БОЙКО ІГОР ПЕТРОВИЧ

Доктор технічних наук, професор, завідувач кафедри основ і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури.

Основні напрямки наукової діяльності: розробка прогресивних конструкцій та технології влаштування пальових фундаментів; розробка методів розрахунку фундаментів, які взаємодіють з нелінійно-деформованою основою, в яких поєднано вимоги першого та другого граничних станів матеріалів та ґрунтів; вдосконалення методів визначення параметрів ґрунтів в залежності від характеру деформування та виду навантажень.

E-mail: i.boyko@knuba.org.ua

САХАРОВ ОЛЕКСАНДР СЕРГІЙОВИЧ

Доктор технічних наук, професор кафедри основ і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури.

Основні напрямки наукової діяльності: розробка та реалізація теорій та методів розв'язання фундаментальних і прикладних проблем механіки суцільного середовища та механіки ґрунтів, зв'язані з розробкою високоточних математичних моделей конструкційних матеріалів та ґрунтових середовищ, чисельно-аналітичних методів дослідження нелінійних процесів в складних багатопараметричних механічних системах при дії статичних та динамічних навантажень.

E-mail: alexsakharov@gmail.com

САХАРОВ ВОЛОДИМИР ОЛЕКСАНДРОВИЧ

Кандидат технічних наук, доцент кафедри основ і фундаментів Київського національного університету будівництва і архітектури.

Основні напрямки наукової діяльності: дослідження взаємодії елементів системи «основа – фундамент – будівля» при статичних та динамічних навантаженнях з урахуванням нелінійного деформування середовищ.

E-mail: vlad@knuba.org.ua

УДК 624.15

ВЗАЄМОДІЯ КОНСТРУКЦІЙ БАГАТОПОВЕРХОВИХ БУДІВЕЛЬ З УРАХУВАННЯМ В'ЯЗКО-ПЛАСТИЧНОЇ РОБОТИ ҐРУНТОВОГО МАСИВУ ПРИ СЕЙСМІЧНИХ НАВАНТАЖЕННЯХ

Ключеві слова: чисельне моделювання, динаміка, сейсміка, в'язко-пластична модель, ґрунтова основа, пальовий фундамент, висотні будівлі, VESNA.

Представлено результати досліджень динамічної поведінки елементів системи "основа – фундамент – будівля" у тривимірній постановці засобами автоматизованої системи наукових досліджень (АСНД) "VESNA". Показано вплив застосування пружної, пружно-в'язкої та пружно-в'язко-пластичної моделей на поведінку конструкцій під дією сейсмічного навантаження з урахуванням системи сейсмоізоляції. Врахування фізичної нелінійності ґрунтів дозволило оцінити реальне просторове положення інженерних конструкцій після закінчення сейсмічної дії. Розкрито ефект виникнення максимальних зусиль в палях, які виникають нижче голови палі.

Представлены результаты исследований динамического поведения элементов системы "основание – фундамент – здание" в трехмерной постановке средствами автоматизированной системы научных исследований (АСНИ) «VESNA». Показано влияние применения упругой, упруго-вязкой и упруго-вязко-пластической моделей на поведение конструкций под действием сейсмической нагрузки с учетом системы сейсмоизоляции. Учет физической нелинейности грунтов позволил оценить реальное пространственное положение инженерных конструкций после окончания сейсмического воздействия. Раскрыты эффекты возникновения максимальных усилий в сваях, возникающие ниже головы сваи.

This article presents an analysis of the dynamic behavior of the 3D "soil base – foundation – above-ground construction" system that was conducted via the automotive system of scientific research (ASSR) "VESNA". In particular, the presented results show the effect of the use of elastic, visco-elastic and elastic-viscoplastic models on the behavior of the building under seismic loads while taking into account a seismic isolation system. Taking into consideration the non-linearity of the soil's physical properties allowed the model to estimate the actual spatial position of the engineering structures after seismic action. The model demonstrated that the greatest forces within the piles appeared below the pile heads.

1. ВСТУП

При дії сейсмічних навантажень в будівлі виникають додаткові напруження, які можуть перевищувати зусилля при статичних та вітрових навантаженнях, або мати, навіть, іншу якісну картину розподілу зусиль. Динамічний напружено-деформований стан елементів системи "основа – фундамент – будівля" має суттєві відмінності від статичного. При взаємодії конструкцій з основою результат в значній мірі залежить від особливостей кожного із середовищ. Це призводить до виникнення нових зон з максимальним завантаженням відносно статичних умов навантаження [3].

Складність оцінки впливу динамічних навантажень пов'язана з необхідністю детального розгляду поведінки кожного середовища, які приймають участь в роботі системи та їх взаємодію. Сейсмічні навантаження мають великий спектр частот і наперед неможливо спрогнозувати, який напружений стан виникає в елементах конструкцій в залежності від часу дії навантаження.

2. ПОСТАНОВКА ЗАДАЧІ. СКІНЧЕННО-ЕЛЕМЕНТНА МОДЕЛЬ.

Існуючі спектральні методи не дають повної картини взаємодії основи з конструкціями. Крім того, не можна вважати задовільними методики, що базуються на представленні ґрунтового масиву через моделі типу вінклерівської основи. В цьому випадку немає можливості адекватно врахувати інерційні сили ґрунтової основи. Ще більші похибки можна очікувати в умовах жорсткого защемлення фундаментів, коли взагалі неможливо оцінити взаємодію основи з фундаментами та будівлею.

В даній роботі представлені дослідження проводились на базі реальної багатоповерхової будівлі, що запроектована на схилі в сейсмічно-небезпечній ділянці АР Крим. Будівля являє собою 16 поверховий будинок із паркінгом. Несучі конструкції складаються з перекриття товщиною 220 мм, ядра жорсткості з ліфтовою шахтою, діафрагмою до 5-го поверху та колон. Нижній поверх (паркінг) має суцільну стіну по периметру (b=400мм). Плити перекриття мають змінну площу, яка зменшується з кожним поверхом від 900м^2 до 300м^2. Колони мають переріз 400х400мм і по контуру нахилені до твірної

Ґрунтова основа представлена шарами дресвяно-щебенистого ґрунту товщиною близько 10-18м; прошарком зміщених аргілітів товщиною до 2-3м, які підстеляються аргілітами.

Спочатку будівля була запроектована на бурових палях (Ø620мм L=35м), які заведені в корінні породи аргілітів. Враховуючі велику сейсмічність ділянки (8-9 балів MSK-64) та багатоповерховість будівлі плита ростверку мала товщину 2м.

Розрахунки проводились у тривимірній постановці засобами автоматизованої системи наукових досліджень (АСНД) "VESNA". Скінченно-елементна модель складається із шаруватого ґрунтового масиву та конструкцій будівлі (Рис. 1). Розміри ґрунтового масиву приймались за умов забезпечення мінімального впливу граничних умов на досліджувану частину будівлі і склали 200х180 м в плані та 155м по глибині під плитою фундаменту. Кількість невідомих системи склала 348 132 рівнянь.

Для зменшення ефекту відбивання хвиль від границь ґрунтового масиву граничні умови доповнені умовою розсіювання енергії за моделлю Лізмера [4].

Дія сейсмічних навантажень моделювалась тривимірною акселерограмою з набору нормативних синтетичних акселерограм [7] в залежності від найменшої частоти власних коливань будівлі.

Власні форми та частоти будівлі були обрані з урахуванням можливого жорсткого зміщення будівлі при відсутності впливу граничних умов. Найменший період власних коливань становив T=0,56 с. Для досліджень сейсмічного впливу було використано нормалізовану ділянку акселерограми (№3) протягом 30 сек, зі стандартного набору акселерограм [7] (Рис. 2).

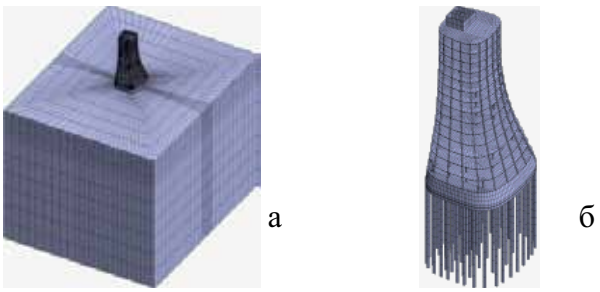

Рис.1. Скінченно-елементна модель системи «основа – фундамент – будівля» (а) та конструкцій будівлі (б) .

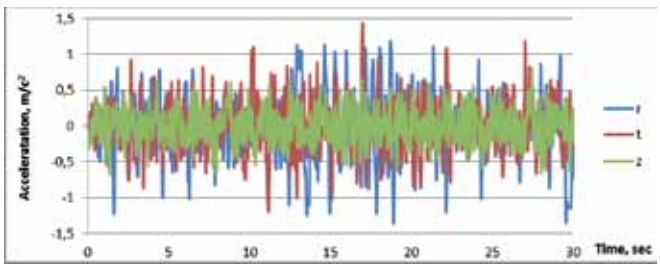

Рис.2. Трьохкомпонентна розрахункова акселерограма (30 сек).

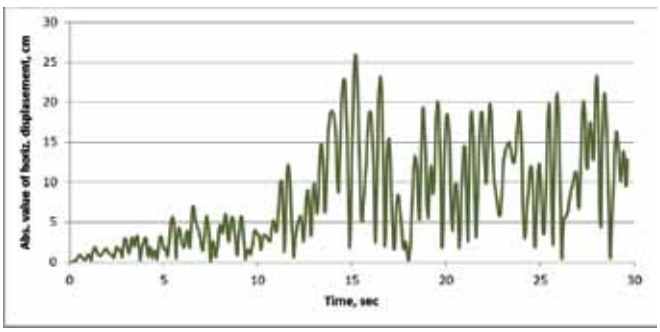

Рис.3. Графік модулів переміщень ростверку в плані (пружня модель без згасання коливань).

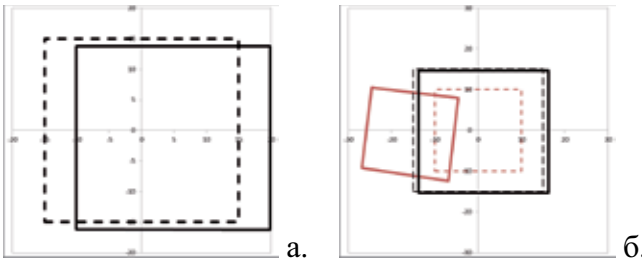

Рис.4. Максимальні переміщення в плані: а – фундаментної плити в момент часу t=15.1 с (коеф. збільшення переміщень Kd=20); b – фундаменту та плити покриття t= 17.65 с, Kd=5).

3 МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЛІ В УМОВАХ ПРУЖНОЇ ТА В'ЯЗКО-ПРУЖНОЇ РОБОТИ ОСНОВИ ПРИ ДІЇ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ.

З метою виявлення фізичних процесів, що відбуваються за рахунок згасання коливань, на першому етапі проведений аналіз взаємодії елементів системи "основа – фундамент – будівля" в лінійній постановці без врахування згасання.

При дії інерційних сил відповідно прийнятої акселерограми будівля отримала значні коливання як в горизонтальній, так і вертикальній площині. Аналіз переміщень в просторі показав, що переважаючі переміщення відбулися в напрямку дії інерційних сил згідно акселерограми, в тому числі у вигляді осідання. На графіку модулів векторів переміщень (Рис. 3) видно, що на протязі навантаження будівля має тенденцію до наростання амплітуди коливань. Таке збільшення амплітуд можна трактувати, як наслідок резонансних процесів, що відбуваються в системі.

Під час навантаження максимальне горизонтальне відхилення ростверку від початкового положення досягло значень 26см на 15,1 с (Рис. 4, а).

Вертикальні несучі конструкції складаються переважно із ядра жорсткості та колон, що не забезпечує високої просторової жорсткості будівлі. За рахунок горизонтальних коливань і значної висоти будівлі в зоні верхнього поверху амплітуда коливань значно збільшилась і досягла максимальних значень 341см та 297см відповідно на 17,65 та 25,38 секундах. Розташування ядра жорсткості біля краю будівлі спонукає до закручування будівлі під час коливання (Рис. 4, б).

Беручі до уваги, що вся конструкція будівлі коливається без згасань, зусилля що виникають в конструкції будуть максимальними, особливо в місцях прояву резонансу. Аналіз розташування екстремумів показав, що при дії динамічних навантажень найбільші зусилля зосереджені в зонах максимальних жорсткостей конструкцій, а саме ядра жорсткості, діафрагми та колон.

Для даної постановки максимальні зусилля формуються починаючи з 15 с навантаження .

Вертикальні зусилля, що виникають в палях мають знакозмінний характер. При цьому стискуючі зусилля складають близько $20 \cdot 10^3$кН, а розтягуючі – $19 \cdot 10^3$кН. Згідно проекту палі мають достатню довжину, щоб передавати навантаження на корінні міцні породи ґрунту (аргілітів), перетинаючи слабкий прошарок. Максимальні зусилля в палях виникають починаючи з 16 сек, що узгоджується з роботою інших конструкцій фундаментів.

В реальних умовах проходження динамічних хвиль в середовищі супроводжується втратою енергії за рахунок в'язкості, пластичної деформації або руйнування тіл. Таким чином, для більш реальної оцінки напруженого стану потрібно враховувати згасання коливань.

Для моделювання згасання існують різні математичні моделі. Українські норми не обмежують використання моделей, приводячи тільки загальні рекомендації. Проте американські норми проектування атомних станцій [8] при врахуванні сейсмічних навантажень рекомендують використовувати одну з (чотирьох) запропонованих моделей, серед яких є двох параметрична модель Релея. Згідно неї матриця згасання являє собою лінійну комбінацію матриць мас та жорсткості, взятих з відповідними коефіцієнтами α і β:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[K]. \qquad (1)$$

Реалізація цієї моделі передбачає визначення коефіцієнтів α і β через параметри згасання (ξ_{sum}, ξ_M, ξ_K), які поставлені в залежність від обраних базових (натуральних) частот ω_0, ω_1 та декременту коливань (2), (3). Згасання коливань в ґрунті та в інженерних конструкціях відбувається по різному, тому параметри моделі призначались для кожного із середовищ окремо (ґрунт, залізобетон). Декремент коливань був прийнятий за українськими нормами. В залізобетонних конструкціях декремент має значення $\delta=0,3$, а в ґрунтах до $\delta=0,6$:

$$\xi_{sum} = \frac{\delta}{\sqrt{4 \cdot \pi^2 + \delta^2}} = \xi_K + \xi_M, \qquad (2)$$

где $\xi_M = \dfrac{\alpha}{2\omega_0}$, $\qquad \xi_K = \dfrac{\beta \cdot \omega_1}{2}$.

Враховуючі, що в розрахунковій моделі використовуються різні параметри згасання для розв'язання поставленої задачі був застосований метод прямого інтегрування в часі за Н'юмарком.

Навантаження на систему залишилось без змін. В результаті розрахунків було отримано, що процес загасання суттєво вплинув не тільки на амплітуди коливань, але і на характер деформування всієї конструкції. Амплітуди переміщень зменшились приблизно в 4 рази і для ростверку склали 8,2см на 13,8с навантаження (Рис. 5)

Амплітуди вертикальних коливань відносно початкового положення не перевищили 4 см.

Максимальні моменти, що виникають в ростверку також зосереджені в зонах ядра жорсткості, діафрагми та колон в

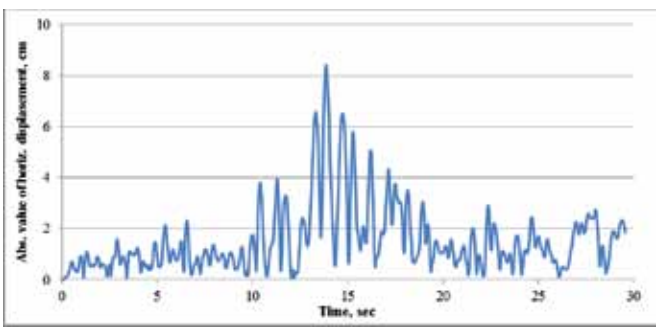

Рис.5. Графік модулів переміщень ростверку в плані (в'язко-пружня модель).

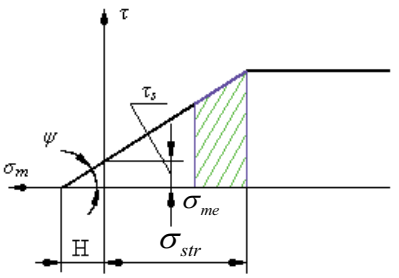

Рис.6. Модифікований критерій Мізеса-Шлейхера-Боткіна з урахуванням структурної міцності (σ_{me}, σ_{str} – границя пружності та структурної міцності).

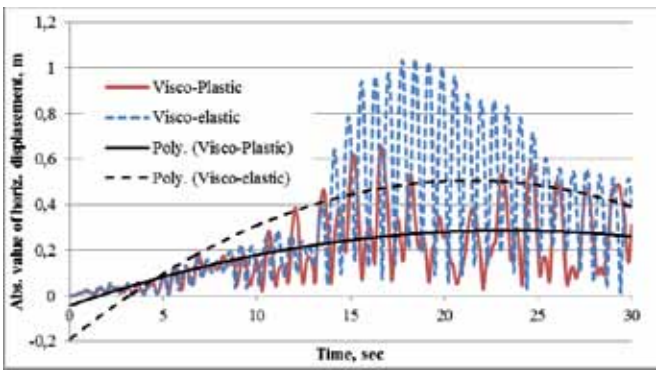

Рис.7. Графік модулів переміщень верхньої фундаментної плити з урахуванням в'язко-пружної та в'язко-пластичної роботи ґрунту.

діапазоні часу від 10 до 24 сек.

Зусилля в палях зменшились втричі. Екстремуми в переважній більшості розташовані в голові паль (при стиску $6{,}6 \cdot 10^3$кН, а при розтягу $6{,}2 \cdot 10^3$кН). Але в зоні колон зустрічаються палі, де максимальні зусилля знаходяться нижче голови. Час виникнення максимальних зусиль для переважної кількості паль знаходиться в діапазоні 15-20 с.

Аналіз попередніх розрахунків показав, що при даній сейсмічності території амплітуда коливань верхніх поверхів будівлі складає близько 1 м, що призводить до незадовільних умов експлуатації. З метою зменшення впливу сейсмічних коливань було запропоновано використання системи сейсмоізоляції. Це зменшує жорсткість будівлі в цілому, зменшує резонансний ефект, а також допомагає поглинути частину енергії коливань за рахунок пластичної роботи демпфера. Для реалізації такої системи конструкція фундаментної плити-ростверку була розділена по товщині демпферним прошарком. Таким чином, було отримано конструкцію фундаменту, що складається з ростверку та плити. Ростверк об'єднує палі з нижньою плитою. Плита жорстко з'єднана з надземними несучими конструкціями, і опирається через демпферний прошарок на ростверк.

За результатами попередніх досліджень було визначено, що ефект локального збільшення вертикальних напружень в першу чергу пов'язаний із наявністю шару ґрунту з підвищеною деформативністю. Проведені натурні випробування паль меншої довжини показали достатню несучу здатність для сприйняття навантаження від будівлі. Беручи до уваги, що будинок розташований на схилі, який закріплений підпірними стінами з обох сторін будівлі (схилоукріплюючі конструкції), було запропоновано зменшити довжину паль до 13 м, не прорізаючи слабкий шар ґрунту. Проведені дослідження впливу довжини паль на напружений стан конструкцій підтвердили це рішення.

Задачі динаміки із врахуванням пружно в'язко пластичного деформування середовищ, при використанні методу Н'юмарка потребують багаторазового перерахування матриці жорсткості. Це спонукає до використання прямих явних методів. В даній роботі використовується явний метод по схемі Уілкінса. Особливістю цих методів є дуже малий крок інтегрування в часі. Проте його використання дозволяє застосовувати пружно-в'язко-пластичну модель для всіх середовищ без принципового ускладнення алгоритму або збільшення часу розрахунку. Такий підхід дозволяє уточнити напружено-деформований стан та більш повно дослідити взаємодію елементів системи "основа - фундамент будівля" з врахуванням таких ефектів як відрив конструкцій від ґрунту, ущільнення основи та ін. Для описання нелінійної поведінки ґрунту використано неасоційований закон модифікованого критерію Мізеса – Шлейхера – Боткіна із врахуванням структурної міцності ґрунту [1,2,5,6] (Рис. 6). Параметри моделі можуть бути визначені відомими методами. Крім цього, проводиться чисельна ідентифікація параметрів по результатам натурних випробувань ґрунтів. У поєднанні з характеристиками динамічної в'язкості з власними параметрами для різних середовищ (модель Релея) це дозволило врахувати реальні процеси деформування ґрунтової основи при взаємодії з інженерними конструкціями при складному напруженому стані і, як наслідок, дає можливість проектувати надійні та раціональні конструкції.

В даній роботі традиційну модель Мізеса-Шлейхера-Боткіна доповнено умовою дограничної пластичності і ефекту розвантаження.

Врахування ефекту розвантаження має особливе значення при розв'язках задач з циклічним навантаженням. Реалізація передбачає, що на початковій стадії навантаження до границі структурної міцності, значення якої прийнято на 20% більше ніж природні гідродинамічні напруження (з урахуванням ваги будівлі), ґрунт деформується із модулем пружності, значення якого прийнято за результатами лабораторних досліджень $E_{el}=5 \cdot E_{def}$. При подальшому навантаженні ґрунт деформується із модулем деформацій, внаслідок чого переміщення збільшуються. На етапі розвантаження ґрунт деформується з модулем розвантаження. В межах даної задачі цей модуль також був прийнятий рівним E_{el}.

Приведена модель дозволяє врахувати дограничну пластичність, пружно-в'язко-пластичну роботу ґрунту та матеріалу демпферу, а також оцінити положення будівлі після закінчення дії сейсмічного навантаження.

Уточнення роботи ґрунту та демпферу призвело до збільшення переміщень в плані будівлі. Максимальна амплітуда збільшилась з 8 до 10см. При цьому переміщення переважно орієнтовані вздовж дії радіальної складової сейсмічного навантаження. При даних умовах коливання в горизонтальній площині відбувались навколо нейтрального положення, внаслідок чого будівля не має тенденції до горизонтальних зсувів. Врахування пластичної роботи демпферного прошарку дозволило отримати зменшення амплітуд коливань верхніх поверхів будівлі. Переміщення значно відрізняються по характеру у порівнянні з попередніми розрахунками без демпферного шару та їх максимальна величина зменшилась на 40% і склала близько 64см в діапазоні часу від 15,1с до 24,5с (Рис. 7).

Внаслідок врахування структурної міцності та ефек-

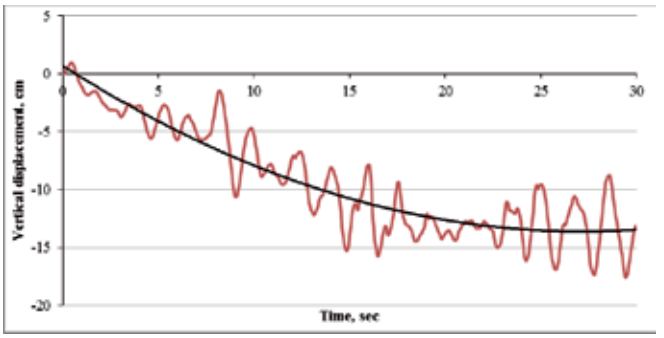

Рис.8. Графік осідання фундаменту при дії сейсмічного навантаження.

ту розвантаження зафіксовано процес незворотного осідання будівлі. Ущільнення ґрунту відбувається тільки при перевищенні напружень структурної міцності. Деформування при незворотному ущільненні ґрунту відбувається з модулем деформацій, який відповідає реальній роботі ґрунту. Як видно з графіку (Рис. 8) процес осідання розвивався до 20 с навантаження, після чого осідання стабілізувалось і наприкінці досягло значення близько 13 см.

Напружений стан в конструкціях фундаменту зменшився. У верхній плиті моменти переважно склали 500-800кН·м/м, але в місцях концентрацій напружень в зоні ядра жорсткості, діафрагми та колон моменти мають локальні значення близько 450кН·м/м. У ростверку – до 330кН·м/м.

При пружно-в'язко-пластичній постановці стискаючі зусилля в палях зменшились на 40% і склали від $1.7 \cdot 10^3$кН до $4 \cdot 10^3$кН в рівні голови. При розтягу максимальні зусилля склали від $0.5 \cdot 10^3$кН до $3.5 \cdot 10^3$кН в різних зонах. Слід зауважити, що в даному варіанті палі знаходились в однорідному ґрунті. Але незважаючи на це в них виникають значні розтягуючі зусилля, максимальні значення яких знаходились нижче голови паль (Рис. 9).

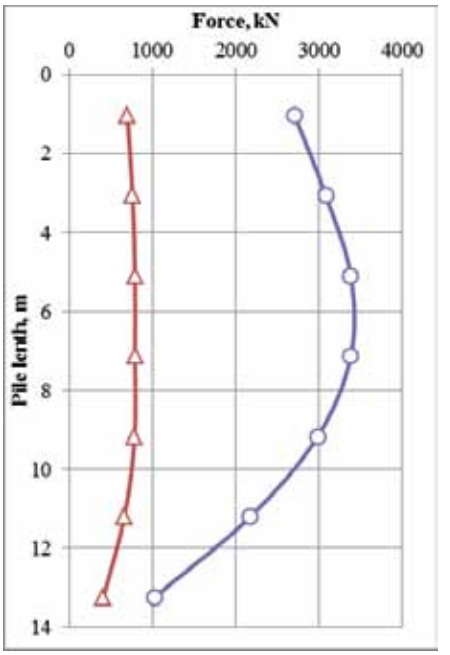

Рис.9. Графіки поздовжніх сил в палях (Δ – центральна зона, o – периферійна зона)

ВИСНОВКИ:

Показано, що при розв'язанні задач впливу сейсмічних навантажень на конструкції будівель і споруд необхідно враховувати інерційні масові сили ґрунтової основи та відповідні процеси згасання коливань у ґрунті та конструкціях.

Виявлено, що при дії сейсмічних навантажень, переважно за рахунок інерційних сил ґрунту, в палях можуть виникати зони значних розтягуючих зусиль. Ці зони розташовані нижче голови і повинні бути враховані при армуванні конструкцій паль.

Встановлено, що використання паль в шаруватих ґрунтових основах з різними деформативними властивостями при дії сейсмічних навантажень призводить до виникнення зусиль в палях, що можуть перевищувати зусилля в голові паль до 2 раз.

Максимальні зусилля в конструкціях можуть виникати в різний час і не обов'язково на ділянках максимальних амплітуд акселерограми.

Представлена та реалізована в АСНД "VESNA" методика розв'язання динамічних задач для системи "основа-фундамент-будівля" дозволяє підвищити рівень надійності при проектуванні конструкцій будівель і споруд, шляхом врахування особливостей динамічної взаємодії таких конструкцій з ґрунтовою основою.

СПИСОК ВИКОРИСТАННОЇ ЛІТЕРАТУРИ

1. Бойко І.П., Сахаров В.О. Моделювання нелінійного деформування ґрунтів основи з урахуванням структурної міцності в умовах прибудови. // Будівельні конструкції. Міжвідомчий науково-технічний збірник. К.: НДІБК, 2004. – Вип.61, т.1. – С.27-33.
2. Сахаров В.О. Математична модель нелінійної ґрунтової основи для досліджень задач прибудови // Основи і фундаменти: Міжвідомчий науково-технічний збірник. – К.: КНУБА, 2005 – вип.№29. – С.8-19.
3. Метод конечных элементов в механике твердых тел. / Под редакцией А.С. Сахарова, И. Альтенбаха – К.: Вища Школа, 1982; Лейпциг: ФЕБ Файхбухферлаг, 1982. – 80с.
4. John Lysmer and R.L. Kuhlemeyer, Finite Dynamic Model for Infinite Media, Proc. ASCE, Vol. 95, No.EM4, 1969, August
5. Vladimir Sakharov, Modelling of multistory building on nonlinear base in an annex conditions. Active geotechnical design in infrastructure development. – Ljubljana, Slovenia, 2006 – Vol.2. 693-698p.p.
6. I. Boyko, O. Sakharov & Yu. Nemchynov . 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, 1447-1450p.p.
7. ДБН В.1.1-12-2006. Будівництво у сейсмічних районах.
8. ASCE Standard 4-98, 1999