БОЙКО ІГОР ПЕТРОВИЧ
Доктор технічних наук, завідувач кафедри основ і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури
Основні напрями наукової діяльності : теоретичні та експериментальні дослідження взаємодії фундаментів з основою при нелінійному деформуванні ґрунтів
Автор понад 250 наукових робіт
E-mail: i.boyko@knuba.org.ua

САХАРОВ ВОЛОДИМИР ОЛЕКСАНДРОВИЧ
Кандидат технічний наук, доцент кафедри основи і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури.
Основні напрямки наукової діяльності: дослідження взаємодії елементів системи «основа-фундамент-надземні конструкції» з урахуванням нелінійної основи при статичних та динамічних навантаженнях.
Автор понад 30 наукових праць.
E-mail: vlad@knuba.org.ua

АРЕШКОВИЧ ОЛЬГА ОЛЕГІВНА
Кондитат технічних наук, доцент кафедри основи і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури.
Основні напрямки наукової діяльності: дослідження розвитку зсувних процесів під впливом природних і техногенних факторів.
Автор понад 30 наукових праць
E-mail: olga@knuba.org.ua

УДК 624.04

ПРОЦЕСИ ДЕФОРМУВАННЯ ОСНОВИ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ В СПЕЦИФІЧНИХ ҐРУНТОВИХ УМОВАХ

Ключові слова: математичне моделювання, напружено-деформований стан, основа пальових фундаментів, антисейсмічні конструкції, потенційна поверхня ковзання, параметри ґрунтів

Показано особливості деформування напружено-деформованого стану (НДС) основи пальових фундаментів на характерних територіях України (лесові ґрунти, зсувонебезпечні території, сейсмічні зони, узбережжя морів). Виявлено особливості взаємодії паль в ґрунтовому масиві в залежності від розмірів та місця їх розташування в ґрунтовому масиві під будинком. Наведені відмінності формування НДС в елементах системи «основа-фундамент-будівля» в залежності від прийнятої моделі (ґрунтовий масив, коефіцієнт жорсткості) при особливих комбінаціях навантажень.

Показаны особенности деформирования напряженно-деформированного состояния (НДС) основания сваеных фундаментов на характерных территориях Украины (лессовые грунты, оползнеопасных территории, сейсмические зоны, побережье морей). Выявлена особенности взаимодействия свай в грунтовом массиве в зависимости от размеров и места их расположение в грунтовом массиве под зданием. Приведенны отличия формирования НДС в элементах системы « основание-фундамент-здание» в зависимости от принятой модели (грунтовый массив, коэффициент жесткости) при особых комбинациях нагрузок.

It is shown feature of a warping of the is intense-deformed condition basis (VAT) сваечных the bases in characteristic territories of Ukraine (loessial priming coats, landslider-prone territory, seismic working areas, coast of the seas). It is revealed features of interaction of stilts in a soil file depending on the sizes and a place their arrangement in a soil file under the house. The resulted differences of formation of the VAT in elements of system "basis-base-building" depending on the accepted model (soil a file, a stiffness factor) at special combinations of loadings.

1 ВСТУП

В грунтових умовах України широко використовуються пальові фундаменти, а саме в лесових грунтах, що просідають при замочуванні, на зсувонебезпечних територіях та в сейсмічних районах для промислових та цивільних об'єктів. В кожному випадку надійність і ефективність фундаментів на палях зумовлюється характером взаємодієї їх з основою.

Проектування основ будівель і споруд на зсувонебезпечних територіях та в зонах з динамічними навантаженнями має свої особливості, які заключаються в необхідності врахування геологічної будови основи та гідрогеологічної ситуації. Слід також брати до уваги природу появи динамічних навантажень, а саме сейсмічних, дії морських хвиль, руху технологічного транспорту та ін. В зсувонебезпечній зоні кожного разу важливо коректно зафіксувати положення і форму потенційної поверхні ковзання, яка часто відрізняється від традиційної круглоциліндричної і зумовлюється характером нашарувань ґрунтів основи, рельєфом, порядком забудови цієї території. На зсувні процеси суттєво впливають природні, техногенні, технологічні та антропогенні фактори. Тому дуже важливо виявити і оцінити роль кожного фактора, а серед них вибрати найбільш визначальний.

На території України повсякчасно зустрічаються ділянки з одночасним розвитком зсувних процесів і активної руйнівної дії моря в період сезонної штормової активності. В цих випадках важливо розкрити механізм деформування основи як внаслідок розвитку зсувних процесів, так і в результаті абразії моря.

Для надійного проектуванні основ і фундаментів на таких

територіях важливу роль мають динамічні властивості елементів системи «основа-фундамент-будівля», наявність реальних даних про динамічні навантаження і параметрів згасання коливань в різних середовищах. Такі задачі вимагають створення моделей, які враховують реальне розповсюдження сейсмічних хвиль в грунтовому середовищі. Розв'язок таких задач вимагає створення та реалізації методик розрахунків з використанням сучасної обчислювальної техніки [7,4].

2 ВПЛИВ ПРОСІДАЮЧИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ҐРУНТІВ НА ДЕФОРМАЦІЇ ОСНОВИ

Ефективність використання пальових фундаментів у лесових грунтах залежить від визначення додаткового навантаження на бічну поверхню, зумовленого деформаціями грунту, що просідає при замочуванні. Взаємодія палі з лесовою товщею залежить від властивостей грунту, від типу та технології влаштування паль, від значення проектного навантаження на палю, а також від напрямку надходження грунтової води (або зволоження) – знизу-вверх чи зверху-вниз.

Будівельні властивості лесових грунтів в природному та у водонасиченому станах суттєво відрізняються фізичними та механічними параметрами, які і визначають взаємодію палі з основою.

Додаткові нерівномірні деформації лесової основи при водонасиченні проявляються як в цілому для будівлі (крен, перекіс), так і для окремих їх ділянок (прогин, вигин). У випадку проявлення просторових нерівномірних деформацій основи суттєво ускладнюється характер деформації каркасу. Практика показує, що інколи навіть зовсім незначні абсолютні деформації в основі спричиняють порушення цілісності несучих конструкцій. При цьому важлива роль належить і основі, податливість якої забезпечує роботу каркасу без значного перерозподілу зусиль в його елементах. В залежності від інтенсивності осідання, жорсткості основи та надземних конструкцій, на окремих ділянках контакту напруження збільшуються, на інших – зменшуються з можливим варіантом відриву фундаментів від основи. Цей перерозподіл впливає на зміну поля напружень у ґрунтовій товщі і відповідно на деформації лесових грунтів. При вивчення спільної роботи надземних конструкцій з ґрунтовим масивом часто використовується математичне моделювання. Для дослідження спільної роботи системи «будівля-фундамент-грунтова основа» було виконано і чисельні дослідження з використанням програмного комплекса АСНД "VESNA". При цьому єдина розрахункова схема описує всі елементи системи: надземні конструкції, фундаменти і грунтову основу. В основі були виділені зони ґрунту природної вологості та у водонасиченому стані. Аналіз результатів розрахунків підтвердив суттєвий перерозподіл зусиль в несучих елементах будинку: навантаження на кутові колони збільшилося вдвічі, а в зоні просідання відбулося розвантаження стійок. Значення згинальних моментів в деяких колонах збільшилася в кілька разів, при цьому в деяких елементах зусиля змінило знак на протилежний.

3 ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ВЗАЄМОДІЇ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ З ГРУНТОВОЮ ОСНОВОЮ

3.1 Взаємодія паль з лесовою основою

Взаємодія паль з основою завжди пов'язана з визначенням додаткового навантаження на їх бічну поверхню, яке виникає при замочуванні лесової товщі. З цією метою проведені натурні випробування паль довжиною 20м перерізом 0,35х0,35 м, при чому верхня частина палі знаходиться в лесовому грунті H_{sl} = 14,7 м. Додатково з використанням крупнорозмірного зонду (конструкція КНУБА) проведені визначення опору грунтів на бічній поверхні палі в природному та водонасиченому станах. Проведено також чисельне моделювання взаємодії такої палі з лесової основою з використанням програмного комплексу VESNA – 2000 методом скінченних елементів (моментна схема МСЕ).

На рис. 1 показано характер розподілу дотичних напружень σ_{12} (кПа) по бічній поверхні палі в момент досягнення максимальних значень сил тертя лесового грунту, що проявляються при його водонасиченні.

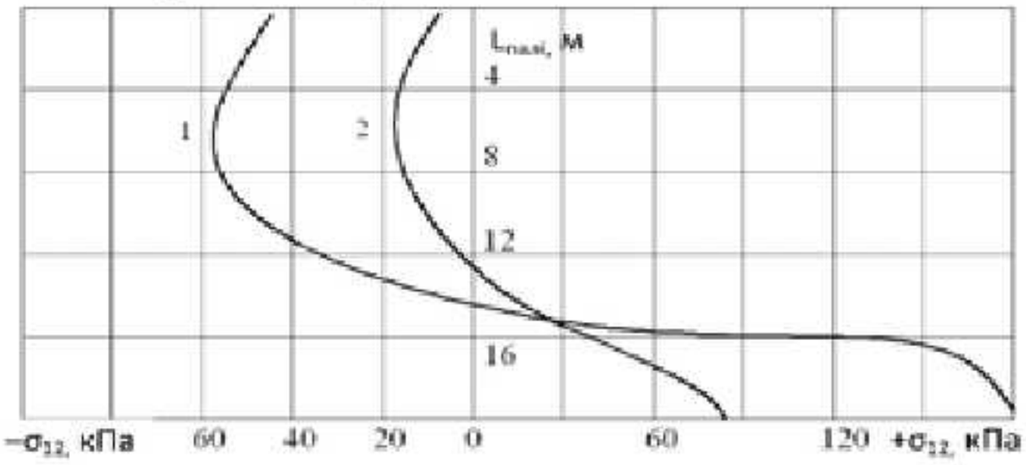


Рис. 1. Розподіл напружень σ_{12}, кРа на бічній поверхні палі при максимальному значенні сил тертя, які додатково навантажують: 1 – напрям водонасичення знизу-вверх; 2 – зверху-вниз.

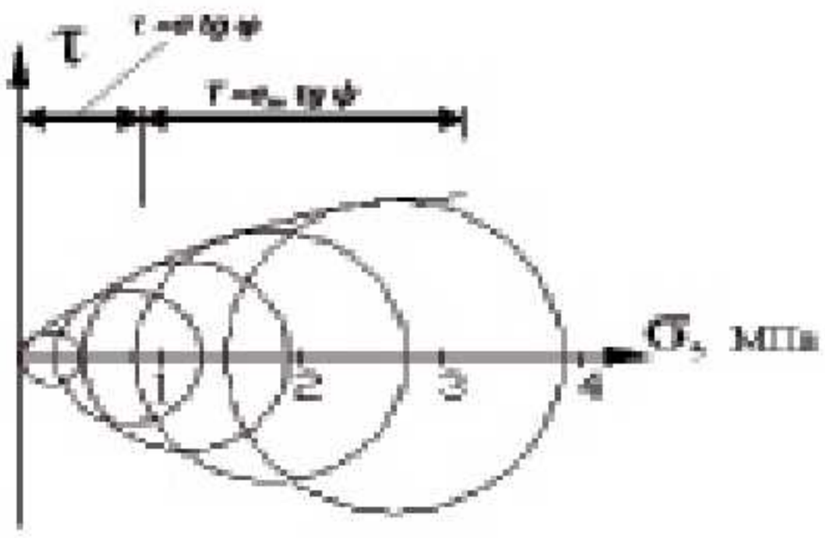


Рис. 2. Результати експериментальних досліджень в стабілометрі

У випадку зволоження за схемою «знизу-вверх» максимальне значення бічного опору лесого грунту відповідно в природному стані складає f = 56 кПа, в зволоженому - f_w = 25 кПа. Значення максимального опору грунту на бічній поврхні палі відповідно до результатів чисельного моделювання в природному та зволоженому станах узгоджуються з експериментальними даними, отриманими шляхом випробування натурної палі та палі діаметром 127 мм. Похибка не перевищила 15 %.

3.2 Особливості деформування ґрунтів при зрушенні

Основна роль при прогнозах стікості природних схилів та при проектуванні протизсувних і берегоукріплюючих заходів, інженерного захисту зсувонебезпечних територій належить використанню достовірних значень кутів внутрішнього тертя. В залежності від специфічних умов, внутрішнє тертя і зчеплення в ґрунтах проявляються порізному.

Важливим етапом проектування захисних утримуючих конструкцій на зсувонебезпечних територіях є пошук положення і форми потенційної поверхні ковзання. Для розв'язку такої задачі сьогодні успішно використовується чисельне моделювання напружено-деформованого стану, що дозволяє шляхом фіксації локальних зон пластичних деформацій форму і місце розташування фактичної поверхні ковзання.

При розрахунках значень утримуючих і зрушуючих зусиль в зоні потенційної поверхні ковзання змінюється значення коефіцієнта тертя, який відповідає процесу кочіння замість ковзання між частинками ґрунту. Таким чином можна представити механізм розвитку зсувних процесів на схилах або при взаємодії утримуючих споруд з ґрунтовим масивом.

За даними лабораторних випробувань піщаних ґрунтів на зрізання в спеціальному приладі встановлено, що значення кута внутрішнього тертя не є сталою величиною, а залежить від значення переміщення і градієнта напружень (рис. 4).

Під час зрушення в ґрунті проявляється рух одних частинок по інших, який залежить від різних факторів, а саме: від початкового стану ґрунту (рис. 3), від величин переміщень (рис. 4), де відбувається зміна тертя ковзання на тертя кочіння, від вологості, під водою кут зменшується на 1-2 град, при навантаженні і розвантаженні залежність між нормальними і дотичними напруженнями не змінюється тільки в незначному інтервалі, при значних гідростатичних тисках значення кута внутрішнього тертя зменшується, що явно виражено на рис. 2.

Спеціальними дослідженнями встановлено, що для коректного розкриття процесів зрізання або зрушення в ґрунтовому масиві рекомендується користуватися двома значеннями кута внутрішнього тертя φ при малих деформаціях і при значних деформаціях значенням мобілізованого тертя кочіння ψ, який характеризує ці процеси в полосі локалізації деформацій або в зоні потенційної поверхні ковзання. Значення кута ψ менше φ на 40 %.

Тоді при визначенні горизонтальної сили ґрунтового тиску на утримуючу конструкцію для піщаних ґрунтів слід визначати при різних значеннях кута внутрішнього тертя ковзання і кочіння.

4 ЧИСЕЛЬНЕ МОДЕЛЮВАННЯ ПРОЦЕСІВ ДЕФОРМУВАННЯ ГРУНТОВОЇ ОСНОВИ

Для аналізу впливу динамічних коливань на поведінку конструкцій необхідно представити процес взаємодії у диференціальній залежності. Виведена з рівноваги під дією сейсмічних хвиль в основі споруда – осцилятор здійснює згасаючі коливання відносні переміщення якого можна описати диференційним рівнянням [3]:

$$\ddot{x} + 2\varphi\omega\dot{x} + \omega^2 x = -\ddot{x}(t), \qquad (1)$$

де ω – власна кругова частота системи без згасання, φ – відносне демпфування, x– відносні переміщення.

Для дискретних систем із багатьма ступенями свободи для МСЕ із врахуванням згасання згідно гіпотези Фойгта-Кельвіна маємо систему звичайних диференційних рівнянь:

$$[M]\frac{d^2}{dt^2}\{U\} + [C]\frac{d}{dt}\{U\} + [K]\{U\} = \{Q(t)\}, \qquad (2)$$

де *[M]* – матриця мас, *[C]* – матриця дисипації (згасання), *[K]* – матриця жорсткості *{U}* – вектор переміщень, *{Q(t)}* – вектор навантажень представлений, як функція часу

З математичної точки зору проблема зводиться до розв'язання спектральної задачі для матриць МСЕ або прямого інтегрування в часі [2]. Діючі норми для динамічних розрахунків дозволяють використовувати схеми з консольним защемленням будівлі [5], що повністю виключає роботу ґрунту. Використання об'ємного ґрунтового масиву дозволяє більш точно описати роботу взаємодію елементів системи «основа – фундамент - будівля». Акселерограми сейсмічних коливань сейсмічних коливань наводяться на рівні ґрунтової поверхні. При моделюванні, в більшості

Рис. 3. Схема ефекта контрантансії і дилатансії в грунтах

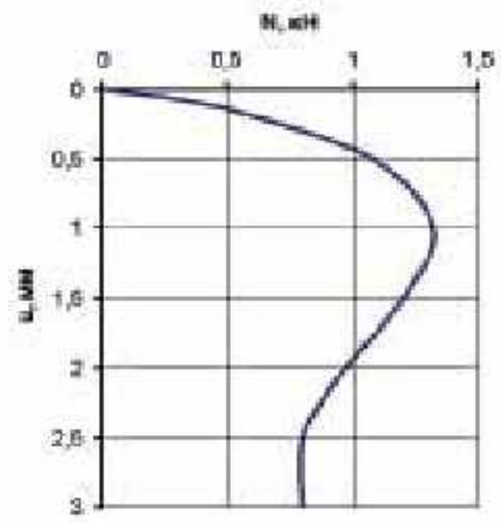


Рис. 4. Результати випробування ґрунтів в осесиметричному зрізному приладі при кінематичному навантаженні

випадків, приймається, що довжина сейсмічних хвиль значно більше ніж будівля і відповідні прискорення прикладаються до всіх точок одночасно. Для (власні частоти та форми коливання) було досліджена системи «основа – фундамент – будівля» на прикладі промислової будівлі. Будівля з розмірами в плані 18х48 м має 36 колон перерізом 40х40 см розташованих з кроком 6х6 м. Скінченно-елементна модель представлена на рис 5.

Кількість визначених власних пар коливань обмежувалась умовою: сума модальних мас при коливанні в горизонтальному та вертикальному напрямках повинна складати не менше 90% та 76% повної суми. З метою підтвердження достовірності результатів моделювання проводилось по двом системам АСНД «VESNA» та РК «SCAD», в яких використовуються різні типи скінченних елементів та алгоритми розрахунку. Похибка не перевищила 7%. Аналіз результатів показав, що для даної задачі у випадку невагомої ґрунтової основи необхідно в 7 разів менше власних пар (16 та 113 форм коливань) і значення перших власних частот зменшились на близько 30%. Слід відзначити, що перші три форми коливань (поздовжня, поперечна та крутильна) в обох випадках узгоджуються. Врахування масових сил ґрунтової основи є більш обґрунтованим з точки зору фізичних властивостей ґрунтової основи, проте складним залишається питання врахування розмірів масиву та граничних умов [6,1], які будуть впливати і на власні характеристики.

4.1 Розрахунок фундаментів в сейсмічних зонах

Для оцінки напружено-деформованого стану конструкцій під впливом сейсмічних навантажень, представлених в якості трьох-компонентних синтетичних розрахункових акселерограмм, використовується метод прямого інтегрування неповного спектру власних пар. Вектор повних переміщень можна розкласти по формам власних коливань і записати через амплітуду та власні форми як суму :

$$\{U\} = \sum_{i=1}^{N} A^i \{X_i\}, \qquad (3)$$

де A^i - амплітуди коливань, $\{X_i\}$ - вектори власних форм коливань, N - кількість власних форм коливання.

Для кожної складової спектра характеристики визначались через інтеграл Дюамеля на всьому проміжку часу дії сейсмічних коливань. Враховуючи, що із ростом порядку власних пар їх вклад в величину переміщення зменшується,

кількість використаних власних форм обмежувалась рекомендаціями норм [5] щодо накопичення модальних мас не менше ніж *Mx=0.85, My=0.85, Mz=0.75* у відповідному напрямку.

Об'єкт дослідження являє собою багатоповерхову складної форми каркасну будівлю, що будується на зсувонебезпечній території АР Крим. Будинок має 16 поверхів із паркінгом на першому поверсі запроектований на плитно-пальовому фундаменті. Несучі надфундаментні конструкції являють собою перекриття товщиною220 мм, площа яких змінюється знизу вверх від 900 м^2 до 300 м^2, ядро жорсткості з розташованою в ньому сходовою клітиною, вертикальні колони перерізом 40х40 см всередині і нахилені по периметру, діафрагма жорсткості тільки до п'ятого поверху і суцільна стіна (*b*=40 см) по периметру паркінга.

Грунтова основа представлена шарами дресвяно-щебенистого ґрунту з глинистим заповнювачем товщиною близько 20м (E=54МПа, ν=0.25, ρ=2.48 т/м^3); перем'ятих аргілітів h=2.5м (E=54МПа, ν=0.25, ρ=2.21 т/м^3), та аргілітами в природньому стані (E=54МПа, ν=0.25, ρ=2.31т/м^3). За сейсмічною оцінкою дана теріторія по шкалі MSK-64 віднеситься до дев'ятибальної.

Конфігурація будівлі і висока сейсмічність території вимагає розробки влаштування спеціальних антисейсмічних заходів. В якості анкерних елементів використовується палі, що працюють на розтяг типу «TITAN» (рис.6).

Для визначення динамічної складової в комбінації навантажень при моделюванні використовувались розрахункові синтетичні акселерограми. Скінченно-елементна модель представлена на рис 7 і має 88209 ступенів свободи. Аналіз власних форм та частот конструкції показав, що для досягнення необхідної кількості модальних мас потрібно врахувати 102 власні пари. У відповідності до норм використано набір синтезованих акселерограм №8 (період власних коливань конструкції за першою формою склав T=1.845 c^{-1}) та логарифмічний декремент коливань δ=0.3. Розрахунок враховує інерційні властивості ґрунтової основи.

В результаті проведених розрахунків були побудовані огинаючи епюри параметрів напружено-деформованого стану фундаменту в часі. Результати представлені на рис. 8. Як видно з рис.8 а, б, найбільша інтенсивність напружень фіксується в локальних зонах під ядром жорсткості, де момент сягає пікових значень до 5 МН/м в напрямку Мх, та близько 6,8 МН/м в напрямку Му. В іншій зоні моменти змінюються в діапазоні 0.40-0.6 МН/м в обох напрямках. Аналізом різних за знаком огинаючих епюр моментів не виявлено якісних відмінностей в їх розподілу. Такий розподіл напружень зумовлений резонансом сейсмічних коливань які діяли на елементи системи на значному проміжку часу.

Дослідження впливу значень логарифмічного декременту коливань на напружений стан фундаментів показав, що при зменшенні декремента до δ=0.15 максимальні моменти в зоні ядра жорсткості зростають до значень Мх=660 тм/м, Му=860 тм/м. У випадку використання значень декримента δ=0.5 моменти зменшуються до Мх=404 тм/м, Му=502 тм/м. Варіювання характеристиками згасання коливань не впливає на якісний розподіл напружень, а змінює тільки пікові значення моментів. Це свідчить про резонансне походження цих екстремумів.

Таким чином, нормативна методика орієнтована на пошук синтетичних акселерограм, що призводить до виникнення резонансних ефектів та виникненню значних напружень в несучих конструкціях. Це призводить до неможливості оцінки антисейсмічних заходів, налаштованих на зміну власних частот відмінних від резонансного діапазону. Використання різних розрахункових схем зумовлює вибір відповідних сейсмічних акселерограм, які відрізняються за спектром, за частотами та часом дії.

Проведені дослідження вказують на необхідність проводити додаткові геофізичні вишукування для уточнення бальності та побудови реальних акселерограм для конкретного будівельного майданчику.

ВИСНОВКИ:

1 Методика визначення додаткового навантаження на палю при зволоження лесових просідаючих грунтів відповідно до схеми надходження води дозволяє визначати максимальне значення опору на її бічній поверхні без поділу території на типи грунтових умов за просіданням

2 Аналіз характеру розвитку зон пластичних деформацій дозволяє визначити поверхню ковзання, її форму та положення, яка суттєво відрізняється від традиційної круглоциліндричної і зумовлюється характером нашарувань ґрунтів основи, рельєфом, порядком забудови цієї території. На зсувні процеси впливають природні, техногенні, технологічні та антропогенні фактори. Тому дуже важливо виявити і оцінити роль кожного фактора, а серед них вибрати найбільш визначальний.

3 Показано, що запропонований в нормах принцип вибору акселерограмм, різних за спектром, величиною амплітудних значень прискорень та часом дії, поставлено в залежність від власних динамічних властивостей розрахункової схеми.

4 Нормативна методика не забезпечує можливості оцінки ролі антисейсмічних заходів для зменшення впливу резонансних сейсмічних коливань на елементи системи «основа – фундамент – будівля».

СПИСОК ВИКОРАСТАННОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. John Lysmer and R.L. Kuhlemeyer, Finite Dynamic Model for Infinite Media, Proc. ASCE, Vol. 95, No.EM4, 1969, August
2. Бате К., Вилсон Е. Численные методы анализа и метод конечных элементов / Пер. С англ.. А.С. Алексеева и др.; Под ред. А.Ф. Смирнова. – М.: Стройиздат, 1982 – 448 с.
3. Расчетные модели сооружений и возможность их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – Киев: ВПП «Компас», 2001. – 448 с.
4. Fialko S.Yu., Kriksunov E.Z. and Karpilovskyy V.S. A sparse direct multi-frontal solver in SCAD software// Proceedings of the SMM-2003 – Computer Methods in Mechanics June 3-6, 2003, Gliwice, Poland. P. 131-132.
5. ДБН В.1.1-12:2006 Будівництво у сейсмічних районах України/Міністерство будівництва, архітектури та житлово-комунального господас-тва України. - Київ, 2006. 49 с.
6. Mike Ross. Modeling Methods for Silent Boundaries in Infinite Media / ASEN 5519-006: Fluid-Structure Interaction, 26 February 2004; Aerospace Engineering Sciences- University of Colorado at Boulder.
7. Boyko I. , Sakharov O. & Nemchynov Yu.. The peculiarities ofstress-strain state at interaction ofhigh-rise buildings and structures with the base / Proceedings of the 16-th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, 2005.
8. Areshkovych O., Boyko I., Sakharov V., Lutchkovsky I., Taranov V. Numerical modeling of the interaction between the building foundation and the base in the case of landslide-prone territories // Geotechnical engineering in urban environments. Proc. XIVth European Conf. on soil mechanics and geotechnical eng. – Madrid, 2007, V. 2. – P. 521-525.
9. Areshkovych O. Determination the failure mechanism and sliding surface on the slope // Abstracts of the Third International PhD Symposium in Engineering. – Pecs, 2007. – P. 4

РИСУНКИ ДО СТАТТІ І.П. БОЙКО, О.О. АРЕШКОВИЧ, В.О. САХАРОВ «ПРОЦЕСИ ДЕФОРМУВАННЯ ОСНОВИ ПАЛЬОВИХ ФУНДАМЕНТІВ В СПЕЦИФІЧНИХ ҐРУНТОВИХ УМОВАХ»

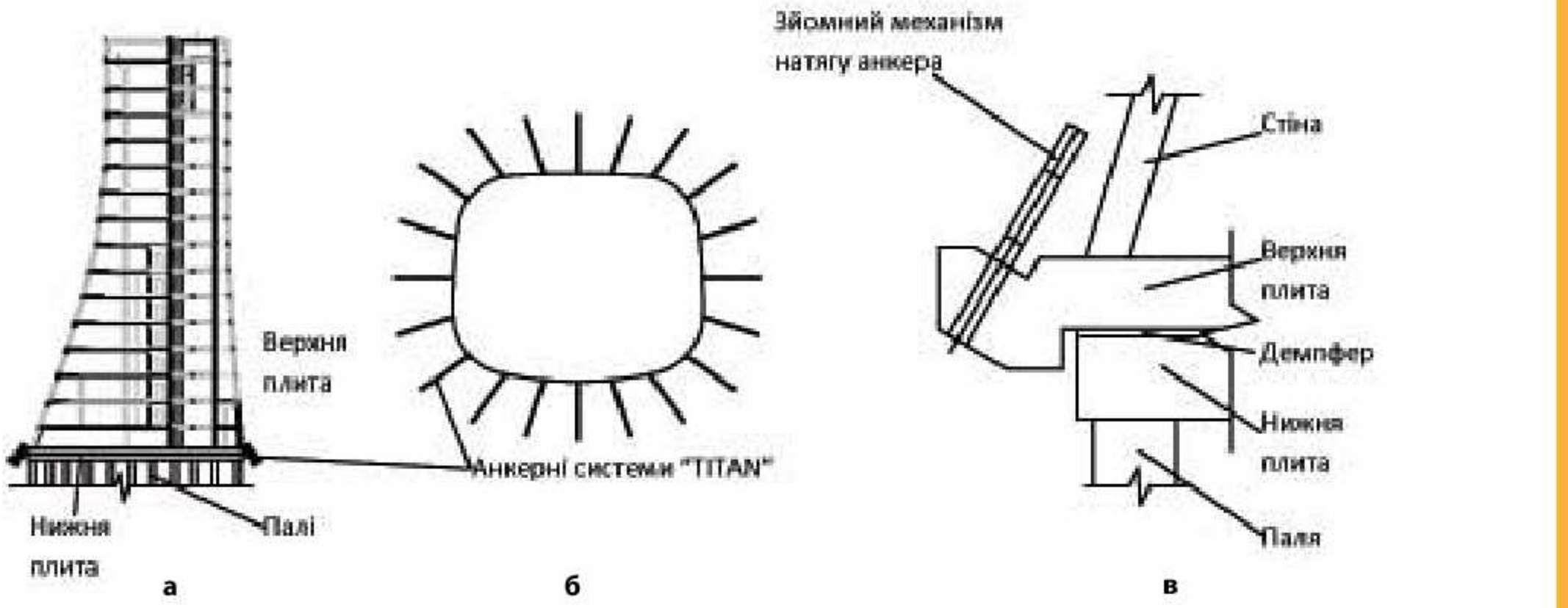


Рис. 6. Конструктивна схема антисейсмічних заходів будівлі:
а – конструктивний розріз будівлі; б – план розташування анкерів; в – конструкція фундаментів

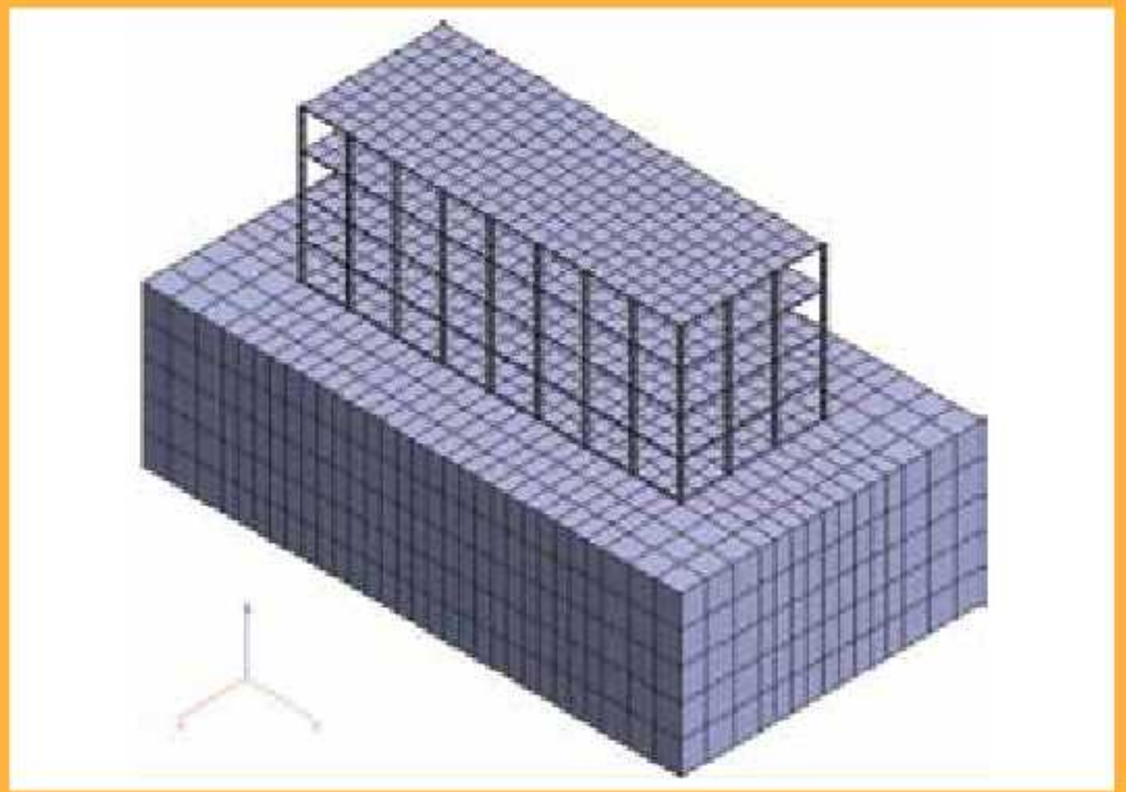


Рис. 5. Скінченно-елементна модель промислової будівлі як системи «основа – фундамент – будівля»

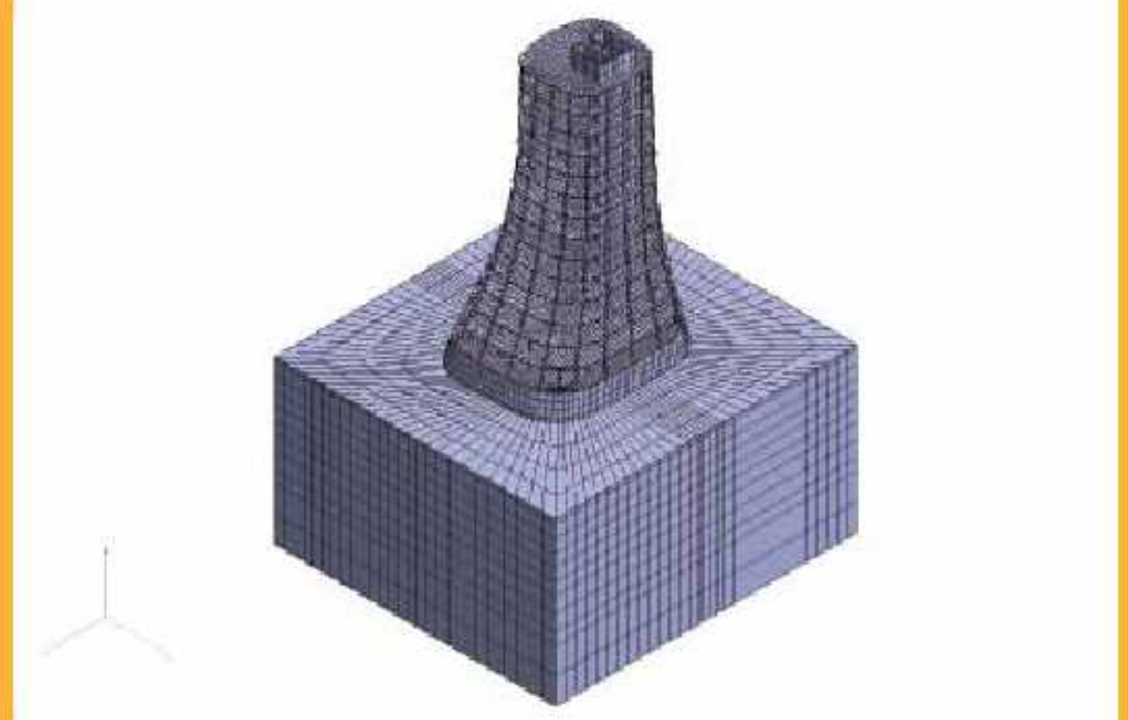
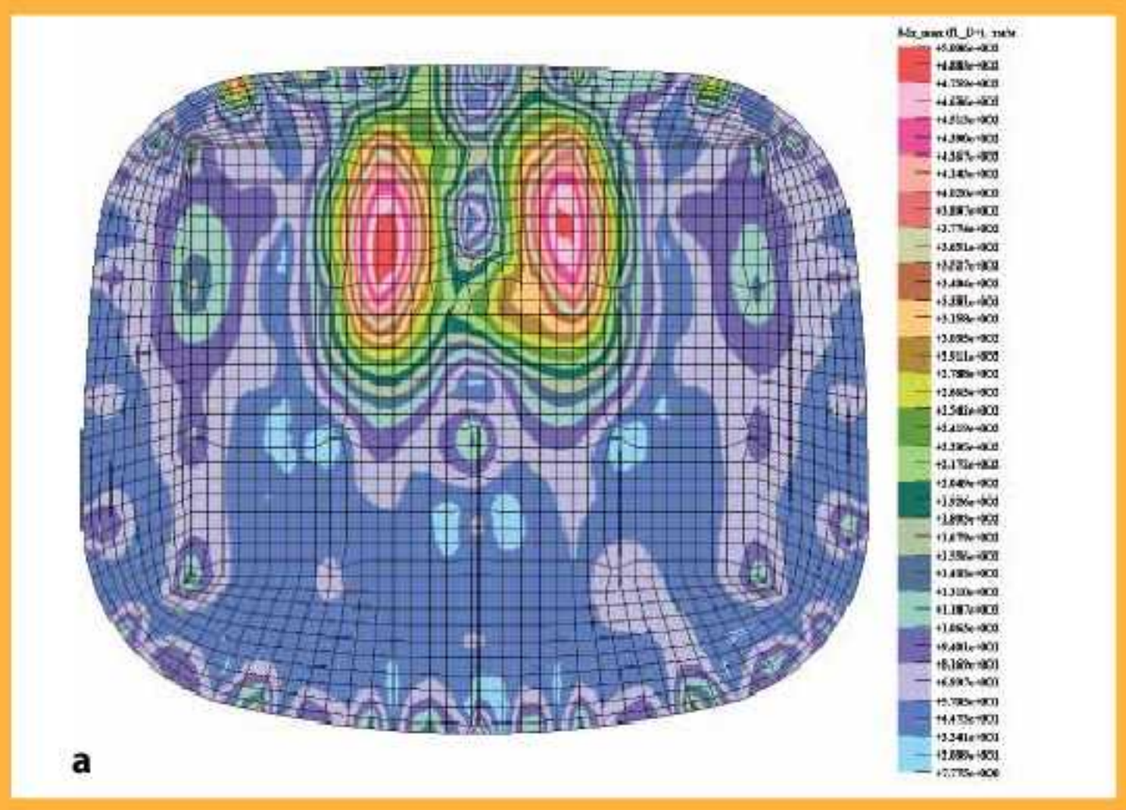


Рис. 7. Розрахункова скінченно-елементна модель системи «основа – фундамент – будівля»



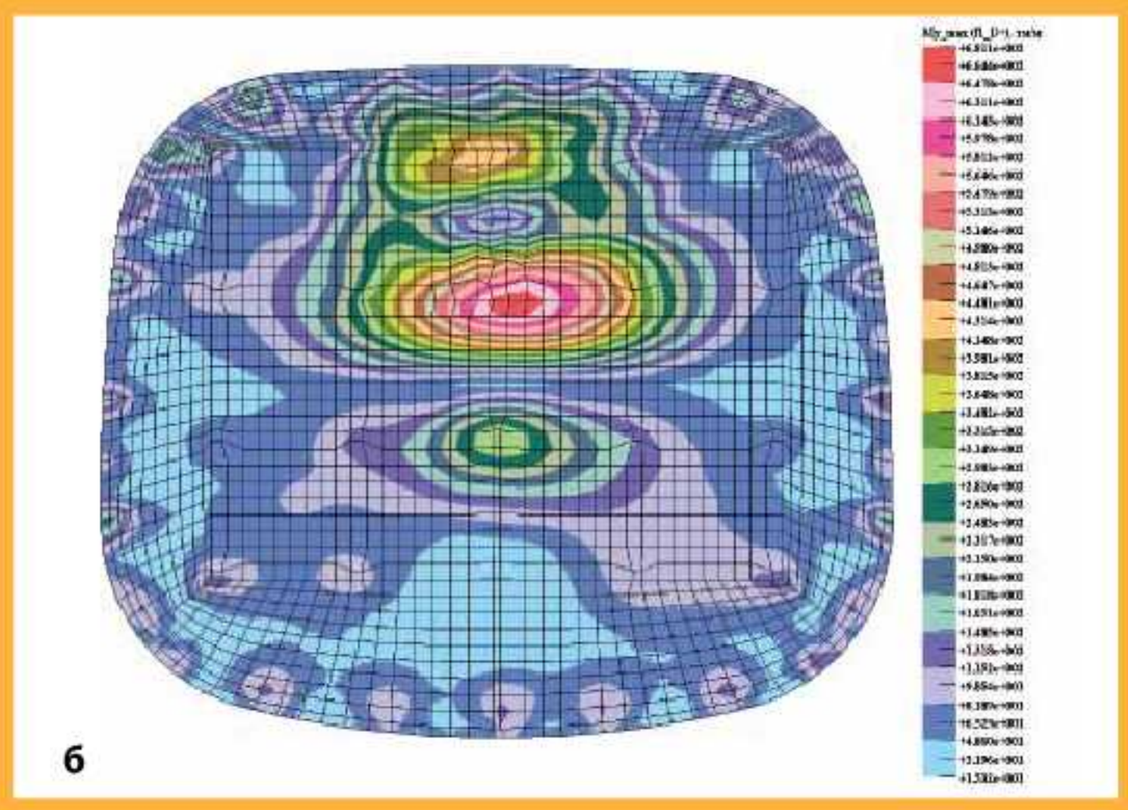


Рис. 8. Розподіл максимальних огинаючих моментів нижньої плити [МН м/м]: а – в напрямку X; б – в напрямку Y