевищують розрахунковий опір ґрунту, що веде до

підвищення економічної ефективності проектних рішень. Ефективність розрахунку основ з урахуванням властивостей пружнопластичності ґрунту зростає зі зменшенням характеристик міцності і деформаційних характеристик ґрунтів основ, зменшенням глибини закладення підшви фундаментів і збільшенням зовнішнього навантаження.

Найбільш перспективний шлях використання рішень нелінійних завдань механіки ґрунтів полягає у виявленні чинників, що впливають на осідання, розрахунок варіантів фундаментів, що найчастіше зустрічаються в практиці проектування і отримання відповідних наближених залежностей або розробка відповідних номограм.

Для оцінки впливу різних чинників на зміну осідання фундаментів найбільш доцільне використання теорії розмірності і подібності, що дозволяє всякі фізичні співвідношення між розмірними величинами представити як співвідношення між безрозмірними параметрами. Крім того, застосування безрозмірних параметрів веде до зниження числа змінних і забезпечує можливість зіставлення і узагальнення результатів.

У загальному випадку осідання фундаментів на природній основі в основному залежить від наступних чинників:

$$S=f(P, b, E, \nu, \varphi, c, \gamma, d, \omega) \quad (1.7)$$

де P - ущільнюючий тиск по підшві фундаменту, шириною b і глибиною закладення d ,

E, ν - модуль загальної деформації і коефіцієнт Пуассона ґрунту,

φ, c - кут внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту,

ω - коефіцієнт, залежний від форми підшви фундаменту його жорсткості і товщини шару ґрунту, що стискається,

γ - питома вага ґрунту,

d - заглиблення фундаменту.

З метою зменшення числа безрозмірних параметрів використовувався відомий функціональний зв'язок між параметрами P, b, E, ν, ω у вигляді формули обчислення осідання шару кінцевої товщини, що лінійно-деформується:

$$S_0 = \frac{\omega \cdot (1 - \nu^3) P \cdot b}{E}, \quad (1.8)$$

Якщо в якості основних параметрів прийняти осідання лінійно-деформованого шару ґрунту S_0 і його питому вагу γ , то перевищення осідання фундаменту, підрахованої для пружнопластичної моделі порівняно з моделлю лінійно-деформованого шару кінцевої товщини, що у безрозмірних комплексах відповідно до π -теореми виразиться у вигляді залежності:

$$\pi = f(\pi_1, \pi_2, \pi_3), \quad (1.9)$$

або

$$\frac{S}{S_0} = f\left(\varphi, \frac{c}{\gamma \cdot S_0}, \frac{d}{S_0}\right), \quad (1.10)$$

За величиною відношення S/S_0 можна судити про вплив різних чинників на формування осідання фундаментів за рахунок пластичних деформацій основи.

Отже, це відношення може служити критерієм можливості застосування теорії лінійно-деформованого середовища або доцільності використання нелінійних методів.

Величина пластичних деформацій зменшується зі зменшенням відношення $\eta = \lambda/b$ (де λ - довжина фундаменту, b - ширина), а також зі збільшенням розміру підосви фундаментів, глибини закладення, кута внутрішнього тертя і питомої ваги ґрунту.

При ширині підосви фундаменту більше 10м і куті внутрішнього тертя ґрунту $\varphi > 30^\circ$ відношення $S/S_0 \approx 1$, тобто в цьому випадку правомірне використання теорії лінійно-деформованого середовища для розрахунку основ по деформаціям. Проте при певному співвідношенні безрозмірних параметрів відношення S/S_0 може бути більше 3, що призводить до необхідності розрахунку основ по деформаціях з використанням пружнопластичних моделей ґрунту.

Зв'язок безрозмірних параметрів $\frac{c}{\gamma \cdot S_0}$ і $\frac{d}{S_0}$ - лінійний і не залежить від кута внутрішнього тертя ґрунту. Вказана залежність зберігається лінійною незалежно від форми підосви фундаментів і їх заглиблення, отже, може бути використана для розрахунку різних фундаментів будівель і споруд.

Осідання прямокутних фундаментів на пружнопластичних основах з використанням теорії розмірності і подібності може бути підраховане по номограмі [26], [27] чи по формулі:

$$s = \frac{4,11s_0}{k}, \quad (1.11)$$

де s_0 - осідання лінійно-деформованого шару ґрунту, визначуване по формулі (1.9),

k - параметр нелінійності основи.

1.2.3. Програмні засоби розрахунку плитних фундаментів по деформаціях.

Для проведення чисельних розрахунків були використані різні ліцензійні сертифіковані програмні комплекси, що відповідають будівельним нормам і правилам:

- комплексна система Ing+2006;
- програмний комплекс "Structur CAD";
- програмний комплекс PLAXIS.

Система Ing+2006 дозволяє виконувати комплексні кінцево-елементні розрахунки - Залізобетон - Метал - Фундаменти - Основи. Дозволяє проектувати прямокутну фундаментну плиту або плиту, що отримується з прямокутної за допомогою крайових або внутрішніх вирізів. Передбачається визначення осідання і реактивного тиску ґрунту з урахуванням спільної деформації фундаменту і багатошарової основи; визначення зусиль в плиті методом скінчених елементів; визначення необхідних площ подовжньої і поперечної арматури; розрахунок плити на продавлювання; конструювання подовжньої арматури; розрахунок плити по трещиностійкості.

Обчислювальний комплекс SCAD (Structure CAD) - інтегрована система міцнісного аналізу і проектування конструкцій на основі методу скінчених елементів, що дозволяє визначити конструкцій від статичних і динамічних дій, а також виконати ряд функцій проектування елементів конструкцій.

Програмний комплекс PLAXIS (PEAXIS 2d, PLAXIS 3d Foundation) - пакет скінчено-елементних програм для двовірних і тривимірних розрахунків напружено-деформованого стану, стійкості і фільтрації складних геотехнічних систем, що дозволяє враховувати при моделюванні геотехнічних об'єктів нелінійну і залежну від часу поведінку ґрунту, розвиток гідростатичного і надмірного порових тисків в ґрунті, а також роботу інженерних конструкцій і взаємодію між цими конструкціями і ґрунтом.

1.3 Достовірність прогнозу осідань плитних фундаментів.

Традиційно для розрахунку деформацій основи використовуються так звані інженерні методи розрахунку осідань. Усі ці методи, так або інакше, ґрунтовані на лінійній теорії пружності, основним параметром ґрунту в цих методах є модуль деформації. Модуль деформації ґрунту приймається за результатами компресійних випробувань і коригується шляхом порівняння з штамповими дослідями (коригуючи коефіцієнти можуть досягати значення 5). Хоча в певних умовах результати компресійних і штампових випробувань можуть виявитися близькими. Також істотним недоліком методів, ґрунтованих на лінійній теорії пружності, є необхідність умовного обмеження товщі, що стискається.

Визначення осідання фундаментів методом підсумовування базується на наступних передумовах:

- розподіл напруження в товщі основи приймається по теорії лінійно-деформованого середовища;
- величина тисків на основу обмежується величиною розрахункового опору ґрунту;
- розподіл напруження в товщі неоднорідної основи приймається як для однорідного ізотропного середовища;
- горизонтальне напруження від зовнішнього навантаження σ_x приймається рівним σ_y незалежно від форми підошви фундаментів;

- осідання фундаменту оцінюється по осіданню центру його підосви без урахування зниження напруження σ_z при віддаленні від вертикальної осі z ;
- основа у вигляді напівпростору обмежується величиною стискуваної товщі, що тягнеться нижче підосви фундаменту на деяку умовну глибину;
- жорсткість фундаменту і надфундаментних конструкцій не враховується;
- деформаційні характеристики ґрунтів приймаються постійними в межах шару ґрунту;
- вважається, що основа деформується вертикально за відсутності горизонтальних переміщень.

Вищезгадані методи, в силу закладених в них умовних допущень, дозволяють оцінити тільки порядок очікуваної осідання будівлі, така точність для сучасного рівня розрахунків (для відповідальних будівель) є недостатньою.

Але незважаючи на відмічені недоліки, метод місцевих пружних деформацій, на якому базуються розрахунки балок і плит на пружній (Винклеровском) основі, дозволяючи економічніше проектувати гнучкі фундаменти з урахуванням податливості ґрунтової основи, досі знаходить досить широке застосування при розрахунку стрічкових і плитних фундаментів і дає досить достовірні результати для рядових будівель невеликої поверховості, якщо при виборі значення коефіцієнтів ліжка враховується площа передачі навантаження і величина середнього тиску на ґрунт по підосві.

Деформація пружної основи по теорії загальних пружних деформацій визначається з використанням рішень теорії пружності. Пружній напівпростір у багатьох випадках добре моделює ґрунтову основу. Проте і цей метод має певні недоліки. Основною його характеристикою є модуль деформації. Існуючі лабораторні методи не дозволяють визначати його з достатньою точністю. Випробування ґрунту в компресійних приладах дають занижені значення модуля деформації. Крім того, модуль деформації має різні значення для умов плоскої і просторової деформації, розподіл реактивних тисків по теорії пружності має істотний недолік: під краями фундаменту вони стають нескінченно великими, чого

в дослідях не спостерігається, тому у багатьох випадках ця модель основи призводить до завищених внутрішніх зусиль (моменти і поперечні сили) в конструкції фундаментів.

Слід зазначити, що широко вживана на практиці програма SCAD для розрахунку будівельних конструкцій включає модуль, що дозволяє розраховувати гнучкі фундаменти, базується у свою чергу на методі місцевих пружних деформацій.

Міцність ґрунту визначається його опором зрушенню при дії дотичного напруження і визначається таким станом ґрунту, при якому максимальна дотичне напруження залишається постійною на площині ковзання (руйнування). Визначають три різні значення міцності : пікове, критичне (чи граничне) і залишкове.

Випробування ґрунтів по визначенні їх міцності проводиться в лабораторних умовах в приладах різної конструкції: прямого (одноплощинного зрізу), тривісного стискування, чистого зрушення. На рисунках 1.4 і 1.5 показані схеми випробувань в умовах одноплощинного зрізу і чистого зрушення, а на рис. 1.6 в умовах тривісного стискування.

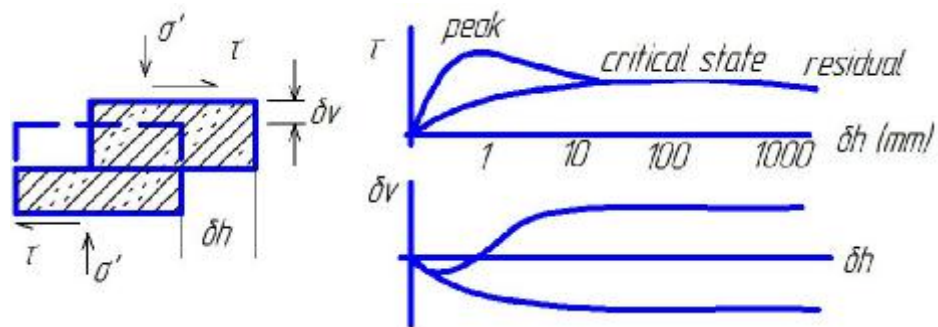


Рис. 1.4 Одноплощинний зріз

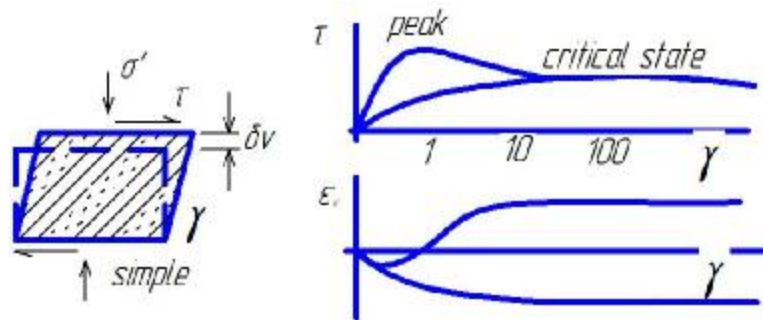


Рис. 1.5 Чисте зрушення

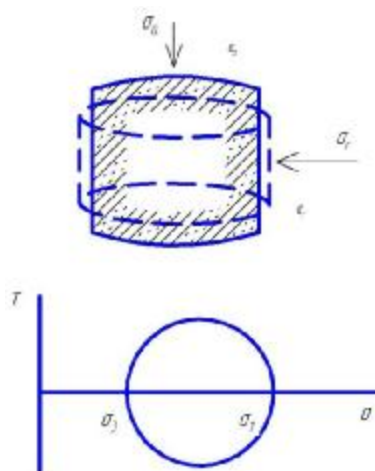


Рис. 1.6 Тривісні випробування (осьова симетрія)

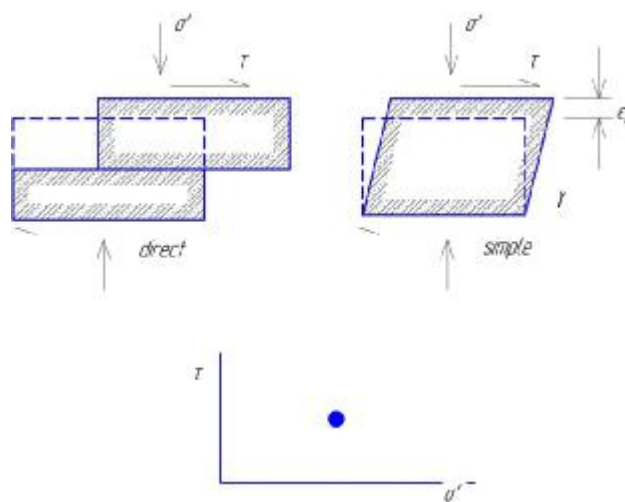


Рис. 1.7 Прямий або чистий зсув

Розглянемо основні методи деформаційних досліджень:

Компресійні випробування. Грунт піддається ущільненню східцями навантаження p в робочому кільці компресійного або компресійно- фільтраційного приладу і спостерігають за зміною відносного стискування ε і коефіцієнта пористості e . Ґрунти ущільнюються без можливості бічного розширення.

Тривісні випробування ґрунтів. Випробування проводяться в приладах тривісного стискування (стабилометрах), які дозволяють визначати міцнісні і деформаційні характеристики ґрунтів. Істотною перевагою стабилометрів є можливість відтворення в зразку ґрунту початкового напруженого стану ґрунту, що відповідає напруженому стану в умовах природного залягання. Випробування для визначення модуля деформації проводять при заданому усебічному тиску на зразок.

Штампові випробування. Суть методу полягає у вимірі виникаючих переміщень металевго штапу при стискуванні ним ґрунтів. Переважно застосовують штампи площею 600см^2 і 5000см^2 . Рідше застосовують штампи площею 1000см^2 , 250см^2 та 10000см^2 .

Пресіометричні випробування ґрунтів. Суть пресіометричних випробувань полягає в обтисканні стінок бурової свердловини еластичною камерою (радіальний, пресіометр) або двома металевими висувними лопатями (лопатевий прессиометр) з виміром деформацій ґрунту, що виникають при цьому. При випробуваннях необхідно враховувати, що модуль деформації визначається в напрямі, перпендикулярному до звичайного, вертикального напрямку дії навантаження, що має значення при випробуваннях анізотропних ґрунтів.

Статичне зондування. Статичне зондування робиться втискуванням зонду в ґрунт з одночасним виміром показників опору ґрунту зондуванню. Це ефективний і загальновизнаний польовий метод дослідження властивостей ґрунтів. Проте, статичне зондування є непрямим методом досліджень. Значення модуля деформації при таких дослідженнях визначають на основі кореляційних залежностей з питомим опором ґрунту під конусом зонду.

Недоліки вищезгаданих методів дослідження і шляхи підвищення якості досліджень деформаційних властивостей ґрунтів наводяться в роботі [1]. Також в роботі [1] вказується, що такі фізичні характеристики, як вологість, щільність та ін. властивості притаманні ґрунтам в даний момент і при їх визначенні не залежать від яких-небудь зовнішніх чинників. Яким би методом ці характеристики не визначалися, вони будуть однаковими або дуже близькими. На відміну від них

модуль деформації відбиває реакцію ґрунтів на зовнішні дії, тобто є реактивною характеристикою. Очевидно, що при різних методах впливу реакція ґрунтів буде неоднаковою відповідно, різними будуть і значення модуля деформації ґрунтів і інших набутих деформаційних характеристик.

1.4 Висновки за результатами бібліографічного огляду і завдання досліджень.

Таким чином, деформаційні характеристики неоднозначні і не можуть бути представлені одним числом, а повинні співвідноситися з певним методом дослідження, розмірами навантажень, типом фундаменту, конкретною спорудою. На жаль, ця важлива обставина ніде нормативно не закріплена. В той же час, в різних нормативних документах наводяться рекомендовані значення модуля деформації без вказівки даних, супутніх отриманню модуля деформації.

Короткий аналіз традиційних експериментів показує, що в них проявляються принципово різні способи деформації ґрунту. Описати різну поведінку ґрунту за допомогою єдиної константи являється, очевидно, нездійсненним завданням. Порівняння компресійного і стабілометричного модуля (особливо при недренованій схемі тривісного випробування) є безглуздим, оскільки в першому випадку ми оцінюємо швидше об'ємний модуль ґрунту, а в другому- зсувний. Порівняння компресійного і штампного модулів також не цілком коректно, оскільки в компресійних умовах вільний розвиток деформацій формозмінення виключено.

Багаторічна практика розрахунку осідань різних фундаментів методом пошарового підсумовування із застосуванням модуля деформації, отриманого за результатами компресійних випробувань з коригуванням шляхом порівняння з штампними дослідями, показує, що точність розрахунку згідно з даними різних авторів [11], [109] складає 30-40%.

Можна припустити, що для будівель невеликої висоти і поверховості, звичайні методи розрахунку плитних фундаментів великого розміру, ґрунтовані на лінійній теорії пружності, забезпечують високу достовірність визначення осідань. Також для вказаних будівель досить визначення модуля деформації "звичайним

способом" - за результатами компресійних випробувань з коригуванням шляхом порівняння з штамповими дослідями.

При тому слід враховувати, що необхідність використання принципу лінійної деформованості ґрунтів в розрахунках по деформаціях призводить до обмеження тиску по підшві фундаментів величиною розрахункового опору ґрунтів, який змінюється залежно від форми підшви фундаментів, їх жорсткості і глибини закладення, схеми прикладання навантаження і міцнісних характеристик ґрунтів, що, у свою чергу, не дозволяє прогнозувати можливі осідання будівель і споруд при тисках, що перевищують розрахунковий опір ґрунтів основи[37], [19].

Для простих випадків можна реалізувати і відносно простий аналітичний метод розрахунку, аналогічний методу пошарового підсумовування. В цьому випадку під центром навантаженої площі необхідно розрахувати не лише вертикальні напруження, але і горизонтальні, вичислити об'ємні і зсувні напруження і по їх рівню оцінити об'ємні і зсувні деформації.

Найважливішою складовою достовірності визначення осідань фундаментів являється якість досліджень деформаційних властивостей ґрунтів.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Розділ 2

2. Аналіз теоретичних досліджень по визначенню напружено-деформованого стану системи “будівля – основа”

2.1. Обґрунтування вибору методики розрахунку

Вибір методики розрахунку та конкретної моделі залежить від задачі, яку необхідно вирішити. Більшість розроблених програм апробовані для окремих видів фундаментів та ґрунтових умов і не дозволяють проводити розрахунки для широкого кола фундаментів, ґрунтових основ, умов завантаження та деформування.

Основою кожної програми є певна модель ґрунту і конкретні властивості матеріалу проявляються у співвідношеннях, за допомогою яких обраховуються напруження як функція переміщень або швидкості переміщень, температури тощо. Визначаючи співвідношення накладають обмеження на можливі процеси деформування матеріалів. Тому оцінку та вибір програмного засобу необхідно проводити із залученням певних вимог, які встановлюються для рішення конкретної проблеми.

Таким чином, результати оцінки НДС основи будівель в умовах зсувонебезпечних територій повинні мати такі основні дані як деформація, напруження, коефіцієнт стійкості, можлива поверхня руйнування ґрунтового масиву, зусилля в утримуючих спорудах. Окрім цього в розрахунку повинні враховуватися нелінійність деформування, дилатація, вид напруженого стану, повинна бути можливість поетапного розрахунку.

В даний час створено багато програмних комплексів для розрахунків основ і фундаментів будівель та споруд. Огляд та аналіз найвідоміших із них приведена у таблиці 2.1.

Кожна із програм має як свої переваги, так і недоліки з точки зору вирішення конкретної проблеми. Найточніші результати розрахунків отримуються при просторовій постановці рішення задач, але такі рішення часто є досить складними порівняно із плоскою постановкою. У свою чергу плоска задача є більш універсальною та простою при реалізації складних ґрунтових моделей, окрім цього не потребує значних обчислювальних ресурсів, що ставить її у перевагу перед

просторовими рішеннями. Задавши адекватні вихідні дані із урахуванням усіх особливостей приведення роботи ґрунтового масиву до плоскої схеми можна отримати достатньо достовірні для інженера результати.

Універсальними програмами, які придатні для розрахунку більшості основ та фундаментів, є “ELPLAST” та “PLAXIS”.

Для оцінки напружено-деформованого стану системи “будівля – основа” може бути використаний програмний комплекс “CONCORD–4.2”, який добре адаптується для розрахунків такого типу задач.

За допомогою команди “Анімація” є можливість “оживити” розрахункову схему, зобразивши деформування у вигляді процесу по ступенях завантаження.

Група команд “Переміщення” виводить на екран ізополя та графіки переміщень у напрямках осей X і Y в залежності від ступеня навантаження.

Група команд “Зусилля” призначена для виводу ізополів компонентів напруженого стану: осьових напружень σ_x , σ_y , τ_{xy} , головних нормальних напружень $\sigma_{\max}$, $\sigma_{\min}$, октаедричних нормальних та дотичних напружень. При побудові ізоліній граничного стану на екрані відображається стан поверхні скозання на даний момент.

В числовому вигляді результати розрахунку можна вивести як на екран, так і на принтер у табличній формі.

Особливістю програмного комплексу “Concord – 4.2” щодо оцінки НДС ґрунтових основ будівель є можливість зміни та уточнення фізико-механічних характеристик міцності елементів на кожному етапі розрахунку, що дозволяє моделювати такі процеси як втрату міцності основи при розвитку зсувних процесів, а також встановлювати можливу поверхню руйнування основи при втраті стійкості за умовою $\hat{\tau}_0 - \tau_0 = 0$, тобто там, де фактичне октаедричне дотичне напруження буде рівним граничному значенню дотичного октаедричного напруження, що відповідає вичерпанню міцності [26]. Алгоритмом передбачене визначення коефіцієнта стійкості шляхом поступового наближення розрахункової схеми до руйнування при зміні характеристик міцності, при цьому коефіцієнт стійкості визначається як відношення граничної та фактичної міцності, що досить точно відображає стан основи із точки зору граничності напруженого стану.

Розділ 3

3. Експериментальні дослідження осідань основ плитних фундаментів.

Нами були використані дані отримані інститутом «Укргенпроект», м.Київ по спостереженню за осіданнями плитних фундаментів декількох будівель в м. Кропивницький: багатоповерхового житлового будинку по вулиці Комарова та торговельного комплексу по вулиці Короленка. Спостереження за осіданнями велися з початку будівництва об'єктів і до їх стабілізації.

3.1. Інженерно-геологічні умови будівельних майданчиків.

Житловий багатоквартирний будинок по вулиці Комарова.

Інженерно-геологічні умови майданчика за даними звіту про інженерно-геологічні дослідження на ділянці будівництва, виконаних інститутом «Укргенпроект», м.Київ в 2005 році, наступні:

з поверхні на глибину 0,6÷1,2 м залягають насипні ґрунти, нижче на глибину до 0,6 м - суглинок тугопластичний з характеристиками: щільність ґрунту $\gamma=18,6$ кН/м³, зчеплення $c=0,022$ МПа, кут внутрішнього тертя $\phi=22^\circ$, модуль деформації $E=11,9$ МПа.

Нижче з відм. 96,000 м залягає пісок середньої щільності, середньої крупності, потужністю 5,0÷5,5м з характеристиками: щільність ґрунту $\gamma=19,9$ кН/м³, кут внутрішнього тертя $\phi=33^\circ$, модуль деформації $E=21,6$ МПа. Нижче розкритий шар суглинку м'якопластичної консистенції, потужністю 5,0÷6,0 м з характеристиками: щільність ґрунту $\gamma=18,5$ кН/м³, зчеплення $c=0,016$ МПа, кут внутрішнього тертя $\phi=16^\circ$, модуль деформації $E=23,8$ МПа.

Ґрунтові води на період пошуків розкриті на глибині 6,3÷6,8 м від поверхні землі, що відповідає абсолютним відмітками 91,000÷91,740 м.

Будівля торговельного комплексу по вулиці Короленка.

За даними інженерно-геологічних вишукувань, виконаних ТОВ "Будсервісмонтаж", інженерно-геологічні умови майданчика наступні:

- техногенні намівні піски, потужністю 3,2÷3,8м;
- текучий змулений суглинок, потужністю 0,8÷1,6м;

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

- суглинки і глини текучепластичні і м'якопластичні невитриманого простягання, потужністю 2,8÷6,8м;
- піски середньої крупності, середньої щільності та щільні, що підстилаються на глибині 20,0 м водоупором.

Основою фундаментів служить намівний злежаний пісок середньої щільності з характеристиками $\gamma=20,0 \text{ кН/м}^3$, $\varphi=35^\circ$, $c=3,5 \text{ кПа}$, $E=23 \text{ МПа}$. Ґрунтові води розкриті на глибині 6,0 м від поверхні землі. Ділянка будівництва знаходиться в несприятливих інженерно-геологічних умовах, так як характеризується наявністю в розрізах слабких ґрунтів з низькими показниками міцності і деформаційними характеристиками.

Природною основою фундаментів (відмітка низу плити -4,300 м) є пісок середньої крупності, середньої щільності з $\gamma=19,9 \text{ кН/м}^3$, $\varphi=33^\circ$, $E=21,6 \text{ МПа}$.

3.2. Методика вимірювання осідання фундаментів.

Спостереження велися з початку будівництва. Репери для нівелювання були обрані розташовані в місцях, що забезпечують незмінність позначки репера протягом всього терміну спостережень.

На об'єктах встановлювалися стінні марки, приклад конструктивного виконання яких показаний на рисунку 3.1:

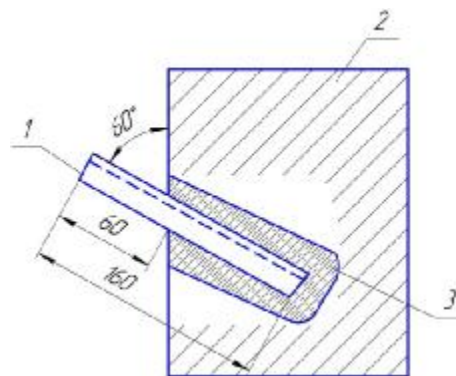


Рис. 3.1 Нівелірна стінна марка:

1 - сталевий кутик 30×30×2 мм; 2 - стіна; 3 - цементний розчин
Житловий багатоквартирний будинок по вулиці Комарова.

Відмітки обчислені від Рп 1 (розташований в стіні сусіднього будинку, абсолютна відмітка 89,531м) і Рп 2 (розташований на ТП, абсолютна відмітка 89,110м). Схема розміщення геодезичних марок показана на рисунку 3.2:

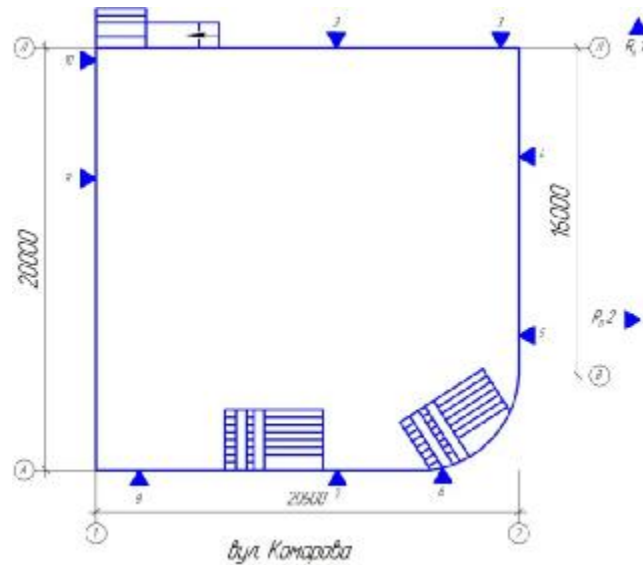


Рис. 3.2. Схема розташування марок

В якості фундаментів - жилого будинку запроєктована монолітна залізобетонна плита товщиною 70 см з бетону В 12,5; F75, з глибиною закладання 1,7-2,0 м від поверхні. Будівля 10-ти поверхова, каркас складається з монолітних колон та суцільного безбалкового перекриття, з'єднаних в єдину просторову систему. розмірами в осях 20000×20500:

Армування плити арматурою діаметром, 16÷18 мм Ат-IIIc. Витрата бетону • — 503,7 м³, витрати арматури – 58,96 т, витрати арматури на 1м³ бетону — 117,05 кг

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 201 ПЗ

Архуш



Рис. 3.3 Житловий багатоквартирний будинок по вул. Комарова

Спостереження за осіданнями були розпочаті одразу після влаштування плитних фундаментів (2006 р.) і тривали до квітня 2021р. По периметру будівлі було розміщено 10 геодезичних марок.

Будівля торговельного комплексу по вулиці Короленка.

У зв'язку з відносно невеликим обсягом будівельно-монтажних робіт, короткою тривалістю будівництва, було виконано три цикли спостережень за осіданнями будівлі торговельного комплексу.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата



Рис 3.4 Торгівельний комплекс по вулиці Короленка

Відмітки обчислені від Рп 1 (розташований в стіні будівлі торговельно-розважального комплексу "Фан-клуб", абсолютна відмітка +98,473 м) і Рп 2 (розташований в стіні житлового будинку, абсолютна відмітка +99,420 м). Відмітка верху залізобетонної плити 100,000м. По периметру будівлі було розміщено 11 геодезичних марок.

Каркас складається з монолітних колон і суцільного безбалочного перекриття, з'єднаних у єдину просторову систему. Каркас опирається на фундаментну плиту товщиною 60 см з бетону В12,5, Ф50, В2. Відмітка низу плити -4,300 м (відповідає абс. відм. 95,700 м). Армування плити арматурою діаметром 14Ат-Шс. Витрати арматури - 56,73 т, витрата арматури на 1 м бетона - 60,5 кг.

3.3 Аналіз розвитку осідань плитних фундаментів.

Розрахунок плитного фундаменту проведений на програмному комплексі SCAD, LIRA, розрахункова схема основи - Вінклерівська основа зі змінним коефіцієнтом.

Фактичне середнє осідання основи будівлі за період спостереження склало 21мм (від 12 до 30 мм). Аналіз даних спостережень показує, що осідання

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

фундаментів житлового будинку практично стабілізувалися, нерівномірність осідань не перевищує допустимих величин.

Результати вимірювання осідання представлені на рисунку 3.5:

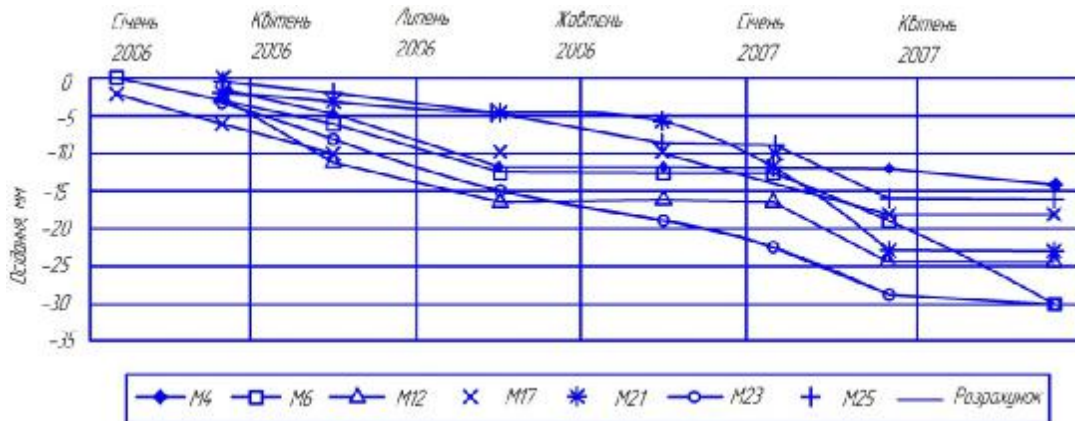


Рис. 3.5 Графік розвитку осідань у часі осідання фундаментів житлового будинку

Розрахункові осідання по блок-секціям: № 1 - від 11,83 мм до 29,7 мм, № 2 - від 10,61 мм до 30,22 мм, № 3 - від 24,33 мм до - 35,67 мм, № 4 - від 24,8 мм до 35,28 мм. Фактичні осідання по блок-секціям: № 1 - від 19,5 мм до 21,3 мм, № 2 - від 22,9 мм до 32,6 мм, № 3 - від 43,8 мм до 50,8 мм, №- 4 - від 41,0 мм до 46,9 мм.

Відносна різниця фактичних осідань не перевищує гранично допустимої по дод. 4 СНиП 2.02.01-83* "Основи будівель і споруд" і складає по житловому будинку (найбільш несприятливі значення): для блок-секції № 1 - $1,2\text{см} / 2080\text{см} = 0,0006$, для блок-секції № 2 - $6,4\text{см} / 2080\text{см} = 0,003$, для блок-секції № 3 - $0,8\text{см} / 2850\text{см} = 0,0003$, для блок-секції №4- $1,0\text{см} / 1660\text{см} = 0,0006$.

Згідно з графіком розвитку осідань, з початку завантаження зростання осідань носить лінійний характер, основа працює як лінійно-деформуєма. З подальшим зростанням навантаження ґрунтова основа переходить з пружної стадії роботи в пружнопластичну. При цьому, при тиску, що значно перевищує розрахунковий опір ґрунту, не відбувається "зриву" по ґрунту, що призводить до незгасаючих деформацій. Бачимо, що плита працює з ущільненою зоною, як єдиний масив, для досягнення граничного стану потрібні більші навантаження.

Розглянуті експериментальні дослідження доводять, що реальне переміщення ґрунтів під навантаженням відповідно до схем їх розрахунку по двох

граничних станах не повною мірою відповідають прийнятим в них передумовам. Використання МСЕ (методу скінчених елементів) і моделі пружнопластичності ґрунту дозволяє визначати осідання фундаментів і розраховувати зміну напружено-деформованого стану в основі в усьому діапазоні навантажень, що прикладаються. Саме рішення змішаних завдань пружнопластичності дозволяє об'єднати існуючі методики розрахунку основ по двох граничних станах в одну з єдиними передумовами, що приймаються для пружнопластичного середовища.

Будівля торговельного комплексу по вулиці Короленка.

Фактичне середнє осідання основи будівлі за період спостереження склало не більше 20 мм. Графік розвитку осідань геодезичних марок в часі представлений на малюнку 3.6:

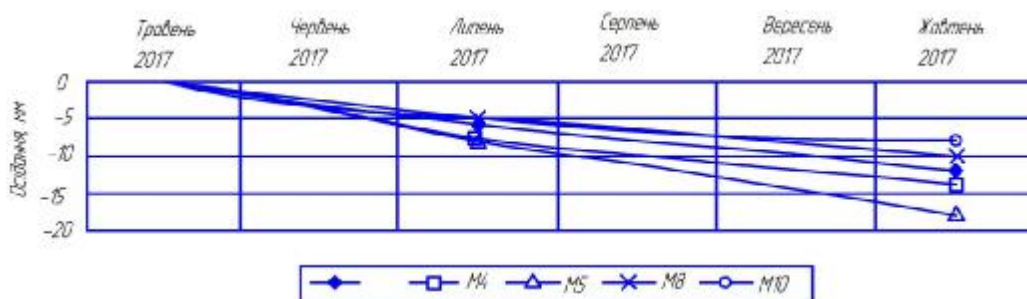


Рис. 3.6. Графік розвитку осідань в часі

При виконанні розрахунку осідань з використанням програмного комплексу SCAD отримано середнє осідання 19,76 мм.

На підставі проведених спостережень за осіданнями торговельного центру можна зробити висновок про те, що фактичні осідання з великою точністю відповідають розрахунковим, визначеним на стадії проектування і не перевищують граничних осідань згідно [34].

Велика точність при розрахунках була досягнута, у тому числі, урахуванням ваги витягнутого ґрунту при облаштуванні цокольного поверху.

4. Вдосконалення методики проектування основ плитних фундаментів по деформаціях.

4.1. Оцінка виду напруженого стану.

Як було вказано вище, нині найбільш широке застосування в практиці проектування фундаментів, в тому числі плитних, знаходить модель середовища, що лінійно-деформується, у вигляді напівпростору або шару кінцевої товщини, що припускають існування лінійної залежності між напруженням і деформаціями. Як відомо, в основі в процесі завантаження розвиваються зони граничної рівноваги, що взаємодіють з областю ґрунту, що знаходиться в дограничному стані.

У випадку якщо уся основа знаходиться в граничному напруженому стані, розрахунок ведеться з використанням теорії граничної рівноваги. Проте в цьому випадку залишається невизначеним деформаційний стан основ.

Лінійні методи розрахунку не дозволяють, у тому числі, провести розрахунок основ по деформаціях з урахуванням зміни характеристик міцності (c , φ) і деформаційних (E , ν) характеристик залежно від виду напруженого стану, тобто параметра Надаї-Лоде [18], [27].

Як відомо, розвиток деформацій основ (стискування або розтягування) у напрямі відповідних осей координат (x , y , z) у разі просторового напруженого стану залежатиме від співвідношення напруження, що діє на гранях будь-якого елементарного об'єму ґрунту.

Для характеристики виду напруженого стану основ використовується параметр Надаї-Лоде, визначуваний виразом:

$$\mu_{\sigma} = \frac{2\sigma_2 - \sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (4.1)$$

де σ_1 , σ_2 , σ_3 головні напруження, пов'язана відношенням $\sigma_1 \geq \sigma_2 \geq \sigma_3$. Якщо $\sigma_2 = \sigma_3$, то значення $\mu_{\sigma} = -1$, а при виконанні умови $\sigma_2 = \sigma_1$, $\mu_{\sigma} = +1$, тобто при всіляких співвідношеннях між головною напруженням, значення μ_{σ} змінюється в діапазоні від - 1 до +1, що і робить його зручним для класифікації виду просторового напруженого стану.

Отже, вид напруженого стану основ визначається величиною проміжного головного напруження σ_2 . А саме, якщо $\sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$, то параметр Надаї-Лоде змінюватиметься в межах $(-1 \leq \mu_\sigma \leq 0)$ (Рис. 3.1а). При цьому розміри елементарного об'єму ґрунту збільшуватимуться у напрямі σ_2 і σ_3 і зменшуватимуться у напрямку дії головного напруження σ_1 .

Якщо значення проміжного головного напруження буде більше $\sigma_2 > (\sigma_1 + \sigma_3)/2$, то параметр виду напруженого стану змінюватиметься в межах $(0 \leq \mu_\sigma \leq +1)$, а розмір даного об'єму ґрунту зменшуватиметься у напрямі дії напруження σ_1 і σ_2 і збільшуватиметься у напрямі додатка напруження σ_3 (Рис. 4. 1).

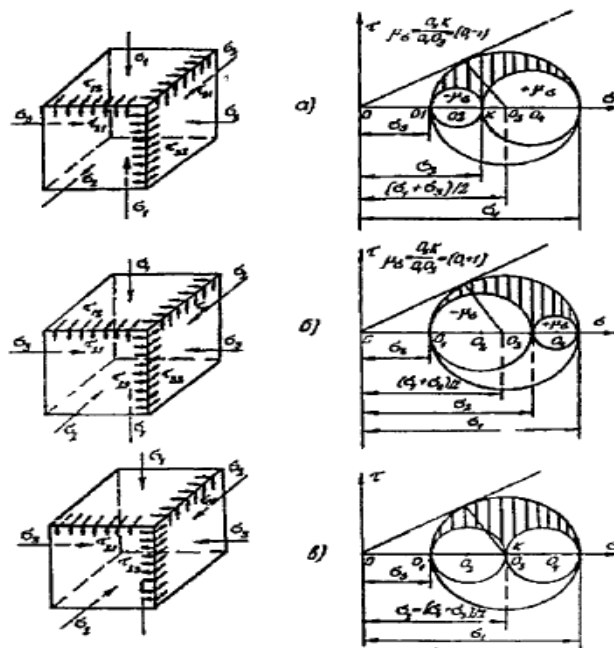


Рис. 4.1. Вид напруженого стану основ:

а) $\mu_\sigma = (0; -1)$; б) $\mu_\sigma = (0; +1)$; в) $\mu_\sigma = 0$

Якщо $\sigma_2 = (\sigma_1 + \sigma_3)/2$, то у напрямі напруження σ_1 відбуватиметься стискування, а в напрямі σ_3 – розтягування. Параметр виду напруженого стану при цьому буде рівний $\mu_\sigma = 0$ (чисте зрушення), а в напрямку дії напруження σ_2 деформації розвиватися не будуть (рис. 4.1).

Іноді, наприклад, у разі плоскої деформації вважають, що параметр μ_σ не залежить від напруженого стану і приймається постійним для усієї даної області основи, що дозволяє використати апарат теорії граничної рівноваги для оцінки несучої здатності основ.

Насправді зміна напруженого стану основ для кожного елементу об'єму відбувається по різних траєкторіях вантаження, що призводять до змінних значень параметра μ_σ .

Експериментальні дослідження, виконані різними авторами, вказують на залежність характеристик міцності ґрунту (c, φ) від виду напруженого стану [57]. Тому характеристики ґрунту (c, φ), отримані при випробуваннях (тривісні, плоский зріз), строго кажучи, можуть бути використані в розрахунках тільки при тих же видах напруженого стану. Наприклад, якщо визначення характеристик міцності ґрунту проводилося в тривісних приладах, то для їх використання в розрахунках міцності основ для випадку плоскої деформації необхідно провести відповідний перерахунок. До таких же висновків приходять автори в роботах [1], [109].

Нижче наводиться аналіз зміни параметра виду напруженого стану в різних точках основ залежно від коефіцієнта Пуассона ґрунту і розмірів підшви плитних фундаментів.

Для оцінки напруженого стану основ використовувалося рішення Короткіна В.Г., що дозволяє отримати компоненти усього напруження у будь-якій точці основи під дією гнучкого навантаження.

Далі отримані компоненти напруження підставлялися в кубічне рівняння зв'язку між головним напруженням і напруженням по будь-якому похилому майданчику, що проходить через дану точку:

$$\sigma^3 - J_1\sigma^2 + J_2\sigma - J_3 = 0, \quad (4.2)$$

де J_1, J_2, J_3 - інваріанти напруженого стану основи, рівні:

$$J_1 = \sigma_x + \sigma_y + \sigma_z;$$

$$J_2 = \sigma_x \sigma_y + \sigma_y \sigma_z + \sigma_z \sigma_x - \tau_{xy}^2 - \tau_{yz}^2 - \tau_{zx}^2;$$

$$J_3 = \sigma_x \sigma_y \sigma_z + 2 \tau_{xy} \tau_{yz} \tau_{zx} - \sigma_x \tau_{yz}^2 - \sigma_y \tau_{zx}^2 - \sigma_z \tau_{xy}^2.$$

Рішенням рівняння (4.2) знаходилася головне напруження $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ які використовувалися для оцінки виду напруженого стану.

Розрахунки виконувалися в спеціально розробленій програмі SCAD. Були розглянуті плитні фундаменти розмірами в плані ($a \times b$) : 10×10 м, 20×20 м, 20×40 м, 40×20 м, 40×40 м при коефіцієнті Пуассона $\nu = \{0; 0,3; 0,35; 0,5\}$. Розрахунки

проводилися в точках з координатами (x; y) : точка 1 (0; 0), точка 2 (a/2; 0), точка 3 (a/2; b/2).

Система координат, використана при розрахунку, показана на рисунку 4.2:

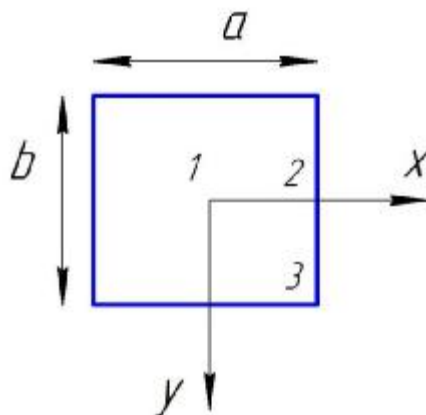


Рис. 4.2. Система координат

Виконаний аналіз зміни виду напруженого стану основ плитних фундаментів виявив наступні особливості. Для плитного фундаменту квадратної форми значення параметра μ_σ на вертикалі, що проходить через центр, не залежить від коефіцієнта Пуассона (ν) і рівне $\mu_\sigma = 1$. Для вертикалей, що проходять через середину сторони квадрата і через кутову точку, параметр μ_σ залежить від ν і набуває різного значення по глибині (рис. 4.3, 4.4, 4.5).

Для фундаментної плити розмірами 10×10м:

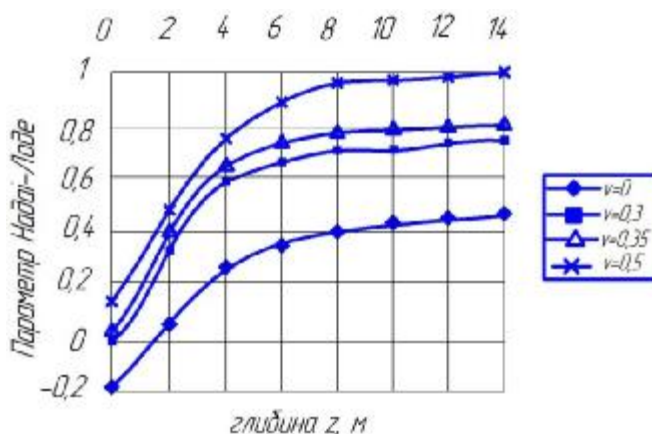


Рис. 4.3 Зміна параметра Надаї-Лодє в основі плитного фундаменту (у точці 2)

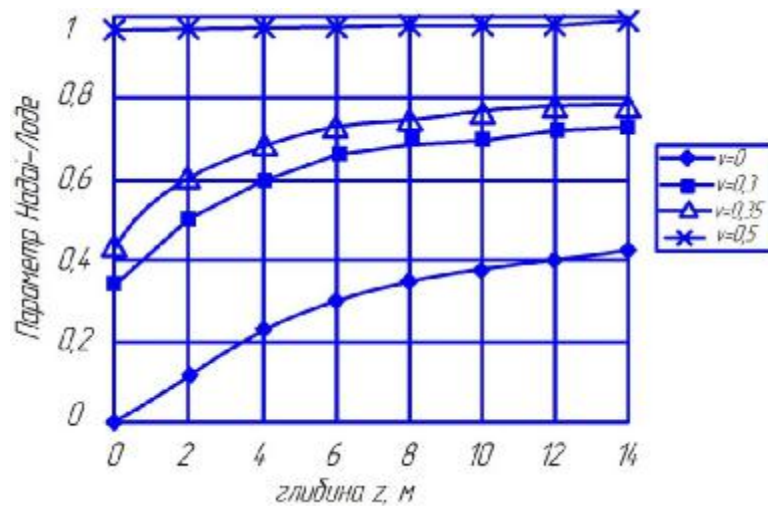


Рис. 4.4 Зміна параметра Надай-Лодє в основі плитного фундаменту (у точці 3)
Для фундаментної плити розмірами 20×20м:

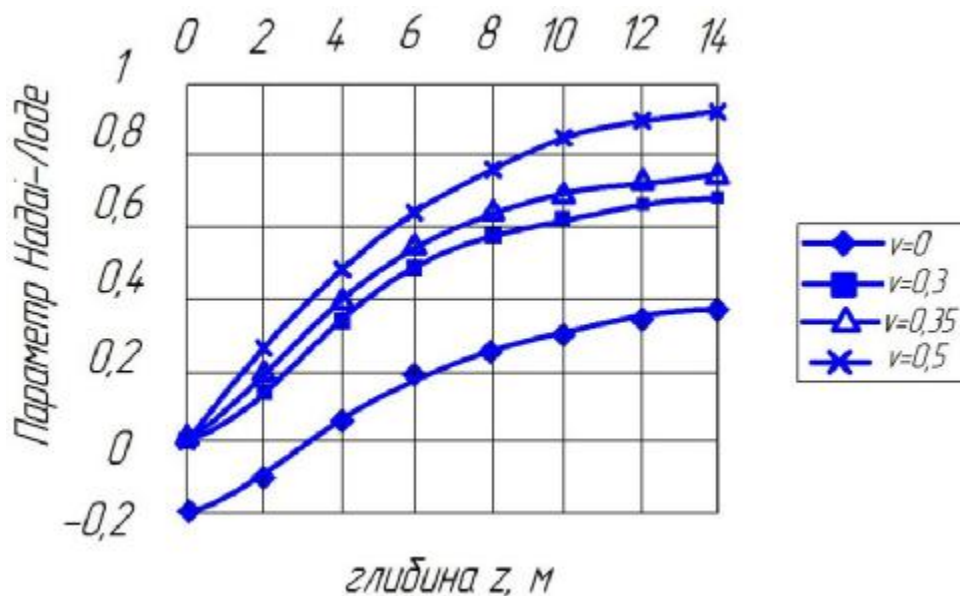


Рис. 4.5 Зміна параметра Надай-Лодє в основі плитного фундаменту (у точці 2)

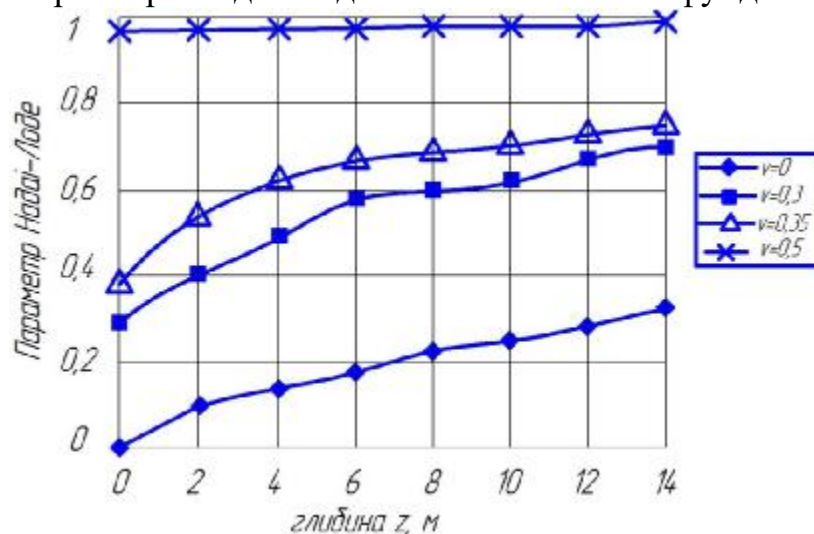


Рис. 4.6 Зміна параметра Надай-Лодє в основі плитного фундаменту (у точці 3)
Для фундаментної плити розмірами 40×40м:

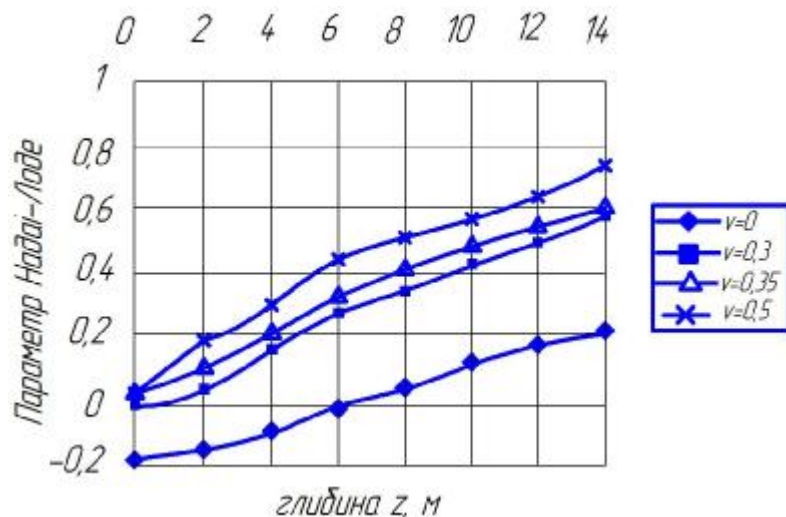


Рис. 4.7 Зміна параметра Надаї-Лодє в основі плитного фундаменту (у точці 2)

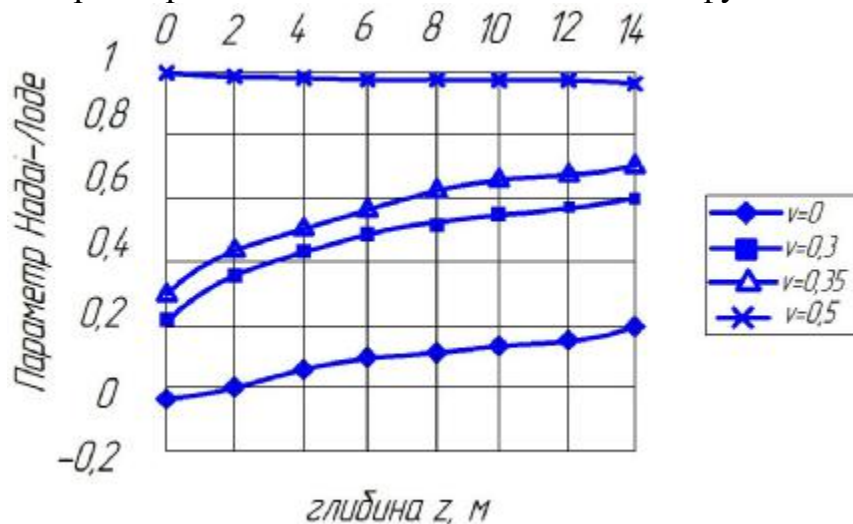


Рис. 4.8 Зміна параметра Надаї-Лодє в основі плитного фундаменту (у точці 3)

У верхній частині основи значення μ_σ по модулю менше 1, і стає рівним або близьким до 1, починаючи з глибини $(1,0-3)b$. Причому, чим більше коефіцієнт Пуассона ґрунту, тим менше глибина, починаючи з якої вид напруженого стану μ_σ рівний або наближається до 1.

Для точки 3 при $v=0,5$ параметр μ_σ практично постійний і дорівнює 1 по усій глибині.

Для точок поверхні ґрунту по контуру завантаженої поверхні:

- для точки 2: значення μ_σ близько або дорівнює нулю, окрім $v=0$ ($\mu_\sigma \approx -0,2$);
- для точки 3: значення μ_σ в межах $0,2 \div 0,4$ окрім $v=0$ (μ_σ рівний або близький до нуля).

Для фундаментної плити розмірами 20×40 м:

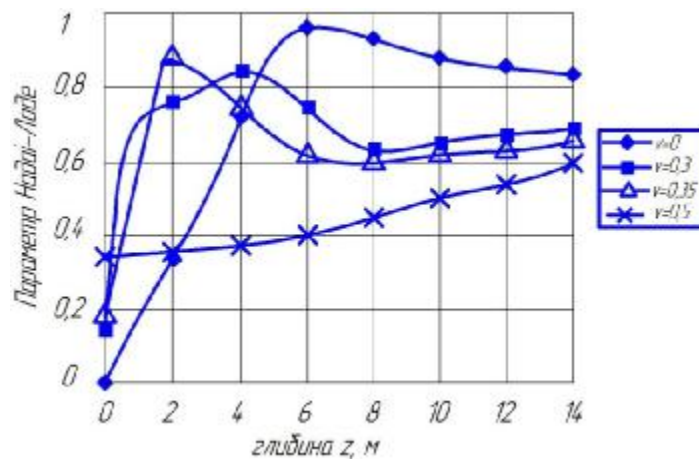


Рис. 4.9 Зміна параметра Надаї-Лоде в основі плитного фундаменту (у точці 1)

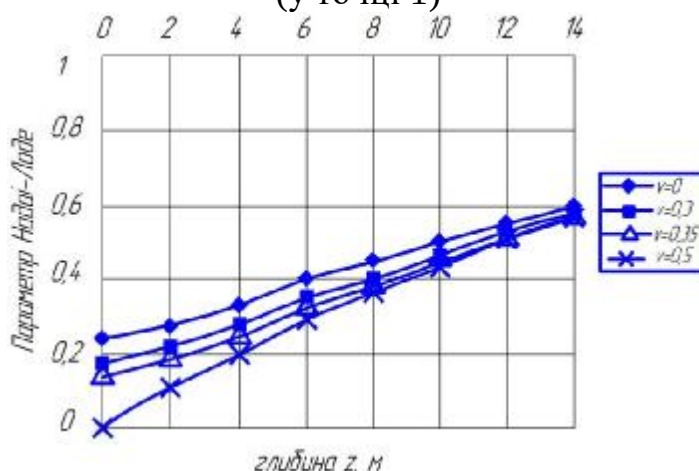


Рис. 4.10 Зміна параметра Надаї-Лоде в основі плитного фундаменту (у точці 2)

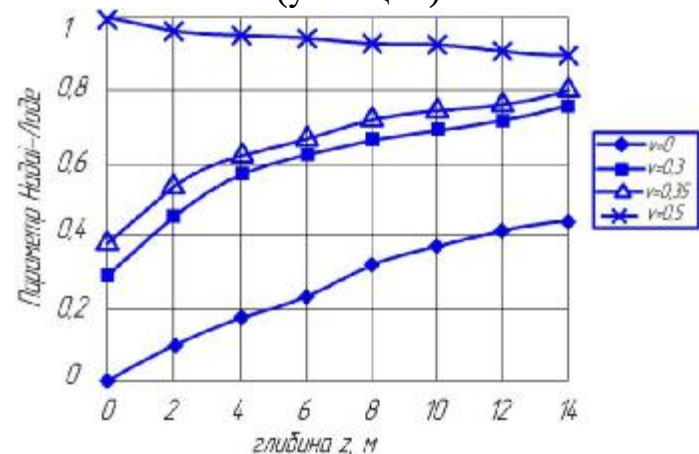


Рис. 4.11 Зміна параметра Надаї-Лоде в основі плитного фундаменту (у точці 3)

Для фундаментної плити розмірами 40х20м:

Зміна параметра Надаї-Лоде для вертикалі, що проходить через центр плитного фундаменту - точку 1 - таке ж, як для плити розмірами 20х40 м (див. рис. 4.9).

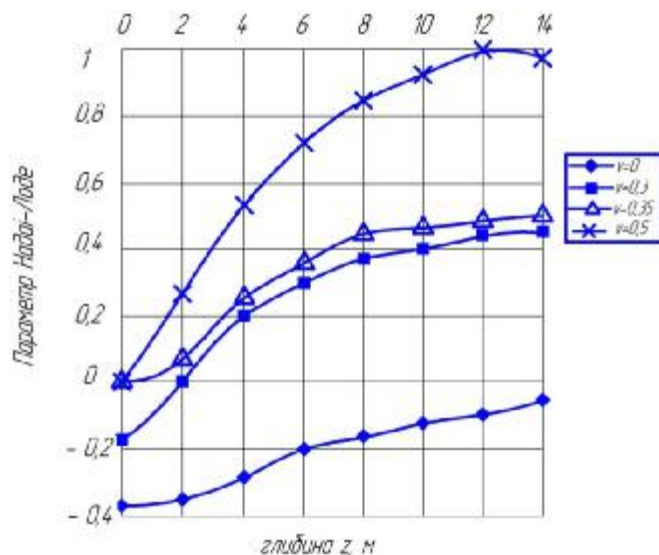


Рис. 4.12 Зміна параметра Надаї-Лоде в основі плитного фундаменту (у точці 2)

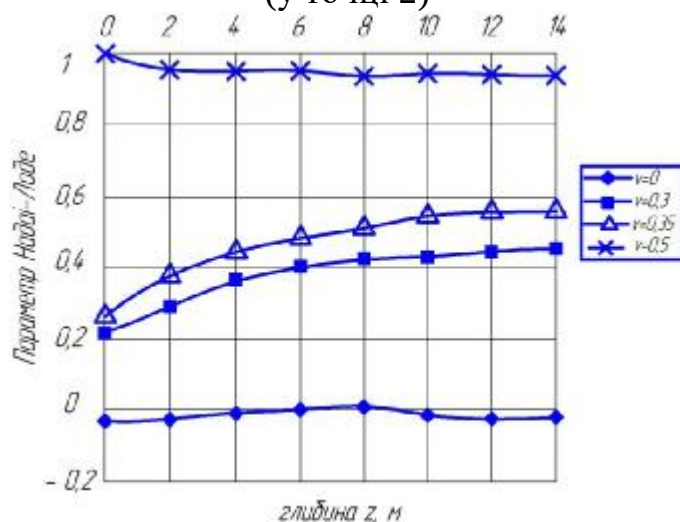


Рис. 4.13 Зміна параметра Надаї-Лоде в основі плитного фундаменту (у точці 3)

Зміна параметра μ_σ в різних точках основи прямокутного плитного фундаменту наведено на рис.4.9-4.13.

Для вертикалі, що проходить через центр прямокутного фундаменту, при усіх значеннях $\nu < 0,5$, параметр виду, напруженого стану змінюється від 0 до 0,8 у верхній частині основи (z в межах $0 \div 6$ м) і, починаючи з глибини ≈ 14 м залишається практично постійним, не досягаючи значення $\mu_\sigma = +1$.

Для вертикалі, що проходить через точку 3 плити розмірами 40×20 м, значення μ_σ при $\nu = 0,5$ дорівнює нулю, тобто в цьому випадку розвиваються деформації зміни форми без зміни об'єму (чистий зсув), а величина σ_2 дорівнює напівсумі головної напруження σ_1 та σ_3 .

Вид напруженого стану ґрунту природного складання залежить від передісторії створення напруженого стану основи. Якщо коефіцієнт бічного тиску $\xi < 1$, то $\mu_\sigma = -1$, якщо $\xi > 1$, то $\mu_\sigma = +1$.

Таким чином, виконаний аналіз вказує на залежність виду напруженого стану основ плитних фундаментів від їх розмірів в плані, коефіцієнта Пуассона ґрунту і координат точок основи. Отже, оцінку напружено-деформованого стану основ плитних фундаментів необхідно проводити, використовуючи міцнісні (c , φ) і деформаційні (E , ν) характеристики ґрунту, погоджені з видом напруженого стану.

4.2. Визначення осідання плитних фундаментів з урахуванням усіх компонент нормального напруження (σ_z , σ_x , σ_y).

Як було вказано вище, розрахунок деформацій основи відповідно до рекомендацій норм СНиП 2.02.01-83*[94], слід виконувати, застосовуючи одну з двох розрахункових схем основи у виді: напівпростору (метод пошарового підсумовування), що лінійно-деформується, або шару, що лінійно-деформується. Метод шару, що лінійно-деформується, використовується у випадках, якщо в межах товщі основи H_c , що стискається, визначеної як для напівпростору, що лінійно-деформується, залягає шар ґрунту з модулем деформації $E \geq 100 \text{ МПа}$ або ширина підшви фундаменту $b \geq 10 \text{ м}$ і модуль деформації ґрунтів основи $E \geq 10 \text{ МПа}$.

Розрахунок по деформаціям основ фундаментів, що розглядаються у вигляді напівпростору (у тому числі плитних), що лінійно-деформується, робиться по формулі (1.5):

$$s = \beta \cdot \sum_{i=1}^{i=n} \frac{\sigma_{zpi} \cdot h_i}{E_i}, \quad (4.3)$$

де β - безрозмірний коефіцієнт, що коригує спрощену схему розрахунку, приймається рівним $\beta = 0,8$; σ_{zpi} - додаткове напруження в середині i -го шару ґрунту; h_i , E_i - відповідно товщина і модуль загальної деформації i -го шару ґрунту.

ЗП 50-101-2004 [99] рекомендує визначати осідання одним методом, а саме методом пошарового підсумовування по двочленній формулі (1.6). При цьому формула для розрахунку осідань для фундаментів, що зводяться в котлованах

глибиною менше 5,0м, рекомендована ЗП50-101-2004, зводиться до формули, рекомендованої в ДБН В.2.1-10-2009*[34], [12].

Як відомо, при прикладенні до фундаменту вертикального навантаження в основі виникають і горизонтальні напруження σ_x і σ_y .

Формула (1.5) передбачає рівність горизонтальних напруг $\sigma_x = \sigma_y$, що справедливо тільки для вертикалі, що проходить через центр фундаменту квадратної і круглої форми. Параметр β в цьому випадку дорівнює:

$$\beta = 1 - \frac{2 \cdot \mu^2}{1 - \mu}, \quad (4.4)$$

де μ - коефіцієнт Пуассона ґрунту.

Значення $\beta=0,8$ відповідає $\mu=0,27$.

Раніше при розрахунках осідань з використанням методу пошарового підсумовування, бралися до уваги тільки вертикальні складові тензора напруження, а вплив бічного розширення спочатку враховувався як при одновісному стискуванні, потім як в компресії, шляхом введення коефіцієнта β в межах від 0,43 до 0,76 - залежно від ν , аналога коефіцієнта Пуассона. Пізніше β стали приймати постійним ($\beta=0,8$)[34].

Облік горизонтальних переміщень ґрунту шляхом введення коефіцієнта $\beta=0,8$ не відбиває їх реальної картини, оскільки прийнятий постійним по глибині в межах товщі, що стискається, не залежним від μ , форми підошви фундаментів. Визначення параметра β в загальному випадку просторового напруженого стану виконано в роботі [19].

Вертикальні деформації з урахуванням усіх компонент нормального напруження ($\sigma_z, \sigma_x, \sigma_y$) можуть бути визначені за узагальненим законом Гука:

$$\varepsilon_z = \frac{\sigma_z - \mu \cdot (\sigma_x + \sigma_y)}{E}, \quad (4.5)$$

Якщо відношення суми горизонтальних напруг $\sigma_x + \sigma_y$ до вертикальних σ_z позначити через $k = (\sigma_x + \sigma_y) / \sigma_z$, то вираз (4.4) набере вигляду:

$$\varepsilon_z = \sigma_z \frac{(1 - k \cdot \mu)}{E}, \quad (4.6)$$

Параметр β в загальному випадку просторового напруженого стану буде рівний:

$$\beta = 1 - k \cdot \mu \quad (4.7)$$

Для визначення компонентів напруження на різних глибинах в основі фундаментів різної форми використовувалося рішення Короткіна В.Г. Значення параметра β , вчислені для різних значень μ і форми підшви плитних фундаментів ($n=a/b$) і відносних глибин ($m=2z/b$), приведені в таблиці 4.1:

Таблиця 4.1

Значення β				
m=2z/b	$\mu=0,2$		$\mu=0,4$	
	відношення $n=a/b$			
	1,0	1,8	1,0	1,8
0	0,720	0,720	0,281	0,280
0,8	0,950	0,950	0,816	0,746
1,6	1,000	0,985	0,948	0,848
2,4	1,000	1,000	0,988	0,956
3,2	1,000	1,000	1,000	0,983
4,0	1,000	1,000	1,000	0,997
4,8	1,000	1,000	1,000	1,000
5,6	1,000	1,000	1,000	1,000
6,4	1,000	1,000	1,000	1,000

Аналіз зміни параметра β показує, що зі збільшенням відношення a/b зростає глибина, починаючи з якої значення $\beta=1$, тобто відзначається робота основи з відсутністю бічних переміщень, оскільки горизонтальне напруження σ_x , σ_y практично дорівнюють нулю. Зі збільшенням коефіцієнта Пуассона ґрунту зростає і відносна глибина $m=2z/b$, починаючи з якої $\beta=1$. При $\mu \approx 0,5$ значення β по вертикалі, що проходить через центр підшви фундаменту при $m=0$ дорівнює нулю і далі зі збільшенням відносної глибини m зростає, прагнучи до одиниці.

Враховуючи змінність параметра β , для зручності розрахунку основ по деформаціям складені таблиці добутку β на σ_z , для різних співвідношень $n=a/b$, тобто $\sigma_z^* = \sigma_z \cdot \beta$ (таблиця. 4.1а) [19].

Аналіз значень σ_z показує, що максимальні значення вертикальних напружень, що обчислюється з урахуванням горизонтальних напружень, знаходяться не на рівні підшви плитного фундаменту, а на деякій глибині.

Значення $\sigma_z^* = \sigma_z \cdot \beta$

m=2z/b	μ=0,2		μ=0,49	
	відношення n=a/b			
	1,0	1,8	1,0	1,8
0	0,720	0,720	0,004	0,004
0,8	0,759	0,896	0,574	0,541
1,6	0,452	0,569	0,402	0,478
2,4	0,263	0,377	0,243	0,338
3,2	0,165	0,256	0,155	0,236
4,0	0,112	0,181	0,106	0,169
4,8	0,080	0,133	0,066	0,110
5,6	0,060	0,102	0,057	0,097
6,4	0,046	0,080	0,044	0,076
7,2	0,037	0,064	0,035	0,061
8,0	0,030	0,053	0,029	0,050
8,8	0,025	0,044	0,024	0,042
9,6	0,021	0,037	0,020	0,036
10,4	0,018	0,032	0,017	0,031
11,2	0,016	0,028	0,015	0,027
11,6	0,015	0,026	0,014	0,025

Розглянуті вище розрахунки основ по деформаціях припускають використання деформаційних характеристик ґрунту E і ν . Найчастіше ці характеристики ґрунту використовуються при рішенні одновимірних завдань, тобто компресійного ущільнення.

При рішенні плоских і просторових завдань зручніше загальну деформацію представити як суму об'ємних деформацій і деформацій зрушення.

Відносна вертикальна деформація у такому разі може бути представлена у вигляді суми:

$$\varepsilon_z = (1 + \nu/E) \cdot (\sigma_z - \sigma_m) + (1 - 2\nu/E) \cdot \sigma_m, \quad (4.8)$$

де $\sigma_m = (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)/3$.

Перший доданок виразу (4.8) є деформацією зміни форми (деформація зрушення), друге - деформацією зміни об'єму.

Вираз (4.8) з використанням модулів об'ємної деформації $k = E/(1 - 2\nu)$ і модуля зрушення $G = E/2(1 + \nu)$ можна представити у виді:

$$\varepsilon_z = (\sigma_z - \sigma_m)/2G + \sigma_m/k \quad (4.9)$$

Повне осідання шару ґрунту з використанням методу підсумовування і виразу (3.8) може бути вираховане по формулі:

$$S = \sum [(\sigma_{zi} - \sigma_{mi}) / 2G_i + \sigma_{mi} / k_i] \cdot h_i, \quad (4.10)$$

де σ_{zi} - додаткова вертикальне напруження в середині i -го шару;

σ_{mi} - додаткова середнє напруження в середині i -го шару;

G_i , k_i - відповідно модуль зрушення і модуль об'ємної деформації i -го шару ґрунту.

Були прораховані значення осідань [29] по формулі (4.10) при значенні $\mu=0,3$ для квадратного фундаменту ($a/b=1$) (табл.4.2).

Таблиця 4.2

Значення напруження, зсувних і об'ємних деформацій

($\mu=0,3$ $a/b=1$)

m	σ_x	σ_y	σ_z	σ_m	$\sigma_z - \sigma_m$	зсув.	об'ємн.
0	0,79883	0,79883	1,00000	0,86589	0,13411	0,00174	0,00346
0,8	0,14284	0,14284	0,79972	0,36180	0,43792	0,00569	0,00145
1,6	0,01102	0,01102	0,44924	0,15710	0,29215	0,00380	0,00063
2,4	-0,00552	-0,00552	0,25679	0,08192	0,17487	0,00227	0,00033
3,2	-0,00643	-0,00643	0,16032	0,04915	0,11117	0,00145	0,00020
4,0	-0,00533	-0,00533	0,10808	0,03247	0,07561	0,00098	0,00013
4,8	-0,00421	-0,00421	0,07729	0,02296	0,05434	0,00071	0,00009
5,6	-0,00333	-0,00333	0,05782	0,01705	0,04077	0,00053	0,00007
6,4	-0,00268	-0,00268	0,04480	0,01315	0,03165	0,00041	0,00005
7,2	-0,00218	-0,00218	0,03569	0,01044	0,02525	0,00033	0,00004
8,0	-0,00181	-0,01810	0,02908	0,00849	0,02060	0,00027	0,00003
8,8	-0,00152	-0,00152	0,02414	0,00703	0,01711	0,00022	0,00003
9,6	-0,00129	-0,00129	0,02036	0,00592	0,01443	0,00019	0,00002
10,4	-0,00111	-0,00111	0,01739	0,00505	0,01234	0,00016	0
11,2	-0,00097	-0,00097	0,01503	0,00436	0,01066	0,00014	0,00002
12,0	-0,00085	-0,00085	0,01311	0,00381	0,00931	0,00012	0,00002

Загальне осідання умовного фундаменту рівне 4,94см (зсувне- 3,83см; об'ємне- 1,11см).

Аналіз значення осідань показує, що осідання від зміни об'єму складає для квадратних і прямокутних плитних фундаментів 25-35 % від загального осідання, тобто має сенс враховувати його при розрахунку осідання основ по деформаціях.

Вищезгадані особливості не враховуються в повному ступені при розрахунку на програмному комплексі SCAD (із застосуванням метода пошарового підсумовування по СНиП 2.02.01-83* "Основи будівель і споруд").

При розрахунку, проведеному за допомогою застосовної програми Пилягіна А.В., з підрахунком зсувних і об'ємних деформацій, середнє осідання основи житлового будинку склало 25 мм і найбільш наближене до фактичних осідань (в порівнянні з розрахунками виконаними на програмному комплексі SCAD).

Результати розрахунків осідань основ житлового будинку приведені на рисунку 4.14:

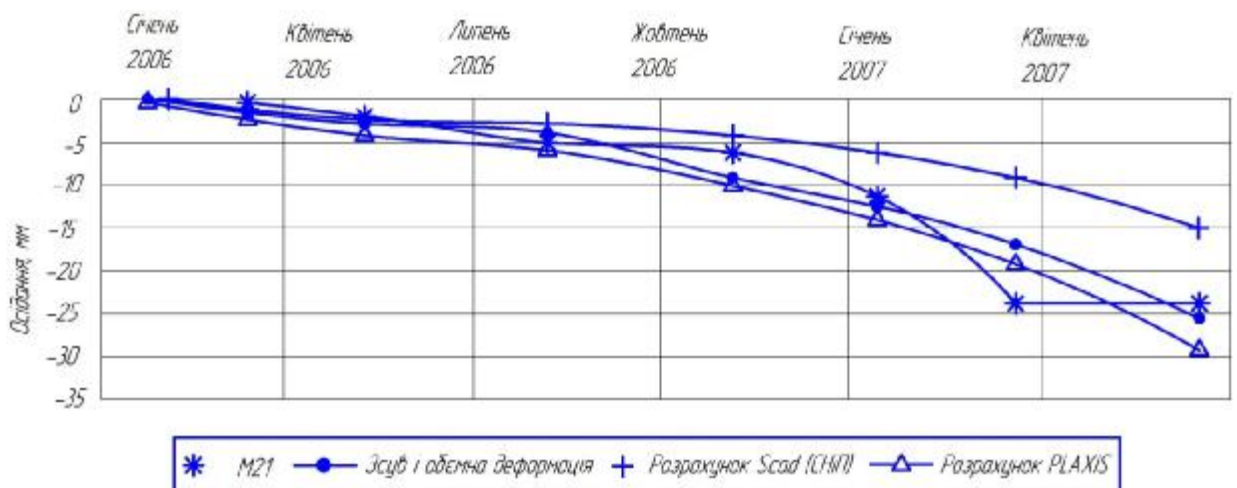


Рис.4.14 Фактичні і розраховані осідання

На вищезгаданих розрахунках з підрахунком зсувних і об'ємних деформацій (аналітичний метод розрахунку, аналогічний методу пошарового підсумовування) немає необхідності зупинятися детальніше, оскільки математична модель (пружно-в'язко-пластична) і програмне забезпечення для різних видів фундаментів детально вивчені і викладені в роботах Улицького В.М., Шашкіна А.Г, Шашкіна К.Г., [11], [12].

Слід зазначити, що для практичних розрахунків осідань фундаментних плит відповідальних споруд потрібна висока якість інженерно-геологічних досліджень (деформаційних досліджень) [1]. Роботу ґрунту при деформаціях ущільнення (деформаціях зміни об'єму) рекомендується визначати по компресійних випробуваннях або при об'ємному стискуванні в тривісному приладі, з визначенням фільтраційних властивостей ґрунту; роботу ґрунту при деформаціях формозміни (деформаціях зрушення) - при стабілометричних випробуваннях в неконсолідовано-недренованих умовах або в консолідовано-недренованих умовах [109].

Виконаний нами аналіз вказує на доцільність обліку зміни коефіцієнта β , об'ємних деформацій і деформацій зрушення в розрахунках основі плитних фундаментів по II групі граничних станів.

4.3. Особливості визначення розрахункового опору основ плитних фундаментів.

Формула для визначення розрахункового опору ґрунтів основ фундаментів великих розмірів у вигляді суцільних плит, у тому числі методика обчислення розрахункового опору основ фундаментів в місці облаштування осадкових швів розроблена в роботах доктора технічних наук, професора Пилягіна А.В. [77].

Розрахунковий опір ґрунтів основ згідно СНиП 2.02.01-83*[94] рекомендується обчислювати за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [M_r k_z b \gamma_{II} + M_q d_1 b \gamma'_{II} + (M_q - 1) d_b \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (4.11)$$

де M_γ , M_q , M_c - коефіцієнти, що приймаються залежно від кута внутрішнього тертя ґрунту.

Порушення лінійної залежності між напруженням та деформаціями в основі при певному тиску виникає внаслідок розвитку областей зсуву, в яких співвідношення між дотичними (τ) і нормальними напруженнями (σ), що діють по майданчику ковзання, виражається залежністю $\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi$. Це співвідношення відповідає граничному напруженому стану в цій точці, тобто стану граничної

рівноваги. При подальшому збільшенні тиску окремі точки граничного стану, об'єднуючись, дають області граничної рівноваги, тобто області пластичних деформацій.

Прийнято вважати, що формула (4.11) відповідає випадку, коли глибина розвитку зон пластичних деформацій складає $z=0,25b$ (b - ширина підосви фундаменту, тобто глибина розвитку зон граничного стану приймається змінною, залежною від розміру підосви фундаменту).

Слідуює, проте, мати на увазі, що коефіцієнти M_γ , M_q , M_c , приведені в СНиП 2.02.01-83*, відповідають глибині розвитку зон граничної рівноваги $z=0,25m$, що складає для фундаменту шириною $b=0,5m$ $z=0,5b$, а для фундаменту шириною $10m$ $z=0,025b$.

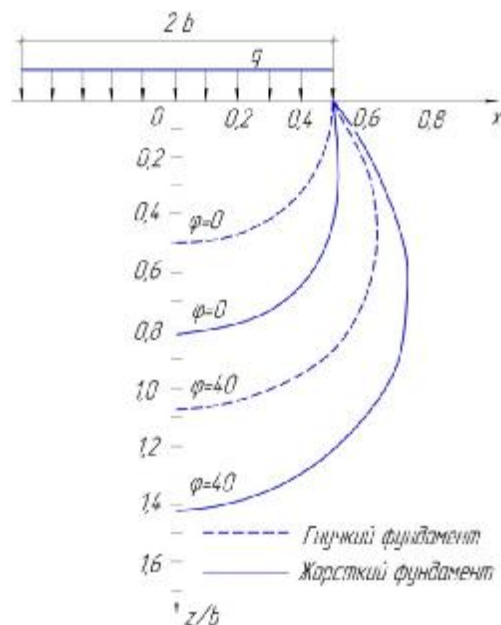


Рис. 4.15 Розвиток зон пластичних деформацій

Зміна допустимої глибини розвитку зон пластичних деформацій призводить до пропорційної зміни коефіцієнта M_γ , а коефіцієнти M_q , M_c залишаються колишніми.

При застосуванні формули (4.11) до плитних фундаментів великих розмірів, величина розрахункового опору сильно перебільшується.

Аналіз розвитку зон пластичних деформацій для фундаментів різної ширини показав, що тиск початку розвитку зон пластичних деформацій однаковий, але надалі їх розвиток йде по-різному (рис. 4.15).

Для фундаментів великих розмірів максимум зон пластичних деформацій при $\varphi=0$ знаходитиметься на вертикалі, що проходить через край фундаменту, а при інших значеннях кута внутрішнього тертя - за межами фундаменту. Для фундаментів невеликих розмірів зони пластичних деформацій при невеликих значеннях φ знаходяться під подошвою фундаменту, а при великих - виходять за зовнішню грань фундаменту.

При застосуванні формули (4.10) до плитних фундаментів великих розмірів, роль першого доданку $M_y \cdot b \cdot \gamma_{\text{н}}$ стала істотною, що призводить до значного зростання розрахункового опору основ і як наслідок, до розвитку істотних осідань будівель на плитних фундаментах, що важко прогнозуються лінійними методами.

Тому в останній редакції СніП 2.02.01-83*[94] був введений емпіричний коефіцієнт $k_z=8/b+0,2$, що знижує вплив першого доданку формули (4.11) на збільшення розрахункового опору ґрунтів основ фундаментів великих розмірів.

При проектуванні плитних фундаментів великих розмірів оцінку напруженого стану основ доцільно вести по формулах (4.12) для напівнескінченного навантаження:

$$\begin{aligned}\sigma_z &= \frac{q}{\pi} \cdot \left(\frac{\pi}{2} + \frac{xz}{x^2 + z^2} + \arctg \frac{x}{z} \right) \\ \sigma_x &= \frac{q}{\pi} \cdot \left(\frac{\pi}{2} - \frac{xz}{x^2 + z^2} + \arctg \frac{x}{z} \right) \\ \tau_{xz} &= -\frac{q}{\pi} \cdot \frac{z^2}{x^2 + z^2}\end{aligned}\quad (4.12)$$

При визначенні значення розрахункового опору основ плитних фундаментів з використанням формул (3.11) виходять при $z=0,25\text{м}$ ті ж коефіцієнти M_γ , M_q , M_c , що і в СніП 2.02.01-83*[24]. Причому в даному випадку формули визначення компонентів напруження не містять в якості параметра ширини подошви фундаменту. Отже, в загальному випадку глибина розвитку зон пластичних деформацій не може прийматися у відносних величинах в долях від b або d_1 .

Існуючі формули визначення розрахункового опору і несучої здатності основи близькі по своїй структурі. Формула визначення розрахункового опору містить у

своїй структурі коефіцієнти M_γ , M_q , M_c , залежні від кута внутрішнього тертя ґрунту, а саме:

$$M_\gamma = \frac{0,25\pi}{\operatorname{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}; M_q = \frac{\pi}{\operatorname{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}; M_c = \frac{\pi \cdot \operatorname{ctg}\varphi}{\operatorname{ctg}\varphi - \frac{\pi}{2} + \varphi}. \quad (4.13)$$

Формула обчислення несучої здатності основ містить безрозмірні коефіцієнти N_γ , N_q , N_c , що обчислюються залежно від кута внутрішнього тертя і кута нахилу рівнодійного зовнішнього навантаження. Значення відношення вказаних коефіцієнтів при різних значеннях кута внутрішнього тертя збільшуються по однаковій закономірності.

Із загальної закономірності зміни коефіцієнтів N_1/M_1 , випадає відношення N_γ/M_γ , якщо коефіцієнт M_γ вирахований по формулі (4.13).

Таблиця 4.3

ϕ	N_γ	M_γ	N_γ/M_γ	N_q	M_q	N_q/M_q	N_c	M_c	N_c/M_c
0	0	0	-	1,0	1,0	1,0	5,14	3,14	1,64
5	0,2	0,08	2,5	1,57	1,32	1,19	6,49	3,61	1,8
10	0,60	0,18	3,33	2,47	1,73	1,43	8,34	4,17	2,0
15	1,35	0,32	4,22	3,94	2,3	1,71	10,98	4,84	2,27
20	2,88	0,51	5,65	6,4	3,06	2,09	14,84	5,66	2,62
25	5,87	0,78	7,53	10,66	4,11	2,59	20,72	6,67	3,11
30	12,39	1,15	10,77	18,4	5,59	3,29	30,14	7,95	3,79
35	27,5	1,68	16,37	33,3	7,71	4,32	46,12	9,58	4,81
40	66,01	2,46	26,83	64,19	10,85	5,92	75,31	11,73	6,42
45	177,61	3,66	48,53	134,57	15,64	8,62	133,87	14,64	9,14

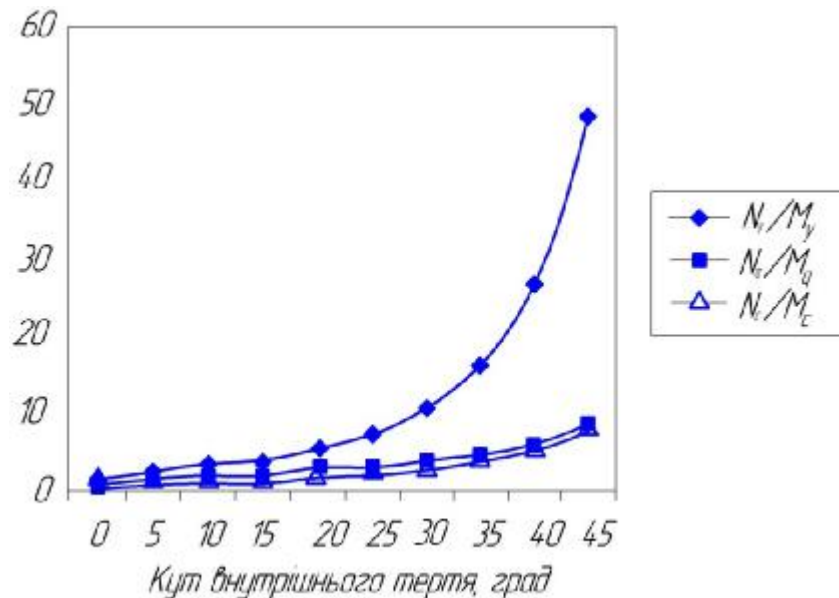


Рис. 4.16 Графіки відношення N_1/M_1

Для збереження загальної тенденції зміни відношення N_1/M_1 необхідно параметр M_γ збільшити в 4 рази, а у формулу визначення розрахункового опору замість ширини підосви фундаменту підставити допустиму глибину розвитку зон пластичних деформацій, тобто величина розрахункового опору ґрунтів основ фундаментів великих розмірів, у тому числі у вигляді суцільних плит, повинна обчислюватися за формулою:

$$R = \frac{\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}}{k} [4M_r z \gamma_{II} + M_q d_1 \gamma'_{II} + M_c c_{II}] \quad (4.14)$$

де як z приймається абсолютна величина допустимої глибини розвитку зон пластичних деформацій незалежно від розміру підосви фундаменту.

Аналіз розвитку зон пластичних деформацій основ гнучких фундаментів із зростанням навантаження вказує на наступні їх особливості. При додатку гнучкого навантаження на основу ідеально зв'язного ґрунту ($\varphi=0$) граничний стан настає відразу по півколу розміром $0,5b$, тобто в цьому випадку ми мимоволі допускаємо глибину розвитку зон пластичних деформацій в 2 рази більшу, ніж рекомендують норми для інших значень кута внутрішнього тертя ґрунту.

Із зростанням кута внутрішнього тертя до 40° максимально можлива глибина розвитку зон пластичних деформацій при їх зімкненні на осі, що проходить через середину завантаженої ділянки (фундаменту), складає приблизно $1,05b$.

Формула СНиП 2.02.01-83*[24] обчислення розрахункового опору основ R містить добуток коефіцієнтів $\gamma_{c1} \cdot \gamma_{c2}$, яке призводить до залежності від ґрунтових умов і конструктивних особливостей будівель до збільшення R в 1,1-1,96 разів. Причому передбачається і збільшення коефіцієнтів M_q, M_c , які, як вказувалося вище, не залежать від глибини розвитку зон пластичних деформацій. Отже, фактичне збільшення R в 1,1-1,96 разів, тільки за рахунок збільшення коефіцієнта M_γ призводить до того, що ми допускаємо глибину розвитку зон пластичних деформацій, що значно перевищує ту, при якій відбувається їх зімкнення на осі симетрії. Деякі автори рекомендують приймати глибину розвитку зон пластичних деформацій змінною і рівною $z = b \cdot \tan \varphi$, вважаючи, що при цьому виключається вихід зон пластичних деформацій за межі вертикалі, що проходить через край фундаменту. По цій умові при $\varphi = 0$ допустима глибина розвитку зон пластичних деформацій дорівнюватиме нулю, а фактично зони граничного стану розвиватимуться одночасно по дузі кола від $z = 0$ під краєм фундаменту до $z = 0,5b$ на осі симетрії.

Далі, тільки при $\varphi = 0$ зони пластичних деформацій не виходять за межі зовнішніх граней фундаментів. При інших значеннях φ частина зон пластичних деформацій завжди знаходиться за межами фундаментів. Для плитних фундаментів при усіх значеннях $\varphi > 0$ зони пластичних деформацій знаходяться за межами фундаментів.

Таким чином, величина розрахункового опору основ плитних фундаментів може бути вичислена по формулі (4.13) з обґрунтованим прийняттям глибини розвитку зон пластичних деформацій. На можливість значного збільшення глибини розвитку зон пластичних деформацій, наприклад, для піщаних ґрунтів свого часу вказав М.І. Горбунов-Посадов [25]. Їм було показано, що навіть при навантаженнях, що призводять до зімкнення зон на осі симетрії, залежність $s = f(p)$ в піщаних ґрунтах мало відрізняється від лінійної.

Осадіві шви рекомендується влаштовувати в місцях очікуваною нерівномірною осідання, при зміні поверховості будівель або їх повороті, різкій зміні ґрунтових умов, при примиканні фундаментів різних типів і при прибудові

нових будівель впритул до існуючих [36]. Конструкція осадового шва повинна забезпечити можливість вільного переміщення (деформації) частин будівлі, що розділяються, тому осадові шви розділяють конструкції фундаментів.

Нині облік взаємного впливу близько розташованих сусідніх фундаментів проводиться лише при розрахунку основ по деформаціях.

Проте, близьке розташування фундаментів в місцях облаштування осадових швів приводить і до зміни розрахункового опору основ, а отже, і розмірів фундаментів [18]. Нижче наводиться аналіз зміни розрахункового опору основ близько розташованих плитних фундаментів.

Фундаменти каркасних будівель в місці облаштування осадового шва, як правило, квадратні.

Методика обчислення коефіцієнтів M_y , M_q , M_c , а отже, і розрахункового опору основ плитних фундаментів в місці облаштування осадового шва передбачає визначення компонент нормального і дотичного напруження в основі від двох фундаментів на заданій глибині розвитку зон пластичних деформацій (z). Зони пластичних деформацій обчислюються з використанням умови міцності в просторовій постановці:

$$\frac{\sigma_1 \cdot \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 + 2\gamma \cdot (d + z) + 2c \cdot \operatorname{ctg} \varphi} = \sin \varphi, \quad (4.15)$$

де σ_1 і σ_3 - відповідно, максимальна і мінімальна головні напруження на заданій глибині розвитку зон пластичних деформацій фундаменту, що розраховується, з урахуванням впливу другого.

Значення головних напруг обчислюються з рішення кубічного рівняння (4.12):

$$\sigma^3 - J_1 \sigma^2 + J_2 \sigma - J_3 = 0,$$

де J_1 , J_2 , J_3 - інваріанти напруженого стану основи.

Компоненти напружень, що входять у вираз (4.12) обчислюються на основі відомого рішення Короткіна.В. Г. Рішенням кубічного рівняння знаходяться головні напруження σ_1 , σ_2 , σ_3 , які потім підставляються в умову (4.15).

Таблиця 4.4

Коефіцієнти M_y , M_q , M_c для квадратних фундаментів ($b_1 = b_2$)

φ	$q_2 = 0,5q_1$			$q_2 = q_1$			$q_2 = 1,2q_1$			$q_2 = 1,5q_1$		
	M_y	M_q	M_c	M_y	M_q	M_c	M_y	M_q	M_c	M_y	M_q	M_c
0	0.00	1.00	3.23	0.00	1.00	3.19	0.00	1.00	3.16	0.00	1.00	3.13
4	0.06	1.25	3.62	0.06	1.25	3.56	0.06	1.25	3.54	0.06	1.24	3.49
8	0.14	1.57	4.06	0.14	1.56	4.00	0.14	1.56	3.96	0.14	1.55	3.91
12	0.24	1.97	4.58	0.24	1.96	4.50	0.24	1.95	4.46	0.24	1.93	4.40
16	0.37	2.49	5.18	0.36	2.46	5.08	0.36	2.44	5.04	0.36	2.42	4.96
20	0.54	3.15	5.89	0.53	3.10	5.77	0.52	3.08	5.72	0.51	3.05	5.63
24	0.75	4.00	6.74	0.73	3.94	6.60	0.73	3.91	6.53	0.71	3.85	6.41
28	1.03	5.13	7.77	1.01	5.03	7.58	1.00	4.99	7.50	0.98	4.91	7.35
32	1.41	6.69	9.02	1.37	6.49	8.78	1.36	6.42	8.68	1.33	6.31	8.50
36	1.92	8.68	10.5	1.87	8.46	10.2	1.84	8.36	10.1	1.80	8.20	9.90
40	2.63	11.5	12.5	2.54	11.1	12.1	2.51	11.0	11.9	2.45	10.7	11.6
44	3.63	15.5	15.0	3.50	15.0	14.5	3.45	14.7	14.2	3.36	14.4	13.9

Облік взаємного впливу фундаментів в розрахунках по деформаціях робиться методами професора Пилягіна А.В., викладеними в роботі [17].

4.4. Дослідження характеру залежності осідань плитних фундаментів від різних параметрів.

Нами ставилося завдання дослідження при проектуванні плитних фундаментів залежності осідання від різних параметрів (розмірів плити в плані, товщини плити, значення навантаження, модуля деформації, товщини слабкого шару ґрунту). Для розрахунків використаний програмний комплекс SCAD. При обчисленні осідань застосовувався метод пошарового підсумовування, викладений СНиП 2.02.01-83*[34]. Завдання про спільну деформацію плити і основи вирішене ітераційним методом. Розрахунок зусиль у фундаментній плиті проводився на основі лінійної постановки за допомогою методу скінчених елементів.

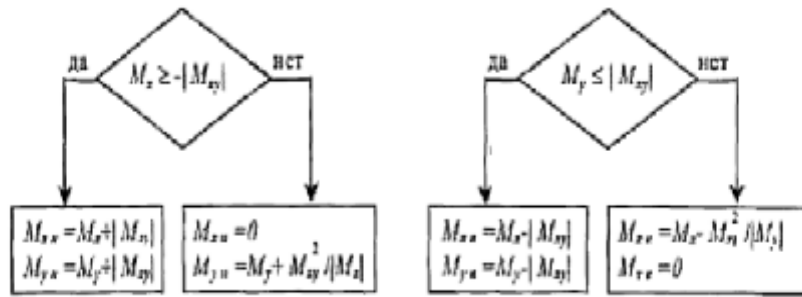


Рис. 4.17 Алгоритм обліку M_{xy} при $M_y > M_x$.

Додатково визначалися необхідні площі подовжньої і поперечної арматури, робився розрахунок фундаментної плити по тріщиностійкості розрахунок на продавлювання. Необхідна подовжня арматура визначалася в кожному вузлі скінченоеlementної сітки для усіх розрахункових поєднань зусиль. Для кожного з напрямів x і y розрахунок арматури виконувався згідно п.п. 6.2.21 - 6.2.25 ЗП 52-101-03 [10].

При визначенні розрахункових моментів для напрямів x і y необхідно врахувати крутний момент, M_{xy} . У ЗП 52-101-03 [10] не вказується спосіб обліку цього моменту, тому в програмі реалізовані вказівки з Єврокоду 2 [13]. На рис. 3.13 представлений алгоритм обліку M_{xy} при $M_y > M_x$.

Формули при $M_y < M_x$ виходять шляхом заміни $x \leftrightarrow y$.

Необхідна поперечна арматура визначалася в кожному вузлі скінченоеlementної сітки з розрахунку по міцності похилих перерізів на дію поперечної сили згідно п. 6.2.34 ЗП 52-101-03 [10]. В якості розрахункового значення поперечної сили у вузлі приймається найбільше значення по усіх нормальних перерізах плити, рівне $Q = \sqrt{Q_x^2 + Q_y^2}$.

По умові ЗП 52-101-03 [10] визначалися області плити, в яких поперечну арматуру не потрібно, а по умові ЗП 52-101-03 [10] - області, в яких несуча здатність не може бути забезпечена.

В ході дослідження отримані графіки або "криві залежностей" осідання, витрати арматури від різних параметрів, для проектування найбільш ефективного і економічного плитного фундаменту.

Основа представлена у вигляді декількох горизонтальних шарів, кожен з яких характеризується завтовшки і модулем деформації. Шари нумеруються в напрямі

від подошви фундаменту углиб основи. Передбачається, що нижче останнього заданого шару знаходиться абсолютно жорсткий ґрунт.

Були виконані наступні розрахунки:

Запроектована фундаментна плита завдовжки $l=36\text{м}$, завтовшки $h=40\text{см}$ на шаруватій основі: 1-й шар суглинок коричневий тугопластичний, $c=30\text{кПа}$, $\varphi=20^\circ$, $E=15\text{кПа}$, товщина шару $H=10\text{м}$, 2-й шар з $E=50\text{МПа}$.

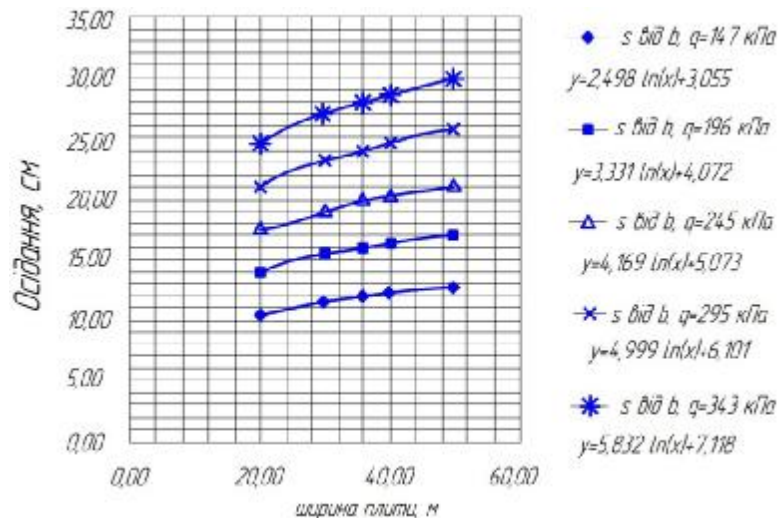


Рис.4.18 Залежність осідання s (см) від ширини плити b (м) і значення рівномірно розподіленого навантаження q (кПа)

Побудовані графіки залежності осідання, витрати арматури від ширини плити b і значення рівномірно розподіленого навантаження q (кПа) (рис. 4.18 і 4.19), дані розрахунку зведені в таблиці 4.5 і 4.6.

Таблиця 4.5

Ширина плити b (м)	Осадка s (см), при $q=147\text{кПа}$	Осадка s (см), при $q=196\text{кПа}$	Осадка s (см), при $q=245\text{кПа}$	Осадка s (см), при $q=294\text{кПа}$	Осадка s (см), при $q=343\text{кПа}$
20	10,5	14	17,5	21	24,5
30	11,61	15,48	19,35	23,22	27,08
36	12,03	16,04	20,05	24,06	28,07
40	12,27	16,37	20,46	24,55	28,64
50	12,79	17,05	21,32	25,58	29,84

Висновок: зі збільшенням ширини плити, при завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням, осідання збільшується (у зв'язку зі збільшенням навантаження).

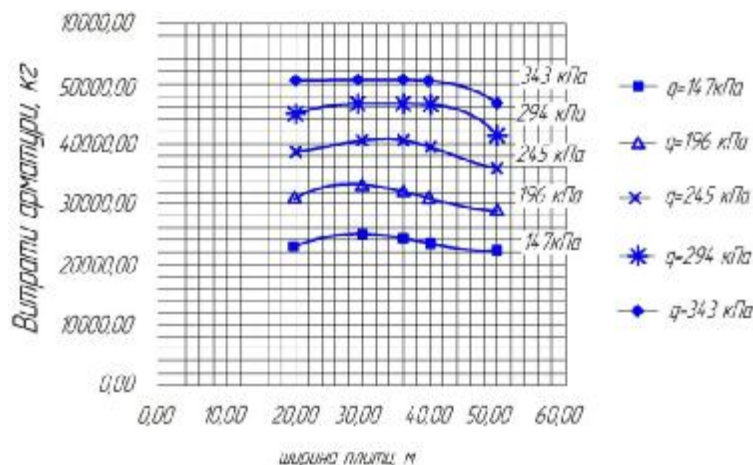


Рис. 4.19 Залежність витрати арматури (кг) від ширини плити b (м) і значення рівномірно розподіленого навантаження q (кПа)

Таблиця 4.6

Ширина плити b , м	Витрата арматури, кг				
	При $q=147$ КПа	При $q=196$ КПа	При $q=245$ КПа	При $q=294$ КПа	При $q=343$ КПа
20,0	23060,0	31369,0	38599,0	45201,0	50635,0
30,0	25061,0	33393,0	40816,0	46813,0	50719,0
36,0	24377,0	32212,0	40816,0	46813,0	50719,0
40,0	23672,0	31369,0	39714,0	46813,0	50719,0
50,0	22342,0	29234,0	36052,0	41719,0	46813,0

Висновок: зі збільшенням ширини плити, при завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням, витрата арматури зменшується (за рахунок зменшення реактивного тиску по підшві фундаменту).

2. Запроектована фундаментна плита завдовжки $l=36$ м, шириною $b=36$ м, на шаруватій основі: 1-й шар суглинок коричневий тугопластичний, $c=30$ кПа, $\varphi=20^\circ$, $E=15$ МПа, товщина шару $H=10$ м, 2-й шар з $E=50$ МПа. Побудовані графіки залежності осідання, витрати арматури від товщини плити h (рис. 4.18 і 4.19), дані розрахунку зведені в таблиці 4.5 і 4.6.

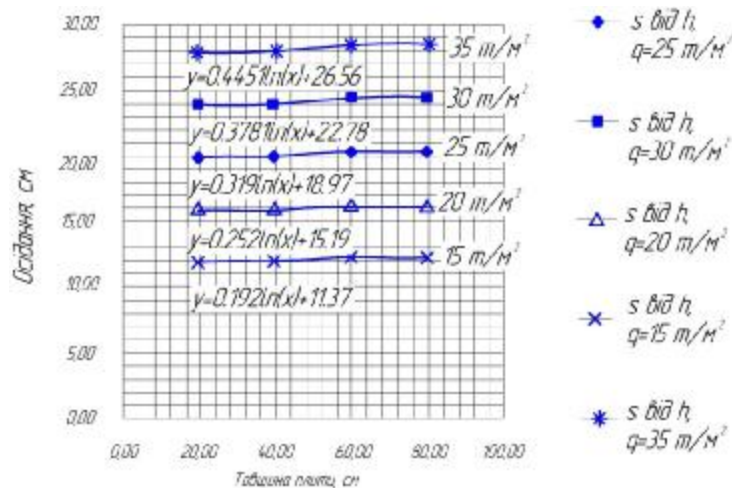


Рис. 4.20 Залежність осідання s (см) від товщини плити h (см) і значення рівномірно розподіленого навантаження q (т/м²)

Таблиця 4.7

Товщина плити h , см	Осадка s (см), $q=15\text{т/м}^2$	Осадка s (см), $q=20\text{т/м}^2$	Осадка s (см), $q=25\text{т/м}^2$	Осадка s (см), $q=30\text{т/м}^2$	Осадка s (см), $q=35\text{т/м}^2$
20,0	11,97	15,97	19,96	23,95	27,94
40,0	12,03	16,04	20,05	24,06	28,07
60,0	12,23	16,31	20,39	24,46	28,54
80,0	12,20	16,27	20,34	24,40	28,47

Висновок: Збільшення товщини плити при завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням практично не впливає на осідання.

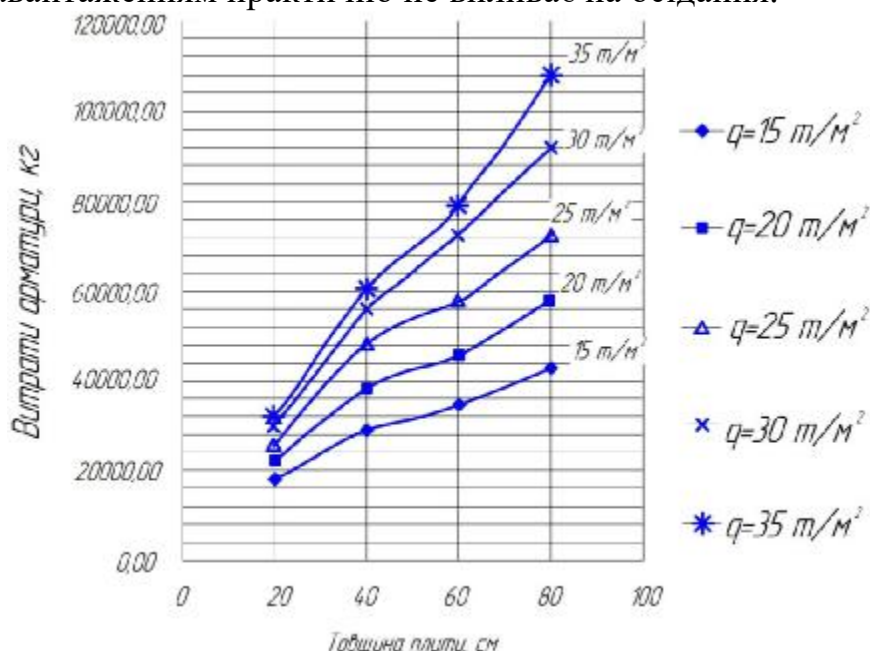


Рис. 4.21 Залежність витрати арматури від товщини плити h (см) і значення рівномірно-розподіленого навантаження q (т/м²)

Таблиця 4.8

Товщина плити h , (см)	Витрата арм., (кг) при $q=147\text{КПа}$	Витрата арм., (кг) при $q=196\text{КПа}$	Витрата арм., (кг) при $q=245\text{КПа}$	Витрата арм., (кг) при $q=294\text{КПа}$	Витрата арм., (кг) при $q=343\text{КПа}$
20,0	18374	22329	26157	29959	32091
40,0	29141	38464	48765	56078	60667
60,0	34702	46040	58039	72730	79165
80,0	43093	58039	72730	91987	108271

Висновок: При збільшенні товщини плити, при завантаженні рівномірно-розподіленим навантаженням, відбувається збільшення реактивного тиску по підшві фундамента, що призводить до збільшення витрати арматури.

3. Запроектована фундаментна плита завдовжки $l=36\text{м}$, шириною $b=36\text{м}$, завтовшки $h=40\text{см}$ на шаруватій основі: 1-й шар змінний, 2-й шар з $E=50\text{МПа}$.

Змінні характеристики 1-го шару: з модулем деформації ґрунту $E=8\text{МПа}$ - суглинок коричневий м'якопластичний, $c=15\text{кПа}$, $\varphi=15^\circ$; з модулем деформації ґрунту $E=15\text{МПа}$ - суглинок коричневий тугопластичний, $c=30\text{кПа}$, $\varphi=20^\circ$; з модулем деформації ґрунту $E=20\text{МПа}$ - пісок світлосірий, кварцевий, середньозернистий, мулкий, водонасичений, $c=4\text{кПа}$, $\varphi=30^\circ$; з модулем деформації ґрунту $E=25\text{МПа}$ - глина тверда, з включеннями щебеня, $c=90\text{кПа}$, $\varphi=30^\circ$.

Побудовані графіки залежності осідання, витрати арматури від товщини H (м) 1-го слабкішого шару ґрунту зі змінними характеристиками (рис. 4.22 і 4.23), дані розрахунку зведені в таблиці 4.9 і 4.10.

Таблиця 4.9

Товщ. 1-го шару H (м)	Осадка s (см), $E=15\text{МПа}$, $q=245\text{КПа}$	Осадка s (см), $E=25\text{МПа}$, $q=245\text{КПа}$	Осадка s (см), $E=8\text{МПа}$, $q=245\text{КПа}$	Осадка s (см), $E=15\text{МПа}$, $q=147\text{КПа}$	Осадка s (см), $E=25\text{МПа}$, $q=147\text{КПа}$	Осадка s (см), $E=20\text{МПа}$, $q=147\text{КПа}$
1,0	9,26	8,68	10,52	5,55	5,21	5,34
5,0	14,15	11,26	20,53	8,49	6,76	7,4
10,0	20	14,37	32,66	12,03	8,62	9,9
20,0	29,66	19,43	52,38	17,8	11,66	13,96
30,0	36,25	22,91	65,5	21,75	13,75	16,74
40,0	40,57	25,2	74,19	24,34	15,12	18,57

50,0	43,55	26,77	80	26,13	16,06	19,83
60,0	45,69	27,91	84,33	27,41	16,74	20,74
70,0	47,29	28,76	87,57	28,37	17,25	21,42
75,0	47,95	29,1	88,9	28,77	17,46	21,7

Висновок: З певної товщини слабкішого шару ґрунту при завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням, осідання не міняється, тобто шар кінцевої товщини $H \approx (1,1 - 1,5) \cdot b$, де b - ширина плити.

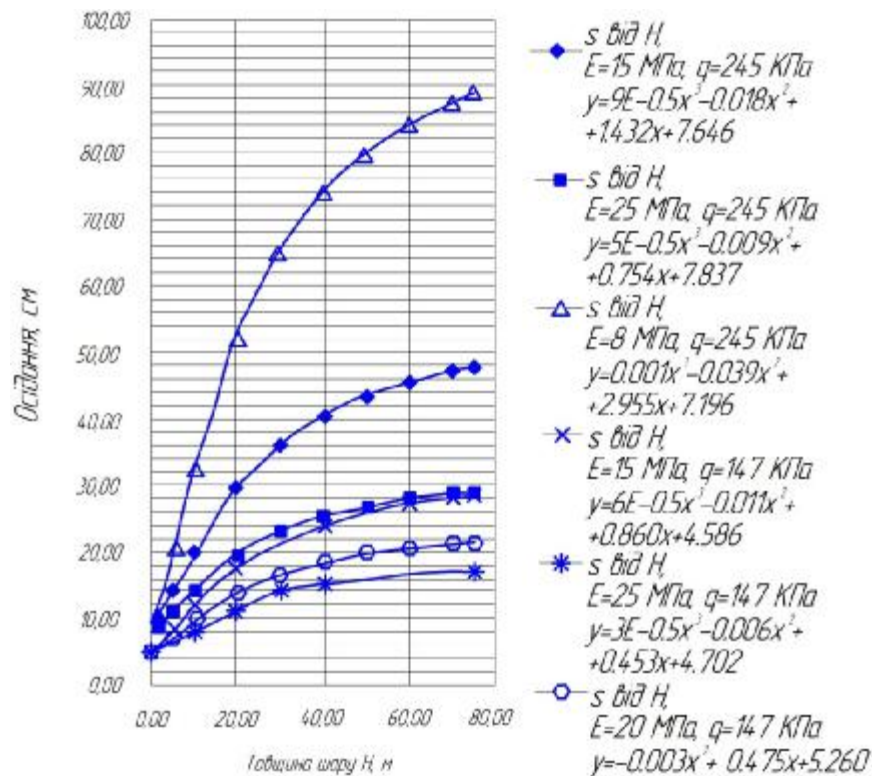


Рис. 4.22 Залежність осідання s (см) від товщини 1-го шару H (м) з модулем деформації E (МПа)

Таблиця 4.10

Товщ. 1-го шару H (м)	Витрата арм. (кг), $E=15$ МПа, $q=245$ КПа	Витрата арм. (кг), $E=25$ МПа, $q=245$ КПа	Витрата арм. (кг), $E=8$ МПа, $q=245$ КПа	Витрата арм. (кг), $E=15$ МПа, $q=147$ КПа	Витрата арм. (кг), $E=25$ МПа, $q=147$ КПа	Витрата арм. (кг), $E=20$ МПа, $q=147$ КПа
1,0	18757	18374	21245	13843	18438	18438
5,0	35140	26547	48765	17353	19203	18438
10,0	48765	35140	66889	29173	25583	21947
20,0	54676	37483	72008	33966	26859	24499
30,0	50980	37483	72730	32091	26859	23542

40,0	52063	37483	72730	32091	26859	23542
50,0	52063	37483	78951	32091	26859	23542
60,0	52063	37483	78951	32091	26859	23542
70,0	52063	37483	78951	32091	26859	23542
75,0	52063	37483	78951	32091	26859	23542

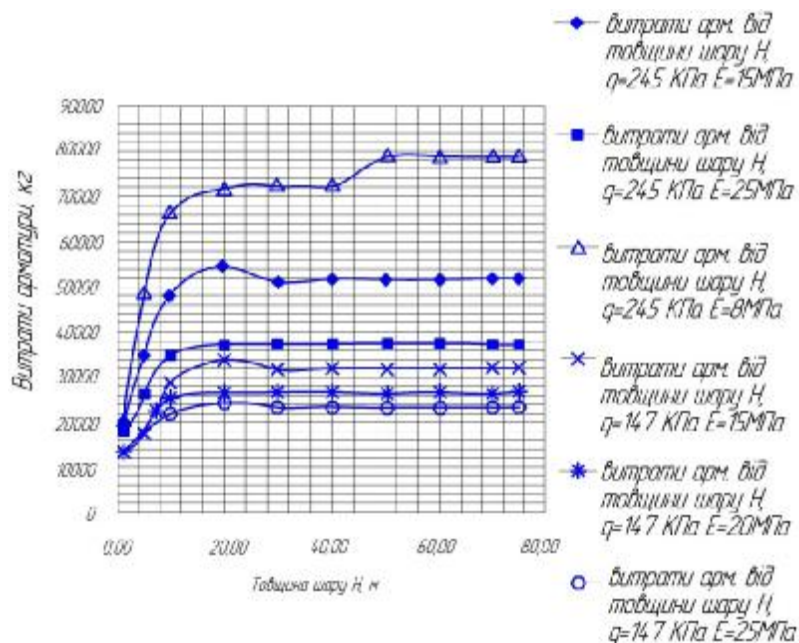


Рис. 4.23 Залежність витрати арматури від товщини 1-го шару H (м) з модулем деформації E (МПа)

Висновок: З певної товщини слабкішого шару ґрунту, при завантаженні рівномірно-розподіленим навантаженням, витрата арматури не міняється, тобто шар кінцевої товщини $H \approx (1,1-1,5) \cdot b$, де b- ширина плити. Максимальна витрата арматури спостерігається при товщині слабкого шару ґрунту $H \approx (0,5-0,6) \cdot b$.

4. Запроектована фундаментна плита завдовжки $l=20 \text{ м}$, шириною $b=14 \text{ м}$ на шаруватій основі: 1-й шар суглинок коричневий тугопластичний, $c=30 \text{ кПа}$, $\varphi=20^\circ$, $E=15 \text{ МПа}$, товщина шару $H=20 \text{ м}$, 2-ою шар з $E=50 \text{ МПа}$. Фундаментна плита завантажена зосередженими навантаженнями P (т) від каркаса $6 \times 6 \text{ м}$. Побудовані графіки залежності осідання, витрати арматури від товщини плити h (рис. 4.22 і 4.23), дані розрахунку зведені в таблиці 4.10 і 4.11.

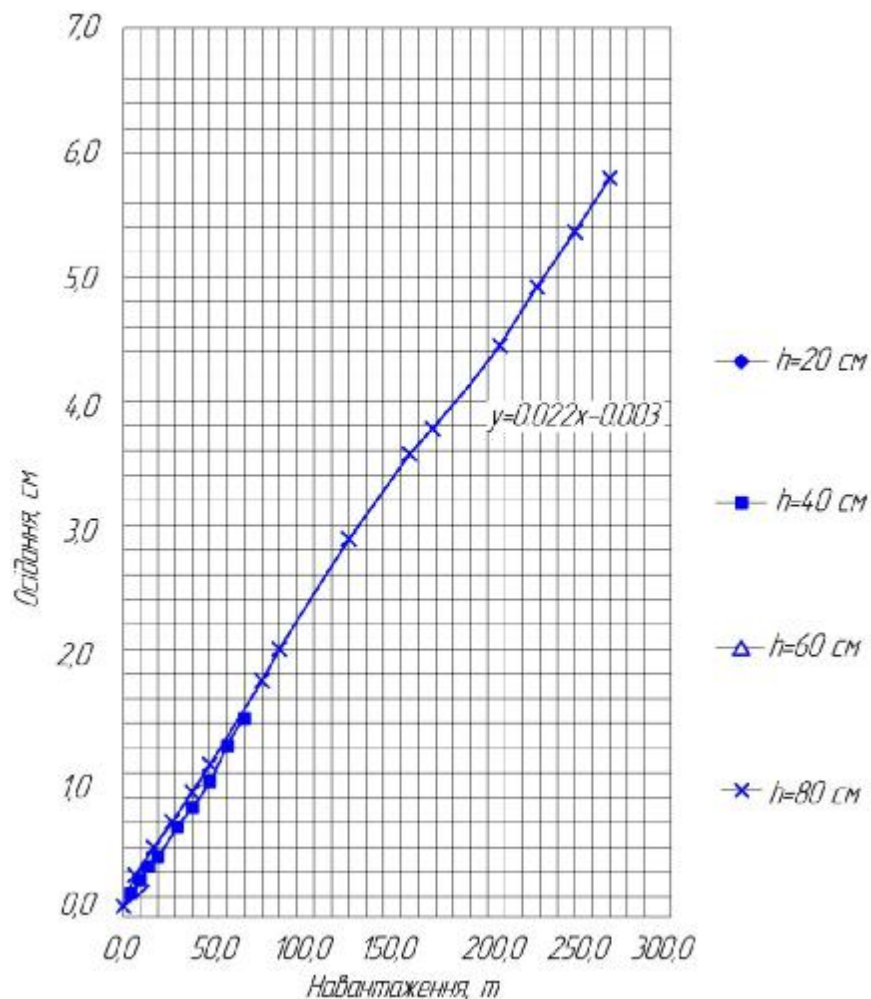


Рис. 4.24 Залежність осідання s (см) від товщини плити h (см) і значення зосередженого навантаження P (т)

Залежність осідання s (см) від товщини плити h (см) і значення зосередженого навантаження P (т) описується лінійною залежністю апроксимуюча лінія $y = 0,022x - 0,003$.

Таблиця 4.11

Зосереджене навантаження P , т	Осадка S (см) при $h=20$ см	Осадка S (см) при $h=40$ см	Осадка S (см) при $h=60$ см	Осадка S (см) при $h=80$ см
5,0	0,05	0,10	0,11	0,11
10,0	0,09	0,21	0,22	0,22
15,0	0,14	0,32	0,34	0,34
20,0	-	0,41	0,46	0,45
30,0	-	0,65	0,69	0,68
40,0	-	0,82	0,92	0,91
50,0	-	1,01	1,14	1,13
60,0	-	1,31	1,38	1,36
70,0	-	1,51	1,60	1,59

80,0	-	-	1,83	1,81
90,0	-	-	2,05	2,04
160,0	-	-	3,62	3,63
170,0	-	-	3,85	3,85
200,0	-	-	-	4,53
240,0	-	-	-	5,45
260,0	-	-	-	5,90

Висновок: Збільшення товщини плити при завантаженні зосередженими навантаженнями практично не впливає на осідання. При зосереджених навантаженнях, для підвищення несучої здатності плити на продавлювання, необхідно проектувати потовщення плит в місцях додатка зосереджених навантажень. До висновків про необхідність потовщення плит в місцях додатка зосереджених навантажень також приходить автор в роботі [31]. Незначне збільшення плити веде до значного підвищення несучої здатності плити. Збільшення товщини плити на 1 см в середньому збільшує несучу здатність на 3,5 т.

Таблиця 4.12

Зосереджене навантаження Р, т	Витрата арм. (кг) при h=20см	Витрата арм. (кг) при h=40см	Витрата арм. (кг) при h=60см	Витрата арм. (кг) при h=80см
5,0	4026	4026	4026	4026
10,0	5340	4026	4026	4026
15,0	7159	4683	4063	4026
20,0		5473	4390	4113
30,0		8101	5597	4683
40,0		10719	7253	5385
50,0		12758	9037	6791
60,0		15713	11234	8001
70,0		17640	12722	9380
80,0			15138	10829
90,0			17088	13111
160,0			24813	19402
170,0			30471	24433
200,0				30821
240,0				37375
260,0				40007

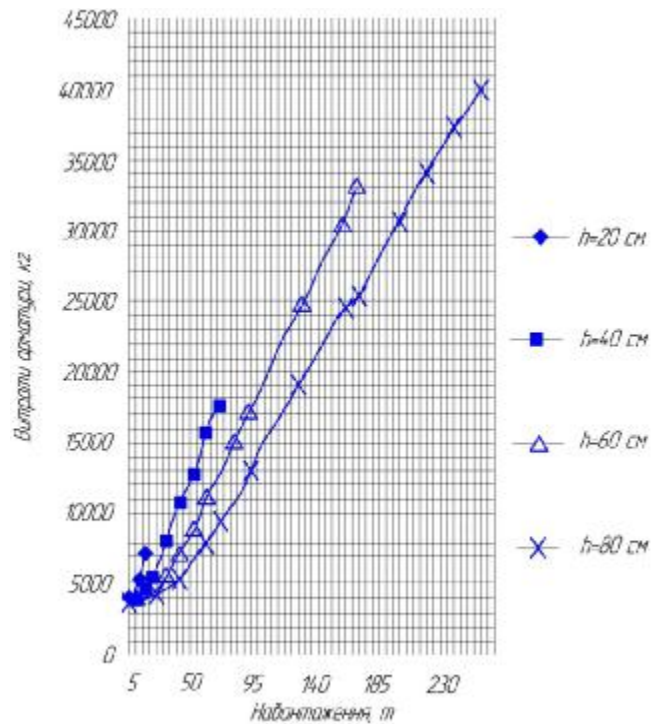


Рис. 4.25 Залежність витрати арматури (кг) від товщини плити h (см) і значення зосередженого навантаження P (т)

Висновок: Зі збільшенням товщини плити при завантаженні зосередженими навантаженнями витрата арматури зменшується. За рахунок збільшення товщини плити відбувається ширший перерозподіл зосередженого навантаження по підшві фундамента, що призводить до зменшення реактивного тиску ґрунту.

5. Запроектована фундаментна плита завдовжки $l=20$ м, шириною $b=14$ м завтовшки $h=40$ см на шаруватій основі: 1-й шар змінний, 2-ою шар з $E=50$ МПа. Фундаментна плита завантажена зосередженими навантаженнями $P=35$ т від каркаса 6×6 м.

Змінні характеристики 1-го шару: з модулем деформації ґрунту $E=8$ МПа - суглинок коричневий, м'якопластичний, $c=15$ кПа, $\varphi=15^\circ$; з модулем деформації ґрунту $E=15$ МПа - суглинок коричневий тугопластичний, $c=30$ кПа, $\varphi = 20^\circ$; з модулем деформації ґрунту $E=25$ МПа - глина тверда, з включеннями щебеня, $c=90$ кПа, $\varphi=30^\circ$.

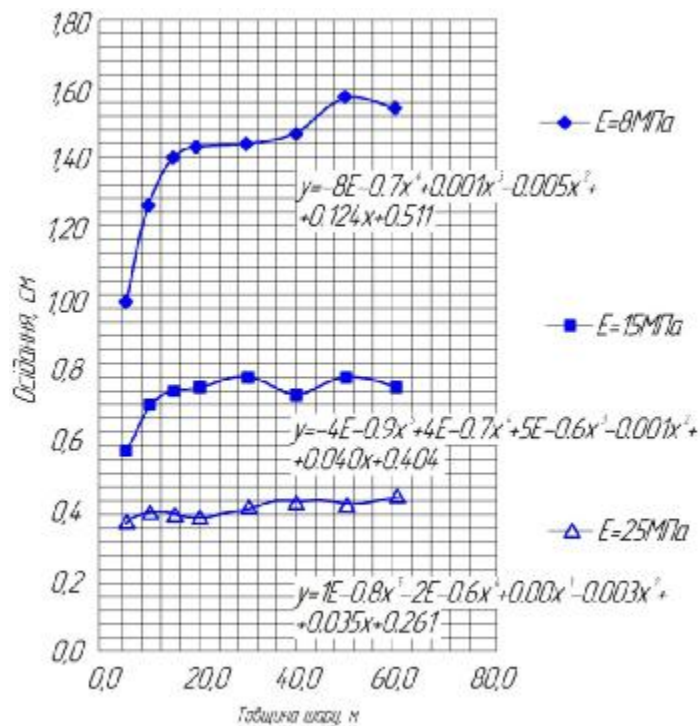


Рис. 4.26 Залежність осідання s (см) від товщини слабкішого шару ґрунту H (м) з модулем деформації E (МПа)

Таблиця 4.14

Товщина 1-го шару H (м)	Осадка S (см) при $E=8 \text{ МПа}$	Осадка S (см) при $E=15 \text{ МПа}$	Осадка S (см) при $E=25 \text{ МПа}$
5,0	1,00	0,57	0,37
10,0	1,27	0,70	0,40
15,0	1,41	0,74	0,39
20,0	1,44	0,75	0,38
30,0	1,45	0,78	0,41
40,0	1,48	0,73	0,43
50,0	1,58	0,78	0,42
60,0	1,55	0,75	0,44

Побудовані графіки залежності осідання, витрати арматури від товщини H (м) 1-го слабкішого шару ґрунту зі змінними характеристиками (рис. 3.18 і 3.18 а), дані розрахунку зведені в таблиці 3.9 і 3.9 а.

Висновок: При зосереджених навантаженнях на плитний фундамент зі збільшенням модуля деформації ґрунту значення осідання не збільшується зі збільшенням товщини слабкішого шару ґрунту.

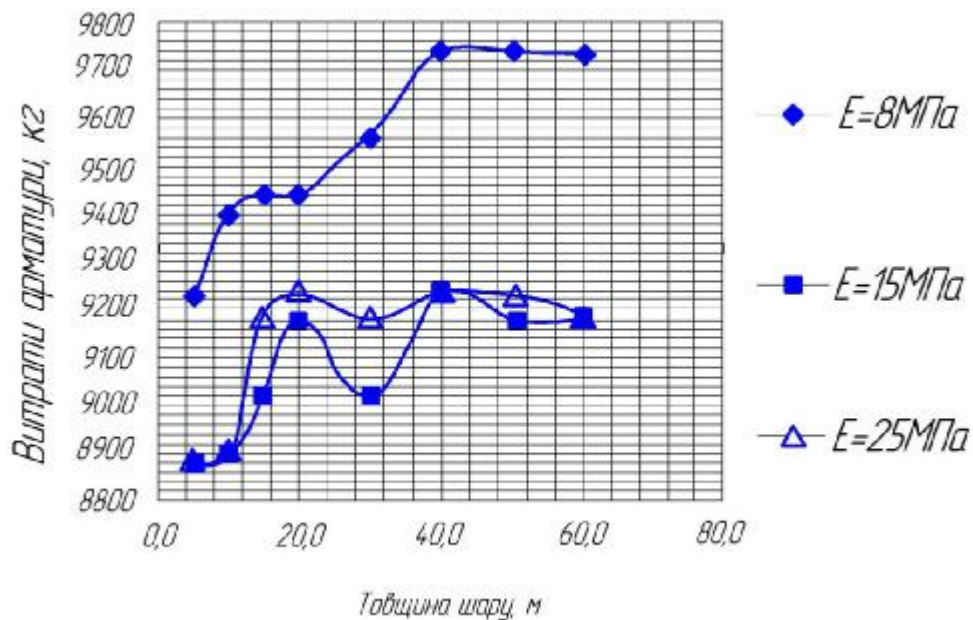


Рис 4.27 Залежність витрати арматури (кг) від товщини слабкішого шару ґрунту Н з модулем деформації Е (МПа)

Таблиця 4.15

Товщина 1-го шару Н (м)	Витрата (кг) при E=8МПа	Витрата (кг) при E=15МПа	Витрата (кг) при E=25МПа
5,0	9232	8891	8891
10,0	9400	8891	8891
15,0	9444	9015	9185
20,0	9444	9185	9232
30,0	9569	9015	9185
40,0	9738	9232	9232
50,0	9139	9185	9232
60,0	9738	9185	9185

Висновок: При зосереджених навантаженнях на плитний фундамент зі зменшенням модуля деформації ґрунту витрата арматури збільшується. Витрата арматури з певної товщини слабкого шару ґрунту не міняється, тобто шар кінцевої товщини $H \approx (1,1 \div 1,5) \times b$, де b - ширина плити. Максимальна витрата арматури спостерігається при товщині слабкого шару ґрунту $H \approx (0,5 \div 0,6) \times b$.

6. Запроектована фундаментна плита завдовжки $l=20$ м, шириною $b=14$ м, завтовшки $h=40$ см на шаруватій основі: 1-й шар зі змінними характеристиками ґрунту завтовшки $H=10$ м, 2-й шар з $E=50$ МПа. Змінні характеристики 1-го слабкішого шару відповідають характеристикам, прийнятим в п.5. Фундаментна плита завантажена зосередженими навантаженнями P (т) від каркаса 6×6 м.

Побудовані графіки залежності осідання, витрати арматури від значення зосереджених навантажень і слабкішого шару ґрунту зі змінними характеристиками (рис. 4.27 і 4.28), дані розрахунку зведені в таблиці 4.16 і 4.17.

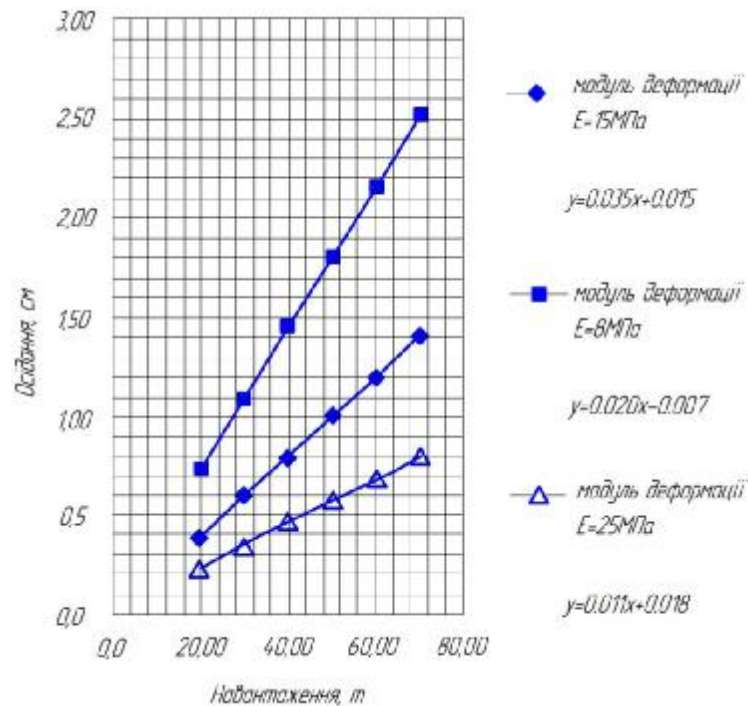


Рис. 4.28 Залежність осідання s (см) від значення зосередженого навантаження P (т) і модуля деформації ґрунту E (МПа)

Таблиця 4.16

Товщина 1-го шару H (м)	Осадка S (см) при E=8МПа	Осадка S (см) при E=15МПа	Осадка S (см) при E=25МПа
20,0	0,73	0,39	0,24
30,0	1,09	0,61	0,35
40,0	1,46	0,80	0,47
50,0	1,81	1,00	0,58
60,0	2,16	1,20	0,68
70,0	2,53	1,41	0,80

Залежність осідання s (см) від значення зосередженого навантаження P (т) і модуля деформації ґрунту E (МПа) - лінійна: для E=8МПа $y = 0,020x - 0,007$, для E=15МПа $y = 0,035x + 0,015$, для E=25МПа $y = 0,011x + 0,018$.

Висновок: При зосереджених навантаженнях на плитний фундамент, чим менше модуля деформації, тим швидше зростає величина осідань зі збільшенням навантаження.

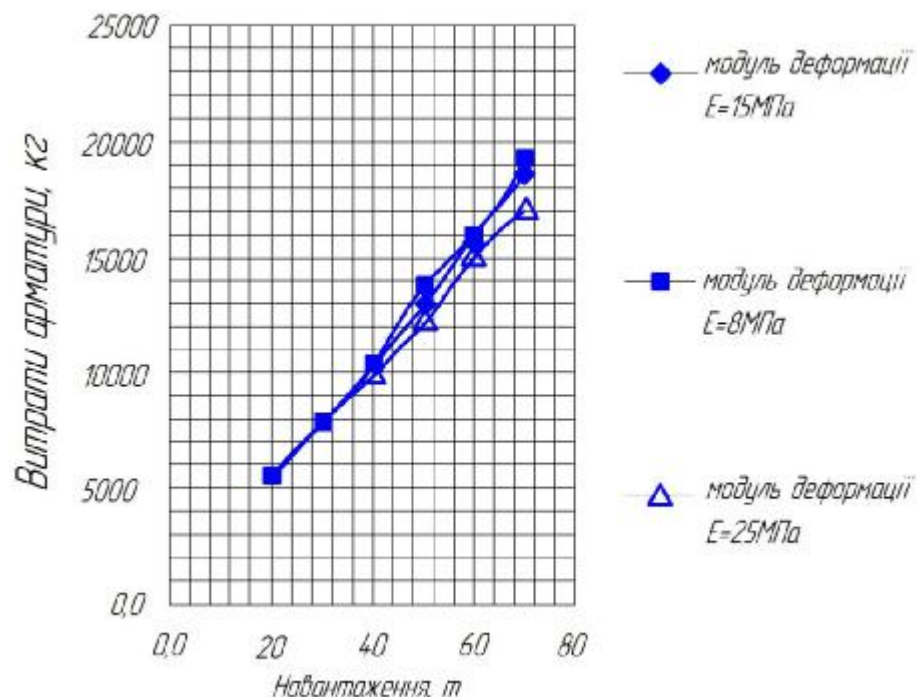


Рис. 4.29 Залежність витрати арматури (кг) від значення зосередженого навантаження P (т) і модуля деформації ґрунту E (МПа)

Таблиця 4.17

Товщина 1-го шару H (м)	Витрата арм. (кг) при $E=8$ МПа	Витрата арм. (кг) при $E=15$ МПа	Витрата арм. (кг) при $E=25$ МПа
20,0	5473	5643	5481
30,0	8101	7928	7757
40,0	10429	10538	10175
50,0	12971	13845	12305
60,0	15931	16097	15132
70,0	18713	19305	17204

Висновок: При зосереджених навантаженнях на фундаментну плиту і невеликій товщині слабого шару ґрунту (до 10 м), модуль деформації ґрунту не впливає на витрату арматури.

7. Запроектована фундаментна плита завдовжки $l=20$ м, шириною $b=14$ м на шаруватій основі: 1-й шар суглинок коричневий тугопластичний, $c=30$ кПа, $\varphi=20^\circ$, $E=15$ МПа, товщина шару $H=20$ м, 2-й шар з $E=50$ МПа. Плита завантажена рівномірно розподіленим навантаженням q (т/м²).

Побудовані графіки залежності осідання, витрати арматури від товщини плити h (рис. 4.30 і 4.31), дані розрахунку зведені в таблиці 4.18 і 4.19.

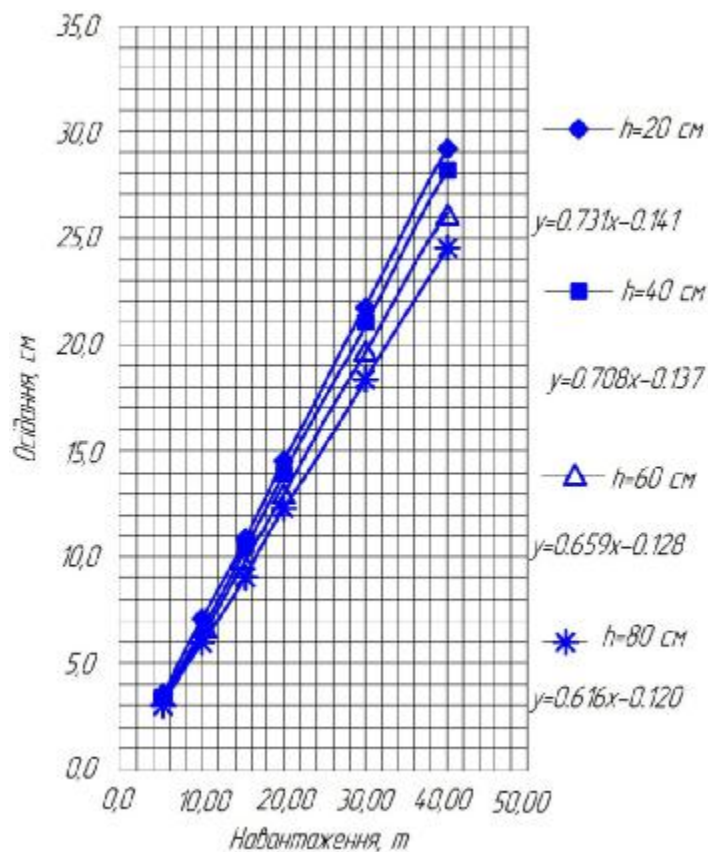


Рис. 4.30 Залежність осідання s (см) від товщини плити h (см) і значення рівномірно розподіленого навантаження q (т/м²)

Залежність осідання s (см) від товщини плити h (см) і значення рівномірно розподіленого навантаження q (т/м²) - лінійна: для $h=20$ см $y=0,731x-0,141$, для $h=40$ см $y=0,708x-0,137$, для $h=60$ см $y=0,659x-0,128$, для $h=80$ см $y=0,616x-0,120$.

Таблиця 4.18

Навантаження q , т/м ²	Осадка S (см) при $h=20$ см	Осадка S (см) при $h=40$ см	Осадка S (см) при $h=60$ см	Осадка S (см) при $h=80$ см
5,0	3,56	3,44	3,20	2,99
10,0	7,10	6,88	6,41	5,99
15,0	10,87	10,54	9,81	9,17
20,0	14,50	14,05	13,08	12,22
30,0	21,75	21,07	19,62	18,33
40,0	29,15	28,24	26,29	24,57

Висновок: Збільшення товщини плити при завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням практично не впливає на осідання.

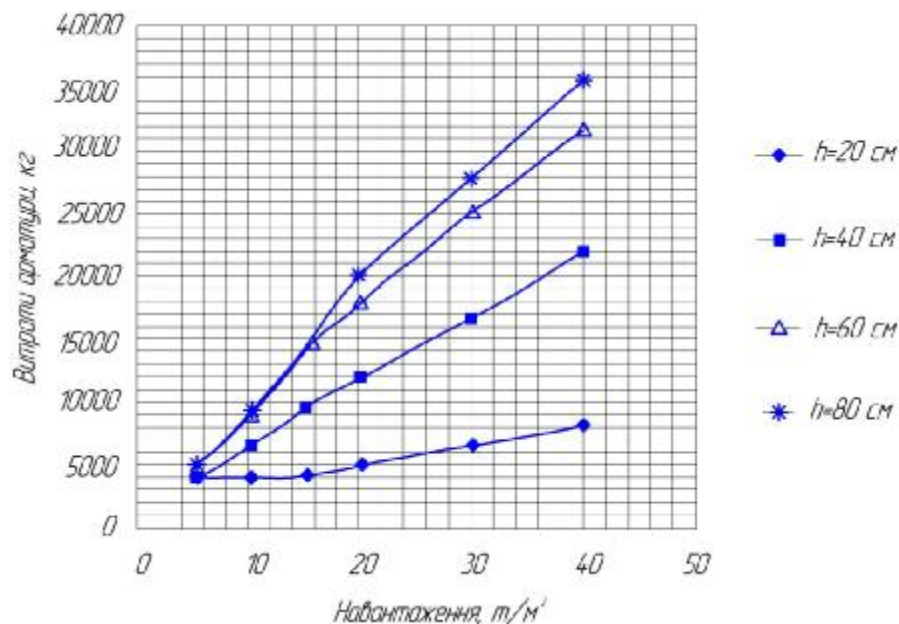


Рис. 4.31 Залежність витрати арматури (кг) від товщини плити h (см) і значення розподіленого навантаження q (тонна/м²)

Таблиця 4.19

Навантаження q , т/м²	Витрата арм. (кг) при $h=20$ см	Витрата арм. (кг) при $h=40$ см	Витрата арм. (кг) $h=60$ см	Витрата арм. (кг) при $h=80$ см
5,0	4026	4061	4734	4827
10,0	4026	6570	9118	9115
15,0	4114	9498	14233	14479
20,0	4959	11923	17914	20091
30,0	6561	16579	25092	27832
40,0	8147	22079	31800	35692

Висновок: При збільшенні товщини плити при завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням, відбувається збільшення реактивного тиску по підшві фундаменту, що призводить до збільшення витрати арматури.

8. Запроектована фундаментна плита завдовжки $l=20$ м, шириною $b=14$ м, завтовшки $h=40$ см на шаруватій основі: 1-й шар змінний, 2-й шар з $E=50$ МПа. Змінні характеристики 1-го слабкішого шару відповідають характеристикам, прийнятим в п.5. Плита завантажена рівномірно розподіленим навантаженням $q=35$ т/м².

Побудовані графіки залежності осідання, витрати арматури від товщини Н (м) слабкішого шару ґрунту зі змінними характеристиками (рис. 4.31 і 4.32), дані розрахунку зведені у таблиці 4.20 і 4.21.

Таблиця 4.20

Товщина 1-го шару Н (м)	Осадка S (см) при E=8МПа	Осадка S (см) при E=15МПа	Осадка S (см) при E=25МПа
5,0	18,63	10,28	6,35
10,0	31,11	17,20	10,58
15,0	39,18	21,64	13,29
20,0	44,52	24,58	15,06
30,0	50,91	28,06	17,15
40,0	54,51	30,00	18,31
50,0	56,77	31,22	19,04
60,0	58,33	32,05	19,56

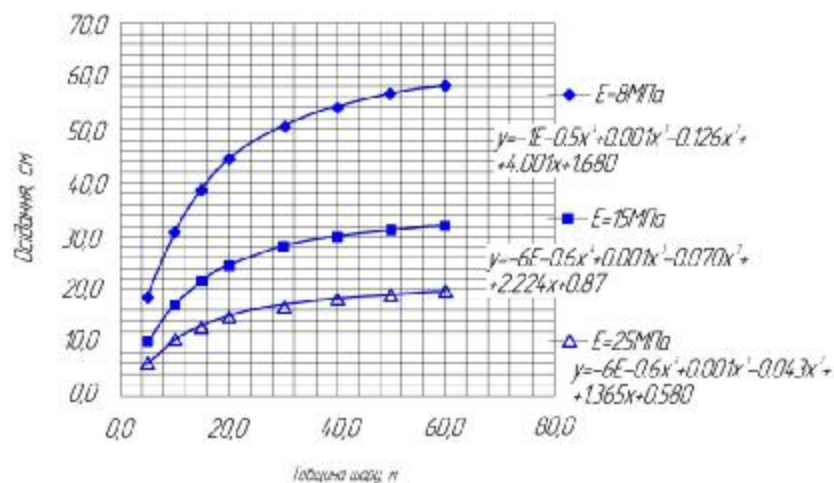


Рис. 4.32 Залежність осідання s (см) від товщини 1-го слабкішого шару ґрунту Н (м) з модулем деформації E (Мпа).

Висновок: З певної товщини слабкішого шару ґрунту, при завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням, осідання не міняється, тобто шар кінцевої товщини $H \approx (1,1 \div 1,5) \cdot b$, де b - ширина плити.

Таблиця 4.21

Товщина 1-го шару Н (м)	Витрата (кг) при E=8МПа	Витрата (кг) при E=15МПа	Витрата (кг) при E=25МПа
5,0	14481	11081	8173
10,0	22616	15209	11520
15,0	28658	17776	13264
20,0	31818	18736	13858
30,0	33902	19919	13978
40,0	34436	20130	13978
50,0	34534	20183	13978
60,0	34625	20183	14233

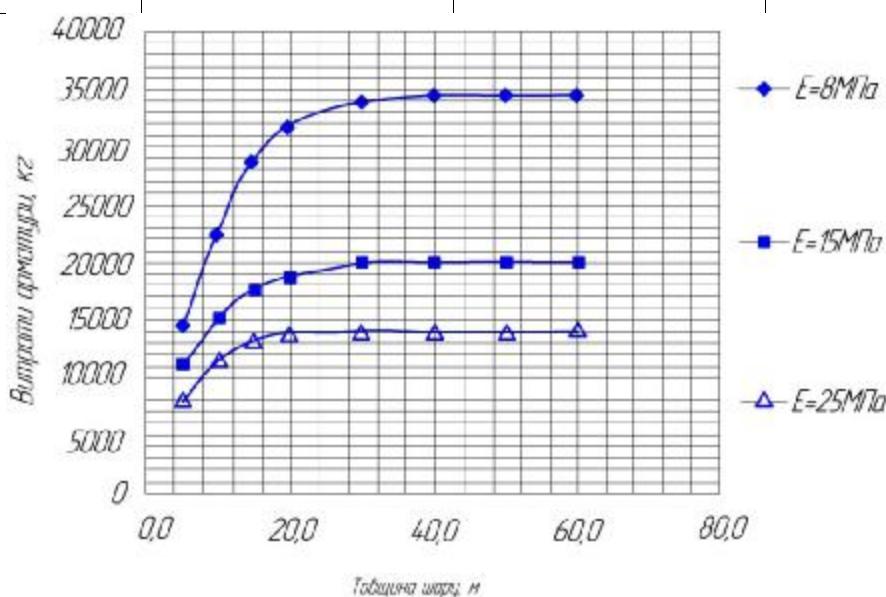


Рис. 4.33 Залежність витрати арматури (кг) від товщини слабкішого шару ґрунту Н (м) з модулем деформації Е (МПа)

Висновок: З певної товщини слабкішого шару ґрунту, при завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням, витрата арматури не міняється, тобто шар кінцевої товщини $H \approx (1,1 \div 1,5) \cdot b$, де b - ширина плити. Максимальна витрата арматури спостерігається при товщині слабкого шару ґрунту $H \approx (0,5 \div 0,6) \cdot b$.

9. Запроектована фундаментна плита завдовжки $l=20$ м, шириною $b=14$ м, завтовшки $h=40$ см на шаруватій основі: 1-й шар зі змінними характеристиками ґрунту завтовшки $H=10$ м, 2-й шар з $E=50$ МПа. Змінні характеристики 1-го слабкішого шару відповідають характеристикам, прийнятим в п. 5. Фундаментна плита завантажена рівномірно розподіленим навантаженням q (т/м²).

Залежність осідання s (см) від значення рівномірно розподіленого навантаження q (т/м²) і модуля деформації ґрунту E (МПа) - лінійна: для $E=8$ МПа $y=0,494x-0,075$, для $E=15$ МПа $y=0,891x-0,106$, для $E=25$ МПа $y=0,305x-0,1$.

Побудовані графіки залежності осідання, витрати арматури від значення рівномірно розподіленого навантаження і слабкішого шару ґрунту зі змінними характеристиками (рис. 4.34 і 4.35), дані розрахунку зведені в таблиці 4.22 і 4.23.

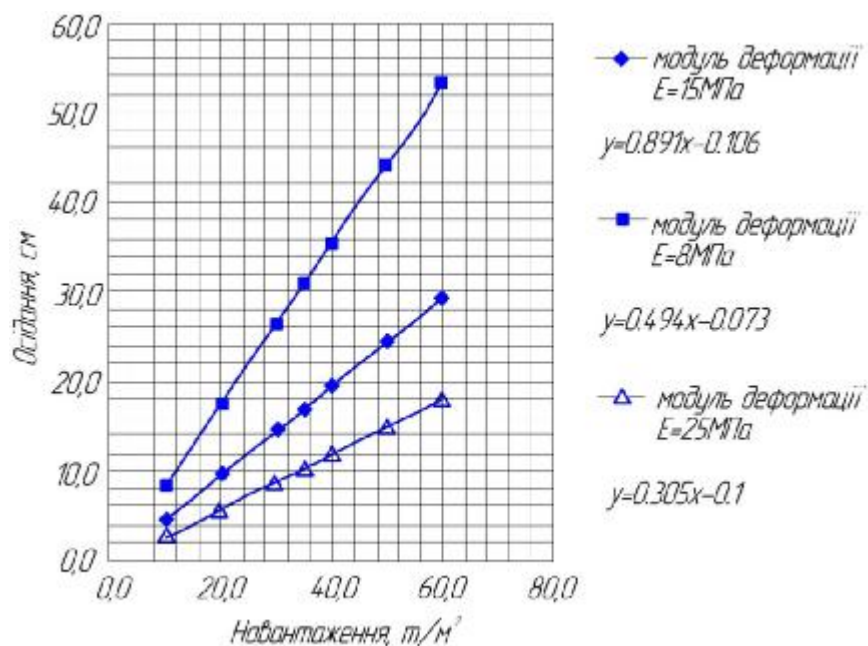


Рис. 4.34 Залежність осідання s (см) від значення рівномірно розподіленого навантаження q (т/м²) і модуля деформації ґрунту E (МПа)

Таблиця 4.22

Рівномірно розподіл. навантаження q (м/т ²)	Осадка S (см) при $E=8$ МПа	Осадка S (см) при $E=15$ МПа	Осадка S (см) при $E=25$ МПа
10,0	9	5	3
20,0	18	10	6
30,0	27	15	9
35,0	31	17	11
40,0	36	20	12
50,0	44	25	15
60,0	53	30	18

Висновок: При завантаженні плитного фундаменту рівномірно розподіленим навантаженням, чим менше модуля деформації, тим швидше зростає величина осідань зі збільшенням навантаження.

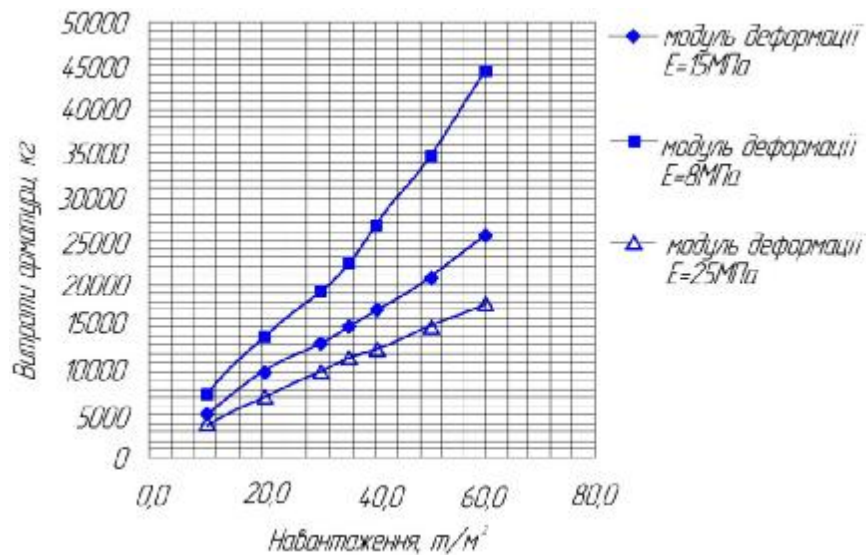


Рис. 4.35 Залежність витрати арматури (кг) від значення рівномірно розподіленого навантаження q (т/м²) і модуля деформації ґрунту E (МПа)

Таблиця 4.23

Рівномірно розподіл. навантаження q (т/м²)	Витрата (кг) при $E=8$ МПа	Витрата (кг) при $E=15$ МПа	Витрата (кг) при $E=25$ МПа
10,0	7457	5053	4061
20,0	13978	9803	7049
30,0	19228	13388	10097
35,0	22616	15209	11520
40,0	26905	17198	12676
50,0	34794	20794	15161
60,0	44539	25636	17867

Висновок: При завантаженні фундаментної плити рівномірно розподіленим навантаженням, чим менше модуль деформації, тим більше витрати арматури зі збільшенням навантаження.

4.5. Вплив анізотропії ґрунтів на основ плитних фундаментів.

Основним розрахунком основ фундаментів будівель і споруд вважається розрахунок по другому граничному стану, тобто по деформаціях. Для виконання такого розрахунку необхідно, щоб середній тиск по підшві фундаментів P не перевищував значення розрахункового опору основи R :

$$P \leq R$$

(4.15)

У роботі [75] наводиться методика обчислення розрахункового опору основ різних типів фундаментів (стрічка, прямокутник, круг, кільце, пальовий) при різних схемах завантаження (навантаження: вертикальне, горизонтальне, центрове, позацентрове). Ці рішення відносяться до випадку, коли основа розглядається як ізотропне, тобто з однаковими деформаційними властивостями $[E_x=E_y=E_z]$ по усіх напрямках: координатних осей x, y, z .

Досить часто основи будівель і споруд є анізотропними. Причому анізотропія може бути природною і штучною. Наприклад, при пошаровому ущільненні ґрунту або при посиленні основ піщаними палями, а також деформації основ в шпунтових огорожах. Анізотропні властивості мають і переущільнені ґрунти. У основі плитних фундаментів великих розмірів горизонтальні переміщення ґрунту відсутні, тому такі основи слід розглядати також анізотропними. В загальному випадку для анізотропного оснвам при лінійній залежності напруження і деформацій потрібно 36 значень деформаційних характеристик. Як відомо, для однорідних ізотропних основ для оцінки стану, що напружено-деформується, досить тільки два показники: модуль загальної деформації E і коефіцієнт Пуассона μ . Для лінійно-деформованого анізотропного напівпростору розподіл напруження може бути отриманий в аналітичному виді. Ступінь анізотропії ґрунту у випадку плоскої задачі може характеризуватися коефіцієнтом анізотропії, рівним $k=\sqrt{E_x/E_z}$. Тут E_x і E_z - модулі деформації ґрунту відповідно в горизонтальному і вертикальному напрямках.

Задача про розподіл напруження в лінійно-деформованій основ з різними модулями деформації в горизонтальному (E_y) і вертикальному (E_z) напрямках для лінійного навантаження була вирішена К.Вольфом в 1935г. з допущенням про постійність коефіцієнта Пуассона по усіх напрямках. Значення нормального і дотичного напруження для даного випадку ним отримані в наступному виді:

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 201 ПЗ

Аркуш

82

$$\sigma_z = k \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{z^3}{r^2 \cdot r_1^2}$$

$$\sigma_y = k \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{y^3 \cdot z}{r^2 \cdot r_1^2}$$

$$\tau = k \frac{2P}{\pi} \cdot \frac{yz^2}{r^2 \cdot r_1^2}$$

Де r - відстань від точки прикладення погонної зосередженої сили до центру тяжіння елементарного майданчика, напруження в якій визначається $r_1 = \sqrt{E_y/E_z} \cdot r = k \cdot r$.

Зіставлення цих формул з формулами для ізотропних основ показує, що в простому випадку анізотропії напруження відрізнятимуться в k раз. Отже, якщо модуль деформації у вертикальному напрямі буде більше модуля деформації в горизонтальному напрямі, тобто при $k < 1$, спостерігатиметься концентрація напруження і, навпаки, при $k > 1$ - розсіювання напружень.

При дії зосередженої сили, у разі розгляду просторового напруженого стану, вертикальне напруження може бути визначена по формулі:

$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} \cdot \frac{z^3(1+k+k^3)}{R^5 \cdot k(1+k)}$$

При $k=1$ це рішення відповідає випадку ізотропної основи. Аналіз цієї формули показує, що різниця у вертикальних напруженнях для ізотропної і анізотропної основи спостерігається тільки при яскраво вираженій анізотропії, тобто при $k > 3 \div 4$ і $k < 3 \div 4$, причому в обох випадках спостерігається концентрація напруження порівняно з ізотропною основою.

Оцінка напруженого стану анізотропних основ може бути виконана з використанням формул, приведених в роботі [105].

Пізніше Вольфом було отримано строгіше рішення по обліку анізотропії ґрунтів за умови рівності коефіцієнтів Пуассона по усіх напрямках.

Для обчислення коефіцієнтів M_y , M_q , M_c , а отже, і розрахункового опору анізотропних основ, необхідно на заданій (допустимій) глибині розвитку зон пластичних деформацій вичислити нормальну (σ_x , σ_z) і дотичну (τ_{xz}) напруженню і підставити їх в умову граничної рівноваги для випадку плоского завдання.

$$\frac{(\sigma_z - \sigma_x)^2 + 4\tau_{xz}^2}{[\sigma_z + \sigma_x + 2\gamma(d_1 + z) + 2c \cdot \operatorname{ctg} \phi]^2} = \sin^2 \phi$$

де γ - питома вага ґрунту основи в межах глибини ($d_1=z$),

d_1 - глибина закладання підшви фундаменту,

z - допустима глибина розвитку зон пластичних деформацій ($z=0,5a$),

ϕ , c - відповідно, кут внутрішнього тертя і зчеплення ґрунту, розташованого безпосередньо під підшвою фундаменту.

Співвідношення (4.21) дозволяє знайти координату $X_{\max}$ на заданій глибині розвитку зон пластичних деформацій. Середній тиск по підшві фундаменту в цьому випадку прирівнюється величині розрахункового опору основи.

4.6 Висновки з розділу.

Можна зробити наступні загальні висновки по розділу:

При завантаженні рівномірно розподіленим навантаженням:

— збільшення товщини плити практично не впливає на осідання; при збільшенні ширини плити осадка збільшується (з урахуванням збільшення навантаження). Збільшення товщини плити призводить до збільшення витрати арматури, збільшення ширини плити - до зменшення витрати арматури;

— зміна товщини слабкішого шару ґрунту: з певної товщини слабкого шару ґрунту осадка і витрата арматури не міняється, тобто шар кінцевої товщини $H \approx (1,1 \div 1,5) \cdot b$, де b - ширина плити. Максимальна витрата арматури спостерігається при товщині слабкого шару ґрунту $H \approx (0,5 \div 0,6) \cdot b$;

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

–зміна модуля деформації ґрунту і навантаження: чим менше модуль деформації ґрунту, тим швидше зростає величина осідання і більше витрата арматури зі збільшенням навантаження.

При завантаженні зосередженими навантаженнями:

–збільшення товщини плити практично не впливає на осідання. Для підвищення несучої здатності плити на продавлювання необхідно проектувати потовщення плит в місцях додатка зосереджених навантажень. Незначне збільшення товщини плити веде до значного підвищення несучої здатності плити. За рахунок збільшення товщини плити відбувається ширший перерозподіл зосередженого навантаження по підшві фундаменту. Витрата арматури зменшується;

–зміна товщини слабкішого шару і модуля деформації ґрунту: з підвищенням значення модуля деформації ґрунту значення осідання не збільшується з підвищенням товщини слабкого шару ґрунту, тобто шар кінцевої товщини $H \approx (1,1 \div 1,5) * b$, де b - ширина плити. Зміна модуля деформації ґрунту і навантаження: чим менше модуль деформації, тим швидше зростає величина осідань зі збільшенням навантаження. Зі зменшенням модуля деформації ґрунту, витрата арматури збільшується. Витрата арматури з певної товщини слабкого шару ґрунту не міняється, тобто шар кінцевої товщини $H \approx (1,1 \div 1,5) * b$, де b - ширина плити. Максимальна витрата арматури спостерігається при товщині слабкого шару ґрунту $H \approx (0,5 \div 0,6) * b$;

–зміна модуля деформації ґрунту і навантаження: чим менше модуля деформації, тим швидше зростає величина осідань зі збільшенням навантаження. При невеликій товщині, слабкого шару ґрунту (до 10м); модуль деформації ґрунту не впливає на витрату арматури.

Також нами були проведені розрахунки осідань плитного фундаменту житлового багатоквартирного будинку, інженерно-геологічні умови і дані про

фактичні осідання якого приведені вище. Для розрахунків використаний програмний комплекс SCAD, середні осідання відповідно 18,6мм і 19,76мм, осідання, заміряні фактично склали не більше 20мм.

На основі фактичних інженерно-геологічних умов і конструктивних особливостей даної будівлі, виконані розрахунки залежності осідання від різних параметрів (розмірів в плані і товщини плити, товщини слабкого шару ґрунту, різних модулів деформації ґрунту), підтверджувальні виведення чисельних досліджень. Зокрема, для того, щоб оцінити міру впливу точності визначення деформаційних характеристик ґрунтової основи, виконано розрахункове дослідження, в якому модуль деформації пісків, розташованих в основі плитного фундаменту житлового багатоквартирного будинку, зменшений на 50%, збільшений на 20% і на 50%.

Результати розрахунків за програмою SCAD приведені в таблиці 4.24:

Таблиця 4.24

Модуль деформації	0,5E	E	1,2E	1,5E
Середня осадка	20,9мм	18,6мм	16,5мм	15,8мм

Відповідно, при зменшенні модуля деформації на 50%, осідання збільшилося на 12%, при збільшенні модуля деформації на 20% і на 50%, осідання зменшилося на 11% і 15%.

Додатково, були зроблені розрахунки осідань умовних плитних фундаментів розмірами 10*10м; 38*40м (при вищезгаданих початкових даних і інженерно-геологічних умовах), з використанням методу скінчених елементів. Розрахунки осідань дали недостовірні результати.

Можна припустити, що для рядових будівель, невеликої висоти і поверховості, звичайні методи розрахунку плитних фундаментів великого розміру, оснований на лінійній теорії пружності, забезпечують високу достовірність визначення осідань, при застосуванні програмних комплексів, розрахованих для таких фундаментів. Також для вказаних будівель досить визначення модуля деформації "звичайним способом" - за результатами компресійних випробувань з коригуванням шляхом порівняння з штаповими дослідями.

При цьому слід враховувати, що необхідність використання принципу лінійної деформованості ґрунтів в розрахунках по деформаціях призводить до обмеження тиску по підшві фундаментів величиною розрахункового опору ґрунтів, який змінюється залежно від форми підшви фундаментів, їх жорсткості і глибини закладення, схеми додатка навантаження і характеристик міцності ґрунтів, що, у свою чергу, не дозволяє прогнозувати можливі осідання будівель і споруд при тисках, що перевищують розрахунковий опір ґрунтів основ [27], [19].

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 201 ПЗ

Аркуш

87

ВИСНОВКИ ЗА РЕЗУЛЬТАТАМИ ДОСЛІДЖЕНЬ

1. Проведені комплексні експериментально-теоретичні дослідження (3-х об'єктів на плитних фундаментах) довели необхідність оцінки напружено-деформованого стану основ плитних фундаментів з використанням міцністних (c , φ) і деформаційних (E , ν) характеристик ґрунту, погоджених з видом напруженого стану, тобто параметра Надаї-Лоде. Виконаний аналіз вказує на залежність виду напруженого стану основ плитних фундаментів від їх розмірів в плані, коефіцієнта Пуассона ґрунту і координат точок основи. Для обчислення параметра Надаї-Лоде розроблена спеціальна програма на ЕОМ.

2. Зіставлення експериментальних досліджень осідань плитних фундаментів реальних об'єктів і розрахункових даних показало, що найбільш наближені до фактичних осідань осідання, розраховані з урахуванням зсувних і об'ємних деформацій (в порівнянні з розрахунками, виконаними на програмних комплексах PLAXIS і SCAD). Урахування об'ємних деформацій і деформацій зрушення в розрахунках осідань основ плитних фундаментів дозволить точніше визначати осідання плитних фундаментів, розв'яже проблему невідповідності обчислюваних і спостережуваних значень осідань, і, отже, підвищить надійність розрахунків основ плитних фундаментів.

3. У існуючих методиках обчислення розрахункового опору, основа розглядається як ізотропне, тобто з однаковими деформаційними властивостями [$E_x=E_y=E_z$] по усіх напрямках координатних осей x , y , z . В основі плитних фундаментів великих розмірів горизонтальні переміщення ґрунту відсутні, тому такі основи слід розглядати анізотропними, враховувати вплив анізотропії ґрунтів на основ плитних фундаментів. Аналіз результатів розрахунку коефіцієнтів M_y , M_q , M_c для обчислення розрахункового опору анізотропних основ показує, що у разі, коли модуль деформації ґрунту основи в горизонтальному напрямі (E_x) більший, ніж у вертикальному (E_z), розрахунковий опір ґрунту більший, ніж для ізотропної ґрунтової основи. Розрахунковий опір зростає зі збільшенням відношення E_x/E_y . Застосування запропонованої методики визначення розрахункового опору основ

плитних фундаментів приведе до точнішого і раціональнішого проектування основ і фундаментів, до економії будівельних матеріалів і робочого часу.

4. Розрахунки прогнозу осідань плитних фундаментів за даними короткострокових геодезичних спостережень з використанням запропонованого методу показали, що отримані формули дозволяють істотно підвищити точність розрахунків, максимально наближають прогнозовані осідання до отриманих фактично, підвищують достовірність визначення осідань за даними короткострокових геодезичних спостережень в середньому на 10%. Проведена статична обробка результатів показала високу збіжність фактичних осідань і осідань, розрахованих за даними короткострокових геодезичних вимірів. Застосування запропонованих формул прогнозу осідань плитних фундаментів приведе до заощадження робочого часу при проведенні інженерно-геодезичних робіт.

5. Результати дослідження впроваджені в практику проектування і будівництва.

Перспектива подальших досліджень по темі роботи:

При подальшій оцінці напружено-деформованого стану основ плитних фундаментів можливо:

- розробити методику визначення розрахункового опору анізотропних основ плитних фундаментів у разі просторового завдання (у загальному випадку для анізотропної основи при лінійній залежності напруження і деформацій потрібно 36 значень деформаційних характеристик);
- виконати експериментальні дослідження осідань основи великої кількості плитних фундаментів; скласти номограми для підрахунку осідань плитних фундаментів на основах пружнопластичності з використанням теорії розмірності і подібності;
- провести аналіз зміни параметра виду напруженого стану в різних точках основ від усіх параметрів, а не тільки залежно від коефіцієнта Пуассона ґрунту і розмірів підшви плитних фундаментів;

- виконати експериментальні дослідження основ плитних фундаментів в частини виміру напружень ґрунтів основ за допомогою датчиків напружень, вимір порового тиску за допомогою п'єзометрів, дослідження фільтраційних характеристик ґрунту методом індикаторів.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 201 ПЗ

Аркуш

90

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

- 1)→Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов. - М.: Стройиздат, 1982. — 448 с.¶
- 2)→Безухов Н.И., Лужин О.В. Приложение методов теории упругости и пластичности к решению инженерных задач. — М.: Высш. шк., 1974. — 200 с.¶
- 3)→Бич Г.М. Длительная прочность грунтов и методы ее определения. — Одесса, 1998. — С. 56.¶
- 4)→Бич Г.М. Экспериментальное определение предела длительной прочности грунтов методом ступенчато-релаксирующего нагружения. // Инженерная геология. — 1989. — №6. — с. 72 — 75.¶
- 5)→Борт О.В. Нелінійна модель деформування ґрунтових основ у інкрементальній постановці при плоскому напруженому стані. // Будівельні конструкції: Міжвід. наук.-техн. зб. — Вип. 58. — К.: НДІБК, 2003. — С. 102-108.¶
- 6)→Борт О. В. Математичне моделювання процесу одноплощинного зрушення при визначенні характеристик міцності ґрунту у лабораторних умовах. // Зб. наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во) / Полт. нац. техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. — Полтава: ПолтНТУ, 2002. — Вип. 10. — С. 26-31.¶
- 7)→Брайт П.И. Геодезические методы измерений деформаций оснований и сооружений. — М.: “Недра”, 1965. — 298 с.¶
- 8)→Вентцель Е.С. Теория вероятностей. / Е.С. Вентцель. — М.: Физматгиз, 1962. — 564 с.¶
- 9)→Винников Ю.Л. Математичне моделювання взаємодії фундаментів з ущільненими основами при їх зведенні та наступній роботі. Наук. монографія. — Полтава: 2004. — 238 с.¶
- 10)→Власов А.Н., Мнушкин М.Г. Моделирование задач геомеханики на основе объектно-ориентированного подхода. // Современные методы

- инженерных изысканий в строительстве: Сб. тр. МГСУ. – М., 2001. – С. 152-166.¶
- 11)→Вялов С.С. Реологические основы механики грунтов. – М.: Высшая школа, 1978. – 311с.¶
- 12)→Вялов С.С., Бугров А.К., Цеева А.Н. Напряженно-деформированное состояние неоднородных оснований с наклонными слабыми слоями // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1989. – №2. – С. 18-21.¶
- 13)→Гетун Г.В. Архітектура будівель та споруд. Книга 1. Основи проектування. – К.: Кондор, 2012. – 380-с.¶
- 14)→Гмурман В.Е. Теория вероятностей и математическая статистика. М.: Высшая школа, 1977. – 640-с¶
- 15)→Голли А.В., Белов Д.В. Мониторинг напряженно-деформированного состояния грунтов в основании сооружения // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – №5 – С. 15-18.¶
- 16) → ДБН° В.1.2-2:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Навантаження і впливи. Норми проектування. К.: Мінбуд України, 2000.¶
- 17) → ДБН В.1.2-14:2009. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Загальні принципи забезпечення надійності та конструктивної безпеки будівель, споруд, будівельних конструкцій та основ. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.¶
- 18)→ДСТУ Б А.2.4-43:2009 (ГОСТ 21.502-2007, MOD). Система проектної документації для будівництва. Правила виконання проектної та робочої документації металевих конструкцій. К.: Мінрегіонбуд України, 2009.¶
- 19)→ ДСТУ° Б° В.1.2-3:2006. Система забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів. Прогини і переміщення. Вимоги проектування. К.: Мінбуд України, 2006.¶
- 20)→Зоценко М.Л. Математичне моделювання геотехнічних процесів на основі рішень пружно-пластичної задачі нелінійної механіки ґрунтів //

- 36) наук. праць (галузеве машинобуд., буд-во)/ Полт. нац. техн. ун-т імені Юрія Кондратюка. — Полтава: ПолтНТУ, 2003. — Вип. 12. — С. 96-104.¶
- 21) Інструкція з хорони праці при монтажу сталевих та залізобетонних конструкцій [Електронний ресурс]. Режим доступу: <http://trudova-ohrana.ru/primery-dokumentov/prikladi-nstrukcj-z-ohoroni-prac-ukranskoju/4061-nstrukcja-z-ohoroni-prac-pd-chas-vikonannja-robt-z-montazhu-metalevih--zalizobetonnih-konstrukcj.html>¶
- 22) Кваліфікаційна магістерська робота. Методичні вказівки для студентів спеціальності 8.06010101 "Промислове та цивільне будівництво" усіх форм навчання. / Пашинський В.А., Настоящий В.А. — Кіровоград: КНТУ, 2012. — 35 с.¶
- 23) Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании. — К.: НИИСК, 1996. — 204 с.¶
- 24) Клованич С.Ф. Программа "Concord" для решения геотехнических задач методом конечных элементов // Вісник Одеського національного морського університету. — Вип. 10. — Одеса: ОНМУ, 2003. — С. 39-46.¶
- 25) Конструкції цивільних будівель. Під загальною ред. М.С. Туполева. М.: «Архітектура-С», 2006.¶
- 26) Пашинський В.А. Атмосферні навантаження на будівельні конструкції для території України. — К., 1999. — 185 с.¶
- 27) Лихтарников Я.М., Ладыженский Д.В., Клыков В.М. Расчет стальных конструкций. — К.: Будівельник, 1984. — 366 с.¶
- 28) → Лихтарников Я.М. Вариантное проектирование и оптимизация стальных конструкций. — М.: Стройиздат, 1979. — 319 с.¶
- 29) → Малышев М.В. Прочность грунтов и устойчивость оснований сооружений. — М.: Стройиздат, 1994. — 228 с.¶
- 30) → Малышев М.В. Прогноз осадок фундаментов неглубокого заложения с использованием обоих критериев предельных состояний // Основания, фундаменты и механика грунтов. — 1996. — №1. — С. 2-4.¶

- 31) → Маслов Н.Н., Казарновский В.Д. Определение сопротивляемости грунтов сдвигу методом плотности-влажности // Автомобильные дороги. – 1962. – Вып. 12. – С. 19-21. ¶
- 32) → Монтажні вказівки по електропроводці [Електронний ресурс] Режим доступу: <http://trudova-ohrana.ru/tekhnika-bezopasnosti/elektrobezopasnost/850--montazhnye-ukazaniya-po-jelektroprovodke.html> ¶
- 33) → Муханов К.К. Металлические конструкции: Учебник для вузов. Изд. 3-е. – М.: Стройиздат, 1978. – 572 с. ¶
- 34) → Нагрузки и воздействия на здания и сооружения / В.Н. Гордеев, А.И.° Лантух-Лященко, В.А.° Пашинський, А.В.° Перельмутер, С.Ф.° Тичугин. Под общей ред. А.В. Перельмутера. – М.: ИАСВ, 2006. – 482 с. ¶
- 35) → Основи теорії надійності будівель і споруд. Методичні вказівки до практичних занять для студентів спеціальності "Промислове та цивільне будівництво" усіх форм навчання. – Кіровоград: КНТУ, 2012. – 37 с. ¶
- 36) → Охрана труда . [Електронний ресурс] Режим доступу: <http://um.co.ua/8/8-2/8-218071.html> ¶
- 37) → Савченко І.І. Архітектура будівель і споруд // Конспект лекцій. – Київ: КНУБА, 2011. ¶
- 38) → Прагер В. Введение в механику сплошных сред. – М.: Изд-во иностранной литературы, 1963. – 311 с. ¶
- 39) → Сахновский М.М. Справочник конструктора строительных стальных конструкций. Днепропетровск: Промінь, 1975. – 237 с. ¶
- 40) → СНиП-12-04-2002. Безпека праці в будівництві. ¶
- 41) → Харченко І.В., Нісфоян С.С., Глух В.Н. Економіка підприємства. Методичні вказівки до виконання курсових робіт на тему «Розрахунок економічної ефективності нової техніки» та виконання економічної частини дипломного проекту для студентів спеціальності 8.090244.

«Підйомно – транспортні будівельні, дорожні, меліоративні машини та обладнання». – Кіровоград, 2009
– с. 63.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 201 ПЗ

Аркуш

95

Додатки

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 201 ПЗ

Аркуш

96

ОХОРОНА ПРАЦІ ПРИ МОНТАЖІ СТАЛЕВИХ КОНСТРУКЦІЙ

В дипломній роботі було розраховано маси 50-ти сталевих кроквяних ферм, прольотами 12 м, 18 м, 24 м, 30 м і 36 м, висотою 1,6 м, 2,4 м, 3,2 м, 3,4 м і 3,6 м, виконаних з профілів парних кутників і таврів та з квадратних труб. Тому в розділі охорони праці розглянуто вимоги безпеки, що поширюються на виробничі процеси під час монтажу металевих конструкцій та при виконанні електромонтажних робіт.

5.1 Вимоги до персоналу, що допускається до виробничого процесу.

Охорона праці – це система правових, соціально-економічних, організаційно-технічних, санітарно-гігієнічних засобів, направлених на збереження здоров'я та працездатності людини в процесі праці. Задача охорони праці – звести до мінімуму вірогідність пошкодження або хвороби працюючих з одночасним забезпеченням комфорту при максимальній продуктивності праці. Висока кваліфікація персоналу, науково обґрунтовані правила безпеки праці, правильні умови експлуатації технічних засобів та нова техніка є необхідним факторами, що забезпечують безпеку праці, як при розробці проектної документації, так і на будівельному майданчику [12].

При монтажі сталевих ферм дотримуються особливі заходи безпеки. Перед тим, як допустити робітників до самостійної роботи на будівельному майданчику, необхідно їх ознайомити, а потім перевірити знання з організаційних та загальних заходів з охорони праці на будівельному майданчику.

До самостійних верхолазних робіт допускаються лише особи, які досягли повноліття і віком до 60 років, які пройшли повний медичний огляд, мають стаж верхолазних робіт не менше одного року і тарифний розряд не нижче третього. Медичний огляд працівник повинні проходити згідно з «Положенням про медичний огляд працівників визначених категорій»,

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

затвердженим наказом № 45 від 31.03.1994р. Міністерством охорони здоров'я України. Якщо є необхідність підбору працівників, зв'язаних з роботами, викладеними в «Переліку робіт, де є потреба в професійному доборі», затвердженому наказом №263/121 від 23.09.1994р. Міністерство охорони здоров'я України, їх необхідно направити на медичну перевірку на психофізіологічні показники. Не можна допускати до роботи з монтажу будівельних конструкцій осіб, які не визнані придатним після медичного огляду, професія і кваліфікація яких не відповідає характеру роботи. Якщо особа знаходиться в нетверезому стані, її необхідно негайно вивести з території монтажної площадки зі складанням акта встановленої форми. Якщо до роботи допускається робітник з менш ніж однорічним стажем, він повинен працювати під наглядом досвідчених робітників і майстрів.

Для того, щоб знизити відсоток травматизму працівників на будівництві, необхідно навчити їх правильним прийомам роботи. Перед тим як допустити їх до роботи, з робітниками проводиться ввідний інструктаж інженером з охорони праці або особою, на яку покладено обов'язки інженера по охороні праці.

Інструктаж та навчання усіх працюючих проводиться у вигляді ввідного інструктажу, інструктажу на робочому місці, щоденного (поточного) інструктажу, періодичного (повторного) інструктажу, непланового інструктажу, курсового навчання.

Ввідний інструктаж необхідно проводити з усіма найманим працівниками, незалежно від їх освіти, посади та стажу роботи. Після його проведення в журналі реєстрації робиться відповідний запис з обов'язковим підписом того, кого інструктують та того, хто проводить цей інструктаж. Повторно інструктаж необхідно проводити кожні шість місяців.

5.2 Вимоги до будівельно – монтажної площадки

Необхідно забезпечити охорону праці на самому будівельному майданчику. Організація будівельного майданчика (розташування санітарно

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

– побутових містечок і ділянок, складських площадок, огорожень, мереж тимчасового електропостачання, водопостачання і пожежогасіння, тимчасових і постійних доріг і шляхів руху, стоянок для роботи вантажопідіймальних машин і механізмів), повинна відповідати буд генплану підготовчого періоду, розробленому в складі ПКД і ПВР. Будівельно - монтажна площадка повинна розташовуватися в межах ділянки, яку було відведено для забудови згідно з актом – допуском, оформленим за встановленим порядком. На період інженерної підготовки будівельно – монтажну площадку необхідно звільнити від усіх факторів, що заважають зведенню об’єкта (споруд, будинків, дерев). Після проведення усіх необхідних заходів інженери виконують першочергові роботи по плануванню території, такі як перенесення існуючих підземних і наземних інженерних споруд, влаштування тимчасового стоку поверхневих вод, геодезичну розбивку, будують автодороги, шляхи руху і стоянки вантажопідійомних машин і механізмів, влаштування тимчасового освітлення, мережі водопостачання, енергопостачання і пожежогасіння, зведення усіх необхідних тимчасових будинків і споруд, при цьому використовуючи вже існуючі будинки чи збірно – розбірні і пересувні тимчасові побутові приміщення. Ці будови повинні розташовуватися стосовно об’єктів, які виділяють пил, шкідливі пари і гази (бункерних естакадах, бетонорозчинних вузлах, сортувальних пристроях) на відстані не менше 50 м з навітряного боку вітрів переважного напрямку. Убиральні розміщуються на відстані не більше 100 м від робочих місць і не менше ніж на 15 м від споруджувального об’єкта і існуючих адміністративно – господарських житлових приміщень та не менше ніж на 25 м від джерел водопостачання.

Окремо виділяються при організації будівельно – монтажної площадки ділянки відведені під монтажні роботи, дії вантажопідійомних машин і механізмів, робочі місця, під проходи для людей, де виникають небезпечні для працюючих зони, у межах яких постійно діють чи потенційно можуть

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

діяти небезпечні виробничі фактори, такі як неізолювані струмоведучі частини електроустановок, ЛЕП, необгороджені перепади по висоті на 1,3 м і більше, місця де рівні вібрації, шуму або забруднення повітря перевищують допустимі гігієнічні норми. Така територія і повинна бути огорожена **захисним огородженням** за ГОСТ 2340 – 78 «Огороження інвентарні будівельних майданчиків і ділянок будівельно – монтажних робіт. Технічні умови.» і ГОСТ 12.4.059 – 89 «Будівництво. Огороження запобіжні інвентарні. Загальні технічні умови.»

Захисне огородження – це пристрої, що призначені для запобігання ненавмисному доступу людей у зону дії небезпечного виробничого фактора.

Зони потенційно діючих виробничих факторів (споруди, поверхи (яруси) будинків і споруд, над якими відбувається монтаж будівельних конструкцій, ділянки поблизу споруджуваного будинку, монтажні зони, зони переміщення машин чи їх частин, робочих органів, місць над якими відбувається переміщення вантажів), необхідно огороджувати **сигнальними огородженнями** за вимогами ГОСТ 2340 – 78 і ГОСТ 12.4.059 – 89.

Сигнальне огородження – це пристрої, призначені для попередження наявності потенційно діючих небезпечних факторів і позначення зон обмеженого доступу.

Небезпечними зонами на будівельно – монтажному майданчику є:

- межі дії монтажних кранів;
- межі котловану та траншеї глибиною більше ніж 1 м;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами;
- зони роботи землерийних машин;
- зони та ділянки доріг з інтенсивним рухом транспорту;
- місця зварювальних робіт і робіт з легкозаймистими матеріалами.

Зона дії екскаватора, де він є небезпечним визначається із розрахунку максимального радіусу дії плюс 5 м. Небезпечна зона дії самохідного стрілового крану визначена із розрахунку максимального вильоту стріли плюс 7 м при висоті споруди до 20 м.

Грунт, вийнятий з котловану, необхідно розташовувати на відстані не менше 0,5 м від бровки. Для спуску в котлован передбачено драбини (трапи) шириною 0,6 м з перильними огороженнями висотою 1,1 м.

Єдина транспортна сітка будівельних майданчиків складається з тимчасових і постійних доріг, що мають кільцеву схему руху. Прокладаються дороги у порядку черговості об'єкту будівництва, відповідно календарного плану та будгенплану. При русі транспорту в одну сторону ширина дорожнього полотна складає 4,0 м. Для розвантажувальних робіт у зоні дії кранів передбачаються майданчики шириною 7 – 8 м та довжиною 12 – 14 м. Радіус кривизни дороги складає 8 м.

Схема руху транспорту встановлюється на самому в'їзді до будівельного майданчика. Дорожні знаки встановлюються на узбіччях доріг та переїздів, повинні бути добре видимими, так як саме вони регламентують порядок руху транспорту. Швидкість руху знаходиться в межах до 10 км/год на прямих ділянках, та до 5 км/год – на поворотах та на території будівництва.

Під час виконання робіт по переміщенню вантажів у темний час доби, будівельно – монтажна ділянка повинна бути добре освітлена, так як саме недостатнє розміщення світлового потоку на робочих місцях в темний час доби підвищує показник виробничого травматизму. Освітлення виконується з переставних інвентарних прожекторних щогл, електроприладів освітлення, що встановлені на металеві конструкції вантажопідіймальних кранів. Розрізняють два типи освітлення :

- **робоче освітлення;**
- **охоронне штучне освітлення.**

В першому випадку, встановлюють прожектори на стовпах із розрахунку не менше 2 лк на рівні землі. Місцеве робоче освітлення здійснюють прожекторами з лампами ДРЛ на металевих полегшених щоглах.

В другому випадку, використовують прожектори загального робочого освітлення із розрахунку, що світла на будівельному майданчику повинно бути не менше 0,5 лк на рівні землі в горизонтальній площині. На електричну

частину вищевказаних способів освітлення необхідно розробляти спецпроект.

По завершенню всіх цих підготовчих робіт, необхідно скласти акт підготовки площадки. Це документ, що підтверджує готовність будівельно – монтажної площадки до початку монтажу будівельних конструкцій.

5.3 Вимоги до складування, збереження і транспортування вихідних матеріалів

Задля ефективного виконання календарного плану будівництва, необхідно встановити в технологічних картах на виконання ВРР чіткий порядок доставки конструкцій на будівельний майданчик з урахуванням технологічної послідовності виконання робіт, розмірів приоб'єктних складів і збірно – укрупнювальних площадок, тип транспорту згідно вантажу, якості доріг, способів укладки і закріплення вантажу, місць розташування вантажопідйомних машин і складування виробів, місцевих кліматичних умов а також забезпечити ритмічний і якісний монтаж будівельних конструкцій. Це реалізується шляхом створення при об'єктах будівництва складів конструкцій. Загальну потребу в складських площах визначають за найбільш інтенсивним періодом виконання монтажних робіт. На центральних складах необхідно мати тримісячний запас металоконструкцій з урахуванням площ для сортування та укрупнювального складання металоконструкцій та півторамісячний запас збірного залізобетону з урахуванням площ для сортування конструкцій. Що стосується приоб'єктних складів, то там вже необхідно дати двотижневий запас металоконструкцій та п'ятиденний – для збірного залізобетону.

Площадки для складування, укрупнення і збереження будівельних конструкцій і матеріалів необхідно спланувати, утрамбованими і у деяких випадках, відсипані не просадним матеріалом (гравієм, щебенем, шлаком), що відповідає розрахункам з ухилами для стоку вод. Також необхідно прийняти міри для виключення довільного зміщення конструкцій.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Майданчики складування огорожують парканом висотою 1,2 м і обладнують знаками безпеки і табличками з назвами виробів і конструкцій.

При складуванні матеріали на відкритому повітрі, необхідно це робити за розробленими та затвердженими технологічним картами, де зазначено місця і розміри площадок для складування з розмірами проходів. Технологічна карта складування – це план складу, де позначено місця та розміри штабелів вантажів, проходи для людей, шляхи транспорту, колії рейкових кранів та зони їх дії, місця встановлення самохідних кранів, транспорту під навантаження та розвантаження.

Будівельні конструкції та матеріали необхідно зберігати з дотриманням певних умов:

- кроквяні і підкроквяні ферми – у вертикальному положенні в спеціальних касетах чи кондукторах;
- ригелі, колони і сталеві балки – у штабелях висотою до 2 м на підкладках і прокладках;
- стінові панелі «сендвіч» - у пакетах висотою штабеля 2,4 м, два пакети по висоті за умов укладання поруч у положенні «плашмя» двох пакетів (в одному палеті 13 панелей);
- плити покриття і перекриттів – у штабелях висотою до 2,5 м на підкладках і прокладках;
- профільні листи – у пачках, при укладанні поруч двох пачок у плані і двох пачок по висоті 1,6 м;
- великогабаритне та великовагове устаткування і його частини – в один ряд на підкладках;
- труби діаметром до 300 мм – у штабелях висотою до 3 м у сідло без підкладок. Нижній ряд труб повинен бути покладений на підкладки і укріплений інвентарними металевими башмаками чи кінцевими упорами.

При виконанні вантажно – розвантажувальних робіт, необхідно дотримуватись безпеки праці згідно з вимогами ГОСТ 12.3.009 – 76 «Роботи

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

вантажно – розвантажувальні. Загальні вимоги безпеки» і ДНАОП 0.00 – 1.03.- 93. Якщо вантажно – розвантажувальні роботи виконуються на залізних коліях, тобто використовується залізничний транспорт, необхідно дотримуватись «Правил техніки безпеки і виробничо санітарної при вантажно – розвантажувальних роботах на залізничному транспорті» Української залізниці. Всі роботи виконуються під керівництвом спеціально призначеної особи.

При відкриванні люків піввагонів, дверей вагонів і бортів платформ,. Необхідно застосовувати спеціальні важелі. Не можна знаходитися в зоні можливого падіння вантажу, відкривання борту кришки або люка. Вивантажувати вантаж на шляху і між колією, а також захищувати їх будь-чим забороняється. При розвантаженні і укладанні, перед навантаженням у вагони матеріалів і конструкцій поблизу залізничних колій між вантажем і найближчою до нього рейкою повинен бути оставлений прохід шириною 2 м.

5.4 Виконання монтажних робіт

Виробничі процеси по монтажу будівельних конструкцій повинні бути організовані відповідно до ПВР, що містять заходи охорони праці, викладені в СНіП 111 – 4 – 80, ДНАОП 0.00 – 1.03 – 93 і в технологічній послідовності відповідають вимогам СНіП 3.03.01 – 87 «Несучі конструкції і конструкції, що обгороджують», а також іншими нормативними актами і документами, діючими в Україні. Спеціалізованою проектною організацією з ліцензією розробляється ПВР, який затверджується головним інженером будівельно – монтажної організації і узгоджується з генпідрядником.

Перед тим, як розпочати монтаж конструкцій, треба попередити робітників, які знаходяться внизу, щоб вони мали час покинути небезпечну зону. Якщо необхідно перемістити вантаж і виконати монтаж елементів конструкції над перекриттям, де перебувають люди, це робиться лише з розпорядження начальника дільниці. Під час виконання робіт на майданчику

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

не повинно бути сторонніх осіб і не допускається проведення будь – яких інших робіт. Підйом і переміщення вантажу декількома кранами допускається в окремих випадках і повинне виконуватися по ПВР [30], розробленому проектною спеціалізованою організацією, без перевантаження кожного з цих кранів. У темний час доби підйом і переміщення вантажів допускається лише при достатньому освітленні, згідно діючих нормативів. Для освітлення використовують переставні інвентарні прожекторні щогли, електроприлади освітлення, встановленні на металеві конструкції вантажопідйомних кранів.

Підйом, переміщення і установку в проектне положення вантажів, що мають значну довжину, об'єм і масу, а також вантажів, які підіймають декілька кранів, необхідно виконувати під наглядом осіб, відповідальних за безпечне виконання робіт по переміщенню вантажів кранами, чи спеціально призначеного ІТП.

Усі монтажні пристрої і пристосування, альпіністське оснащення необхідно оглядати згідно з графіком проведення цих робіт, а результати заносять до спеціального журналу. Для зниження обсягу верхолазних робіт, необхідно монтаж будівельних конструкцій виконувати укрупненими блоками, а установку блоків покриття в проектне положення здійснювати методом насувів із застосуванням спеціальних засобів механізації. Необхідно доставляти металеві конструкції на монтажну площадку вже у пофарбованому вигляді, тому після установки в проектне положення фарбування чи антикорозійний захист виконують тільки в місцях стиків або з'єднань конструкцій.

Монтажник повинен дотримуватися ряду правил, а забороняється йому:

- піднімати примерзлі або засипані землею вантажі;
- перебувати під вантажем, який піднімається;
- піднімати вантаж, вага якого перевищує граничну вантажопідйомність механізму;
- піднімати вантаж, підтягуючи його косим натягуванням канату;

- перебувати на вантажі під час його піднімання.

Стропування конструкцій необхідно проводити в місцях, позначених заводом – виготовлювачем, а за відсутності таких місць позначень вони повинні бути визначені, виходячи з умов виключення перенапруження, утрати стійкості елементів, а також появи залишкових деформацій. Для перевірки міцності і стійкості елементів конструкцій у процесі монтажу слід керуватися СНіП 11 – 23 – 81 «Норми проектування. Сталеві конструкції».

У процесі монтажу гранична гнучкість стиснутих незакріплених елементів верхніх поясів ферм, повинна бути не більше 220. Якщо вона більше необхідно тимчасово підсилити чи розчалити. При стропуванні будівельних конструкцій вантажозахватним пристроями, що не забезпечують їх дистанційне розтросування, повинні бути розроблені заходи, що забезпечують безпеку розстрапування, які необхідно передбачити в ПВР чи оформити у вигляді технологічної записки.

Вантаж підіймають без ривків і плавно, уникаючи розгойдування та обертання із застосуванням відтягання. Одне відтягання для підйому вертикального вантажу, не менше двох – для горизонтальних і просторових вантажів.

Забороняється залишати підняті елементи конструкції у підвішеному стані. Тільки після надійного закріплення працівники можуть виконати розстропування.

Не можна встановлювати руками підкладки під елементи конструкцій, що знаходяться на висоті, а також перевіряти збіг отворів пальцями, для нього необхідно користуватися спеціальним оправками.

Якщо в процесі монтажу виявлено несправність у засобах підмоцнування, треба негайно припинити роботи і сповістити відповідального керівника для вжиття заходів щодо усунення несправності. При відсутності огороження або недоцільності улаштування засобів підмацнування під час роботи на висоті монтажник повинен виконувати роботи у запобіжному поясі. Карабін

запобіжного пояса повинен кріпитися до надійного елемент конструкції або страхувального канату.

5.5 Ізоляційні та антикорозійні роботи

Ізоляційні, антикорозійні та монтажні роботи – це роботи пов’язані з небезпекою отруєння токсичним речовинами (грунтовки, фарби, розчинники, тощо). На момент виконання цих робіт працівників необхідно забезпечити спецодягом, захисними окулярами, респіраторами та рукавицями.

Синтетичні фарби зберігають в закритій тарі, в добре вентильованих приміщеннях, які розташовуються на відстані не менше 50 м від промислових і житлових об’єктів. Малярні роботи виконуються в респіраторах.

Бітумні мастики готують відповідно до технічних умов або інструкції на виконання робіт. Казани для варіння бітуму і мастики розташовуються на відстані не менше ніж 50 м від складів матеріалів. Закриваються кришками з незгораючих матеріалів. Казан заповнюється не більше ніж на $\frac{3}{4}$ його місткості. Бітумні мастики доставляють механізованим способом або в герметичних бачках. Якщо необхідно змішати бітум з бензином в розігрітій бітум вливають бензин, а не навпаки. Температура бітума повинна бути не вище 70 градусів. При проведенні антикорозійних робіт, де застосовуються летючі, легкозаймисті матеріали, треба провітрювати приміщення, використовуючи припливно – витяжну вентиляцію, і мати поблизу засоби пожежогасіння. Робітники в умовах великої концентрації пари повинні працювати в протигазах з рукавами, виведеними в місця з очищеним повітрям. Шкіру рук змащують захисною маззю.

5.6 Заходи пожежної безпеки

Вимоги пожежної безпеки до різних приміщень і споруд регламентовані СНіП 2.10.03 – 84 [27] та типовими правилами пожежної безпеки. За цими правилами обмежується загальна площа будівель і споруд залежно від ступеня вогнестійкості конструкцій. Запобігти пожежам у приміщеннях, а

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

вразі появи швидко локалізувати і загасити можна правильним вибором конструкцій і обладнання за їх вогнестійкості і здатністю до загорання, поділом приміщень на секції і відсіки; улаштуванням необхідної кількості та потрібних розмірів евакуаційних шляхів і виходів; впровадженням проти димного захисту; забезпеченням об'єктів необхідними засобами пожежогасіння та іншими заходами. За правилами пожежної безпеки усі приміщення та зони повинні бути чистими, без горючих матеріалів. Двері і ворота в таких приміщеннях відкриваються лише назовні без порогів і східців.

Особам, котрі працюють у приміщеннях, під час роботи забороняється: застосовувати відкриті джерела вогню; залишати установки з відкритим вогнем без нагляду; застосовувати для розпалювання опалювальних установок бензин, гас та інші легкозаймисті рідини; залишати під напруженням електричні мережі; користуватися для освітлення несправними ліхтарями.

На будівельному майданчику обладнують пожежні пости (щити). Крім цього, в кожному приміщенні на 100 м² площі повинен бути встановлений один вогнегасник, біля приміщення – ящик з піском, а в літній період – бочка з водою.

5.7 Вимоги безпеки при електромонтажних роботах.

При улаштуванні і експлуатації електроустановок на будівельному майданчику, необхідно розробити електротехнічний розділ проекту виконання робіт (ПВР) згідні з Правилами улаштування електротехнічних установок (ПУЕ) і Правилами безпечної експлуатації електроустановок [23]. В розділі даються вказівки та заходи, що до забезпечення електробезпеки при улаштуванні і експлуатації електроустановок на будівельному майданчику. В електротехнічній частині розглядаються наступні питання:

- вибір перетинів і марок кабелів і проводів;

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

- улаштування тимчасових мереж (траси, кріплення, габарити, вказівки до захисту від механічних пошкоджень);
- схема тимчасового розподілу електроенергії та електропостачання, а саме: вибір напруження мереж живлення, силових і освітлювальних електроприймачів для різних видів будівельно – монтажних робіт;
- типи апаратів захисту і розрахунку їх номінальних струмів спрацювання;
- типи ввідних розподільних пристроїв, місця їх розташування, пунктів підключення і інших інвентарних електроконструкцій;
- вибір типів світильників, знижувальних трансформаторів для місцевого освітлення і ручних світильників;
- способи занулення, перетин і розміри нульових захисних провідників, розрахунок опору ланцюгу «фаза - нуль» для перевірки відключаючої здатності апаратів захисту при однофазових коротких замиканнях;
- дані з конструктивного виконання повторних заземлень нульового проводу та місце його розташування;
- дотримання безпеки при експлуатації мобільних (інвентарних) будівель;
- заходи безпеки щодо забезпечення електробезпеки при електропрогріванні бетону, з вибором необхідної напруженія і устаткування для електропрогрівання, принципові електричні схеми підключення, блокувань і сигналізації;
- заходи безпеки при експлуатації ручних електричних машин, переносних і пересувних електроприймачів в різних умовах, зокрема конкретні вказівки з застосування приладів захисного відключення;
- комплектація будівельного майданчика електроустаткуванням, матеріалами і електрозахисними засобами;

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

Тимчасова розводка електромереж напругою до 1000 В, виконується ізольованими проводами або кабелями на опорах або конструкціях, що розраховані на механічну міцність при прокладанні по ним проводів і кабелів, на висоті над рівнем землі, настилу не менше:

- 3,5 м – над проходами;
- 6,0 м – над проїздами;
- 2,5 м – над робочим місцем.

При необхідності використання світильників спеціальної конструкції або напруги нижче 42 В (висота підвіски менше 2,5 м), необхідно використовувати знижувальні трансформатори, так як їх вторинні обмотки мають заземлення.

При використанні вимикачів, рубильників і інших комутаційних електричних апаратів на відкритому повітрі або у вологих приміщеннях, їх необхідно захищати відповідно до вимог державних стандартів. Розподільні щитки і рубильник повинні мати замикаючі пристрої.

Режим нейтралі джерела електропостачання будівельного майданчика визначає проектні рішення в частині забезпечення електробезпеки. Живлення силових і освітлювальних навантажень невеликих і середніх будівельних майданчиків здійснюється від існуючих чотиріпровідних мереж напругою 320/220 В з глухозаземленою нейтраллю джерела живлення. Розподіл електроенергії відбувається за двома схемами – **радіальною** та **магістральною**. *Радіальні схеми* краще відповідають вимогам безпеки, але потребують значних витрат провідника і електроапаратів. Їх застосовують лише для зосереджених або великих навантажень. *Магістральні схеми* менш надійні, ніж радіальні, але не такі безпечні. Надійність магістральної схеми щодо безперебійності електропостачання та забезпечення електробезпеки не дуже висока. Резервування захисту споживачів виконання ремонтних робіт значно ускладнюється, тому на практиці для розподілу напруги до 1000 В слід використовувати комбіновано магістрально – радіальну схему, улаштування якої визначається буд генпланом будівництва, кількістю,

потужністю і територіальним розміщенням електроприймачів на майданчику.

У проекті тимчасового електропостачання мають бути максимально реалізовані технічні заходи і засоби захисту від ураження електричним струмом. Зокрема, при розробці схеми тимчасового електропостачання слід визначити сферу застосування малої напруги (до 42 В включно) і передбачити підключення відповідних джерел живлення. Перш за все це стосується підключення ручних електричних машин і мереж освітлення всередині будівель, які будуються.

При розробці схеми тимчасового електропостачання необхідно врахувати ряд найважливіших вимог електробезпеки:

- виконання електроустаткування та його типи повинні відповідати умовам експлуатації навколишнього середовища і розрахунковим електричним параметрам;
- якщо до конструкції електроустаткування мають доступ не електротехнічний персонал, необхідно виключати наявність відкритих струмопровідних частин і дотик до них;
- не слід підключати більш ніж один електроприймач до одного комутаційного пристрою чи апарату;
- треба забезпечити можливість відключення всіх електроустановок в межах окремих об'єктів і ділянок робіт;
- схема підключення механізмів, будівельних машин та інших електроприймачів повинна бути спроектована таким чином, щоб можна було відключити їх від мережі, а також ввести в них кабель живлення;
- передбачаються підключення відповідних джерел малої напруги (до 42 В включно) для живлення ручних електричних машин і мереж освітлення в будівлях, що будуються.

Електробезпека устаткування і механізмів будівельного майданчика у великій мірі залежить від стійкості ізоляції електротехнічних пристроїв, які

використовуються, до дії таких факторів навколишнього середовища, як температура, вологість, запиленість. Задача полягає в тому, щоб максимально зменшити шкідливу дію цих факторів навколишнього середовища на електроустаткування будівельного майданчика.

Зм.	Лист	№ докум	Підпис	Дата

КМР 201 ПЗ

Аркуш

112