

МОДАЛЬНИЙ АНАЛІЗ КОЛОННОЇ СТАНЦІЇ ІЗ ВРАХУВАННЯМ НЕЛІНІЙНИХ ВЛАСТИВОСТЕЙ ТА ПРИЄДНАНИХ МАС ОТОЧУЮЧОГО МАСИВУ

В роботі представлено результати модального аналізу колонної станції з урахуванням нелінійних властивостей ґрунту та приєднаних мас оточуючого масиву.

В работе представлены результаты модального анализа колонной станции с учётом нелинейных свойств грунта и присоединённых масс окружающего массива.

In the article the results of modal analysis of the columnar station taking into account nonlinear properties of soil and the added masses of surrounding massif are presented.

Специфічною особливістю роботи станцій метрополітену, в тому числі і мілкого закладення, є сприйняття ними динамічних дій від рухомого транспорту, як представленого рухомим складом метропоїзду, так і зовнішньою дією наземного транспорту [1]. Такі дії в сукупності з різноманітністю місць їх прикладення на транспортну споруду істотно ускладнюють розрахунки його напружено-деформованого стану (НДС), зважаючи на необхідність обов'язкового обліку не тільки силової, але і інерційної складової [2 – 4].

Слід зазначити, що складність поведінки споруд станцій і ґрунтового масиву при динамічних навантаженнях істотно вище, ніж при статичних, причому в розрахунках НДС цієї системи вимагається оцінювати вплив багатьох чинників, які не враховуються в статичних розрахунках. Існуючі аналітичні положення розділяють область динамічних розрахунків на динаміку споруд і динаміку ґрунтів [5, 6]. Але більш продуктивним є сумісний розгляд системи «обробка станції – оточуючий масив». Сумісний розгляд і аналіз цієї системи, як єдино вірний підхід до дослідження реальної споруди і підстави відзначало багато дослідників.

Коректне завдання в'язкого тертя (демпфірування) дуже важливе для одержання адекватного відгуку конструкції, тому що ефекти демпфірування важко визначити кількісно, величини часто обчислюють, базуючись на результатах динамічних тестів. Слід також зазначити, що при описі демпфірування часто виправдані прості наближення, оскільки значення демпфірування найчастіше невисокі.

Сила в'язкого демпфірування f_v пропорційна швидкості $\dot{u}$ й визначається рівнянням

вільних коливань системи із в'язким тертям

$$f_v = b\dot{u}, \quad (1)$$

де b – коефіцієнт в'язкого демпфірування.

Отже, при наявності в'язкого тертя, рух маси описується неперіодичним законом. Однак, цей рух називають періодично загасаючими коливаннями. Для конструкції станції слід задати значення логарифмічного декременту $\delta=0,3$ (залізобетонні споруди). Зв'язок між логарифмічним декрементом δ і коефіцієнтом

непружного опору y як $\delta = \pi y$, звідки $y = \frac{\delta}{\pi}$ і

для залізобетонних споруд $y = 0,0955$.

При перевірці через коефіцієнт втрат $\eta = 0,0957$, що відповідає середньому значенню $\eta = 0,089 \dots 0,091$ для залізобетонних конструкцій [7].

При сталих вимушених коливаннях логарифмічний декремент виражається через коефіцієнт поглинання

$$\psi = \frac{E^*}{E}, \quad (2)$$

де E^* й E – відповідно, поглинена й потенційна енергія системи.

Неврахування в'язкого тертя в СЕ-моделі приводить до того, що коливання стають незатухаючими, що не відповідає реальній картині коливань станційних конструкцій.

Для проведення модального аналізу станційної конструкції із урахуванням приєднаних мас оточуючого ґрунту застосовуємо СЕ-модель на основі об'ємних елементів (рис. 1).

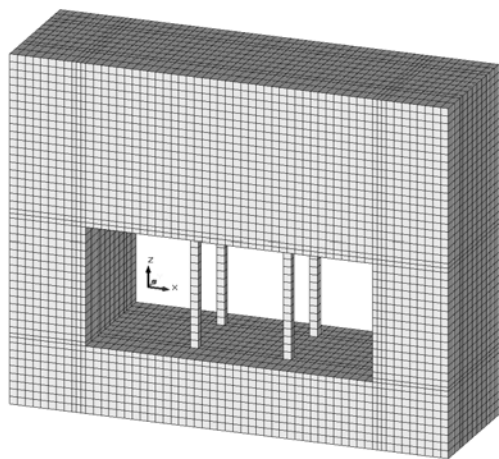
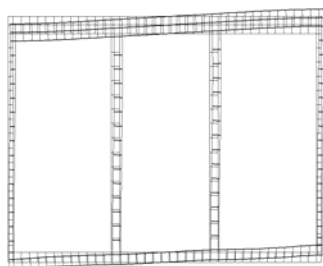


Рис. 1. Модель для проведення модального аналізу

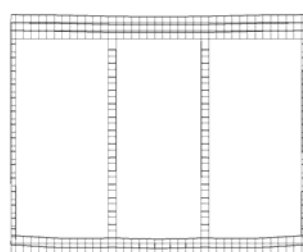
На відміну від статичного аналізу, СЕ-модель для динамічних розрахунків має дещо зменшену розмірність (кількість СЕ – 10935, кількість вузлів – 14152), оскільки модальний аналіз моделей із великою кількістю СЕ неможливий з причини обмеження оперативної пам'яті та частоти процесору.

В моделі для динамічного аналізу відтворено частину станційної конструкції, яка повторюється, і результати розрахунків мають високу точність.

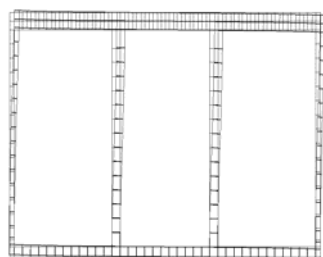
Після проведеного модального аналізу його результатами є форми і частоти власних коливань, причому наведений лише фрагмент станційної конструкції в колонній частині (рис. 2).



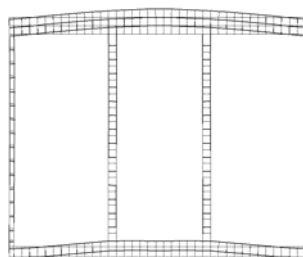
1-а власна форма, частота 1,98 Гц



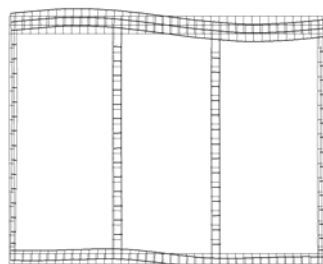
2-а власна форма, частота 2,05 Гц



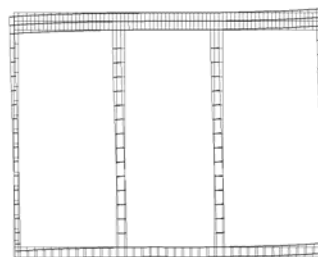
3-я власна форма, частота 2,55 Гц



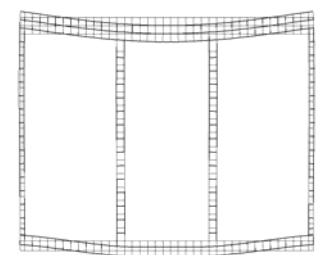
4-а власна форма, частота 3,00 Гц



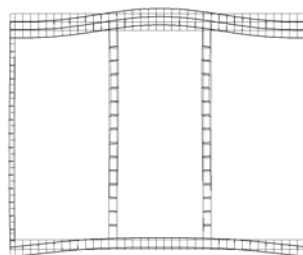
5-а власна форма, частота 4,00 Гц



6-а власна форма, частота 4,27 Гц



7-а власна форма, частота 4,42 Гц



8-а власна форма, частота 5,11 Гц

Рис. 2. Власні форми і відповідні їм частоти СЕ-моделі

Насамперед слід відмітити, що в подальшому будуть наводитися перші три-чотири власні форми із відповідними частотами, як характеристики найбільш вірогідних коливань, які виникають при резонансі. Як видно із аналізу (рис. 2), діапазон частот власних коливань для перших восьми форм знаходиться в діапазоні 1,98...5,11 Гц, що відповідає низькочастотним коливанням. Така ситуація цілком нормальна для важкої та жорсткої станційної конструкції, яка взаємодіє із приєднаними масами оточуючого ґрунту. Можливим процесом, який може спричинити резонансні явища в станційній конструкції, є землетрус, коливання якого знаходяться в межах від 1 до 30 Гц. Всі інші частоти вище 30 Гц спричиняють станційній конструкції локального впливу, який не є руйнуючим.

Аналіз форм власних коливань свідчить про те, що форми 4...8 є згинальними, причому конструкція станції працює як одне ціле; форми 2 і 3 (дві важливі форми власних коливань) є зсуваючими конструкцію паралельно початковому стану статичної рівноваги: 2-а форма –

вздовж вертикальної осі, 3-а форма – вздовж горизонтальної осі; 1-а форма (основний тон власних коливань) – є крутильною, тобто конструкція на цій частоті повертається навколо свого центру, дещо згинаючись.

Цікавим фактом є те, що форми 1 та 5 є косиметричними, тобто при застосуванні СЕ-моделі половини станційної конструкції вони б випали із модального аналізу, і основним тоном конструкції була б частота 2,05 Гц. Форма 5 також цікаво характеризує конструкцію, яка при частоті 4,0 Гц згиналася б нерівномірно – ліва колона уходила б вздовж вертикальної осі вгору, права – вниз.

Важливу задачу при динамічному аналізі становить з'ясування впливу приєднаних мас оточуючого масиву, які значно зменшують частоту власних коливань станційної конструкції. Для цього дослідження розроблені ще п'ять СЕ-моделей, в яких поступово по 2 метри забирається шар ґрунту над склепінням, причому в останній моделі станційна конструкція стоїть на основі без верхніх та бокових приєднаних мас ґрунту (рис. 3).

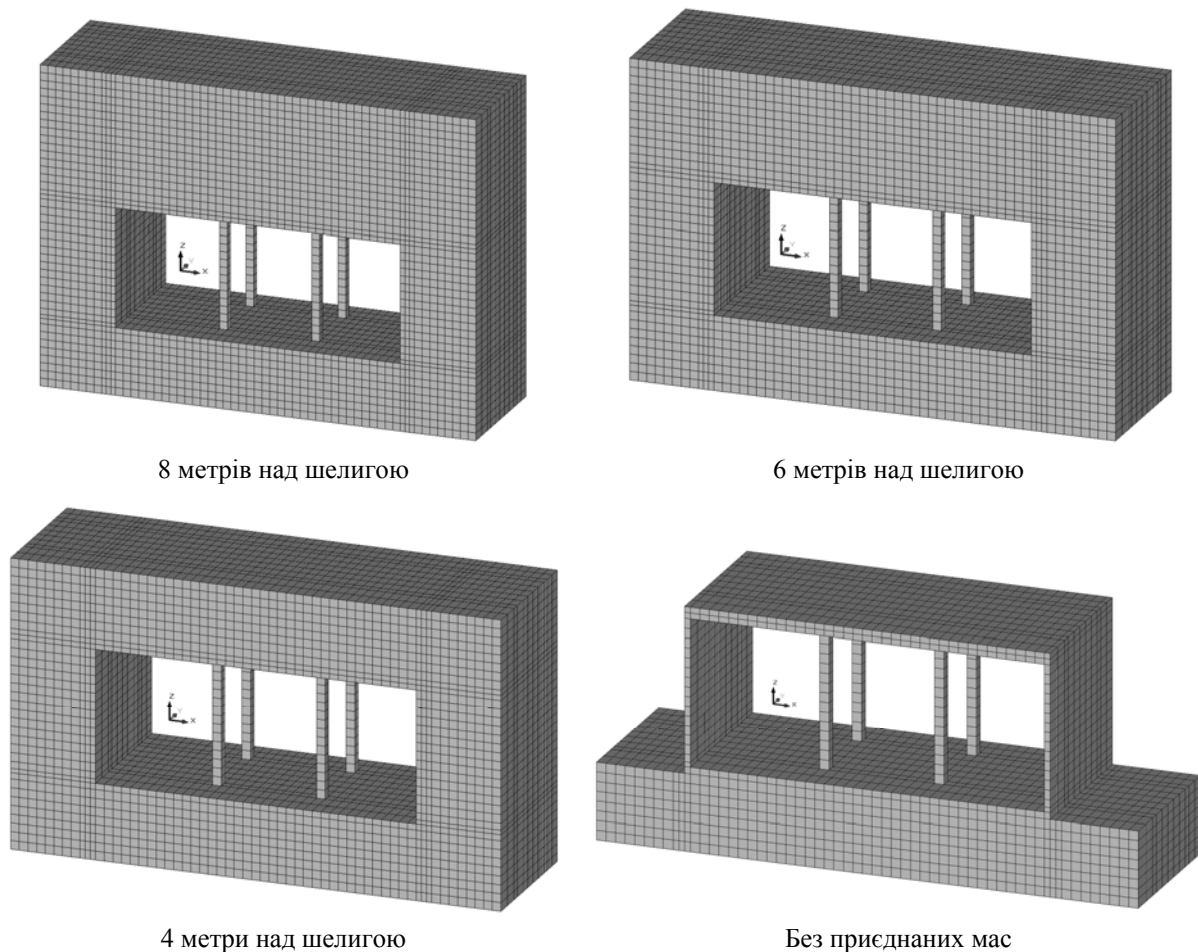


Рис. 3. СЕ-моделі станційної конструкції із зміною приєднаних мас над склепінням (моделі без 2 метрів над шелигою та без ґрунту над шелигою не наведені)

На рис. 4 надані форми власних коливань за основним тоном для всіх шістьох моделей.

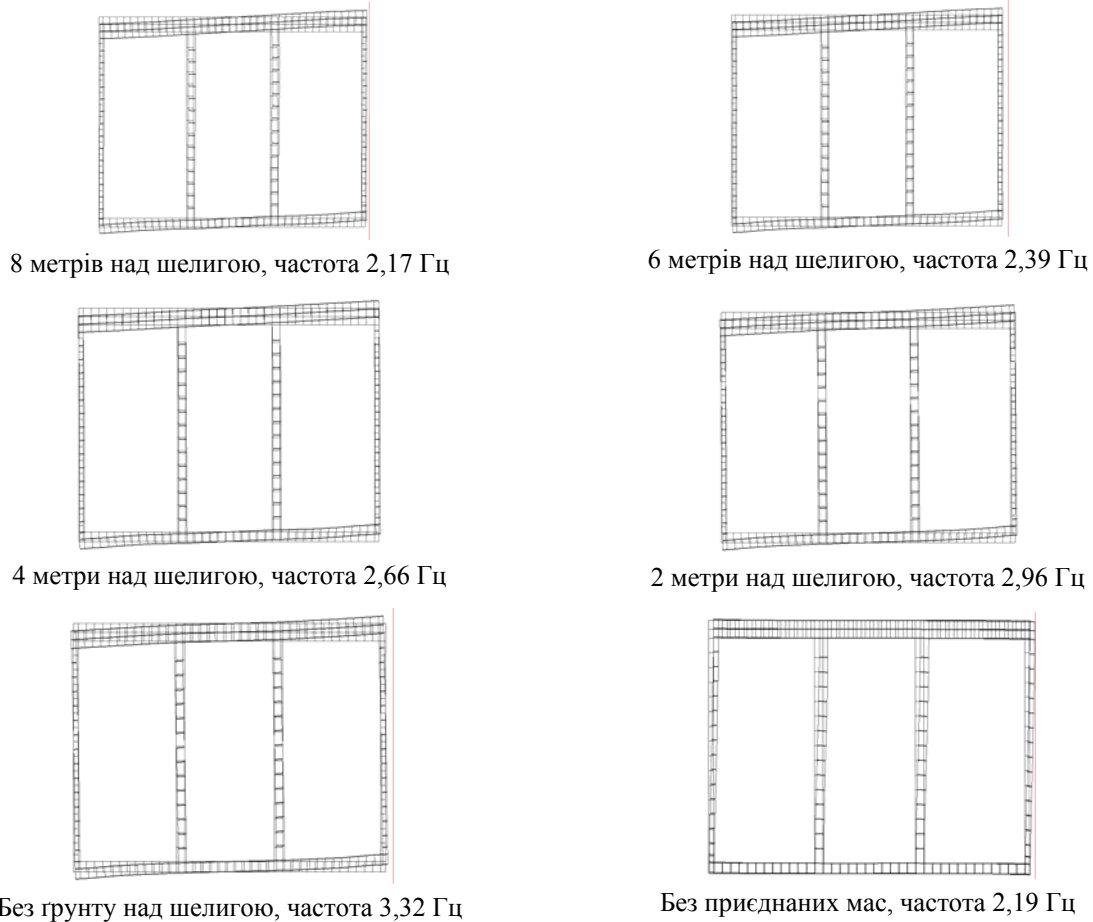


Рис. 4. Власна форма СЕ-моделей (рис. 3) за основним тоном і відповідна їй частота

Як видно із рис. 4, форми за основним тоном всіх СЕ-моделей, окрім моделі без приєднаних мас, якісно практично ідентичні, причому кількісно змінюється лише частота. Із цього можна зробити висновок, що наявність приєднаних мас з боків станційної конструкції впливає на форму власних коливань, а наявність приєднаних мас зверху над шелигою склепіння впливає на частоту цих коливань.

Бокові приєднані маси при зміні шару ґрунту над станцією зберігають форму коливань, що видно із значної зміни кососиметричних коливань всіх моделей із боковими масами на відміну від симетричних коливань моделі без приєднаних мас, в якій, після збільшення частоти в залежності від ґрунту над склепінням, вона зменшилася до значення в 2,19 Гц.

Для більш детального аналізу впливу приєднаних мас на частоти власних коливань станційної конструкції проаналізуємо перші чотири частоти у вигляді табл. 1. Для того, щоб вивести закономірності впливу приєднаних мас на зміну частот станційної конструкції, побудовано графік (рис. 5).

Таблиця 1

Частоти власних коливань СЕ-моделей

СЕ-модель	Частоти, Гц			
	1-а форма	2-а форма	3-а форма	4-а форма
10 метрів над шелигою	1,98	2,05	2,55	3,00
8 метрів над шелигою	2,17	2,29	2,68	3,27
6 метрів над шелигою	2,39	2,55	2,850	3,60
4 метри над шелигою	2,66	2,82	3,16	4,15
2 метри над шелигою	2,96	3,14	3,72	5,11
Без ґрунту над шелигою	3,32	3,60	5,07	5,80
Без приєднаних мас	2,19	4,96	6,45	6,80

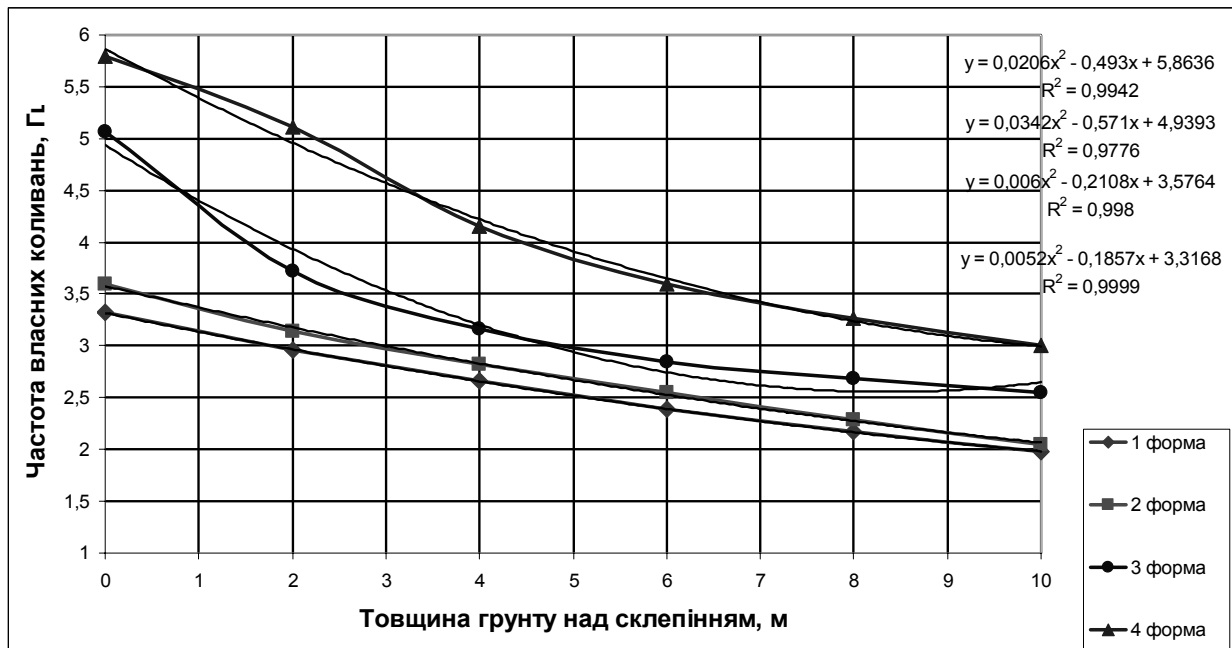


Рис. 5. Графік залежності частот від приєднаних мас над шелигою склепіння

Як видно із аналізу графіка, всі апроксимовані залежності форм власних коливань від товщини ґрунту над склепінням мають характер поліному другого порядку. Але це не доводить, що всі форми власних коливань мають між собою якусь єдину закономірність, оскільки, за законом ортогональності форм власних коливань, їх між собою порівнювати не можна. Отримані закономірності можна побудувати і для інших форм, але вже проаналізовані графіки дають змогу свідчити, що частоти власних коливань в залежності від товщини ґрунту над склепінням станційної конструкції змінюються за поліномом другого порядку, а ступінь апроксимації R^2 практично дорівнює одиниці ($R^2 = 0,977...0,999$), тобто отримані залежності є функціональними.

Подальший розвиток надана робота отримає в послідовному розрахунку конкретних колонних станцій мілкого закладення і, таким чином, створення детальної бази даних частот і форм власних коливань підземних конструкцій з урахуванням нелінійних властивостей ґрунту оточуючого масиву та приєднаних мас ґрунту, що дозволить на стадії проектування більш обґрунтовано обирати геометричні параметри станційних конструкцій.

БІБЛІОГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. ДБН В.2.3-7-2003. Метрополітени [Текст]. – К.: Держбуд України, 2003. – 300 с.
2. Бакиров, Р. О. Динамический расчет и оптимальное проектирование подземных сооружений [Текст] : учеб. пособие для вузов / Р. О. Бакиров, Ф. В. Лой. – М.: Стройиздат, 2002. – 464 с.
3. Вознесенский, Е. А. Поведение грунтов при динамических нагрузках [Текст] / Е. А. Вознесенский. – М.: Изд-во МГУ, 1997. – 286 с.
4. Дашевский, М. А. Распространение волн при колебании тоннелей метро [Текст] / М. А. Дашевский. // Строительная механика и расчет сооружений. – 1974. – № 5. – С. 29-34.
5. СНиП 2.02.05-87. Фундаменты машин с динамическими нагрузками [Текст]. – М.: Стройиздат, 1988. – 31 с.
6. Справочник по механике и динамике грунтов [Текст] / под ред. В. Б. Швеца. – К.: Будівельник, 1987. – 232 с.
7. Динамический расчет зданий и сооружений [Текст] : справочник проектировщика / под ред. Б. Г. Коренева и И. М. Рабиновича. – М.: Стройиздат, 1984. – 303 с.

Надійшла до редколегії 26.02.2010.

Прийнята до друку 03.03.2010.