

Національний авіаційний університет
Міністерство освіти і науки України
Національний авіаційний університет
Міністерство освіти і науки України

Кваліфікаційна наукова
праця на правах рукопису

БАШИНСЬКИЙ ЯРОСЛАВ ВОЛОДИМИРОВИЧ

УДК 624.042.8 (043.5)

ДИСЕРТАЦІЯ

ВПЛИВ ДИНАМІЧНИХ НАВАНТАЖЕНЬ МЕТРОПОЛІТЕНУ
НА НАПРУЖЕНО-ДЕФОРМОВАНІЙ СТАН
КОНСТРУКЦІЙ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди
Технічні науки

Подається на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук

Дисертація містить результати власних досліджень. Використання ідей, результатів і текстів інших авторів мають посилання на відповідне джерело

_____ Я.В. Башинський

Науковий керівник: Лапенко Олександр Іванович, доктор технічних наук, професор.

Київ – 2019

Ідентичний за змістом з іншими примірниками дисертації.

Вчений секретар спеціалізованої вченої ради Дубик О.М.

АНОТАЦІЯ

Башинський Я.В. Вплив динамічних навантажень метрополітену на напружено-деформований стан конструкцій будівель та споруд. – *На правах рукопису.*

Дисертація на здобуття наукового ступеня кандидата технічних наук за спеціальністю 05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди. – Національний авіаційний університет МОН України, Київ, 2019 р.

Мета дисертаційної роботи полягає у визначенні напружено-деформованого стану несучих конструкцій будівель і споруд при впливі вібродинамічних навантажень метрополітену, які можуть призвести до часткового або повного руйнування несучих конструкцій будівлі.

У першому розділі приведений аналіз впливу вібродинамічних транспортних навантажень на несучі конструкції будівель. Зазначено, що основна увага в науковій літературі приділяється залізничному транспорту: динаміці рухомого парку, недосконалості залізничних колій, мостів і т.п. У деяких випадках розглядається і генерація хвиль в ґрунті. Технічному стану споруд, розташованих поблизу залізничних колій, транспортних магістралей або метрополітену, уваги приділяється незрівнянно менше. Практично відсутні нормативи з кількісною оцінкою допустимості коливань (за амплітудою і частотою) не тільки ґрунту в районі розташування будівлі, але і самої будівлі в цілому та її окремих конструктивних елементів. Зустрічаються посилання на те, що коли дотримуються санітарні нормативи, то і міцність несучих конструкцій забезпечена, принаймні ці гіпотези не мають під собою наукової основи. Відзначається, що у містах із щільною забудовою дуже важливо враховувати вплив коливань метрополітену, частоти яких виявилися близькими до власних частот коливань несучих конструкцій.

Наводиться класифікація транспортних навантажень на конструкції будівель. Дослідження поведінки конструкцій під час постійно діючих вібродинамічних впливів від рухомого складу, особливо рейкового транспорту (наприклад трамваю, залізничного транспорту, метрополітену) свідчить про

нелінійний характер деформування конструкцій. Останнім часом поширюється будівництво у зоні впливу метрополітену, тому врахування цих впливів у динамічних розрахунках будівель є доцільним. Варто відзначити, що цей вплив, на відміну від сейсмічного, діє постійно. У першому розділі також виконано огляд найбільш часто використаних у міжнародній практиці критеріїв оцінки вібрації будівель, встановлених національними стандартами та іншими нормативними документами зарубіжних країн.

У результаті аналізу наведених літературних джерел, нормативних документів різних країн, проведених теоретичних досліджень було встановлено, що у масовому будівництві не враховується вібродинамічний вплив метрополітену як глибокого так і мілкового закладання на несучі конструкції будівель. На даний час, на жаль, ця задача вирішується на власний розсуд проектувальників.

У **другому розділі** дисертації структуровано та докладно описані існуючі методи розрахунку і моделювання поведінки конструкцій будівель при вібродинамічних впливах. Описано методи, які застосовуються у вирішенні різних задач вібродинамічного впливу. Подальший розвиток динамічних методів розрахунку пов'язаний із урахуванням фізичної, геометричної та конструктивної нелінійності конструкцій. При розрахунках на вплив метрополітену доцільно враховувати ще й фактор часу, протягом якого відбувається вплив. В проведених чисельних розрахунках у програмних комплексах використовується скінченно-елементна модель будівлі. Представлена математична модель методу прямого інтегрування руху для моделювання вібродинамічних впливів від метрополітену. Розглянуто та описано математичні моделі вібрацій і розповсюдження коливань у ґрунті. Особлива увага приділяється розповсюдженню коливань у ґрунті з врахуванням матеріального демпфування; розроблено моделі ґрунту, які дозволяють уточнити зони можливого впливу метрополітену на будівлі, які зводяться, а також будівлі, які експлуатуються. Аналіз існуючих методик розрахунку на динамічні навантаження показує, що при їх застосуванні неможливо коректно визначити вплив метрополітену, тому що характер

вібродинамічного впливу метрополітену відрізняється від сейсмічного (яке діє епізодично з великою амплітудою) та аеродинамічного навантаження (яке діє миттєво і являється вихровим). Теоретичні дослідження полягають в розробленні методики врахування впливу метрополітену на базі методів нелінійної динаміки, в тому числі реалізованих у теорії методу скінченних елементів. На основі цього, запропоновані уточнені математичні моделі врахування процесу зміни напружено-деформованого стану із врахуванням фактору часу при вібродинамічних впливах.

У третьому розділі виконано низку чисельних експериментів із використанням різних методик розрахунку будівель на вплив метрополітену глибокого та мілкового закладання. Наведені чисельні експерименти дають можливість багато разів і в широкому діапазоні змінювати вхідні параметри умови функціонування складної системи *«наземна частина будівлі – основа – ґрунт – тунель метрополітену з рухомим поїздом»*, замінюючи, таким чином, експериментальні дослідження чисельним експериментом. Така реалізація призводить до економії часу при вирішенні низки подібних задач і дозволяє зробити відповідні висновки щодо напружено-деформованого стану несучих конструкцій, які знаходяться під постійним впливом вібродинамічних навантажень.

Чисельне моделювання здійснено із застосуванням програмного комплексу ЛІРА–САПР, динамічні впливи задаються методом інтегрування в часі. Запропонована методика полягає в тому, що виконується нелінійний динамічний розрахунок із урахуванням фактору часу; визначаються параметри НДС (переміщення, зусилля, напруження) у кожний момент часу впливу, змінюючи жорсткісні характеристики конструкцій будівлі. Наведено методику оцінки несучої здатності конструкцій об'єкту незавершеного будівництва з урахуванням вібродинамічних впливів метрополітену. В якості розрахункових схем будівель прийнято ряд моделей, які здатні врахувати різноманітні фактори впливів (нелінійна робота ґрунту, постійна дія динамічного впливу, характер

розповсюдження хвиль), у тому числі, й складний опір несучих конструкцій під час дії вібродинамічних навантажень.

У четвертому розділі досліджено на вібродинамічні впливи, як нові будівлі, так і будівлі, які експлуатуються певний час, у тому числі, й історичні будівлі. Проведено натурне обстеження будівлі на дію вібродинамічного впливу метрополітену. Встановлено, що виникають пошкодження несучих конструкцій при постійному впливі вібродинамічних навантажень. Розглянуто два існуючі об'єкти, на яких виконувались експериментальні дослідження. Коливання від метрополітену були розкладені за частотами з амплітудою від 2 до 100 Гц та обрані найбільш небезпечні для конструкції – це такі, які можуть резонувати з власною частотою коливань. Найбільш вразливі точки – це верхні поверхи будівель, де власна частота коливань є найбільшою, що спричиняє також небезпеку резонансу. Для отримання вихідних даних щодо вібродинамічних впливів були використані результати замірів коливань безпосередньо у тунелях метрополітену. Виконано порівняння результатів розрахунків з результатами вимірів вібрації у контрольних точках несучих конструкцій будівлі та на поверхні землі. Усі виміри проводились сертифікованими датчиками.

Також, було проведено оцінку вібрації в тунелі метрополітену та в якості вимірюваної і аналізованої величини обрані рівні віброшвидкості вертикальних і горизонтальних коливань. Нормованими параметрами вібрації є середньоквадратичні значення віброшвидкості або їх логарифмічні рівні в дБ в діапазоні октавних і 1/3-октавних смуг із середньогеометричними частотами від 1,6 до 80,0 Гц.

На основі проведених експериментально-теоретичних досліджень, вирішена наукова задача, що полягає у розробці методики оцінки вібродинамічного впливу від дії метрополітену, яка використана для ретроспективного нелінійного аналізу будівлі на яку поширюється цей вплив.

Практична цінність роботи полягає у детальному врахуванні чинників, які впливають на формування НДС несучих конструкцій будівель і споруд при вібродинамічних впливах та надання практичних рекомендацій стосовно

моделювання процесу впливу метрополітену на несучі конструкції із урахуванням цих чинників при майбутньому ефективному проектуванні. Прогнозування НДС при проектуванні і реконструкції несучих будівельних конструкцій будівель і споруд, на додаток до традиційних методів оцінки конструктивної безпеки будівельних систем за граничними станами, дозволяє оцінити можливу пристосовуваність будівель і споруд до вібродинамічних впливів. Результати дослідження використані щодо надання практичних рекомендацій з проектування будівель у зоні негативного впливу вібрації метрополітену на несучі конструкції будівель та споруд і при розробці подальших базових методів захисту конструкцій від подібних впливів.

Автором запропоновано:

- при новому будівництві цивільних будівель у зоні впливу метрополітену, рекомендується використовувати методику розрахунку на вібродинамічні навантаження із урахуванням фактору часу, а також проводити заходи щодо захисту конструкцій або будівель у вигляді демпфуючих пристроїв, або використовувати демпфуючі властивості ґрунту;
- при проведенні реконструкції будівель, рекомендується встановлювати захисні екрани у ґрунті для запобігання негативного впливу від метрополітену на несучі конструкції будівель та споруд.

Дисертація є завершеною науковою працею автора. На основі проведеного аналізу сучасного стану проектування несучих конструкцій будівель і споруд, та дослідження їхнього НДС при впливі вібродинамічних навантажень автор визначив мету та задачі досліджень у результаті реалізації яких розв'язав важливу наукову задачу щодо розробки комплексної методики чисельного моделювання процесів деформації і руйнування будівельних конструкцій будівель і споруд при вібродинамічних впливах із урахуванням масштабних ефектів фізичної, геометричної та конструктивної нелінійності.

Ключові слова: несучі будівельні конструкції, конструктивна нелінійність будівлі, динамічні вібраційні впливи, вплив метрополітену, чисельні експерименти, напружено-деформований стан.

ABSTRACT

Bashynskiy Y.V. Influence of dynamic loads from subway on stress-strain state of building structure. – Manuscript copyright.

Thesis for the degree of a Candidate of Technical Sciences by specialty 05.23.01 – building constructions, buildings and structures. – National Aviation University, Ministry of Education and Science of Ukraine, Kyiv, 2019.

The purpose of the thesis is to determine the stress-strain state of responsible constructions of buildings under the vibrodynamic influences from the subway, that can lead to partial or complete destruction of load-bearing structures.

In the first chapter is given an analysis of the vibrodynamic transport loads impact on the construction of the buildings. It is noted, that the main attention in the scientific literature is directed to railway transport: dynamics of a moving fleet, railways and bridges imperfection etc. In some cases, the waves generation in the soil is also considered. For buildings located near the railways, highways or subway far less attention is paid. There are almost no norms with a quantitative estimation of the fluctuations permissibility (in terms of amplitude and frequency) for the soil in the area of the building location, and for the building and its individual structural elements. There are references, that sufficient bearing structures strength is ensured if the sanitary norms are fulfilled, at least these hypotheses have no scientific basis. It is noted, that in cities with high density of buildings it is very important to take into account the influence of subway fluctuations, the frequencies of which can be close to the natural oscillation frequency of the load-bearing structures.

The classification of transport loads on the construction of buildings is given. Investigation of the structures behavior during permanent vibrodynamic effects caused by the rolling stock, especially rail transport (tram, railways, underground) indicates the non-linear nature of structural deformation. Recently, construction in the underground impact zone has been spreading, that's why it is necessary to take these impacts into consideration in the dynamic calculations of buildings. Important to note, that this effect, unlike seismic, operates continuously. The first chapter also provides an overview of the most frequently used criteria in the international practice of

estimating building vibrations, established by national standards and other normative documents of foreign countries.

As a result of the analysis of literary sources, normative documents of different countries, theoretical studies have found that the vibrodynamic effect from subway on building structures is not taken into account in mass construction. In present, this task is solved on the own designer solution.

In the second chapter of the thesis, existing methods for calculating and modeling the behavior of building structures under vibrodynamic influences are structured and described in detail. The methods which are used in solving various problems of vibrodynamic influence are described. Further development of dynamic calculation methods is related to the physical, geometric and constructive non-linearity of the constructions. It is important also to take into account factor of the time influence while calculating the impact of subway. The finite-element model of a building is used in numerical calculations in software complexes. The mathematical model of method of the direct integration of motion for modeling vibrodynamic effects from subway is provided. The mathematical models of vibrations and the oscillations propagation in the soil are considered and described. Particular attention is paid to the fluctuations propagation in soil, taking into account material damping; ground models have been developed, which allow to specify the zones of the possible impact of the subway on the buildings under construction, as well as the buildings being operated.

An analysis of existing calculation methods for dynamic loads showed, that it is impossible to use them for correct determination of the impact from the subway, because the nature of the vibrodynamic effect from the subway differs from the seismic (which operates episodically with a large amplitude) and aerodynamic load (which acts instantaneously and is a vortex). Theoretical studies consist of the development of the methodology for considering the influence from the subway basing on non-linear dynamics methods, including implemented in the theory finite elements method. Based on this methodology, the refined mathematical models of the process of changing the stress-strain state with the consideration of the time factor in vibration dynamical influences are proposed.

In the third chapter, a number of numerical experiments were carried out using various methods of calculating buildings on the impact of subway deep and shallow laying. The numerical experiments make it possible to vary the input parameters many times and in a wide range of the conditions of operation of the complex system “*ground part of the building – ground – soil – tunnel of a subway with a moving train*”, thus replacing the experimental studies with a numerical experiment. This implementation saves time in solving a number of similar problems and allows making appropriate conclusions about the stress-strain state of the bearing structures, which are in the zone of constant vibrodynamic loads influence. Numerical simulation was performed using the LIRA-SAPR software, dynamic effects are set by the time integration method. The suggested methodology is to perform a non-linear dynamic calculation based on the time factor. It is proposed to determine the parameters of the stress strain state (movement, effort, stress) in each moment of the impact, changing the rigid characteristics of the building structures.

The chapter gives a method for estimating the load-bearing capacity of structures of an uncompleted construction object, taking into account the vibrodynamic effects of the subway. A number of models that can take into account various factors of influence are accepted as the design schemes of buildings (nonlinearity of soil, continuous dynamic influence), including hard resistance of load-bearing structures during the action of vibrodynamic loads.

In the fourth chapter, both new buildings and buildings that were exploited for some time, including historic buildings, were explored. A physical examination of the building was carried out on the vibrodynamic effect, and it was revealed that the damage to the bearing structures occurs at the constant influence of vibrodynamic loads. The chapter considers two real objects in which experimental measures were performed. Fluctuations from the subway have been laid out at all frequencies from 2 to 100 *Hz*, and the most dangerous for the design are those that can resonate with the own oscillation frequency of building structures. The most vulnerable points are the upper floors of buildings, where the actual fluctuation frequency of the building is the highest, and the danger of resonance is also very high. For obtaining initial data of

vibrodynamic effects, the results from measurements of fluctuations directly in the tunnels of the subway were used. Then the calculations results were compared with the results of vibration measurements at checkpoints on the load-bearing structures of the building and on the surface of the earth. All measurements were carried out by certified sensors.

The vibration in the subway tunnel was also evaluated and the vibration velocities of the vertical and horizontal oscillations were selected as the measured and analyzed values. Normalized vibration parameters are the average square root values of the vibration velocity or their logarithmic levels in dB in the range of octave and 1/3-octave bands spectrum with average geometric frequencies from 1.6 to 80.0 Hz .

On the basis of the experimental and theoretical researches, the scientific problem was solved. It consists in the development of methodology for estimation vibrodynamic influence from the subway, that is used for the retrospective nonlinear analysis of the building to which this influence applies.

The practical value of the work consists in: take into account the factors that can influence the formation of stress-strain state of load-bearing structures under vibrodynamic impacts; provide recommendations for modeling the process of subway impact on load-bearing structures for future consideration in the design. Forecast of stress-strain state in process of designing and reconstructing of buildings allows us to estimate the possible adaptability of buildings and structures to vibrodynamic effects, in addition to traditional methods for determination of the constructive safety by the boundary states. The results of the work were used to provide recommendations in the buildings design in zone of negative impact from subway vibration on bearing structures and for the development of basic methods for protection of structures.

The author suggested:

- for new construction of civil buildings in zone of influence from the subway it is recommended: to use the methodology for calculating vibrodynamic loads with taking into account the time factor; to protect load-bearing structures of buildings with damping devices, or to use the damping properties of the soil;
- for buildings under reconstruction, it is recommended to install protective

shields in the soil to prevent the negative impact from the subway on the load-bearing structures of buildings.

The thesis is a complete scientific work of the author. The author has identified the purpose and tasks of research basing on the analysis of the current state of load-bearing structures of constructions and buildings design, and on the determination of their stressed-deformed state under the influence of vibrodynamic loads, as a result of the implementation of which has solved an important scientific problem in developing a comprehensive method of numerical modeling of deformation processes and destruction of buildings and constructions bearing structures under vibrodynamic influences, taking into account the significant effects of physical, geometric and constructive non-linearity.

Keywords: load-bearing structures, constructive nonlinearity, dynamic vibration loads, influence from the subway, numerical experiments, stress-strain state.

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Наукові праці, в яких опубліковані основні результати дисертації

1. Башинський Я.В. Методы проектирования объектов строительства на базе BIM-технологий / М.С. Барабаш, Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2012. – Вип. 7. – С. 22-28.
2. Башинський Я.В. Методика формування розрахункової моделі об'єкту незавершеного будівництва при впливі метрополітену/ Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2018.– Вип. 1(20). – С. 33-37.
3. Башинський Я.В. Вібраційний вплив метрополітену на напружено-деформований стан несучих конструкцій/ Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2018. – Вип. 2(21). – С. 17-25.
4. Максименко В.П. Науковий супровід об'єкту незавершеного будівництва з несучими стінами на граничні сейсмічні навантаження в м. Одеса / М.С. Барабаш, В.П. Максименко, Я.В. Башинський // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – 2015. – Вип. 82.– С. 156 – 165.
5. Лапенко О.І. Врахування впливу динамічних навантажень метрополітену на напружено-деформований стан несучих конструкцій / О.І. Лапенко, Я.В. Башинський // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – 2015. – Вып. 82. – С. 121-125.
6. Башинський Я.В. Влияние динамических нагрузок метрополитена на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций / М.С. Барабаш, Ю.В. Гуца, Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2016. – Вип. 2(16). – С. 17-27.
7. Барабаш М.С. Обґрунтування впливу метрополітену на несучі конструкції будівель чисельними методами / М.С. Барабаш, В.П. Максименко, Я.В. Башинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: сб. науч. трудов. – 2016. – Вип. 65. – С. 176-183 (*видання входить до наукометричної бази Index Copernicus*).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

8. Башинський Я.В. Определение вибрационного влияния движущегося транспорта в городах плотной застройки / М.С. Барабаш, М.А. Ромашкіна, Я.В. Башинський // Proceedings of the 19^h Conference for Junior Researchers Science – Future of Lithuania. Transport engineering and management. – Vilnius, Lithuania: Technika, 2016. – P. 30-33.

9. Barabash M.S. Numerical study of building vibration caused by traffic of underground trains / M.S. Barabash, M.A. Romashkina, A. Leonenko, Y.V. Bashinsky, M. Sydorchenko // Proceedings of the 20^h Conference for Junior Researchers Science – Future of Lithuania. Transport engineering and management. – Vilnius, Lithuania: Technika, 2017. – P. 33-37.

10. Barabash M.S. Stress-strain state of the structure in the service area of underground railway / M.S. Barabash, A. Korjakins, Y.V. Bashinsky / IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. - 2017. – Vol. 251. – P. 27–29.

ЗМІСТ

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ.....	5
ВСТУП	6
РОЗДІЛ 1. СУЧАСНИЙ СТАН МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ НА ВІБРОДИНАМІЧНІ ВПЛИВИ.....	15
1.1. Аналіз впливу транспорту на конструкції будівель	15
1.2. Класифікація транспортних навантажень на конструкції будівель ...	19
1.3. Існуючі методи врахування впливів від дії транспортних вібрацій на несучі конструкції будівель	21
1.4. Передумови дослідження вібродинамічних впливів метрополітену .	27
1.5. Висновки до розділу 1	32
РОЗДІЛ 2. МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ І МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ВІБРОДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ.....	34
2.1. Вибір чисельного методу розв'язку нелінійних динамічних задач деформування і руйнування конструкцій.....	34
2.1.1. Особливості модального аналізу будівель та споруд	35
2.1.2. Особливості вузлових спектрів-відгуків	37
2.1.3. Особливості методу Pushover Analysis	39
2.2. Метод прямого інтегрування руху для моделювання вібродинамічних впливів метрополітену	45
2.3. Математичні моделі вібрацій і розповсюдження коливань у ґрунті..	48
2.3.1. Моделювання поширення пружної хвилі в ґрунті	48
2.3.2. Моделювання хвилі Релея у приповерхневому шарі ґрунту .	50
2.4. Демпфування при розрахунку конструкцій на дію вібродинамічних впливів	52
2.5. Висновки до розділу 2	57
РОЗДІЛ 3. ЧИСЕЛЬНІ МЕТОДИ МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД .. З УРАХУВАННЯМ ВІБРОДИНАМІЧНОГО ВПЛИВУ	58
3.1. Особливості розрахунку будівель на динамічні впливи методом скінченних елементів.....	59

3.2. Методика моделювання впливу метрополітену на несучі конструкції висотної будівлі у стадії зведення.....	62
3.2.1. Моделювання впливу метрополітену мілкого та глибокого закладення на монолітну багатоповерхову будівлю.....	62
3.2.2. Моделювання впливу метрополітену мілкого закладення на 18-поверхову будівлю з металевим та залізобетонним варіантами каркасу.....	65
3.2.3. Моделювання впливу метрополітену мілкого закладення на багатоповерхову будівлю із урахуванням багат шарового ґрунту та процесу зведення.....	72
3.3. Чисельний аналіз об'єкту будівництва на вібраційні навантаження від метрополітену глибокого закладення.....	77
3.4. Висновки до розділу 3.....	88
РОЗДІЛ 4. ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ОЦІНКА ВПЛИВУ МЕТРОПОЛІТЕНУ НА НЕСУЧІ КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД.....	89
4.1. Методика визначення вібраційного впливу метрополітену.....	89
4.1.1. Прилади для вимірювання вібрації.....	89
4.1.2. Методика проведення вимірювань вібрації конструкцій будівлі та ґрунту.....	91
4.1.3. Методика проведення вимірювань вібрації в тунелі метрополітену.....	95
4.2. Оцінка впливу вібрацій від метрополітену мілкого закладання на багатоповерхову панельну житлову будівлю, що експлуатується.....	98
4.2.1. Геометричні характеристики будівлі та тунелю метрополітену.....	98
4.2.2. Динамічні характеристики будинку.....	99
4.2.3. Фізико-механічні та динамічні характеристики ґрунтів.....	100
4.2.4. Аналіз рівнів віброшвидкості вертикальних коливань.....	104
4.3. Оцінка впливу вібрацій від метрополітену на історичну будівлю ...	110

4.4. Рекомендації щодо захисту будівель та споруд від вібрації та шуму	119
4.4.1. Вдосконалення конструкції рейкових шляхів	119
4.4.2. Вдосконалення конструкції оправи тунелю	121
4.4.3. Зміна конструктивної схеми та амортизація конструкцій будинку	122
4.5. Висновки до розділу 4	122
ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ	124
СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ	125
ДОДАТКИ.....	142
ДОДАТОК А. СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА	143
ДОДАТОК Б. ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ.....	145
ДОДАТОК В. ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОГО ДОСЛІДЖЕННЯ.....	146
ДОДАТОК Г. ТАБЛИЦІ Г1-Г4.....	151

ПЕРЕЛІК УМОВНИХ ПОЗНАЧЕНЬ

- СЕ – скінченний елемент;
МСЕ – метод скінчених елементів;
НДС – напружено-деформований стан;
ПК – програмний комплекс;
 $[K]$ – дотична матриця жорсткості системи;
 $[K_G]$ – матриця геометричної жорсткості;
 $[C]$ – матриця демпфування;
 $[M]$ – матриця мас;
 $\{U\}$ – вектори вузлових переміщень;
 $\{\dot{U}\}$ – вектори вузлових швидкостей;
 $\{\ddot{U}\}$ – вектори вузлових прискорень;
 $\{P(t)\}$ – вектор вузлових навантажень;
 ω – власна частота коливань конструкції;
 ξ – коефіцієнт дисипації;
 β_i – коефіцієнт динамічності;
 t_0 – час дії імпульсу, c ;
 ψ – періодичність дії навантаження;
 M_0 – маса тіла, $кг$;
 v_0 – швидкість тіла, $м/с$;
 S_d – узагальнені спектральні переміщення;
 S_a – узагальнені спектральні прискорення;
 A_i – віброприскорення, $м/с^2$;
 ω_i – циклічна частота;
 ν – частота коливання, $Гц$.

ВСТУП

Обґрунтування вибору теми дослідження. В останні десятиліття, у всьому світі та безпосередньо в Україні відбувається урбанізація й інтенсивне зростання міст. Виникає необхідність у зведенні великої кількості будівель та споруд різного призначення, в наслідок чого зростає щільність забудови і з'являється проблема нестачі земельних ділянок, особливо у великих містах, де вже існує питання щільної забудови. Ця проблема вирішується зведенням висотних будівель чи реконструкцією вже існуючих, наприклад шляхом підвищення поверховості чи зміною їхнього функціонального призначення.

Одночасно з цим, для розвантаження транспортного потоку у місті відбувається засвоєння підземного простору та будівництво нових ліній метрополітену. Тому в даний час, нормальне функціонування великих міст нерозривно пов'язане з розвитком метрополітену, оскільки економічно доцільних альтернатив цього виду транспорту поки що не існує. Однак, метрополітен, як і будь-який інший рейковий транспорт, є джерелом підвищеного рівня вібрації та шуму. Як правило, нові тунелі прокладаються в сформованій міській забудові, що викликає зростання вібрації та шуму у прилеглих або розташованих над лініями метрополітену спорудах, а також і нові будівлі зводяться поблизу вже існуючих станцій та тунелів метрополітену.

Проблема захисту будівель від вібрацій, які виникають при русі поїздів метрополітену, набула особливої актуальності в останні роки, коли при будівництві нових ліній метрополітену здебільшого почали прокладати тунелі мілкового залягання. У порівнянні з прокладкою тунелів глибокого залягання, цей спосіб має техніко-економічні переваги, і сьогодні є основним.

У діючих нормативних документах [25, 31, 86] з проектування метрополітену, або будівель та споруд, фактично не регламентується питання оцінки допустимих рівнів вібраційних коливань (за амплітудою та частотою) самої будівлі в цілому, її окремих конструктивних елементів, ґрунтової основи у районі розташування будівлі та ліній метрополітену. Зустрічаються посилання на санітарні норми [43, 117], де вказані допустимі рівні шуму та вібрації в

приміщеннях житлових та громадських будівель. Прийнято вважати, що коли рівні вібрації та шуму знаходяться у межах граничних значень, то й несуча здатність конструкцій є задовільною. Проте, ці припущення хибні та не мають під собою наукової основи, бо подібні виміри виконуються на рівні підлоги приміщень та на поверхні ґрунту, що є недостатнім для визначення НДС конструкцій.

У традиційній динаміці будівель та споруд [33, 40] переважає концепція власних частот коливань будівельних конструкцій, збіги яких з частотою навантаження призводять до резонансних явищ. Однак, як в Україні, так і за кордоном, проєктувальники все частіше стикаються з катастрофічними руйнуваннями досить складних, просторово розвинених споруд. Хотілося б підкреслити, що це не резонансні явища та навіть не помилки при проєктуванні або будівництві. Зазвичай, будівля конструюється виходячи з класичних принципів будівельної механіки [4, 41], але може скластися ситуація, в результаті якої, система буде знаходитись на межі критичної стійкості.

Не можна забувати і про те, що вібродинамічні навантаження негативно впливають на ґрунт [6 - 8]. Вібрація під час динамічних впливів зменшує сили тертя між частинами ґрунту та опір зрушенню, а сильні імпульсні дії можуть викликати додаткові сповзання та осідання породи. При певній частоті коливань, сила тертя між частинками у сипучих ґрунтах може настільки зменшитися, що ґрунт набуває властивостей в'язкої рідини, навіть при малій кількості води у ньому [80]. Наприклад, при вібродинамічних впливах зменшується опір зрушенню, та у меншій мірі кут внутрішнього тертя.

Таким чином, постійно діючі вібродинамічні навантаження від метрополітену впливають на фізико-механічні властивості ґрунтів та на несучу здатність конструкцій будівель і споруд, які експлуатуються, зводяться або реконструюються. Дати повну та достовірну оцінку цим впливам лише інструментальними методами неможливо. Багато задач щодо поширення динамічних хвиль [5, 52, 53] не мають простих рішень та переважно досліджуються на чисельних моделях, які відображають роботу ґрунтових

середовищ і будівельних конструкцій не у повному обсязі. Тому, дуже важливо розробити комплексні чисельні методи розрахунку, які дозволять отримати об'єктивну і вичерпну інформацію про фактичний НДС конструкцій будівель і споруд при вібродинамічних впливах такого типу.

У подальшому, це дозволить закласти заходи протидії вібродинамічним впливам [58] з метою запобігання виникнення пошкоджень та подальшого руйнування конструкцій. Наприклад, посилити або встановити демпфер на рівні фундаментів; встановити демпфер безпосередньо у тунелі метро; облаштувати захисні екрани в ґрунті між конструкціями будівлі та тунелем метро тощо.

Мають місце неодноразові випадки, коли вібрація всередині будівель значно перевищує допустимі норми [43, 117] з точки зору фізіологічного впливу на людей і нормальної роботи високоточного обладнання. У зв'язку з цим, визначення НДС будівельних конструкцій будівель і споруд при дії вібродинамічних навантажень є актуальним.

Аналіз останніх джерел і публікацій. Основна увага в науковій літературі приділяється саме залізничному транспорту: динаміці рухомого парку, залізничних колій, мостів тощо. У деяких випадках, розглядається і моделювання хвиль у ґрунті [5, 52, 53]. Стану споруд, які розташовані поблизу залізничних колій або метрополітену, увага приділяється незрівнянно менше.

Аналітичний огляд робіт, присвячених дослідженню транспортної вібрації [20 - 22, 30, 34], виявив їх основний недолік – це вирішення конкретних окремих завдань. У залізничному господарстві – це питання стосовно забезпечення надійної експлуатації рухомого складу [74] і збереження транспортних магістралей та в рідкісних випадках – проблеми забезпечення безпеки виробничих будівель і споруд [75], що безпосередньо прилягають до залізничного полотна. У міському комунальному господарстві [100] в основному висвітлені проблеми збереження автомобільних мостів та запобігання неприпустимо високій вібрації від метрополітену неглибокого закладення [34]. Практично відсутні дослідження, в яких розглядається динаміка систем *«транспортний засіб - ґрунт - споруда»*.

Основи статички і динаміки будівельних конструкцій будівель і споруд розроблені в класичних працях: Н. Ньюмарка [103], С.П. Тимошенко [123, 124, 125], В.Г. Корнеєва [70], Л.А. Розіна [112], Ю.І. Немчинова [98, 99, 100] та інші.

Питанням динаміки будівельних конструкцій, ґрунтових основ і моделюванню їхньої спільної роботи, присвячені роботи: Я.М. Айзенберга [2], А.Н. Бірбраєра [28], В.С. Дорофєєва [48], Р. Клаф [63], В.В. Кулябко [72, 73, 74, 75, 76]; у тому числі моделюванню сейсмічних навантажень: В.К. Єгупова [52], К.В. Єгупова [53], М.Г. Марьєнкова [83, 84, 85], Ю.І. Немчинова [98, 99, 100], Ю.П. Назарова [95, 96, 97], С.Ю. Фіалко [128], Т. Paulay [148], М. Paz [149, 150] та інші. Дослідженням стійкості, віброзахисту та динамічному гасінню коливань займались: Д. Вейнер [34], А.С. Золотков [56], Р. Hughes [138] та інші. Питанням технічної діагностики, у тому числі й вібродіагностикою та створенням сучасних віброзахисних конструкцій, методики їх розрахунку та моніторингу їхнього стану присвячені роботи: В.А. Банаха [5, 6, 7], М.А. Коргіной [69], Е.В. Літвінової [78], В.В. Кулябка [72, 76], Л.С. Максимова [81] та інші.

З останніх зарубіжних публікацій, присвячених моделюванню вібродинамічних навантажень, слід відзначити роботи: Assimaki D. [134], Bento R. [137], Chopra K. [140], Karapetrou S.T. [142], Kazakevich M.I. [143], Kun Mete. [144], Melbourne W.H. [147], Yui Tsang Chan [152], Konstantinos Vogiatzis [151] та інші.

На основі проведеного огляду та аналізу наукових публікацій, з даної проблеми сформульовані мета і завдання дисертаційних досліджень.

Мета і завдання дослідження. *Мета роботи* полягає у визначенні напружено-деформованого стану конструкцій будівель і споруд при впливі вібродинамічних навантажень, які можуть призвести до часткового або повного руйнування несучих конструкцій будівлі.

Для досягнення вказаної мети у дисертаційній роботі виникла необхідність вирішення наступних основних завдань:

1. Провести теоретичні дослідження напружено-деформованого стану конструкцій будівель при вібродинамічних впливах метрополітену.

2. Розробити методику, що відображає роботу конструкції під час вібродинамічних впливів метрополітену. Запропонувати алгоритм розрахунку несучих конструкцій будівель на вібродинамічний вплив.

3. Виконати оцінку впливу на несучі конструкції будівлі глибини залягання метрополітену та відстані від джерела коливань до будівлі та створити методику розрахунку.

4. Розробити методику, що дозволить вирішити комплексну задачу визначення інтенсивності вібродинамічного впливу метрополітену на конструкції будівельного об'єкту. Порівняти результати чисельних експериментів з результатами натурних вібраційних випробувань.

5. Реалізувати алгоритми, що дозволять виконати розрахунок на вібродинамічні впливи метрополітену із урахуванням фактору часу.

6. Розробити практичні рекомендації щодо визначення напружено-деформованого стану будівельних конструкцій будівель при вібродинамічних впливах від метрополітену, які дадуть можливість отримати початкові дані про поведінку конструкцій будівлі.

Об'єкт дослідження. Деформування конструкцій будівель та споруд при вібродинамічних впливах метрополітену на конструкції будівель та споруд.

Предмет дослідження. Характеристики міцності та деформацій конструкцій будівель та споруд з урахуванням вібродинамічного впливу від метрополітену.

Методи дослідження. Дисертація базується на чисельному методі скінченних елементів, у роботі використані математичні методи визначення порівняльних характеристик для опрацювання результатів натурних обстежень та чисельного моделювання, визначення збіжності натурних обстежень і чисельних результатів. Методологічною основою дисертації є методи нелінійної динаміки, а також праці вітчизняних та закордонних вчених в області наукових досліджень динамічних впливів на конструкції будівель та споруд.

Наукова новизна одержаних результатів полягає у наступному:

– розроблено та теоретично обґрунтовано методику чисельного

моделювання процесів деформації і руйнування конструкцій будівель і споруд при вібродинамічних впливах метрополітену;

- створено математичну та чисельну моделі вібродинамічного впливу з урахуванням фактору часу;

- удосконалено розрахункові моделі конструкцій будівель та споруд із урахуванням їхньої нелінійної роботи при вібродинамічних впливах за допомогою ПК ЛІРА-САПР;

- удосконалено алгоритм перевірки адекватності створеної розрахункової моделі руйнування конструкції при вібродинамічних впливах та її співставлення з результатами натурних спостережень та обстежень;

- дістали подальшого розвитку засоби моделювання будівель при впливі вібродинамічних навантажень для визначення напружено-деформованого стану конструкцій будівель, а також запропонований варіант моделювання системи *«джерело вібраційних навантажень–грунт–основа-несучі конструкції будівлі»*.

Особистий внесок здобувача. Дисертація містить результати досліджень щодо уточненого визначення напружено-деформованого стану конструкцій будівель та споруд при вібродинамічних впливах від руху метрополітену. Більшість результатів отримані автором самостійно, деякі наукові результати отримані у співавторстві та опубліковані у наукових статтях.

Авторський внесок об'єднує: створення методики чисельного моделювання напружено-деформованого стану конструкцій при вібродинамічних впливах; узагальнення методики проектування та розрахунку конструкцій будівель та споруд, які розташовані у щільній забудові; удосконалення метода врахування динамічної складової при дослідженні НДС будівель у стадії зведення; проведення теоретичних, а також експериментальних досліджень реальних об'єктів.

За матеріалами дисертаційної роботи опубліковано 10 наукових праць, з яких 7 у збірниках і виданнях, рекомендованих Міністерством освіти і науки

України, в тому числі 1 стаття – у виданні, яке включене до міжнародних наукометричної бази Index Copernicus.

У наукових роботах, опублікованих зі співавторами, здобувачу належать:

[1, 7] – теоретичне дослідження існуючих методів чисельного розрахунку будівель та споруд при дії динамічних впливів;

[4] – виконання експериментальних та наукових досліджень, створення комп'ютерної моделі, співставлення експериментальних та чисельних результатів;

[5, 6] – використання різних методик чисельного розрахунку конструкцій на вібродинамічні впливи метрополітену мілкого та глибокого закладання, порівняння результатів, обґрунтування обраних методик;

[8, 9] – створення розрахункових схем конструкцій, виконання розрахунку із врахуванням вібродинамічного впливу від дії метрополітену, порівняння існуючих методик розрахунку;

[10] – дослідження процесу моделювання спільної роботи конструкції з ґрунтовою основою та тунелем метрополітену.

Практичне значення отриманих результатів полягає у спрямованості дослідження на вирішення задачі конструктивної безпеки будівель і споруд, зокрема у детальному врахуванні чинників, які впливають на формування НДС будівельних конструкцій при вібродинамічних впливах.

Прогнозування НДС при проектуванні і реконструкції несучих будівельних конструкцій будівель і споруд, на додаток до традиційних методів оцінки конструктивної безпеки будівельних систем за граничними станами, дозволяє оцінити можливу пристосовуваність будівель і споруд до вібродинамічних впливів. Результати дослідження використані щодо надання практичних рекомендацій з проектування будівель у зоні негативного впливу вібрації метрополітену на несучі конструкції будівель та споруд і при розробці подальших базових методів захисту конструкцій від подібних впливів.

Розроблені методики застосовувалися при обстеженні об'єктів в м. Києві (історична будівля Музею історії м. Києва; житлова панельна будівля вул.

Васильківська 38; офісно-житловий комплекс вул. Велика Васильківська 137–139, а також для подальшого аналізу наслідків постійно діючого вібродинамічного навантаження й оцінки ефекту подальшої роботи конструкцій будівель та споруд.

Зв'язок роботи з науковими програмами, планами, темами.

Дослідження, результати яких приведені в дисертаційній роботі, виконані в межах пріоритетних наукових напрямів «Методи розрахунку і дослідження напружено-деформованого стану, у тому числі при наявності дефектів різного походження», «Науково обґрунтовані методи оцінки технічного стану та залишкового ресурсу конструкцій тривалої експлуатації» та «Механіка руйнування та критерії граничного стану», визначеними постановою Президії Національної академії наук України 20.12.2013 р. № 179 «Основні наукові напрями та найважливіші проблеми фундаментальних досліджень у галузі природничих, технічних і гуманітарних наук національних академій наук України на 2014-2018 роки».

Дисертаційна робота виконана на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва Національного авіаційного університету в рамках наукових досліджень кафедри за держбюджетною темою: № 6/10.01.02 «Комп'ютерне моделювання процесів життєвого циклу об'єктів цивільного та транспортного будівництва» та «Побудова теорії опору складених залізобетонних конструкцій на основі механіки руйнування залізобетону та її комп'ютерне моделювання».

Отримані результати роботи впроваджено в діяльності:

- державного підприємства «Державний науково-дослідний інститут будівельного виробництва» (ДП НДІБВ) при розрахунках та проектуванні реальних будівельних об'єктів для оцінки НДС від впливу вібродинамічних навантажень: офісно-житлового комплексу по вул. Велика Васильківська 137–139 в м. Києві;

- ТОВ «ЛІРА-САПР» при розробці та реалізації методики розрахунку задач із врахуванням вібродинамічного впливу, а саме при реалізації підсистеми

«Динаміка плюс» (Динаміка в часі), що є складовою частиною програмного комплексу «ЛІРА-САПР»;

- кафедри комп'ютерних технологій будівництва факультету архітектури, будівництва та дизайну Національного авіаційного університету при викладанні дисциплін «Комп'ютерні технології проектування конструкцій будівель та споруд аеропортів», «Інтегровані технології проектування будівель та споруд» та при підготовці магістерських наукових робіт.

Апробація результатів дисертації. Основні положення дисертаційної роботи доповідалися та обговорювалися на таких наукових конференціях: Науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» (Одеса, 2018); Міжнародна науково-практична конференція: «Информационные технологии расчета и проектирования конструкций объектов сейсмостойкого строительства» (Тбілісі, Грузинський технічний університет, 2017); XIX, XX конференція молодих вчених «Science - Future of Lithuania. Transport Engineering and Management» (Vilnius, VGTU, 2016, 2017); I Міжнародний науково-практичний конгрес «Міське середовище – XXI сторіччя» (Київ, НАУ, 2014); XIII Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених і студентів «Політ. Сучасні проблеми науки» (Київ, НАУ, 2013).

Публікації. Наукові результати опубліковані у 10 наукових працях, з яких 7 – у наукових фахових виданнях, затверджених МОН України (з яких 1 публікація у виданні, що входить до міжнародної наукометричної бази Index Copernicus) та 3 публікації у збірниках за матеріалами конференцій.

Структура і обсяг роботи. Дисертація складається із вступу, 4 розділів, загальних висновків, списку використаних джерел із 155 найменувань, 4 додатків. Робота викладена на 155 сторінках, у тому числі містить 119 сторінок основного тексту, з них 17 сторінок списку використаних джерел, 13 таблиць, 57 рисунків та 14 сторінок додатків.

РОЗДІЛ 1.

СУЧАСНИЙ СТАН МЕТОДІВ РОЗРАХУНКУ НА ВІБРОДИНАМІЧНІ ВПЛИВИ

1.1. Аналіз впливу транспорту на конструкції будівель

Розвиток сучасних міст передбачає відповідний розвиток транспортних комунікацій: трамвайних колій, автомобільних доріг, систем метрополітену різної глибини закладення, залізничних колій, і все це – в містах з щільною забудовою, що створює додаткові вібродинамічні впливи на конструкції будівель, які розташовані на прилеглих територіях.

Дослідження українських вчених свідчать про те, що сейсмічна небезпека в Україні істотно занижена. Біля 20% населення України проживають у сейсмічно небезпечних регіонах. Можна навести цитату з монографії Н. Ньюмарка та Е. Розенблюета [103]: «Землетруси систематично виявляють помилки, допущені при проектуванні та будівництві - навіть самі незначні помилки; ця особливість сейсмостійкого будівництва підкреслює труднощі й привабливі сторони вирішення проблем, а також загальноосвітнє значення, що виходить за межі безпосереднього використання результатів досліджень».

Водночас, з активним розвитком будівництва у великих містах зростає і небезпека від інших динамічних впливів. Це пов'язано з проведенням чисельних підземних виробок, внаслідок чого відбувається різкий підйом ґрунтових вод, таким чином, збільшується небезпека негативного динамічного впливу від рухомого транспорту [18].

Одночасно з експериментальними та теоретичними оцінками вібрацій ґрунту та споруд від руху поїздів метрополітену та наземного залізничного транспорту, розробляються різні конструктивні заходи щодо віброзахисту: обладнання фундаментів попередньо стиснутими пластинами з гуми [7], спорудження пальових фундаментів із захисними екранами [8], влаштування спеціальних щілин глибиною до 7,0 м [67], розміщення додаткових масивних блоків поблизу залізничного шляху, розміщення будівель на бетонній подушці,

характеристики якої забезпечують необхідне гасіння вібрацій від залізничного транспорту [44] тощо.

Слід зазначити, що велика увага при будівництві споруд залізничного транспорту або метрополітену приділяється впливу технічного стану залізничної колії і рухомого складу на генеровані ними вібродинамічні навантаження. Так, наприклад, у роботі [12] вказується, що найбільші навантаження на залізничні шляхи виникають при проходженні рухомого складу з дефектними колесами. У результаті експериментальних досліджень ударних навантажень, що генерувались при проходженні колеса через встановлені на обидва рейкових шляхи сталеві пластинки, товщиною рівною дефекту колеса, було встановлено, що удари коліс із вибоїнами створюють динамічні навантаження, які перевершують статичні в 5-10 разів.

Вченими проводились експериментальні дослідження по визначенню амплітуд коливань ґрунтових насипів від рухомого складу з підвищеними осьовими і погонними навантаженнями [6], виявлення в земляному полотні зон впливу динамічного навантаження від потягу [15], оцінка рівнів вертикальних динамічних навантажень на верхню конструкцію залізничного шляху від вагонів вантажопідйомністю від 70 до 125 т, які рухаються з різною швидкістю у робочих і спеціальних режимах [16] тощо.

Наукові публікації, як у вітчизняній, так і в зарубіжній науково-технічній літературі, мають, як правило, теоретичний характер. Відсоток експериментальних досліджень є досить невисоким і швидко зменшується. Тому, дуже важливою стає розробка методик чисельних експериментів, за допомогою яких можливо змоделювати вплив рухомого складу метрополітену або залізничного транспорту на будівельні конструкції, які знаходяться поблизу колій рейкового транспорту [11,14, 39].

Слід прийняти до уваги, що конструктивна вібрація безпосередньо пов'язана з втратою несучої здатності, це в свою чергу гостро проявляється у металевих конструкціях.

Відкритим залишається питання про вплив транспортної вібрації на стійкість ґрунтів в основі будівель і споруд [7]. Так, наприклад, значна частина порід, які відносяться до категорії нестійких, мають порівняно низькі і чутливі до зовнішніх впливів структурні властивості. Незадовільна стійкість таких основ проявляється у додаткових і нерівномірних осадках, що провокуються коливаннями рівнів підземних вод, які не прогножуються у даний час і не враховуються у проектах, а також негативними впливами на ґрунти та основи вібрацій від міського транспорту [8, 80].

Якщо уникнути наслідків першого чинника можна шляхом більш детального вивчення та врахування неоднорідності геолого-літологічної будови основ, то оцінка негативного впливу транспортної вібрації на стійкість основи в даний час нормативами не передбачена [36]. Проте, фізичні процеси зміни механічних властивостей ґрунтів при вібраціях вивчені досить докладно. Відомо, що стійкість порід зазначених вище, які володіють низькими тискотропними властивостями, порушується при віброприскоренні вище 4 мм/с^2 в досить широкому частотному діапазоні $1,0\text{--}70,0 \text{ Гц}$, в той час, як експериментальні вимірювання дають оцінку віброприскорення на рівні $10\text{--}16 \text{ мм/с}^2$. Період відновлення структурних зв'язків ґрунтів перевищує циклічність дії вібрації, а інтенсивність ущільнення пропорційна її росту і не залежить від значення частоти. Впливи від транспортної вібрації можна прирівняти до землетрусу потужністю 3–6 балів за шкалою Richter [113].

За даними літературних джерел вітчизняних і зарубіжних дослідників, осереднені радіуси негативного впливу транспортної вібрації на основи будівель від руху поїздів складають $100\text{--}150 \text{ м}$ [44, 46]. Відзначено випадки, коли будівлі нахилилися в сторону проїзної частини, а незгасаючі в часі і зростаючі за величиною осадки основ змушували повністю перекривати вулиці для руху транспорту.

Вперше, негативні наслідки вібрації від міського транспорту на стан будівель було відзначено в кінці 60-х – початку 70-х рр. ХХ ст. [26], у період різкого збільшення числа транспортних засобів і зростання магістральних

навантажень, а саме: на головних фасадах були виявлені чітко позначені тріщини, які свідчили про незгасаючий і нерівномірний характер просідання основи.

Таким чином, було зафіксовано наступні наслідки [34]: незагасаючі осадки будівель; обвали фронтонів кутових частин житлового будинку; вертикальні тріщини по торцевій стіні від цоколя до коника даху – це свідчить про значні різниці осадок прольоту будівлі з боку головного фасаду відносно дворового; тріщини на торцевих стінах; поява тріщин у житлових будинках, що знаходяться на відстані 50 м від залізничного полотна, навіть незважаючи на виконане посилення фундаментів палями; схема розкриття тріщин має віялоподібний характер, що свідчить про наслідки активного руху транспорту по обидві сторони від нього. Аналогічна картина спостерігалася у більш ніж 50% будівель, розташованих на делювіальних схилах, які до того ж перебувають на відстані 6–10 м від осі руху міського транспорту.

Наведені приклади негативного впливу транспортної вібрації на експлуатаційну стійкість об'єктів, свідчать про актуальність задачі, що вимагає коригування діяльності як проектно-вишукувальних, так і виробничих підрозділів. Проекти будівель, що зводяться в радіусі дії транспортної вібрації, повинні виконуватися з урахуванням демпфуючих властивостей ґрунтів [76], що відповідають розрахунковим навантаженням і режимам впливу транспортних засобів. При проектуванні нових доріг і реконструкції існуючих, слід звертати підвищену увагу на типи і стан ґрунтів основи земляного полотна. До найбільш стійких до транспортної вібрації порід ґрунтів відносяться не вивітрілі глини, піски і супіски середньої щільності [76]. Менш стійкими є делювіальні водонасичені глинисті ґрунти, алювіальні дрібні і пилюваті піски, супіски і суглинки, включаючи просадочні (рівень осідання від вібрації зростає на 1,0-1,5%) і легкі глини, яким притаманна віброповзучість.

У якості тимчасового захисту будівель від нерівномірних осадок можуть бути встановлені обмеження по інтенсивності, швидкості руху транспортних засобів та їхньої маси. Порівняно дорогими і трудомісткими, але більш

надійними засобами захисту, є відомі способи посилення основ і фундаментів [34], також, слід звернути увагу на пальові фундаменти різних типів і фундаменти глибокого закладання.

Слід зазначити, що санітарні норми [43, 36, 117], в яких вказані допустимі та граничні рівні шуму та вібрації у приміщеннях житлових та громадських будівель не коректно використовувати для аналізу вібродинамічного впливу від транспортного руху на ґрунт та конструкції споруд. Орієнтуватися у даному випадку на санітарні норми слід дуже обережно, оскільки для людини і будівельних конструкцій, вібрації у різних діапазонах частот мають різні ступені небезпеки. У рівній мірі, дуже проблематичним є поширення на транспортну вібрацію нормативів сейсмостійкого будівництва [32, 33, 139], які також в ряді випадків мають характерну проблематику.

Серед багатьох задач, пов'язаних з транспортною вібрацією, які з ростом інтенсивності транспортних потоків стають дедалі актуальнішими, саме питання безпеки будівельних конструкцій, особливо міжповерхових перекриттів, представляються найбільш важливими.

Слід відзначити, що існує потреба у підвищенні надійності конструкцій будівель в містах з щільною забудовою та зниження ризиків виникнення аварійних ситуацій при вібродинамічних впливах.

1.2. Класифікація транспортних навантажень на конструкції будівель

Як було описано вище, джерелами техногенних динамічних навантажень є: наземний та підземний транспорт, різноманітне обладнання (будівельне та промислове устаткування) і вибух.

З практичної точки зору, найбільш значні динамічні навантаження від рухомого транспорту виникають на міських територіях і поблизу великих магістралей, з майже безперервним транспортним потоком, що в свою чергу сприяє високій інтенсивності та широкому поширенню цих впливів. При цьому провідна роль належить рейковому (наземному і підземному) транспорту – поїздам, трамваю та метрополітену. У першу чергу, це обумовлено істотно меншим демпфуванням коливань, які передаються від сталевого колеса на ґрунт

через жорстку систему "рейка-шпала" [36]. Певну роль відіграє також і вага джерела коливань та присутність ударних імпульсів у діапазоні впливу, які виникають за рахунок ударів колеса об рейки на відповідних стиках.

Серед рейкових транспортних засобів важко однозначно виділити найбільш інтенсивне джерело вібродинамічного навантаження, так як викликані ними коливання ґрунтів у різних умовах мають досить широкі діапазони зміни параметрів, особливо для метрополітену [126].

У відносно вузьких межах змінюються лише переважаючі частоти впливу: 10–70 Гц для залізної дороги, 20–45 Гц для трамвайної лінії і 30–60 Гц для метрополітену [36]. Частота, на якій спостерігаються максимальні амплітуди коливань, у значній мірі залежить від властивостей ґрунту. Для порівняння – інтенсивність коливань ґрунтів поблизу залізничних шляхів може відповідати 6–7 бальному землетрусу. Але дуже важливо, що цей вплив, на відміну від сейсмічного, діє постійно. Крім того, різні типи рейкового транспорту мають різне розповсюдження, що теж впливає на його значимість, як джерело вібродинамічних навантажень. Автомобільний транспорт генерує, в цілому, більш низькочастотні та менш інтенсивні коливання: рівень вібрації поблизу автомагістралі може досягати 65–70 дБ лише при дуже великому транспортному потоку (8–10 тис. транспортних одиниць на годину) та при амплітудах коливань поверхні ґрунту від 0,05 до 0,36 мм.

Розрізняються транспортні джерела динамічних навантажень і за зоною впливу на споруди і ґрунти. Розміри цієї зони визначаються:

- по-перше, типом і швидкістю рухомого транспорту;
- по-друге, величиною транспортного потоку (числом транспортних засобів на одиницю часу);
- по-третє, динамічними властивостями ґрунтів.

Однак, навіть у межах зони впливу, рівень динамічного навантаження на ґрунти і споруди може істотно варіюватися. У зв'язку з цим, пропонується [74] виділяти підзони низького, середнього і високого рівня впливу вібрації. В якості порогових значень рівня динамічного впливу обрані 46 дБ, що відповідає

транспортному потоку в 300 тр.од/год , при досягненні якого - це стає квазістаціонарним процесом, та 73 дБ , що відповідає мінімальному рівню динамічного впливу, який може викликати додаткові осідання споруди у результаті розміцнення ґрунтів основи [79].

У реальній ситуації, транспортні магістралі являють собою суперпозицію різних джерел і генерують коливання з безперервним спектром у деякій смузі частот, що дозволяє представити їх у вигляді імпульсних випромінювачів. При цьому перевагу дає вертикальна складова коливань [67].

Техногенні динамічні навантаження поширюються головним чином у верхній частині ґрунтової товщі до глибини від 10 до 15 м, оскільки основна частина їхньої енергії переноситься до споруд поверхневими хвилями Релея, які швидко затухають з глибиною. Приблизно до цих позначок заглиблюються фундаменти більшості будівель і міських комунікацій. Крім того, найбільш низькочастотні складові транспортних динамічних навантажень, часто близькі до власних частот більшості споруд, які зазвичай знаходяться у діапазоні $2\text{--}8 \text{ Гц}$. Внаслідок цього, споруди розташовані поблизу магістралей з великим транспортним потоком, більшою мірою піддаються осіданню, ніж ті, які знаходяться поза зоною впливу останніх або на її периферії. Так, у межах зон впливу метрополітену іноді спостерігається додаткове осідання будівель на $50\text{--}200 \text{ мм}$ [67].

Існує велика кількість аварійних і тих, що пройшли через аварійний стан будівель і споруд. Таким чином, однією з причин аварійного стану є значні вібродинамічні впливи, в тому числі, викликані рухом міського транспорту.

1.3. Існуючі методи врахування впливів від дії транспортних вібрацій на несучі конструкції будівель

Тенденція зростання поверховості будівель, особливо у великих містах, підтверджується світовою практикою. Зі збільшенням поверховості, будівлі стають більш складними і відповідальними інженерними спорудами. У житловій або адміністративній висотній будівлі можуть перебувати одночасно тисячі людей, умови життєдіяльності яких безпосередньо залежать від знань і

професіоналізму проєктувальників, конструкторів, постачальників матеріалів і будівельників, які взяли участь у роботі над цією спорудою.

З іншого боку, в структурі міського середовища активно розвиваються транспортні комунікації (залізничні мережі, лінії метро і т.п.), тобто фізичні фактори виробничого середовища, які збуджують високочастотні динамічні навантаження на будівельні конструкції і споруди (у діапазоні 25–70 Гц), на які можуть реагувати будівлі та їхні конструктивні елементи. Перемістити будівництво на «безпечну» відстань є економічно неприйнятним. У цьому випадку, необхідно виключити з площі будівництва 40-метрову смугу технічної зони метро та мінімум по 30 м з кожного боку від кордону цієї зони, і у результаті, виключається з повноцінного використання 1 га на кожні 100 м траси, що для бюджету великих міст є нерентабельним [86].

У кожному великому місті є генеральні плани розвитку, в які включаються діючі та заплановані транспортні мережі й комунікації, місця і райони перспективної забудови, заходи з оновлення та реконструкції існуючих будівель і споруд. У результаті, з'являється можливість скласти прогноз техногенних факторів – джерел вібрацій, які вже присутні або які тільки проєктуються, або які незабаром з'являться поблизу вже існуючих будівель.

Хвилі вібрацій, які поширюються в ґрунті, мають тривимірний характер і спочатку впливають на фундаменти, а потім на несучі та інші конструктивні елементи будівель та споруд, що розташовані поблизу транспортних комунікацій [66, 129]. Первинним є вібраційний вплив, який в залежності від обставин може доповнюватися шумовим. Вібраційний вплив сприймається людьми, які знаходяться всередині будівель, якщо він по частоті відповідає діапазону найбільшої чутливості, а шумовий вплив – в основному у вигляді низькочастотного шуму. При несприятливому поєднанні факторів, такі впливи можуть викликати у людей неприємні відчуття, що негативно впливають на самопочуття і працездатність. Так само, мікросейсміка впливає і на «здоров'я» будівель та інших споруд. У конструкціях з часом можуть накопичуватися

напруги, з'являються мікротріщини, прискорюється старіння матеріалів, а це вже прямі економічні втрати та ймовірність виникнення форс-мажорної ситуації.

Метрополітен, як і всякий рейковий транспорт, є джерелом підвищеного рівня вібрації і шуму. Нові лінії метро зазвичай будуються у сформованому міському середовищі, що викликає зростання вібрації у прилеглих або розташованих над лініями будівлях. З іншого боку, нові будинки зводяться в місцях залягання ліній метрополітену.

В Україні наразі немає діючих нормативних документів, які визначають допустимі рівні вібрації від руху транспорту саме для конструкцій будівель і споруд. Основними документами у цій галузі є [36, 43, 102, 117], відповідно до яких встановлені норми вібраційного впливу для людей, що знаходяться у приміщеннях будівлі. Цієї інформації недостатньо для врахування та запобігання транспортним вібраційним впливам.

Разом з тим, існує ряд міжнародних документів, які встановлюють частотно-залежні критерії оцінки вібрації. Нижче представлені стандарти, які найчастіше використовують в міжнародній практиці для визначення критеріїв оцінки вібрації будівель.

У Національному стандарті Німеччини DIN 4150-3:1999 «Structural vibration – Part 3: Effects of vibration on structures» (Вібрація споруд. Частина 3. Вплив вібрації на конструкції) [154], описані граничні значення пікових швидкостей на фундаменті будівлі, для короткочасної та тривалої вібрацій]. Будівлі та споруди поділяють на такі категорії:

- будівлі ділового призначення; виробничі будівлі та споруди, що мають аналогічну конструкцію (категорія 1);
- житлові будинки та будівлі, що мають аналогічну конструкцію або призначення (категорія 2);
- споруди, що не відносяться до категорій 1 або 2, та мають високу соціальну важливість (наприклад, пам'ятка архітектури, категорія 3).

Додатково пропонується вимірювати швидкість V в горизонтальному напрямку для верхнього перекриття будівлі. Граничні значення цієї характеристики для короткочасної і тривалої вібрації наведені в таблиці 1.1.

Якщо граничні значення для перекриттів (стін) перевищують зазначені в табл. 1.1, рекомендовано оцінити механічні напруження.

Наведені у таблиці значення можуть бути застосовані до проміжних перекриттів будівлі, а також до стін.

Таблиця 1.1

Рекомендовані граничні значення швидкості V

Категорія споруди	$V, \text{мм/с}$	
	Короткочасна вібрація	Довготривала вібрація
1	40	10
2	15	5
3	8	2,5

У Національному стандарті Великобританії BS 7835-2:1993 «Evaluation and measurement for vibration in buildings – Part 2: Guide to damage levels from groundborne vibration» (Вимірювання і оцінка вібрації в будівлях. Частина 2. Керівництво по встановленню рівнів переданої через ґрунт вібрації, що призводить до пошкодження будівель) [153], граничні значення встановлено щодо короткочасної вібрації для пікових значень віброприскорень на фундаменті будівлі [20]. Категорії будівель (рис. 1.1):

- будівлі ділового призначення і виробничі будівлі, що мають каркасні або армовані конструкції (категорія 1);
- житлові будинки і будівлі ділового призначення, що мають полегшену конструкцію, конструкцію без армування або з полегшеним каркасом (категорія 2).

Припускають, що помірні пошкодження можуть виникнути при перевищенні граничних значень, зазначених на рис. 1.1, в два рази, а важкі - при перевищенні в чотири рази.

У випадку низькочастотного сигналу, що має більшість складових на частотах нижче 4 Гц, рекомендується додатково проводити вимірювання переміщення. Граничне пікове значення переміщення для частот нижче 4 Гц дорівнює 0,6 мм.

У разі тривалої вібрації, яка здатна викликати резонанси конструкції (особливо на низьких частотах), граничні значення рекомендується зменшити в два рази.

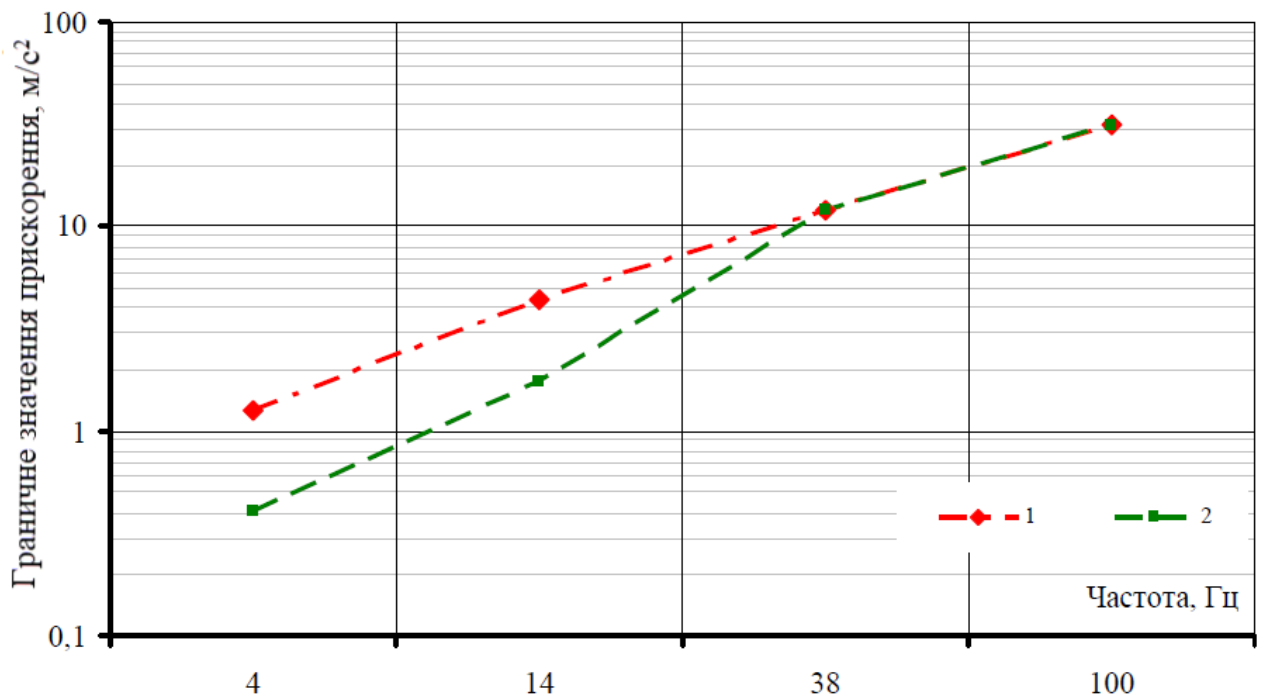


Рис. 1.1. Граничні значення прискорення на фундаментах будівлі

У Національному стандарті Норвегії NS 8141:2001 «Vibration and shock – Measurement of vibration velocity and calculation of guideline limit values in order to avoid damage of constructions» (Вібрація та удар. Вимірювання швидкості і розрахунок граничних значень, рекомендованих з метою запобігання пошкодження споруд) [155] визначені комплексні критерії оцінки, що поширюються на вібрацію, яка викликана земляними роботами, знесенням споруд та рухом транспорту.

Якщо проведення земляних робіт може викликати коливання споруди на частоті резонансу (наприклад, при використанні вібраційних машин або при установці постійного і тимчасового інтервалу між пусками електронної системи

запалювання при проведенні вибухів в ході будівельних робіт), то для оцінки допустимості виникнення коливань необхідно проводити комплекс додаткових досліджень.

Граничне значення V при короткочасної вібрації визначають для вертикальної складової пікового значення швидкості за формулою (1.1):

$$V = V_0 F_q F_b F_a F_k, \quad (1.1)$$

де V_0 — опорне значення швидкості, рівне 20 мм/с;

F_q — поправка на вид ґрунту в місці, де встановлена споруда;

F_b — поправка на вид споруди;

F_a — поправка на відстань між джерелом вібрації та місцем її вимірювання;

F_k — поправка на вид джерела вібрації.

Дослідження власних частот коливань будівельних конструкцій має важливе практичне значення при вирішенні різних завдань динаміки споруд, в тому числі сейсмостійкості будівель, віброізоляції та акустики [25, 26]. Аналіз шляхів поширення структурного шуму і вібрації в будівлі являє складну інженерну задачу.

Вперше, дослідженнями впливу динамічних навантажень на будівлю займався японський вчений Мононобе в 1921 р. Запропонована ним теорія полягала в тому, що максимальне динамічне навантаження залежить від динамічних параметрів споруди, а не тільки від амплітуди прискорення основи. Тому, виникає проблема визначення таких параметрів споруди, які надади б динамічному навантаженню мінімальне значення. Але ця теорія не враховувала виникнення власних коливань будівлі.

У 1927 р. вчений К.С. Заврієв [40] вдосконалив динамічну теорію Мононобе, запропонувавши прийняти динамічний коефіцієнт, який враховує дію раптово прикладеного навантаження. Роботи К.С. Заврієва [40] являють собою подальший розвиток динамічної теорії Мононобе. Це був крок уперед в розвитку теорії стійкості споруд до динамічних навантажень, однак через обмеженість

інформації про дійсний характер переміщень ґрунту, вона була недосконалою. Реальні коливання ґрунту мають складний характер.

Наступним етапом у розвитку динамічної теорії щодо розрахунку будівельних конструкцій – стала теорія спектрального аналізу, в якій описуються залежності максимальних прискорень, швидкостей і переміщень. У 1934 році М. Біо [60] запропонував метод визначення динамічних сил за інструментальними записами коливань поверхні ґрунту при землетрусах. За цим методом було можливо побудувати аналітичний вираз для визначення динамічної сили, що діє на конструкцію з одним ступенем вільності. В якості розрахункової характеристики інтенсивності динамічного впливу М. Біо запропонував використовувати спектральну функцію сейсмічних прискорень, визначаючи динамічний ефект на моделях будівель.

Необхідність врахування дисипації енергії при дослідженні коливань було відзначено у роботі закордонного вченого Е. Каусела [141], в якій описаний значний вплив гасіння коливань на величини динамічних сил.

Застосуванню методу скінченних елементів у динамічних розрахунках і його подальшому розвитку присвячені роботи: В.А. Баженова [4], К. Бате [17], А.Н. Бірбраєра [28], О.С. Городецького [41], В.І. Гуляєва [42], С.А. Слободянюка [119] та інші.

Розвитку формування розрахункових моделей, розрахунку конструкцій будівель і споруд, дослідженню несучої здатності будівельних конструкцій при динамічних впливах присвячені роботи: Т.Н. Азізова [1], А.М. Бамбури [18], О.О. Диховічного [50, 51], В.С. Дорофєєва [48], С.М. Карпенка [61], О.І. Лапенка [77], М.В. Савицького [115], В.І. Слівкера [118], та інші.

Проте, після вивчення наявної літератури, можна зробити висновок, що ні в нормативних документах, ні літературних джерелах питанню вібродинамічних навантажень від рухомого складу не приділено належної уваги.

1.4. Передумови дослідження вібродинамічних впливів метрополітену

Постановка задачі полягає у майбутньому прогнозуванні поведінки несучих конструкцій будівель і споруд із врахуванням вібродинамічного впливу,

ще до початку будівництва та на етапі проектування. У зв'язку з цим, виникає необхідність створення методики розрахунку багатопверхових будівель, яка дозволить враховувати вібродинамічні впливи метрополітену на несучі конструкції будівель та споруд.

При проектуванні траси метрополітену мілкового закладання необхідно враховувати [120], що при частоті $31,5 \text{ Гц}$, у піщаних ґрунтах віброзсув фундаменту будівлі на відстані 40 м від тунелю буде відрізнятися від віброзсуву фундаменту будівлі, яка розташована поблизу тунелю більш ніж у 10 разів. При щільних ґрунтах (супісок, суглинки), амплітуди коливань фундаментів на відстані 40 м знижуються менше ніж у два рази [5].

Вібродинамічні навантаження, у порівнянні з імпульсами, що викликані сейсмічними силами землетрусів є дуже слабкими. Однак, внаслідок тривалості цього впливу, вони можуть бути причиною осідання основ і вібротекучості дисперсних ґрунтів. При тривалій дії вібрацій і зростанні прискорення коливань, опір зсуву дисперсних ґрунтів, особливо незв'язних, значно зменшується, коефіцієнт пористості ґрунтів зі зростанням коливань збільшується, обумовлюючи віброущільнення ґрунтів.

Реакція будівлі і характер поширення вібрації залежить не тільки від рівня та спектрального складу коливань, які передаються через ґрунт, а й від динамічних характеристик несучих та огорожувальних конструкцій, та від конструктивної системи будівлі в цілому. Головним чином це стосується частот власних горизонтальних коливань будівель і вертикальних коливань елементів перекриттів будівлі, типу ґрунту навколо будівлі, відстані до джерела вібрації та ін.

При спорудженні будівлі поблизу ліній метрополітену (особливо неглибокого закладення) необхідно враховувати, що частота вібрації оправи тунелю метро становить від $28 \dots 35 \text{ Гц}$ (збірні оправи) до $60 \dots 70 \text{ Гц}$ (монолітні оправи) і через ґрунт передається на фундамент будівлі. У результаті, домінуючі частоти, які передаються на будівлю, можуть становити від 20 до 80 Гц . Час одноразового впливу зовнішньої вібрації визначається швидкістю рухомого

складу потягу метрополітену і становить 8...15 секунд [5, 6]. Як вже зазначалось раніше, основним джерелом вібрації є динамічний удар при проходженні колеса потягу через рейковий стик. Виникаюча при цьому вібрація гасне до моменту проходження через стик наступного колеса.

На цей вплив накладається полічастотна вібрація, яка виникає від неідеально гладкої поверхні матеріалу колеса та рейки, від деформованих коліс, а також від ефекту «вихляння» складу під час руху. Із урахуванням такого впливу, переважаючим є вібродинамічний вплив у діапазоні частот 25...50 Гц. Якщо ця частота коливань близька до власної частоти оправи тунелю, то навіть із урахуванням фільтруючих особливостей ґрунту та самої будови колії, незалежно від того віброізолюваний шлях чи ні, хвильове випромінювання може посилюватися [5, 6]. Тому, не можна говорити у загальному випадку лише про одну переважну частоту впливу метрополітену на несучі конструкції будівлі.

У зв'язку з цим, не вдаючись у конструктивні особливості оправи тунелю та верхньої будови колії, можна прийняти робочий діапазон частот вібрацій від метро 20...70 Гц. Характерною особливістю зазначеного діапазону є те, що власні частоти перекриттів будівель, як правило, потрапляють у цей діапазон [5–8], що є особливо небезпечним.

Значення найбільш низькочастотних складових транспортних вібродинамічних навантажень зазвичай близькі до значень власних частот коливань більшості будівель, які нерідко знаходяться у межах 2...8 Гц, що може призвести до додаткового просідання будинків на 50...150 мм [24].

Для порівняння, інтенсивність коливань ґрунтів поблизу метрополітену можна порівняти із 6–7 бальним землетрусом. Карта сейсмічних впливів говорить про те, що землетрус магнітудою 5 балів, на більшості територій України відбувається раз у 100 років, 6-бальний – раз у 5 тисяч років [32, 33]. Це означає, що ймовірність виникнення землетрусу у зоні Києва і Київської області є досить малою. При цьому, постійно діюча вібрація від рухомого транспорту, але з відносно малою амплітудою коливань, може призвести до пошкоджень

несучих конструкцій, появи, утворення та швидкого розвитку і розповсюдження тріщин, а якщо не застосовувати захисні заходи, навіть призвести до руйнувань.

Описана задача має на меті вирішення наступних основних завдань:

- дослідити динаміку ґрунту і вібрацій огорожувальних споруд від різного типу динамічних навантажень на будівлю;
- розробити методику моделювання вібродинамічних впливів на несучі конструкції будівель та споруд із використанням методів нелінійної динаміки.

З огляду на вищенаведене, створено методологічну схему вирішення наукової задачі конструкцій будівель та споруд при вібродинамічних впливах (рис. 1.2).



Рис. 1.2. Методологічна схема вирішення наукової задачі вібродинамічного впливу від руху потягів метрополітену

1.5. Висновки до розділу 1

1. Динамічні впливи від руху транспорту, а тим більше від руху метрополітену, істотно відрізняються, як один від одного, так і від інших типів техногенних впливів за основними параметрами: тривалість, зміна у часі, інтенсивність та частотні складові. Все це дає підставу розглядати їх, як самостійний клас зовнішніх зусиль.

2. У результаті аналізу вітчизняних та зарубіжних наукових джерел стосовно до обраного дослідження, а також нормативних документів різних країн Європи та світу, визначено, що вібродинамічним впливам метрополітену на несучі конструкції будівель не приділено достатньої уваги. Хоча, з розвитком інфраструктури міст та зростанням щільної забудови з'явився новий фізичний фактор техногенного характеру – вібродинамічне навантаження від транспорту, а саме метрополітену у діапазоні частоти 25–70 Гц, який негативно впливає на конструкції розташованих поблизу будівель.

3. Виявлено та теоретично обґрунтовано наступний ефект: якщо частоти власних горизонтальних коливань будівлі вище ніж 30 Гц, то на такий спектр впливу реагують перекриття верхніх поверхів будівель.

4. При визначенні параметрів динамічних впливів у будівлях підвищеної поверховості, розташованих поблизу ліній метрополітену неглибокого закладання, важливо проводити вимірювання власних коливань перекриттів не тільки нижніх, але й верхніх поверхів.

5. При розрахунку залізобетонних конструкцій на вібродинамічні впливи методом скінченних елементів, необхідно визначати напружено-деформований стан у різних точках конструкції, на різних поверхах, а також враховувати розподіл областей впливу та нелінійну просторову роботу несучих конструкцій.

6. Для зменшення ризику появи негативних наслідків в будівлях, розташованих поблизу ліній метрополітену неглибокого закладання, необхідно застосовувати комплекс заходів по віброзахисту таких будівель.

Зазначені висновки визначили основні завдання даного дослідження:

1. Провести теоретичні дослідження напружено-деформованого стану несучих конструкцій будівель та споруд при дії вібродинамічних впливів метрополітену.
2. Розробити методику, яка відображає дійсну роботу конструкції під час вібродинамічних впливів метрополітену. Запропонувати алгоритм розрахунку несучих конструкцій будівель на вібродинамічний вплив.
3. Виконати оцінку впливу на несучі конструкції будівлі глибини залягання метрополітену та відстані від джерела коливань до будівлі та створити відповідну методику розрахунку.
4. Розробити методику, яка дозволить вирішити комплексну задачу визначення інтенсивності вібродинамічного впливу метрополітену на конструкції будівельного об'єкту. Порівняти результати проведених чисельних експериментів із результатами натурних вимірів коливань несучих конструкцій.
5. Запропонувати алгоритми, які дозволять виконати розрахунок на дію вібродинамічних впливів метрополітену із врахуванням фактору часу.
6. Розробити рекомендації по визначенню напружено-деформованого стану будівельних конструкцій будівель при вібродинамічних впливах метрополітену, які нададуть можливість отримати початкові дані про майбутню поведінку конструкцій будівлі у період експлуатації.

РОЗДІЛ 2.

МЕТОДИ РОЗРАХУНКУ І МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬНИХ КОНСТРУКЦІЙ ПРИ ВІБРОДИНАМІЧНИХ ВПЛИВАХ

2.1. Вибір чисельного методу розв'язку нелінійних динамічних задач деформування і руйнування конструкцій

Чисельне моделювання динамічного та вібраційного впливу на будівельні конструкції та ґрунти – це важлива задача для забезпечення надійності та безпеки будівельних об'єктів на стадіях початкового проектування та подальшої експлуатації [19, 28].

До числа характерних прикладів взаємодії навантаження із будівельним об'єктом відносяться багато режимів динамічного навантаження. У більшості випадків, достатньо виконати статичний розрахунок будівлі, враховуючи динамічні навантаження як статичні, з певним коефіцієнтом динамічності, або ж скористатися існуючими спектральними методами розрахунків за нормативними сейсмічними впливами [1,32,33].

Проте, у випадку розрахунку будівлі від впливу навантажень рухомого транспорту, а саме метрополітену, дуже важливим виявляється врахування характеру руху конструкції і зміни НДС будівлі у певному проміжку часу. Для повного та достовірного опису напружено-деформованого стану будь-якої будівлі, необхідно врахувати всі складові, які описують реальний об'єкт: геометричні параметри; фізико-механічні властивості матеріалів будівельних конструкцій та ґрунтів; врахувати формування початкових напружень та деформацій у ґрунті при зведенні будівлі; зовнішні динамічні впливи та їхній характер [62,63].

Для вирішення задач динамічного розрахунку будівельних конструкцій використовується два основних методи:

- розкладання за власними формами;
- пряме інтегрування рівнянь руху у часі.

Метод розкладання за власними формами можна застосовувати тільки у рамках лінійного розрахунку, тому що принцип суперпозиції не дійсний в рамках нелінійної теорії розрахунку. За цим методом можливо вирішувати наступні задачі динамічного впливу: дія імпульсу; дія удару; вітровий вплив; вимушені гармонійні коливання; спектральна сейсміка; поверхові (вузлові) спектри відгуку; Pushover Analysis.

При вирішенні задачі розрахунку на вплив метрополітену доцільно використовувати саме методи прямого інтегрування, у зв'язку з тим, що вони мають більш загальний характер і можуть застосовуватися для вирішення задач динамічного розрахунку конструкцій із урахуванням факторів часу.

2.1.1. Особливості модального аналізу будівель та споруд

В основі методу розкладання за власними формами лежить модальний аналіз [71]. Модальний аналіз виконується модифікованим методом ітерації підпростору.

Диференціальне рівняння руху конструкції записується у вигляді:

$$[K]\{U\} + [C]\{\dot{U}\} + [M]\{\ddot{U}\} = \{P(t)\}. \quad (2.1)$$

Розрахунок зводиться до пошуку власних частот і форм системи:

$$[K]\{\varphi\} - \lambda[M]\{\varphi\} = 0, \quad (2.2)$$

де $[K]$ – матриця жорсткості системи; $[C]$ – матриця демпфування; $[M]$ – матриця мас; $\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$ – невідомі вектори вузлових переміщень, швидкостей, прискорень; $\{P(t)\}$ – вектор вузлових навантажень.

Матриця жорсткості $[K]$ і вектор $P(t)$ визначаються, як для статичної задачі. Цей метод відомий як напів дискретна апроксимація. Систему (2.1) вирішуємо методом розкладання по формам власних коливань. Задача (2.2) на власні значення вирішується методом ітерації підпросторів.

Приймаючи умови $\{U(t)\} = \sum_{i=0}^N y_i(t) \varphi_i$ в (2.1) з ортогональності функцій φ_i отримаємо (при певних допущеннях щодо матриці $[C]$) що система (2.1) розпадається на безліч незалежних рівнянь руху вузлів моделі:

$$\frac{d^2}{dt^2}y_i(t) + 2\xi_i\omega_i\frac{d}{dt}y_i(t) + \omega_i^2y_i(t) = P_i(t), \quad (2.3)$$

$$y_i^0 = y_i(0), \quad \dot{y}_i^0 = \dot{y}_i(0),$$

де ω – власна частота коливань конструкції; ξ – коефіцієнт дисипації.

Рішення рівнянь (2.3) має вигляд:

$$y_i = e^{-\xi_i\omega_it} \left(\frac{\dot{y}_i^0 + y_i^0\xi_i\omega_i}{\omega_i} \sin\varpi_it + y_i^0 \cos\varpi_it \right) + \frac{1}{\varpi_i} \int_0^t P_i(\tau) e^{-\xi_i\omega_i(t-\tau)} \sin\varpi_i(t-\tau), \quad (2.4)$$

$$\text{де } \varpi_i = \omega_i \sqrt{1 - \xi_i^2}. \quad (2.5)$$

При розкладанні за формами, для кожної обчислюються вектори інерційних сил:

$$S_i(t) = \omega_i^2 y_i(t) M \varphi_i. \quad (2.6)$$

Амплітудне значення виражається формулою:

$$S_{i,0} = \max(|\omega_i^2 y_i(t)|). \quad (2.7)$$

В окремих випадках, вираз інерційних сил буде приймати наступний вигляд:

– для вітрового навантаження:

$$S_{i,0} = W_n \gamma_i, \quad (2.8)$$

де W_n – нормативне значення вітрового навантаження; γ_i – коефіцієнт динамічності, що залежить від ξ_i , ω_i і швидкості вітру.

– для сейсмічного навантаження:

$$S_{i,0} = A \beta_i, \quad (2.9)$$

де A – відносна величина прискорення; β_i – коефіцієнт динамічності, що залежить від ξ_i , ω_i .

– для імпульсного і ударного навантажень (при $t_0 \leq 2.5 \frac{2\pi}{\omega_i}$):

$$S_{i,0} = \varepsilon_i P_i \psi, \quad (2.10)$$

де ε_i залежить від t_0, ω_i ; де t_0 – час дії імпульсу; ψ – враховує періодичність дії навантаження, і залежить від того, чи є коливання усталеними або несталеними; а P_i залежить від типу дії:

$$\begin{aligned} P_i &= \int_0^{t_0} P_i(t) dt - \text{для імпульсу,} \\ P_i &= M_0 v_0 (1 + \nu) - \text{для удару,} \end{aligned} \quad (2.11)$$

де M_0 і v_0 – маса і швидкість об'єкту, що вдаряє; ν – коефіцієнт відновлення форми тіл, що ударяються.

– для гармонійного навантаження:

$$P(t) = P_{i,1} \cos \theta t + P_{i,1} \sin \theta t, \quad (2.12)$$

обчислюються сумарні по всім формам інерційні сили S_1 і S_2 , відповідні дійсній (косинусоїдальна) та уявній (синусоїдальна) складовим:

$$S_1 = \sum_i a_i M \varphi_i; S_2 = \sum_i b_i M \varphi_i, \quad (2.13)$$

$$\text{де } a_i = \frac{P_{i,1} \chi_i - P_{i,2} \xi_i \alpha_i}{\chi_i^2 + \alpha_i^2 \xi_i^2}, \quad b_i = \frac{P_{i,2} \chi_i - P_{i,1} \xi_i \alpha_i}{\chi_i^2 + \alpha_i^2 \xi_i^2}, \quad \alpha_i = \frac{\theta}{\omega_i}, \quad \chi_i = 1 - \alpha_i^2. \quad (2.14)$$

Далі рівняння вирішуються методом скінченних різниць за схемою Ньюмарка [103].

У результаті, отримуємо значення переміщень та інерційних сил. При розрахунках на сейсмічні та динамічні впливи, застосовують метод спектрів-відгуків. Розрахунок полягає у тому, щоб при заданій звичайній частково-лінійній функції $S_0(\omega)$, лінійною інтерполяцією обчислити значення $S_0(\omega_i)$. Функція $S_0(\omega)$ може бути представлена графіками спектрів прискорень, швидкостей або переміщень.

2.1.2. Особливості вузлових спектрів-відгуків

Для об'єктів підвищеної небезпеки (клас відповідальності СС3) та для житлових і громадських будівель висотою від 73,5 м до 100 м (клас відповідальності СС2), важливо знати, в якому технічному стані будуть перебувати несучі конструкції та конструктивні елементи будівлі при заданому динамічному або сейсмічному впливі. Оскільки конструкції будівель можуть бути досить складними, а кількість встановленого обладнання є досить суттєвою,

то моделювання розрахункової схеми будівлі виконати доволі важко. Тому, раціональним виходом із цієї ситуації буде застосування методу підсистем.

Спектр відгуку – це функція, яка зв'язує між собою максимальне за модулем прискорення одномасового лінійного осцилятора та відповідний цьому прискоренню період власних коливань того ж осцилятора, основа якого рухається за законом, визначеним цією акселерограмою [12, 98].

Дане завдання може бути вирішене методом прямого інтегрування або ж на основі спектральної теорії сейсмостійкості. Розрахунок спектрів відгуку проводиться наступним чином.

Спочатку виконується розрахунок будівлі на вимушені коливання, задані розрахунковою акселерограмою (можна використовувати розрахунок по однокомпонентній акселерограмі або трикомпонентній акселерограмі). Далі визначаються закони зміни абсолютних прискорень обраних точок конструкції. Приймаючи акселерограми в якості збуджуючого впливу, розраховуються вимушені лінійні коливання одномасових осциляторів, і знаходиться залежність модулів їхніх максимальних абсолютних прискорень від їх власних частот.

У результаті розрахунку, можна отримати вузлові (поверхові) акселерограми. Їх можна використовувати для розрахунку підсистем. Але часто, для розрахунку і тестування апаратури та обладнання досить мати вузлові (поверхові) спектри відгуку. Вони являють собою максимальні за модулем відхилення одномасового осцилятора від впливу вузлових акселерограм.

При розрахунку виконується модальний аналіз конструкції. Надалі, коливання конструкції можна розкласти за ортогональними формами. Тоді, рівняння рухів вузлів для скінченно-елементної моделі можна записати у вигляді:

$$\omega^2 y + 2\xi\omega\dot{y} + \ddot{y} = F(t), \quad (2.15)$$

де ω – власна частота коливань конструкції; ξ – коефіцієнт дисипації.

Для рішень диференціальних рівнянь руху відповідних вузлів конструкції використаний метод Ньюмарка [103]:

$$A = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} + \frac{2\xi\omega}{\gamma \Delta t} + \omega^2; \quad (2.16)$$

$$B_{i+1} = F(t_{i+1}) + \left(\frac{1}{\alpha \Delta t^2} y_i + \frac{1}{\alpha \Delta t} \dot{y}_i + \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right) \ddot{y}_i \right) + \quad (2.17)$$

$$+ 2\xi\omega \left(\frac{1}{\gamma \Delta t} y_i + \left(\frac{1}{\gamma} - 1 \right) \dot{y}_i + \left(\frac{1}{2\gamma} - 1 \right) \Delta t \ddot{y}_i \right);$$

$$y_{i+1} = B_{i+1}/A$$

$$y_{i+1} = \frac{1}{\gamma \Delta t} (y_{i+1} - y_i) + \left(1 - \frac{1}{\gamma} \right) \dot{y}_i + \left(1 - \frac{1}{2\gamma} \right) \Delta t \ddot{y}_i \quad (2.18)$$

$$y_{i+1} = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} (y_{i+1} - y_i) - \frac{1}{\alpha \Delta t} \dot{y}_i + \left(1 - \frac{1}{2\alpha} \right) \ddot{y}_i.$$

Частоти осциляторів, на яких обчислюються значення спектра відгуку, повинні обиратися таким чином, щоб не пропустити максимуми піків. Для побудови спектрів відгуку реалізовані різні варіанти побудови відповідних графіків із урахуванням власних форм коливань будівлі.

Оскільки власні коливання системи відбуваються за ортогональними формами, то ймовірність одночасного досягнення максимумів амплітуд за кожною формою є досить малою. Автором запропоновано та реалізовано різні варіанти підсумовування спектрів відгуку у вузлах: по кожній формі, огинаюча, корінь квадратний з суми квадратів та інші.

2.1.3. Особливості методу Pushover Analysis

Pushover Analysis – це методика спрощеного нелінійного статичного розрахунку будівлі на динамічні та сейсмічні впливи. Вона дає можливість врахувати нелінійні властивості матеріалів за рахунок перевизначення інтегральних характеристик жорсткості скінченних елементів моделі на кожному кроці прикладання навантаження [68]. При цьому, відбувається пошук точки перетину розрахункового графіка залежності спектрального прискорення від спектрального переміщення з редукованим нормативним графіком [46].

Алгоритм Pushover Analysis [32, 33, 98, 99] полягає в наступному:

- формується багатомасова розрахункова модель споруди і виконується її розрахунок на задану динамічну дію в лінійній постановці;

В результаті розрахунку визначаються:

- величини зосереджених мас в кожному рівні по висоті;
- частоти і періоди власних коливань;
- ординати форм власних коливань;
- величини інерційних сил у кожному рівні за висотою;
- виконується розрахунок і конструювання площі арматури для залізобетонних конструкцій.

Оскільки реакція конструкцій або крива «здатності» залежить від обраної схеми розподілу горизонтальних сил, з усіх обчислених форм власних коливань вибирається форма, яка має найбільший модальний внесок. Інерційні сили від обраної складової передаються в окреме завантаження.

Далі лінійна розрахункова модель перетворюється у фізично нелінійну, де формується історія її завантаження, в яку послідовно входять: повне вертикальне навантаження; покроково додаються горизонтальні динамічні впливи, відповідні формі власних коливань із найбільшою модальною масою.

Кількість історій навантажень не обмежується. У рамках однієї розрахункової моделі можна розглядати різні варіанти застосування сейсмічного навантаження.

Реалізовано два механізми нарощування дії динамічного або сейсмічного навантаження, які виступають в якості критерію оцінки стану розрахункової схеми:

- на підставі заданих граничних перекосів поверхів будівлі, при досягненні яких нарощування інерційних сил припиняється;
- безпосередньо завдання користувачем коефіцієнта інерційних сил.

У якості критерію оцінки стану розрахункової схеми будівлі служать граничні перекося поверхів [57], задані користувачем або ж максимальний коефіцієнт інерційних сил, при досягненні якого розрахунок переривається.

На кожному кроці навантаження, на основі узагальнених спектральних переміщень S_d і узагальнених спектральних прискорень S_a будується нелінійний

спектр несучої здатності для багатомасової розрахункової моделі з урахуванням нелінійних характеристик матеріалів (бетону та арматури):

$$S_{aj} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i d_{ij}^2}{\left(\sum_{i=1}^n m_i d_{ij}\right)^2} \sum_{i=1}^n S_{ij}; \quad (2.19)$$

$$S_{dj} = \frac{\sum_{i=1}^n m_i d_{ij}^2}{\sum_{i=1}^n S_{ij} d_{ij}} S_{aj}. \quad (2.20)$$

Результати нелінійного розрахунку на кожному кроці нарощування інерційного навантаження багатомасової розрахункової моделі піддаються перетворенням, що дозволяє отримати два узагальнені графіки, наведених на рис. 2.1:

Перший графік – спектр прискорення - графік побудований у координатах «прискорення S_a – переміщення S_d ».

Другий – спектр несучої здатності – графік побудований у координатах «горизонтальна сила V – переміщення S_d ». Даний графік будується автоматично, шляхом множення отриманих прискорень на модальну масу.

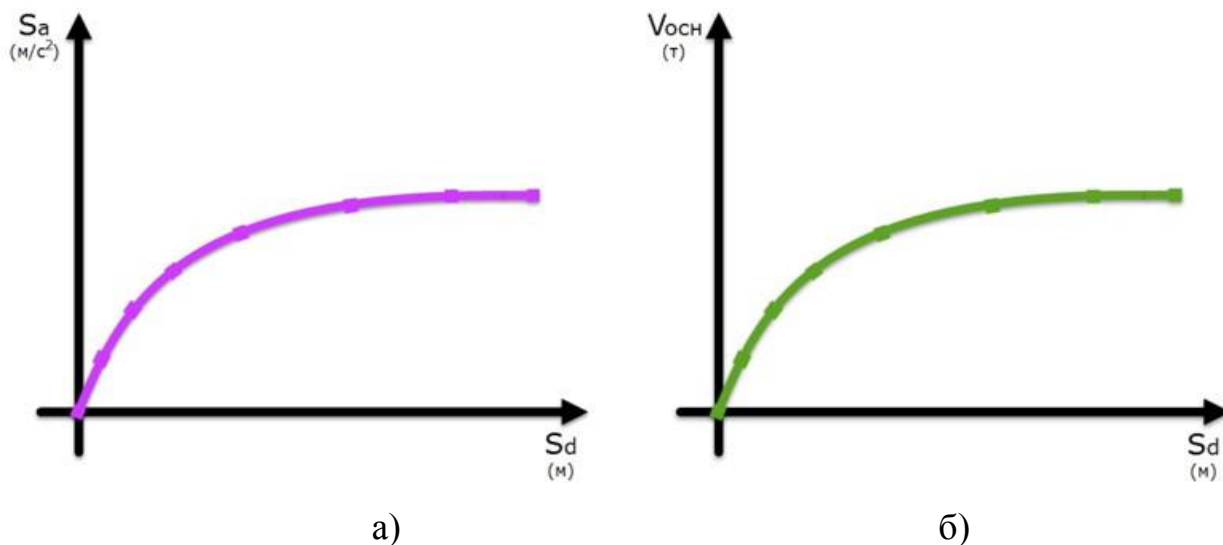


Рис. 2.1. Графіки а) спектру прискорення та б) спектру несучої здатності

Графік спектру несучої здатності перетворюється до білінійного вигляду (рис. 2.2) на підставі рівності площ (енергій E) нелінійного і білінійного графіків. При цьому на білінійному графіку з'являється проміжна точка – переміщення податливості d_T , яке визначається за такою формулою:

$$d_T = 2 \left(d_m - \frac{E}{V_m} \right). \quad (2.21)$$

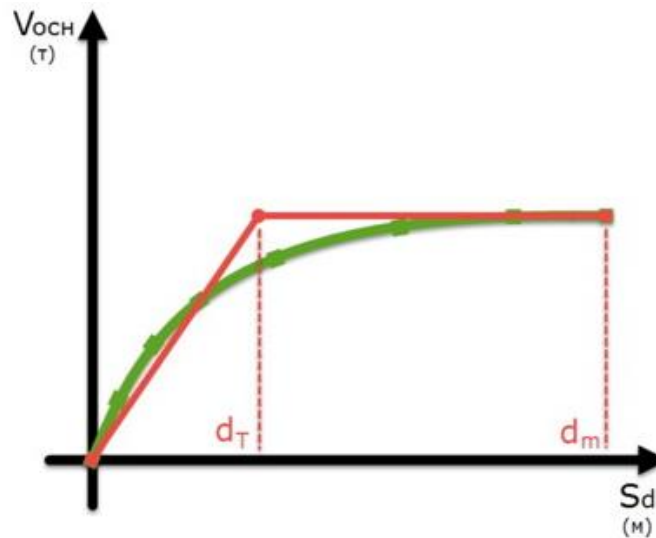


Рис. 2.2. Ідеалізована білінійна діаграма

При аналізі ідеалізованої білінійної діаграми знаходиться коефіцієнт податливості моделі (2.22), за допомогою якого згодом буде виконуватися редукування нормативного (або ж заданого) спектра реакцій для подальшого розрахунку:

$$\mu = \frac{d_m}{d_T}, \quad (2.22)$$

де d_m – максимальне переміщення багатомасової розрахункової моделі за результатами нелінійного статичного розрахунку будівлі; d_T – переміщення багатомасової розрахункової моделі, відповідне межі текучості багатомасової розрахункової моделі.

Відповідно з обчисленим коефіцієнтом податливості виконується редукування нормативного спектра реакцій.

Реалізовано два методи редукації:

- метод Ньюмарка-Холла (рис. 2.3)

$$R_\mu = \begin{cases} 1, & T < T_a \\ \sqrt{2\mu - 1}, & T_b < T < T_c \\ \mu, & T > T_c \end{cases} \quad (2.23)$$

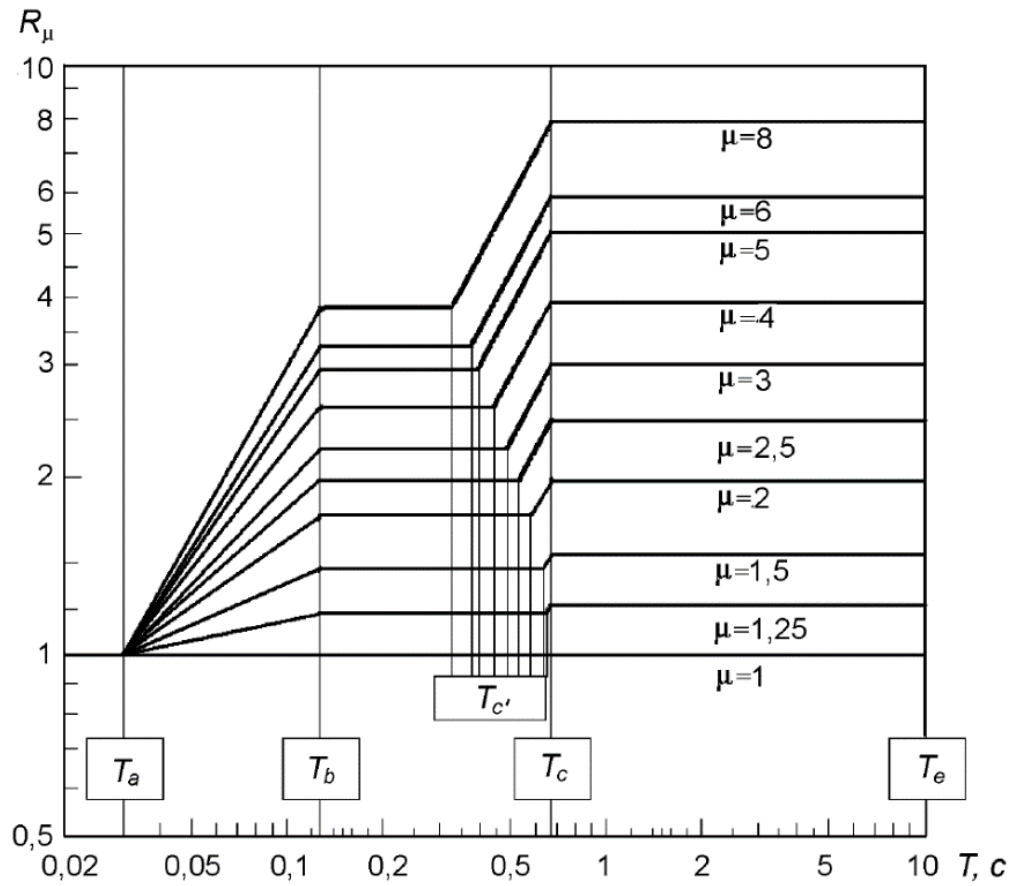


Рис. 2.3. Діаграма редукції по методу Ньюмарка-Холла

– метод Відік-Файфар-Фішінгер (рис. 2.4).

$$R_\mu = \begin{cases} 1, & T < T_a \\ (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T_b < T < T_c \\ \mu & T > T_c \end{cases} \quad (2.24)$$

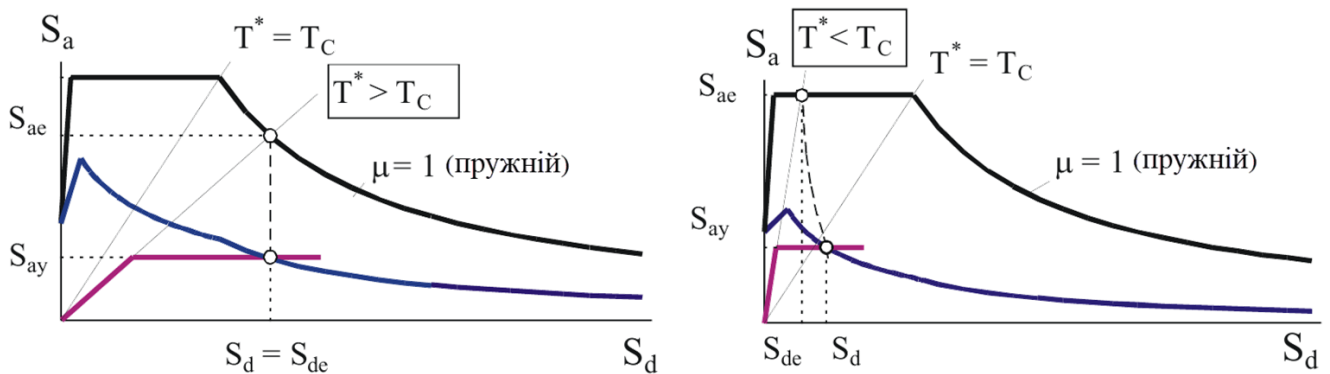


Рис. 2.4. Діаграма редукції по методу Відік-Файфар-Фішінгер

За допомогою накладання редукovanого нормативного спектра реакцій і спектра несучої здатності визначається точка їхнього перетину з координатами

d_s , a_s : d_s – шукане узагальнене нелінійне переміщення, при якому визначається НДС всієї конструкції; a_s – відповідне прискорення, при якому визначається НДС всієї конструкції.

Переміщення d_s — це і є шукане узагальнене нелінійне переміщення, при якому визначається НДС всієї конструкції. Ця точка називається точкою стану (рис. 2.5). Для цієї точки визначається НДС всієї розрахункової моделі і оцінюються можливості роботи конструкції за межею пружності при сейсмічних впливах.

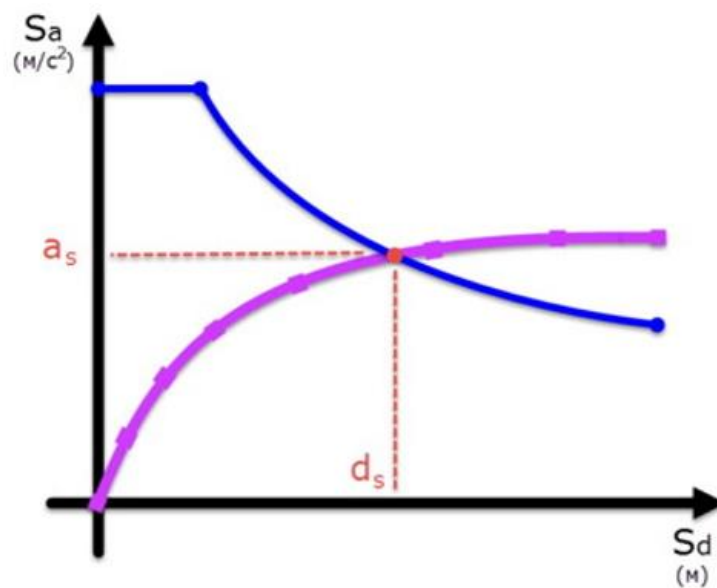


Рис. 2.5. Графік точки стану конструкції

Алгоритм Pushover analysis є універсальним і може бути застосований до всіх можливих спектрів реакцій при виконанні розрахунків. Це залежність «коефіцієнт динамічності β – період коливань T » в нормах Росії, України, Грузії, Вірменії, країн Середньої Азії. Це і залежності «прискорення S_a – переміщення S_d » в нормах Казахстану, країн Європи, а також США. Цей метод застосовується при врахуванні впливу метрополітену на конструкції будівель, що мають пошкодження та експлуатуються певний час.

2.2. Метод прямого інтегрування руху для моделювання вібродинамічних впливів метрополітену

Цей метод доцільно застосовувати при моделюванні вібродинамічних навантажень від руху метрополітену на будівлі, які розташовані поблизу вже існуючого метрополітену або що проектується та зводяться. У таких випадках, доцільно проводити динамічний розрахунок будівлі із урахуванням фактору часу, для цього використовується пряме інтегрування рівнянь руху. Під терміном "пряме" мається на увазі, що перед інтегруванням не виконується ніяких перетворень диференціальних рівнянь.

Інтегрування диференціальних рівнянь руху вузлів скінченно-елементної моделі конструкції зводиться до пошуку коефіцієнтів у різноманітних методах (Ньюмарка, Вільсона, Рунге-Кутта, Хоболта) [44, 127, 128], центральних різниць, лінійного прискорення та ін. Також можливе врахування геометричної, фізичної та конструктивної нелінійностей [41, 65] при проведенні чисельних розрахунків конструкцій будівель та споруд. При цьому, перевизначення матриць дотичної і геометричної жорсткостей елементів необхідно проводити на кожному кроці інтегрування за часом.

Розрахунок при впливі динамічних дій заснований на вирішенні системи диференціальних рівнянь:

$$M\ddot{\vec{u}}(t) + C\dot{\vec{u}}(t) + K\vec{u}(t) = \vec{q}(t);$$

$$\vec{q}(t) = - \sum_{i=1}^3 (M\vec{v}_i u_g^i(t)) - \sum_{i=4}^6 (M\vec{v}_i u_g^i(t)), \quad (2.25)$$

де M , C , K – відповідно матриці мас, демпфірування і жорсткості системи; $\vec{u}(t)$, $\dot{\vec{u}}(t)$, $\ddot{\vec{u}}(t)$ – вектори вузлових переміщень, швидкостей і прискорень в момент часу t ; $\vec{q}(t)$ – навантаження, відповідне моменту часу t .

Вважається, що початкові швидкості $\{\dot{U}\}$ нульові ($\dot{\vec{u}}(0) = 0$), а початкові переміщення $\{U\}$ отримані за результатами рішення при статичному завантаженні (попередньої історії) ($\vec{u}(0) = \vec{u}_1$).

Із розгляду системи диференційних рівнянь (2.25) з постійними коефіцієнтами випливає, що апроксимувати швидкості, прискорення і переміщення можна будь-якими скінченно-різницевиими виразами в переміщеннях. Для прискорень у момент часу t , використовуючи метод центральних різниць, можна записати вираз у наступному вигляді:

$$\ddot{\vec{u}}(t) = \frac{\vec{u}(t + \Delta t) - 2\vec{u}(t) + \vec{u}(t - \Delta t)}{\Delta t^2}. \quad (2.26)$$

Похибка обчислень за формулою (2.26) має порядок Δt^2 , і для обчислення швидкостей і переміщень із похибками того ж порядку використовуються вирази:

$$\begin{aligned} \dot{\vec{u}}(t) &= \frac{\vec{u}(t + \Delta t) - \vec{u}(t - \Delta t)}{2\Delta t}; \\ \vec{u}(t) &= \frac{\vec{u}(t + \Delta t) + \vec{u}(t - \Delta t)}{2}. \end{aligned} \quad (2.27)$$

Підставляючи вирази (2.26),(2.27) у вираз (2.25) і визначаючи вектор $(\vec{u}(t + \Delta t) + \vec{u}(t - \Delta t))$, отримуємо наступну систему рівнянь:

$$\begin{aligned} \left[\frac{2M}{\Delta t^2} + \frac{C}{\Delta t} + K \right] (\vec{u}(t + \Delta t) + \vec{u}(t - \Delta t)) &= \\ &= 2 \left(q(t) + \frac{2M}{\Delta t^2} \vec{u}(t) + \frac{C}{\Delta t} \vec{u}(t - \Delta t) \right). \end{aligned} \quad (2.28)$$

В процесі виконання розрахунку визначаються переміщення у контрольних точках будівлі при поступовому прикладенні динамічного навантаження до будівлі:

$$\begin{aligned} \left[\frac{M}{\Delta t^2} + \frac{C}{2\Delta t} + \frac{K}{2} \right] u(t + \Delta t) &= \\ &= q(t) + \frac{2M}{\Delta t^2} u(t) - \left[\frac{M}{\Delta t^2} - \frac{C}{2\Delta t} + \frac{K}{2} \right] u(t - \Delta t). \end{aligned} \quad (2.29)$$

Отримані переміщення $\vec{u}(t + \Delta t)$ визначаються завдяки знайденим переміщенням $\vec{u}(t)$ и $\vec{u}(t - \Delta t)$ шляхом вирішення наступної системи рівнянь (2.25). Подібні схеми інтегрування називаються схемами неявного інтегрування.

Дана схема інтегрування отримала назву модифікованого методу центральних різниць.

При вирішенні поставленої задачі, використовується узгоджена матриця мас, побудована за тими ж апроксимуючими функціями, що й будувалася матриця жорсткості. При такому підході враховується і інерція обертання – з'являються "крутильні" елементи матриці мас [10]. При інтегруванні рівнянь руху ми можемо отримати графік кінетичної енергії $\left(\frac{1}{2}\dot{\mathbf{u}}_t^T M \dot{\mathbf{u}}_t\right)$, який дозволяє інтегрально судити про характер проходження процесу (рис. 2.6).

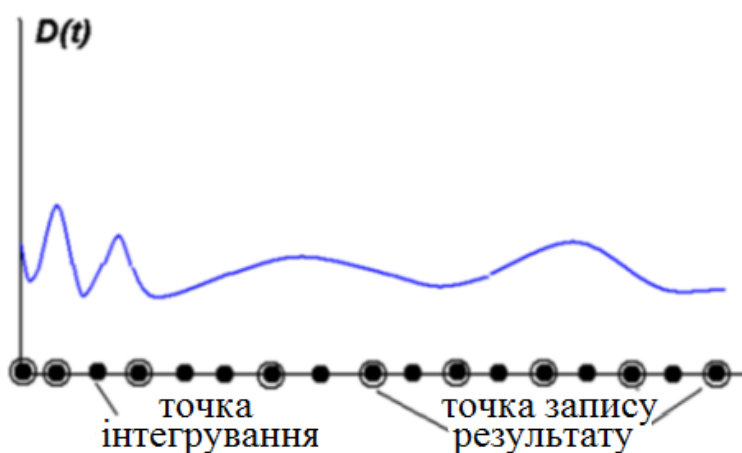


Рис. 2.6. Графік кінетичної енергії системи

Якщо подальше інтегрування не представляє інтересу, є можливість перервати процес інтегрування і переглянути результати до точки переривання. Зазвичай, для досягнення прийнятної точності рішення, крок інтегрування призначається значно менше кроку видачі результатів розрахунку.

При застосуванні методу, що пропонується, фіксація та запис результатів розрахунку – параметрів напружено-деформованого стану (переміщень, швидкостей, прискорень) проводиться в моменти часу, що збігаються з точками інтегрування.

2.3. Математичні моделі вібрацій і розповсюдження коливань у ґрунті

2.3.1. Моделювання поширення пружної хвилі в ґрунті

Розглядається модель ґрунту у якості суцільного середовища, в якій можуть поширюватися динамічні хвилі. Виконуючи різні припущення щодо механічних властивостей цієї системи і, відповідно, на основі них будувати різні математичні моделі [75, 87, 88, 89]. Врахування додаткових чинників, які уточнюють висновки і призводять до нових можливих результатів буде проводитися в процесі аналізу даної моделі.

Вважається, що модель ґрунту є в'язкопружним середовищем, яка має ефективний модуль пружності. Для моделі твердого об'єкту є дві складові хвильового поля: поперечні та поздовжні звукові хвилі.

Джерелом хвильових рухів у ґрунті є збуджені минаючими поїздами коливання оправи тунелю [114]. Припустимо, що на оздобленні виникають суто поздовжні хвилі, але при відбиванні від вільної поверхні ґрунту частина їхньої енергії переходить в поперечну складову. Якщо розглядати оправу як оболонку, то приходимо до різних варіантів виникнення коливань на цій оболонці з урахуванням впливу навколишнього середовища і випромінювання звукових хвиль. При цьому виникає необхідність урахування масових, пружних і в'язких властивостей як матеріалу оправи, так і ґрунту.

У ґрунті можуть збуджуватися також хвилі Релея, які внаслідок більш повільного закону спадання з відстанню можуть надавати відчутний вплив на великих відстанях (для ліній мілкового закладення). Інтенсивність результуючого поля внаслідок статистичної незалежності розглянутих типів коливань є сумою інтенсивностей окремих компонентів. Залежно від характеру зовнішньої сили у системі можуть порушуватись структурно різні коливання [37]. Часто мають місце порушення кількох типів коливань (або, як їх ще називають, мод). Тоді, виникає питання: які моди є головними, а якими можна знехтувати і тим самим ще більше спростити поставлене завдання: розглядати вплив коливань на систему лише певного виду.

Таким чином моделюється механічна система, яка складається з оправи, поїзда і навколишнього ґрунту, тонкої пружної циліндричної оболонки у пружному рідкому або твердому середовищі (ґрунті) з розподіленням по внутрішній поверхні локальним динамічним тиском.

Нехай коливання оправи збуджують чисто подовжню пружну хвилю в ґрунті. Якщо прийняти модель ґрунту у вигляді твердого тіла, то при відбитті від кордонів (вільної поверхні в даному випадку) відбувається часткова трансформація вихідної хвилі в поперечну і поверхневу хвилю Релея [128].

Якщо задаються модуль Юнга і коефіцієнт Пуассона для ґрунту, то швидкості поширення поздовжніх і поперечних хвиль дорівнюють відповідно

$$c_1 = \sqrt{\frac{E(1-\sigma)}{\rho(1+\sigma)(1-2\sigma)}}; \quad (2.30)$$

$$c_t = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\sigma)}}, \quad (2.31)$$

де E – модуль Юнга; σ – коефіцієнт Пуассона; ρ – щільність.

Рівняння для поперечних коливань оправи [128]:

$$EJu^{IV} + m\ddot{u} = -K_y u + K_c \dot{u} + pl_2, \quad (2.32)$$

де J – момент інерції оздоблення; l_2 – довжина стінок оправи.

Із рівняння (2.32) випливає, що на високих частотах складова, пов'язана зі зсувною пружністю (перший доданок в правій частині) перевершує другий доданок в правій частині (опір поздовжньої хвилі) і тому врахування зсувної пружності стає обов'язковим.

Більш того, як буде показано при чисельному аналізі, перша мода коливань оправи вносить визначальний внесок в поле пружних коливань на частотах 30-100 Гц, тому врахування в рівнянні (2.32) члена з K_y стає принциповим. Крім цього, рівняння (2.32) зручно для аналізу випадку прямокутного оправи.

Величини, які входять в рівняння (2.32) означають наступне:

$$J = \frac{1}{6} l_1^3 h_1 + \frac{1}{2} l_1^2 h_2 l_2; \quad (2.33)$$

$$m = 2p(h_1 l_1 + h_2 l_2); \quad (2.34)$$

$$K_y = \frac{6\sqrt{l_2 \kappa \mu_r}}{2 + \mu_r / (\lambda_r + 2\mu_r)}; \quad (2.35)$$

$$K_c = -p c l_2; \quad (2.36)$$

$$\kappa = \left(\frac{m \omega^2}{EJ} \right)^{1/4}, \quad (2.37)$$

де λ_r – коефіцієнти Ламе ґрунту, h_1, h_2 і l_1, l_2 – відповідно товщина і довжина вертикальних і горизонтальних стінок прямокутного оправи.

Для кругового оправи параметри J та m мають наступний вигляд:

$$J = \pi R^3 h; \quad (2.38)$$

$$m = 2\pi R h \rho_0. \quad (2.39)$$

та в виразі для K_y (2.35), замість l_2 потрібно підставити R (радіус оправи) [128].

2.3.2. Моделювання хвилі Релея у приповерхневому шарі ґрунту

Згинальні коливання оправи тунелю спонукають до виникнення хвилі Релея у приповерхневому шарі ґрунту [128]. Остання вносить істотну долю в загальне поле впливів для ліній мілкового закладення. Потяг метрополітену, який рухається у тунелі, збуджує його згинальні коливання у вертикальній площині на довжині L , порівнянню з довжиною рухомого складу потягу. Коливання оправи тунелю на частоті описуються за наступним законом:

$$u = u_0 \exp(ik_y y - i\omega t), \quad (2.40)$$

де u_0 - амплітуда зміщення оправи в вертикальному напрямку; k_y - хвильове число згинальних хвиль оправи, що дорівнює:

$$k_y = \sqrt[4]{\frac{m \omega^2 (1 - \sigma^2)}{EJ}}, \quad (2.41)$$

де m - маса; E - модуль Юнга; J - момент інерції оправи; σ - коефіцієнт Пуассона.

Хвилю Релея, яка породжується згинальними коливаннями оправи, на відстанях, порівнянних з довжиною складу, можна вважати плоскою. На великих відстанях $R \gg L$ формується циліндрична хвиля Релея.

Хвиля Релея на відстанях Y , які відповідають умові $0,5d < Y < L$ описується наступним виразом:

$$u_z = u_0 \exp(-i\omega t + ik_y y + ik_{3r} x); \quad (2.42)$$

$$k_y = \sqrt{\frac{\omega^2}{c_R^2} - k_{3r}^2}, \quad (2.43)$$

де c_R – швидкість розповсюдження хвилі Релея, приблизно дорівнює $0,9c_t$.

Внаслідок того, що швидкість згинальних коливань є значно більшою, ніж швидкість хвилі Релея, хвильовий вектор хвилі Релея спрямований майже перпендикулярно до осі тунелю.

Поверхнева хвиля Релея формується на відстані від осі тунелю близько половини довжини її хвилі. Амплітуду хвилі Релея слід приймати рівною:

$$u_{0R} = u_0 H_0^{(1)}\left(\frac{k\lambda}{2}\right), \quad (2.44)$$

де u_0 – вертикальне коливальне переміщення поверхні ґрунту над віссю тунелю; $H_0^{(1)}$ – функція Ганкеля першого роду нульового порядку.

Зв'язок горизонтальної і вертикальної складових переміщення в хвилі Релея визначається з наступних умов:

$$u_z = u_{tz} + u_{lz}; \quad (2.45)$$

$$u_{ty} = u_{tz} \sqrt{\frac{k_R^2 - \omega^2/c_t^2}{ik_R}}; \quad (2.46)$$

$$u_{ly} = u_{lz} \sqrt{\frac{k_R^2 - \omega^2/c_l^2}{ik_R}}; \quad (2.47)$$

$$\frac{u_{tz}}{u_{lz}} = -2 \frac{c_l^2}{c_R^2}; \quad (2.48)$$

$$k_R = \frac{\omega}{c_R}. \quad (2.49)$$

З наведених вище умов можна зробити висновок, що вертикальні і горизонтальні складові переміщення в хвилі Релея мають один і той же порядок.

2.4. Демпфування при розрахунку конструкцій на дію вібродинамічних впливів

Розглянемо демпферні ефекти. При вібродинамічних впливах на конструкцію завжди присутній фактор демпфування. Демпфування може забезпечуватися конструктивними пристроями – демпферами (гасителями коливань). Але навіть у разі, якщо демпфери не встановлюються, то фактор демпфування все одно присутній і обумовлюється матеріальним демпфуванням. Сама конструкція вже має властивість гасіння коливань, особливо якщо вона досить масивна. Потужним гасителем коливань є ґрунтовий масив, на якому зводиться конструкція. Різні матеріали мають різні властивості і дають різний внесок у гасіння коливань. Фізичний сенс матеріального демпфування обумовлюється переходом механічної енергії до теплової, що відбувається за рахунок мікропластичності, а не в'язкості, як у рідинах і газах.

Перш за все, знаходимо рішення системи рівнянь руху конструкції на основі методу Ньюмарка [14, 93]:

$$([K] - [K_G])\{U\}_i + [C]\{\dot{U}\}_i + [M]\{\ddot{U}\}_i = \{P(t)\}, \quad (2.50)$$

де $[K]$ – дотична матриця жорсткості системи; $[K_G]$ – матриця геометричної жорсткості; $[C]$ – матриця демпфування; $[M]$ – матриця мас; $\{U\}, \{\dot{U}\}, \{\ddot{U}\}$ – невідомі вектори вузлових переміщень, швидкостей, прискорень; $\{P(t)\}$ – вектор вузлових навантажень.

Якщо у схемі присутні фізично або геометрично нелінійні елементи, то на кожному кроці інтегрування за часом жорсткості елемента повинні бути перевизначені у залежності від діючих в елементі зусиль.

Формується ефективна матриця жорсткості $[A]$:

$$[A] = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} [M] + \frac{1}{\gamma \Delta t} [C] + ([K] - [K_G]) \quad (2.51)$$

і ефективний вектор навантажень $\{B\}$:

$$\{B\}_{i+1} = F(t_{i+1}) + [M] \left(\frac{1}{\alpha \Delta t^2} \{U\}_i + \frac{1}{\alpha \Delta t} \{\dot{U}\}_i + \left(\frac{1}{2\alpha} - 1 \right) \{\ddot{U}\}_i \right) + \quad (2.52)$$

$$+ [C] \left(\frac{1}{\gamma \Delta} \{U\}_i + \left(\frac{1}{\gamma} - 1 \right) \{\dot{U}\}_i + \left(\frac{1}{2\gamma} - 1 \right) \Delta t \{\ddot{U}\}_i \right),$$

де α, β, γ – коефіцієнти інтегрування.

Схема інтегрування безумовно стійка при значеннях:

$$\beta \geq 0.5, \quad \alpha \geq \frac{(0.5 + \beta)^2}{4}, \quad \gamma = \frac{\alpha}{\beta}.$$

Після перетворення система рівнянь зводиться до виду:

$$[A]\{U\}_{i+1} = \{B\}_{i+1}. \quad (2.53)$$

Вирішуючи систему на кожному кроці отримуємо вектор вузлових переміщень $\{U\}_{i+1}$. Вектори швидкостей $\{\dot{U}\}_{i+1}$ і прискорень $\{\ddot{U}\}_{i+1}$ знаходимо, використовуючи наведені нижче вирази:

$$\{\dot{U}\}_{i+1} = \frac{1}{\gamma \Delta t} (\{U\}_{i+1} - \{U\}_i) + \left(1 - \frac{1}{\gamma}\right) \{\dot{U}\}_i + \left(1 - \frac{1}{2\gamma}\right) \Delta t \{\ddot{U}\}_i; \quad (2.54)$$

$$\{\ddot{U}\}_{i+1} = \frac{1}{\alpha \Delta t^2} (\{U\}_{i+1} - \{U\}_i) - \frac{1}{\alpha \Delta t} \{\dot{U}\}_i + \left(1 - \frac{1}{2\alpha}\right) \{\ddot{U}\}_i. \quad (2.55)$$

Врахування матеріального демпфування [75] при моделюванні роботи конструкції дозволяє отримати більш адекватну картину НДС в порівнянні з таким же розрахунком без урахування демпфування.

Матриця демпфування формується за допомогою елементів в'язкого демпфування [108, 109], якщо використовуються демпфуючі конструкції (в ПК ЛПА-САПР це СЕ-62), так і за допомогою коефіцієнтів Релея при врахуванні демпфування матеріалів конструкції.

Матриця коефіцієнтів в'язкого демпфування в моделі Релея [108, 109, 128] визначається у вигляді лінійної комбінації матриці жорсткості системи $[K]$ і матриці мас системи $[M]$ з коефіцієнтами Релея α і β :

$$[C] = \beta[K] + \alpha[M]. \quad (2.56)$$

Для визначення коефіцієнтів Релея проводиться модальний аналіз конструкції (або її частини) та задавши емпіричні коефіцієнти демпфування для матеріалу при двох найменших власних частотах визначаються коефіцієнти за формулами:

$$\alpha = \frac{2\xi_i\xi_j\omega_i\omega_j}{\xi_i\omega_i + \xi_j\omega_j}; \quad (2.57)$$

$$\beta = \frac{2\xi_i\xi_j}{\xi_i\omega_i + \xi_j\omega_j}, \quad (2.58)$$

де ω_i, ω_j - власні частоти; ξ_i, ξ_j - модальні ступеня демпфування (відношення дійсного демпфування до критичного демпфування для заданої форми коливань).

Залежність коефіцієнта демпфування від частоти можна записати у вигляді:

$$\xi = \frac{\alpha}{2\omega_n} + \frac{\beta\omega_n}{2}. \quad (2.59)$$

Побудуємо графік залежності коефіцієнта демпфування ξ від коефіцієнтів α і β та власних частот конструкції (рис. 2.7):

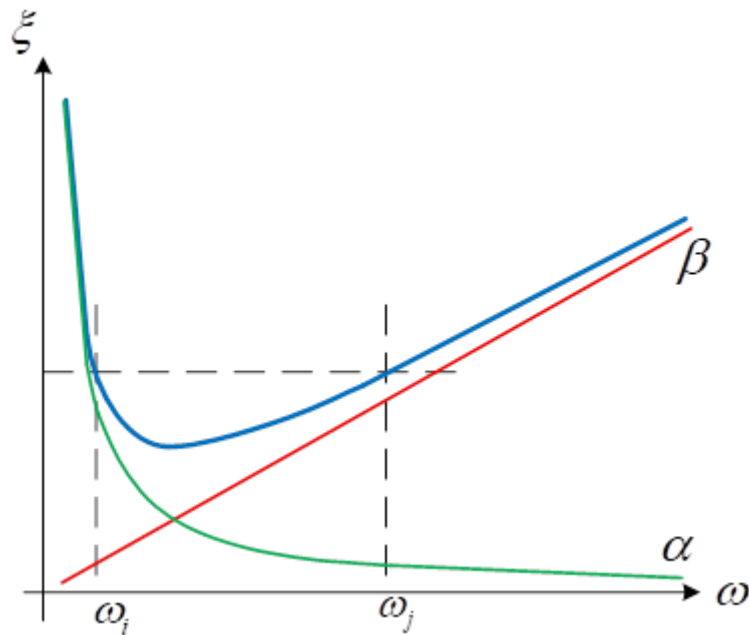


Рис. 2.7. Залежність коефіцієнта демпфування від частоти по Релею

Для врахування різних матеріалів частин конструкції для кожного елемента можна задати свої коефіцієнти Релея, і таким чином сформувати комбіновану матрицю дисипації.

Розглянемо приклад розрахунку будівлі спільно з ґрунтовою основою, з урахуванням сейсмічних впливів в координатній площині XoZ (рис. 2.8) [108, 109].

Отже, конструктивна безпека включає в себе просторове уявлення системи «наземна частина – фундамент – ґрунтова основа». При цьому, система повинна бути законструйована таким чином, щоб мати здатність перерозподілу зусиль при руйнуванні окремих конструктивних елементів і виведення з роботи деяких зв'язків, тобто щоб локальні пошкодження не викликали глобального обвалу. Зв'язки даної системи з основою, тобто джерела сейсмічних впливів, не повинні передавати негативні впливи від основи на фундамент будівлі (споруди), або хоча б, повинні їх зменшувати.

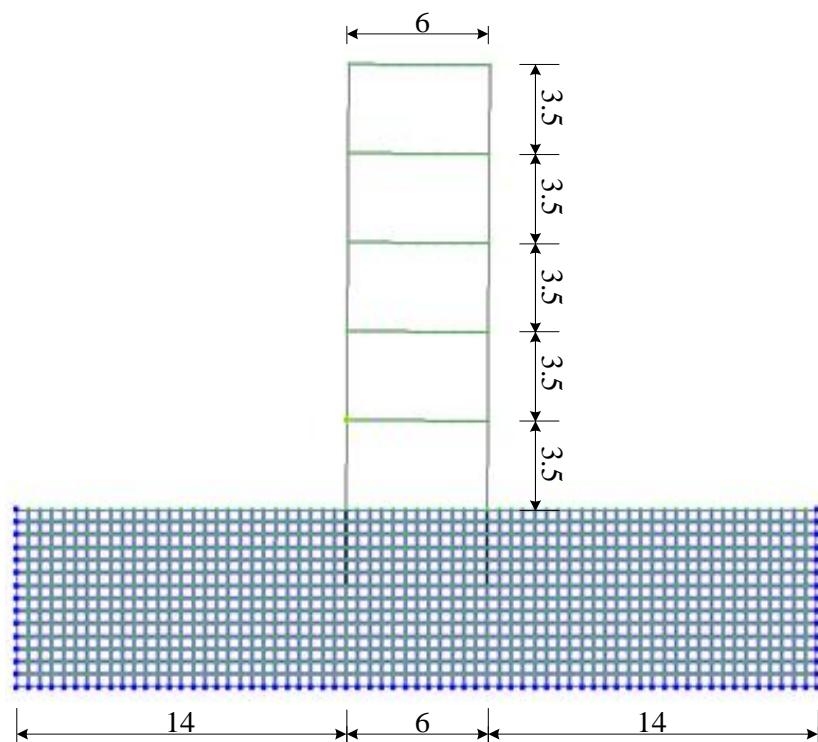


Рис. 2.8. Розрахункова схема тестового завдання

З метою перевірки впливу демпфування, виконаємо порівняння амплітудних значень переміщень, швидкостей і прискорень в рівнях поверхів. Розрахунок виконаний у ПК ЛІРА-САПР, в якому реалізовано рішення задачі на динамічний вплив в часі на основі методу Ньюмарка [103].

Для врахування демпфування на основі модального аналізу системи визначимо найменші власні частоти, які складають 46,72 та 147,84 *рад/с*. Їм відповідають коефіцієнти Релея $\alpha = 3,55$ і $\beta = 0,000514$.

У табл. 2.1 наведені результати розрахунку на різних поверхах будівлі з урахуванням та без урахування демпфування [108, 109]. На основі отриманих результатів, будемо графіки порівняння (рис. 2.9).

Таблиця 2.1

Порівняння результатів розрахунку з урахуванням демпфування та без

Поверх	Без демпфування			Враховуючи демпфування		
	Горизонтальне переміщення, мм	Швидкість, мм/с	Прискорення, мм/с ²	Горизонтальне переміщення, мм	Швидкість, мм/с	Прискорення, мм/с ²
1	21,97	23,91	146,3	18,52	4,78	26,63
2	50,98	52,03	303,79	43,4	11,76	57,09
3	80,72	80,67	462,2	68,92	18,89	91,50
4	110,54	109,23	623,04	94,52	26,07	126,47
5	140,31	137,7	785,9	120,15	33,22	161,74

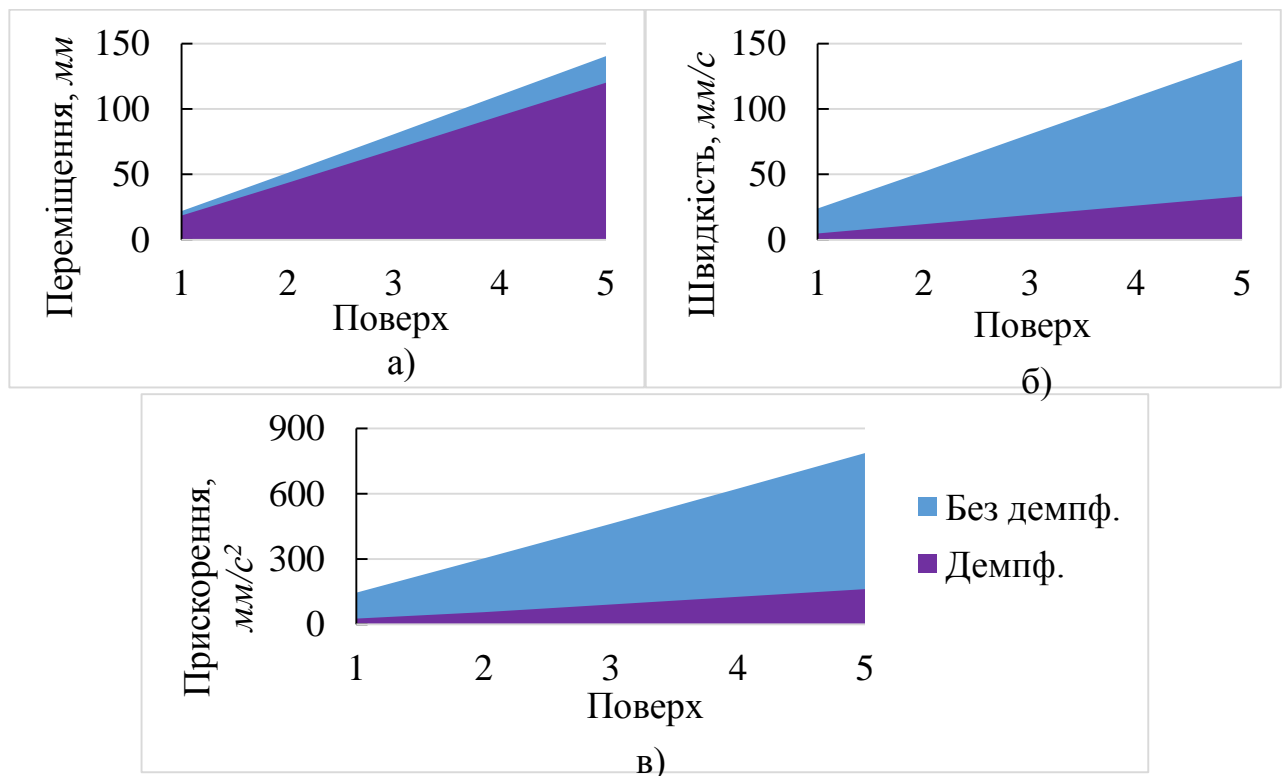


Рис. 2.9. Діаграми результатів розрахунку без демпфування та з урахуванням демпфування (а – переміщення; б – швидкість; в – прискорення)

Аналізуючи результати, наведені в табл. 2.1 та на рис. 2.9, можна зробити висновки, що врахування демпфування значно впливає на коректне визначення НДС конструкції, а саме значення швидкості та прискорення змінюються до 70%.

2.5. Висновки до розділу 2

1. Виконано класифікацію та проаналізовано основні методи вирішення нелінійних динамічних задач деформування і руйнування несучих конструкцій. На основі аналізу зроблено висновок стосовно необхідності використання методу прямого інтегрування руху для вирішення задачі оцінки впливу метрополітену на несучі конструкції будівлі.

2. Досліджено та встановлено деякі особливості модального аналізу, що виконується модифікованим методом ітерації підпростору. Було вдосконалено чисельну методика, яка реалізує моделювання нелінійної деформації будівельних конструкцій з урахуванням вібродинамічного впливу від метрополітену мілкого та глибокого залягання.

3. Розглянуто особливості вузлових спектрів-відгуків та особливості методу Pushover Analysis за якими оцінюється несуча здатність конструкції при сейсмічних впливах та обґрунтовано, що ці методи не достатньо враховують саме специфіку впливу рухомого транспорту на несучі конструкції будівель.

4. Обґрунтовано застосування методу прямого інтегрування руху для моделювання вібродинамічних впливів від метрополітену, що надає змогу виконати попереднє інженерне прогнозування поведінки будівлі і окремих конструкцій при дії на них зовнішніх навантажень, які залежать від часу.

5. Проаналізовано та вдосконалено математичні моделі вібрацій і розповсюдження коливань у ґрунті з врахуванням матеріального демпфування, розроблено моделі ґрунту, які дозволять уточнити зони можливого впливу метрополітену на будівлі.

6. Проекти новозведених будівель і споруд у радіусі дії транспортної вібрації, повинні виконуватися із урахуванням демпфуючих властивостей ґрунтів, що відповідають розрахунковим навантаженням і режимам впливу транспортних засобів.

РОЗДІЛ 3.

ЧИСЕЛЬНІ МЕТОДИ МОДЕЛЮВАННЯ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД З УРАХУВАННЯМ ВІБРОДИНАМІЧНОГО ВПЛИВУ

Для вивчення поведінки роботи несучих конструкцій будинків та споруд, які розташовані поблизу тунелів метрополітену, автором розроблений ряд основних варіантів комп'ютерних моделей [41, 107], з різними типами несучих конструкцій та ґрунтом, в якому змодельований вібродинамічний вплив метрополітену, як мілкого, так і глибокого типу закладання.

При русі вагонів метрополітену виникає кілька джерел коливань. Це робота двигуна, компресора, гальмівної системи вагона. Коливання з частотою 35–50 Гц викликаються вертикальними навантаженнями безпружинних мас вагонів. Колісну пару можна розглядати як систему з одним ступенем вільності, пружністю якої є пружність рейкової основи. Власна частота такої системи – 40 Гц. Коливання з частотою 50–60 Гц виникають від впливу горизонтальних навантажень при гальмуванні потягу. Рух поїздів метрополітену викликає коливання будівельних конструкцій із частотою 35–60 Гц. Переважаючими є горизонтальні коливання. Вертикальні коливання мають той же частотний склад, але вдвічі-втричі меншу амплітуду. Найбільші амплітуди горизонтальних коливань спостерігаються на рівні підлоги підвалу будівлі. Вище першого поверху амплітуди коливань можуть змінюватися як за напрямком зменшення, так і за напрямком деякого збільшення. Першопричиною виникнення коливань є контактна взаємодія коліс рухомого складу і рейок. Основною причиною збудження вібрації системою «колесо–рейка» є наявність стиків шляху, що призводить до підскоку колеса на стику і нерівномірності навантаження при переході колеса з однієї рейкової ланки на наступні [131].

Чисельне моделювання здійснено із застосуванням ПК ЛІРА–САПР [110], динамічні впливи задаються методом інтегрування у часі. Наведені у даній роботі чисельні експерименти дають можливість багато разів і в широкому діапазоні змінювати вхідні параметри умови функціонування складної системи

«наземна частина будівлі–основа–грунт–тунель метрополітену з рухомим поїздом», замінюючи, таким чином, експериментальні дослідження чисельним експериментом. Така реалізація призводить до економії часу при вирішенні низки подібних задач і дозволяє зробити відповідні висновки щодо НДС несучих конструкцій, які знаходяться у зоні постійного впливу вібродинамічних навантажень.

3.1. Особливості розрахунку будівель на динамічні впливи методом скінчених елементів

В умовах вібродинамічного впливу найбільш стійкими до вібрацій є конструкції з монолітного залізобетону. Порівняно з будівлями із збірних залізобетонних конструкцій, вони дозволяють знизити рівні вібрацій перекриттів на 5–8 дБ. Таке зниження обумовлене особливостями динамічної роботи монолітних конструкцій, які відчують не резонанси, а більш «м'які» резонансні явища. Найбільш прийнятною схемою будівлі в цьому випадку є каркас із колон, ефективність якого підвищується із збільшенням товщини плит перекриттів і зменшенням перерізів колон. В якості фундаменту часто рекомендується використовувати суцільну монолітну залізобетонну плиту, що згладжує вплив неоднорідності ґрунтової основи і сприяє розподілу коливань по площі фундаменту і, отже, їхньому зниженню. Монолітні будинки, побудовані для адміністративно-громадських потреб, можуть розташовуватися навіть у безпосередній близькості від тунелів метро [92].

Автором запропоновано методики для реалізації у ПК ЛІРА–САПР [110], які дозволяють створювати більш точні комп'ютерні моделі і проводити чисельні експерименти на вібродинамічні впливи. Автором проведено ряд чисельних експериментів з використанням декількох методів розрахунку на вібродинамічні впливи, а саме метод спектрального аналізу та метод розрахунку з урахуванням нелінійності на основі прямого інтегрування. Технологія спектрального методу ґрунтується на застосуванні реальних динамічних характеристик системи *«споруда – ґрунт – основа»*.

У діючих нормативних документах прийнято, що динамічні прискорення фундаментів (і всієї споруди) та основи співпадають. Однак, дані отримані під час вимірювання свідчать, що прискорення фундаментів можуть у кілька разів відрізнятися від прискорень ґрунтів основи [64, 99]. Цю обставину можна пояснити тим, що не вся енергія динамічного збудження від ґрунту основи передається на фундамент. Тобто передається лише деяка частина збудження, через особливості в'язей між фундаментом і основою. «Втрата» (витік) частини цієї енергії може відбуватися з наступних причин:

- через демпфуючий ефект (природного або штучного походження) в'язей між фундаментом і основою (у тому числі через віброізоляції);
- через «прослизання» горизонтальної динамічної хвилі під фундаментом (при подоланні сил тертя і специфіки односторонніх в'язей між фундаментом і основою);
- через розкид жорсткостей і величини мас у моделях будівлі (висотна і стилобатна частини).

При розрахунку на вібродинамічні впливи застосовуються різні методики чисельного моделювання, які враховують перераховані вище ефекти [82, 115].

Розробка нових методів чисельного моделювання з урахуванням перспективних розробок методів розрахунку на вібродинамічні впливи, таких як розрахунок по сейсмограмах, урахування нелінійних властивостей матеріалів, дозволяє більш точно виконати чисельні експерименти і розробити ряд конструктивних заходів з безпеки будівель і споруд.

Метод, заснований на спектральній теорії, не ставить завдання дослідження динамічної реакції у часі [98, 121, 122, 128]. Замість цього визначається ймовірне максимальне значення динамічної реакції у залежності від основних динамічних характеристик конструкції і навантаження. Динамічне навантаження за кожною формою у більшості випадків визначається за допомогою спектральної кривої динамічності, побудованої у результаті статистичної обробки великої кількості даних. Розрахункове динамічне навантаження визначається за допомогою складання динамічних навантажень по

кожній формі коливань з використанням різних статистичних теорій [56, 87]. Застосування тієї чи іншої теорії обумовлюється ступенем статистичної незалежності відповідних форм коливань.

Для тих видів конструкцій, робота яких добре досліджена і типів впливів, для яких накопичено великий статистичний матеріал, такий підхід цілком виправданий [29, 56, 87].

Для нових конструктивних рішень, відповідальних споруд і висотних будівель, нормами сейсмостійкого будівництва прописаний розрахунок землетрусів за акселерограмами [32, 33, 87]. У цьому методі розрахунку виконується вибір максимальних значень зусиль по всіх тимчасових кроках для кожного розрахункового перерізу і будується відповідна епюра. З огляду на те, що максимальні значення зусиль за кожною формою досягаються в різні моменти часу, отримана епюра внутрішніх зусиль не відповідатиме умовам рівноваги. Наразі, єдиної методики і рекомендацій щодо проведення тимчасового детермінованого аналізу у даний час не існує.

Протягом останнього десятиліття, завдяки появі потужних комп'ютерів, успішно розвиваються методи чисельного аналізу будівельних конструкцій, що базуються на методі скінченних елементів (МСЕ) [41, 130]. Сучасний рівень розвитку МСЕ і можливості програмних комплексів, на його основі, дозволяють розраховувати досить складні конструкції. Проте, можливості цих комплексів в непружній постановці досить обмежені. Тому, існує необхідність розробки спеціалізованих алгоритмів розрахунку, які враховують специфічні особливості деяких класів конструкцій (не тільки врахування пластичних деформацій, але також ефектів демпфування при коливаннях, роботу елементів сейсмозахисту, врахування сил тертя та інше). Для деяких типів конструкцій і видів впливів розроблені методики, що дозволяють врахувати різні специфічні фактори. При цьому, вибір тієї чи іншої методики проведення динамічного аналізу та інтерпретація отриманих результатів значною мірою залежать від досвіду та інтуїції дослідника.

3.2. Методика моделювання впливу метрополітену на несучі конструкції висотної будівлі у стадії зведення

В даному розділі наведено ряд чисельних експериментів, які виконані у програмному комплексі ЛПА-САПР [110]. Вони доводять достовірність факту впливу метрополітену, як мілкого так і глибокого закладення, на несучі конструкції різноманітних будівель та споруд.

Здебільшого, розрахункове динамічне навантаження від руху метрополітену задається у вигляді рівнянь синусоїдальних впливів. Рівняння має наступний вигляд:

$$A \cdot \sin(\omega \cdot t + \varphi), \quad (3.1)$$

де A – амплітуда; ω – частота; φ – зсув фаз; задається також час початку і закінчення дії навантаження.

Також задаються: амплітуда P сили впливу; частота впливу в радіанах; зсув фази в градусах, а також час початку і закінчення впливу в секундах.

3.2.1. Моделювання впливу метрополітену мілкого та глибокого закладення на монолітну багатоповерхову будівлю

Прийнято наступні основні задачі даного чисельного дослідження:

1. Оцінка напружено-деформованого стану конструкцій багатоповерхової будівлі при дії зовнішнього вібродинамічного впливу, який виникає від метрополітену мілкого або глибокого закладення з використанням програмного комплексу ЛПА САПР на основі МСЕ.

2. Попередня оцінка і аналіз вібродинамічних коливань різної амплітуди та виявлення найбільш небезпечного спектру впливів у будівлі підвищеної поверховості цивільного призначення, для запобігання негативних наслідків від впливу подібних коливань на несучі елементи конструкцій та людей.

3. Порівняння середніх значень віброприскорень, які були отримані на вимірюваних точках у розрахункових моделях із урахуванням вібродинамічного впливу метрополітену мілкого та глибокого закладення з допустимими середніми квадратичними значеннями віброприскорень згідно норм.

Реалізація чисельного експерименту. Комп'ютерна модель була створена за допомогою ПК ЛІРА-САПР та підсистеми ДИНАМІКА+ [10, 13, 41, 135, 136]. Задане вертикальне динамічне навантаження вздовж осі Z з амплітудою коливань $\omega = 35 \text{ рад}$, що відповідає $f = 50 \text{ Гц}$, кількість форм коливань – 100. Виконано розрахунок із кроком інтегрування 0.1 с , час інтегрування – 30 с . На рис. 3.1, 3.2, наведені розрахункові схеми, на яких відображена форма, яку приймає розрахункова схема будівлі при $t = 16 \text{ с}$, віброприскорення в контрольній точці на рис. 3.3.

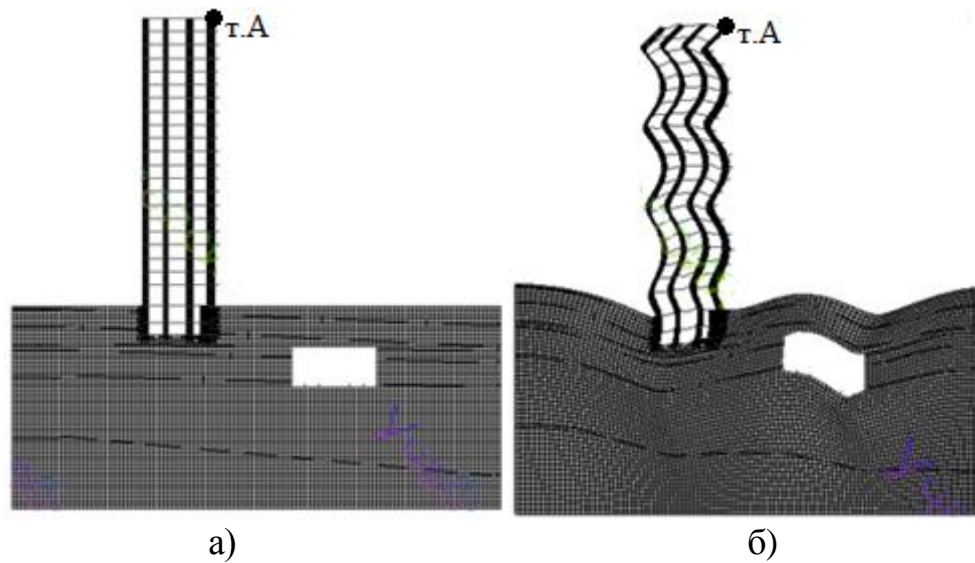


Рис. 3.1. Розрахункова схема для врахування впливу метрополітену мілкого закладення: а – до динамічного впливу; б – після динамічного впливу

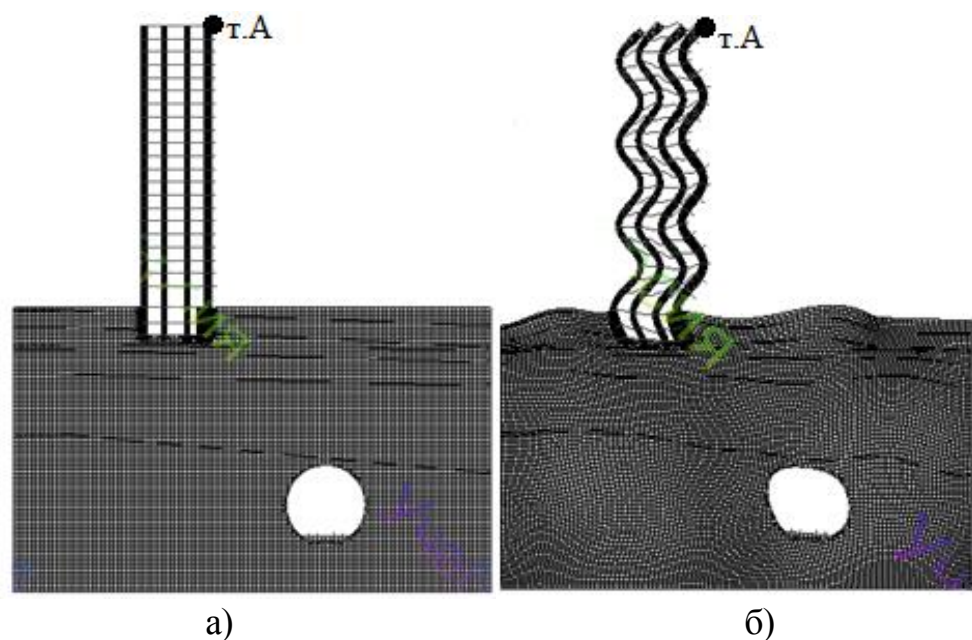


Рис. 3.2. Розрахункова схема для врахування впливу метрополітену глибокого закладення: а – до динамічного впливу; б – після динамічного впливу

При контролі вібрації у житлових будинках від руху поїздів метрополітену, в якості параметра що нормується, використовується віброприскорення, при встановленні допустимого значення якого, спираються на поріг чутливості людського організму. Це дозволяє перейти до оцінки впливу вібрації: за максимальним і еквівалентним значенням параметра, який нормується.

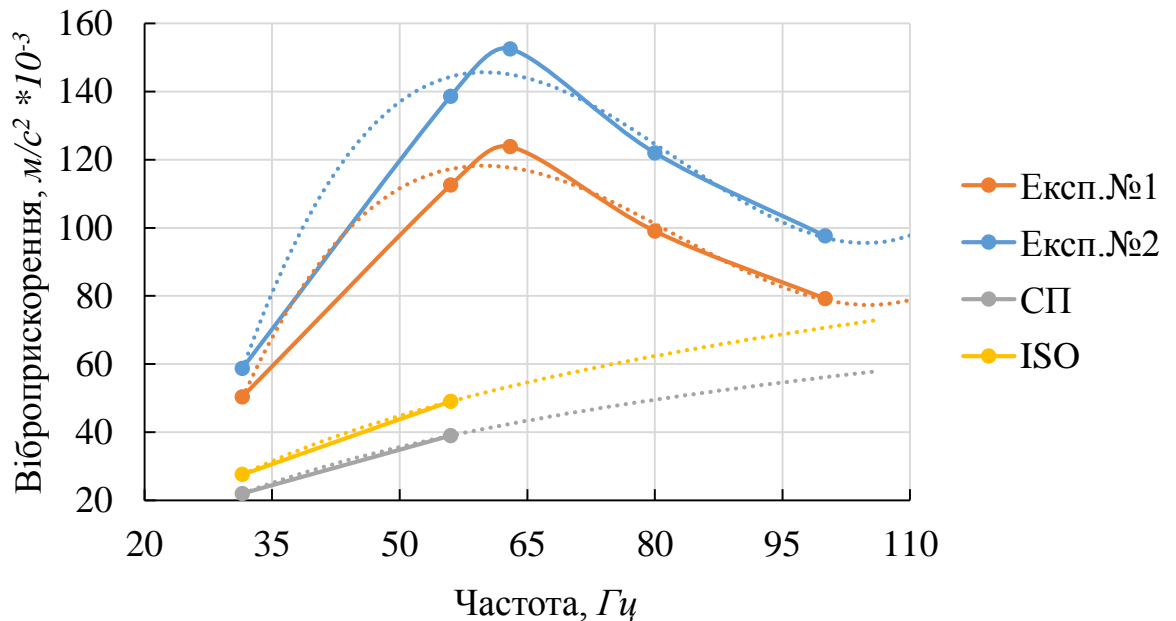


Рис. 3.3. Прискорення у точці А (мілкого закладення «Експ.1» та глибокого закладення «Експ.2»)

У табл. 3.1 дано порівняльний аналіз допустимих середніх квадратичних значень віброприскорень згідно Санітарних Норм, Норм ISO [102, 146], та отриманих у чисельному експерименті результатів.

Таблиця 3.1

Віброприскорення згідно з різними нормативними документами

Позначення нормативного документа	Віброприскорення, $m/c^2 \cdot 10^{-3}$ в октавній смузі з середньгеометричною частотою	
	31,5 Гц	63 Гц
СН 2.2.4/2.1.8.566	22	45
ISO 4866	27,6	49,06
Результати експерименту № 1	50,38	112,55
Результати експерименту № 2	58,72	138,62

Проаналізувавши чисельний експеримент, можна зробити висновок, що постійно діючі коливання метрополітену, особливо при його гальмуванні (частотою близько 50 Гц) призводять до коливань всієї будівлі, що може привести до утворення та подальшого розповсюдження та розкриття тріщин та подальшого руйнування несучих конструкцій. Перевищення допустимих середніх квадратичних значень віброприскорень у деяких випадках може бути більше ніж у 2 рази.

3.2.2. Моделювання впливу метрополітену мілкого закладення на 18-поверхову будівлю з металевим та залізобетонним варіантами каркасу

Були визначені основні напрямки та задачі даного дослідження:

1. Оцінка НДС конструкцій будівель при дії зовнішнього вібродинамічного впливу, викликаного рухомим складом метрополітену, з використанням ПК ЛІРА-САПР на основі МСЕ.

2. Попередня оцінка і аналіз динамічних явищ у будівлях підвищеної поверховості на стадії проектування, будівництва та експлуатації з метою запобігання негативних ефектів впливу на елементи конструкції та людей вібрацій, викликаних рухом поїзду метрополітену.

3. Порівняння поведінки металевих каркасів і залізобетонних каркасів під впливом вібродинамічних навантажень від метрополітену, за допомогою ПК ЛІРА-САПР.

Розрахунок методом скінченних елементів. Для дослідження була обрана 18-поверхова будівля торговельно-офісного комплексу. Для порівняння зміни внутрішніх зусиль несучих конструкцій будівлі, при динамічних навантаженнях. При вирішенні задачі конструкції були виконані в двох варіантах: металевий каркас у першому варіанті і залізобетонний в другому (рис.3.4).

Розрахунок був здійснений у ПК ЛІРА-САПР [110] з використанням методу прямого інтегрування рівнянь руху. Це ітераційний кроковий метод, який дозволяє отримати компоненти напружено деформованого стану конструкцій у будь-який момент часу з урахуванням нелінійності.

Ґрунт змодельований плоскими фізично нелінійними універсальними скінченними елементами. Досліджується вплив метрополітену неглибокого закладення з періодичністю проходження складу $t = 8$ с. Параметри ґрунтів, які були взяті для тестової задачі зведені до табл.3.2.

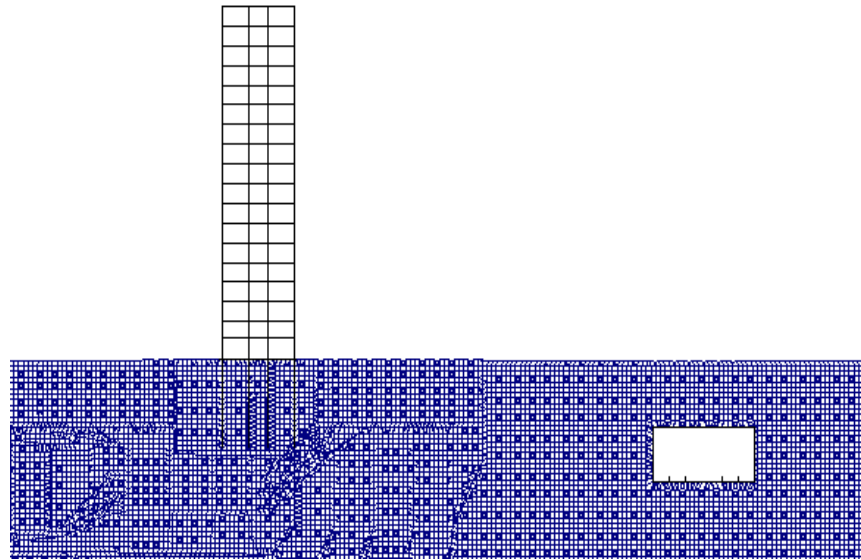


Рис. 3.4. Розрахункова схема 18-поверхової будівлі з реальними характеристиками ґрунтів у ПК ЛІРА САПР

Таблиця 3.2

Характеристики ґрунту

Ґрунт	E , t/m^2	ν	H , $см$	R_o , t/m^2	C , t/m^2	R_b , t/m^2	F_i	K_e
Супіски піщані, тверді	1020	0,35	800	1,55	0,5	0,1	16	5
Піски дрібні, водопроникні	4070	0,3	800	1,99	0,8	0,16	22	5
Супіски, пластичні	810	0,35	800	1,82	5	1	16	5
Піски дрібні, водопроникні	4580	0,3	800	2,05	1	0	10	5
Піски середньої крупності, сильно водопроникні	3560	0,3	800	1,95	1	0	10	5
Суглинки м'якопластичні	910	0.35	800	1,85	1	0	10	5

Результати розрахунків представлені у вигляді порівняльної таблиці 3.3, де показано результати зміни зусиль в контрольних точках (колони 1-го і 18-го поверху) металевої та залізобетонної конструкції при вібраційному впливі від руху метрополітену. Отримано мінімальні, максимальні та середньо-арифметичні значення зусиль за вказаний період впливу метрополітену.

Таблиця 3.3

Зміни зусиль M , N , Q в колонах конструкції

Значення	Елемент	M , кН·м	N , кН	Q , кН
Мінімальне	Колона 1-ого поверху металевої конструкції	8,62	-302,37	6,26
Середнє		8,91	-301,41	6,49
Максимальне		9,18	-300,73	6,71
Мінімальне	Колона 1-ого поверху залізобетонної конструкції	5,36	-379,34	3,26
Середнє		5,55	-378,99	3,38
Максимальне		5,71	-378,62	3,49
Мінімальне	Колона 18-ого поверху металевої конструкції	12,00	-16,10	8,16
Середнє		12,09	-15,91	8,17
Максимальне		12,19	-15,73	8,19
Мінімальне	Колона 18-ого поверху залізобетонної конструкції	15,29	-19,33	10,56
Середнє		15,38	-19,16	10,70
Максимальне		15,45	-18,98	10,82

На рис. 3.5-3.6 представлені порівняльні діаграми зміни внутрішніх зусиль M , N , Q залізобетонного та металевого каркасу в колонах 1-го та 18-го поверху.

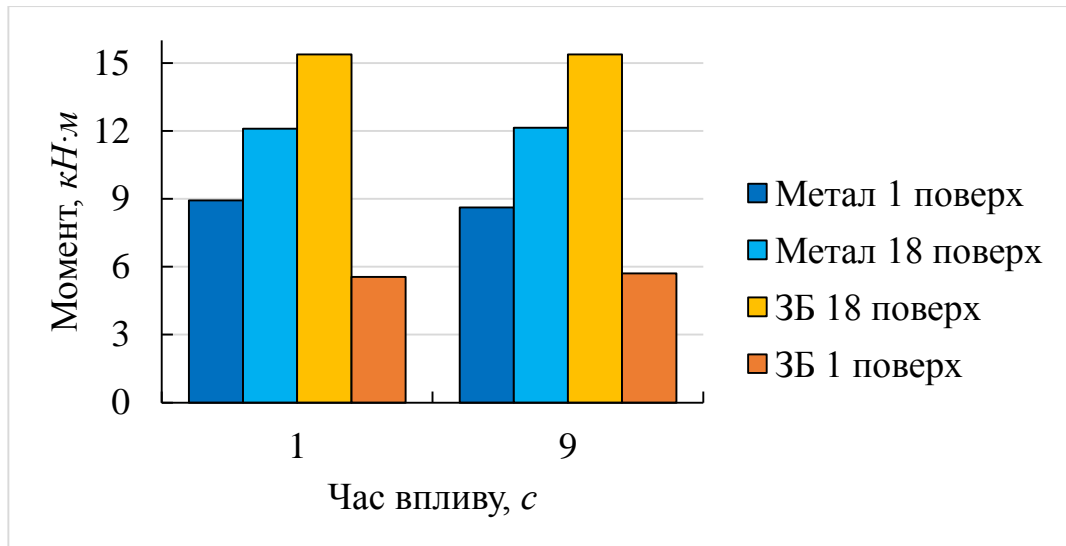


Рис. 3.5. Внутрішні згинальні моменти M в колонах 1-го та 18-го поверху залізобетонного та металевого каркасу

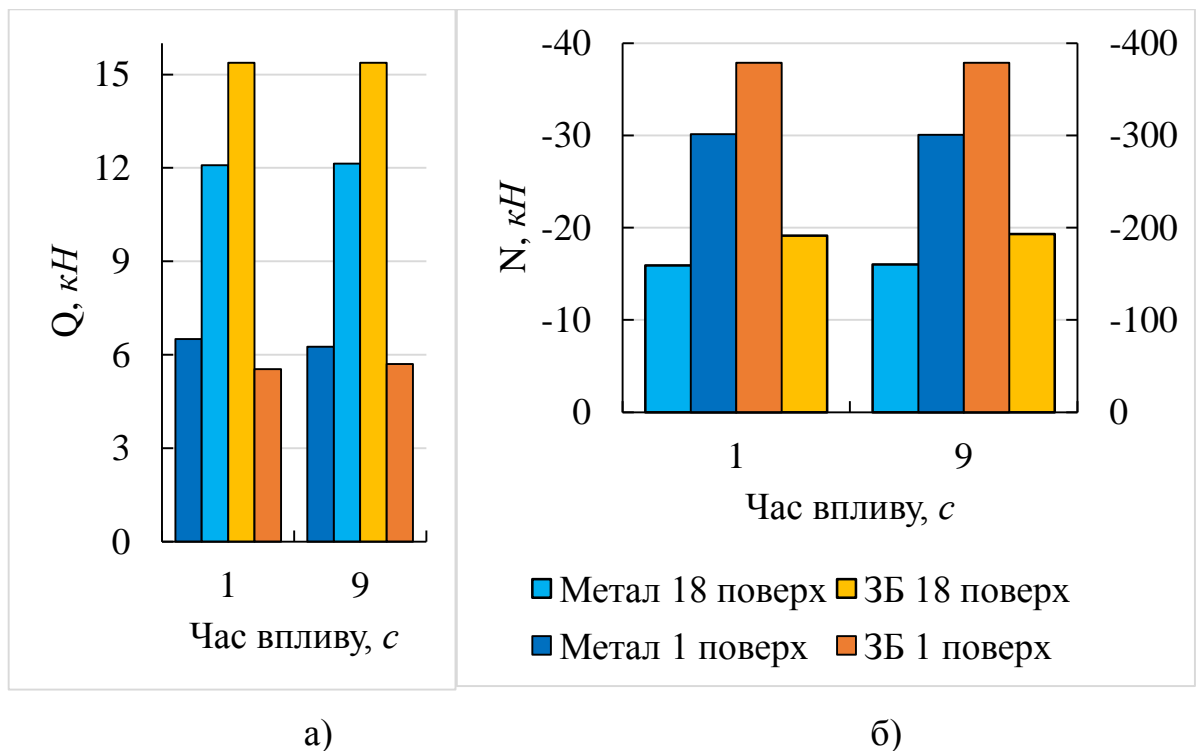


Рис. 3.6. Внутрішні зусилля Q (а) та N (б) в колонах 1-го (N вісь -400..0) та 18-го поверху залізобетонного та металевого каркасу

На підставі проведених чисельних досліджень, можна зробити висновок, що металевий каркас краще сприймає динамічні навантаження від рухомого складу метрополітену [5]. Найбільш схильні до впливу від динамічних навантажень – верхні поверхи будівлі, тоді як перекриття нижніх поверхів будівлі не мають значного спектра відгуку на частоти в діапазоні вище 20 Гц , а

переkritтя верхніх поверхів будівлі реагують на високочастотний спектр 35–45 Гц і можуть навіть резонувати.

Таблиця 3.4

Частоти, на які буде проведено дослідження

Октава із середньгеометричною частотою, Гц	Радіани
5.5	34,54
11	69,08
16	100,48
31.5	197,82
63	395,64

Наступним етапом експерименту є дослідження поведінки металевого каркасу, тієї самої 18-поверхові будівлі торгово-офісного комплексу, на різні частоти коливань (табл. 3.4), які рекомендовані для розрахунку у нормативних документах СП 23-105-2004 [23], а також на частоти, які можуть викликати виникнення параметричного резонансу у стержневих системах.

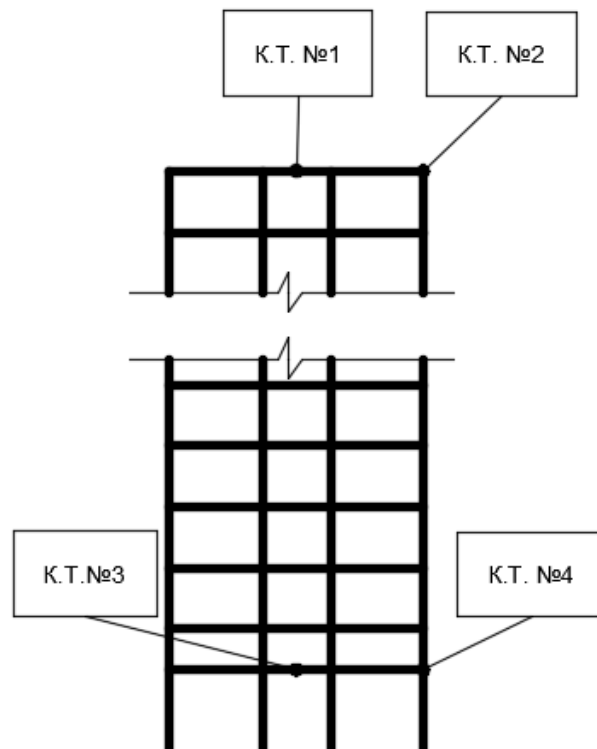


Рис. 3.7. Схема розташування контрольних точок

У табл. 3.5 наведені максимальні переміщення, прискорення та швидкість по напрямленню X — для кожної контрольної точки, зображеної на розрахунковій схемі (рис. 3.7). Ці дані отримані в результаті розрахунку конструкцій за частотами, близькими до динамічних впливів від рухомого складу метрополітену.

У всіх точках проявилися максимальні піки на низькій частоті 5,5 Гц (табл. 3.6), а також піки віброшвидкості та віброприскорення були виявлені на частоті 16 Гц. Ці частоти можна віднести до близьких до резонансної зони коливань перекриття, що і пояснює різке збільшення амплітуд вертикальних коливань перекриття.

Таблиця 3.5

Динамічні характеристики в контрольних точках будівлі за результатами розрахунку у ПК ЛІРА САПР

Частота, Гц	Максимальне переміщення по X , мм	Макс. швидкість, мм/с	Макс. прискорення мм/с ²
Точка №1			
5.5	1019,948	2,79	86,55307
11	1019,939	0,4265	7,8705
16	1019,94	0,984357	79,05343
31.5	1019,94	0,096619	2,635536
63	1019,939	0,071887	1,560345
Точка №2			
5.5	1019,156	2,616316	84,79664
11	1019,147	1,41	86,041
16	1019,149	1,16824	93,7096
31.5	1019,148	0,110694	4,307166
63	1019,148	0,06903	2,043142
Точка №3			
5.5	196,5235	9,844534	330,1593
11	196,2538	0,734456	42,9981
16	196,2294	0,380801	21,33064
31.5	196,2224	0,142559	5,641929
63	196,2193	0,090671	3,437784

Продовження табл.3.5

Точка №4			
5.5	196,528	9,59996	316,0826
11	196,2641	0,75803	45,2817
16	196,2871	3,0487	148,7543
31.5	196,2349	0,154642	6,467091
63	196,2319	0,093919	4,887758

Аналізуючи графіки прискорення та швидкості у контрольних точках (рис.3.8) і таблицю результатів (табл. 3.5) робимо висновок, що найбільші реакції конструкцій у контрольних точках виникають на низьких частотах від 5.5 та поступово згасають до 31,5 Гц, а також, максимальні піки на частоті 16 Гц, у точках на верхньому поверху будівлі.

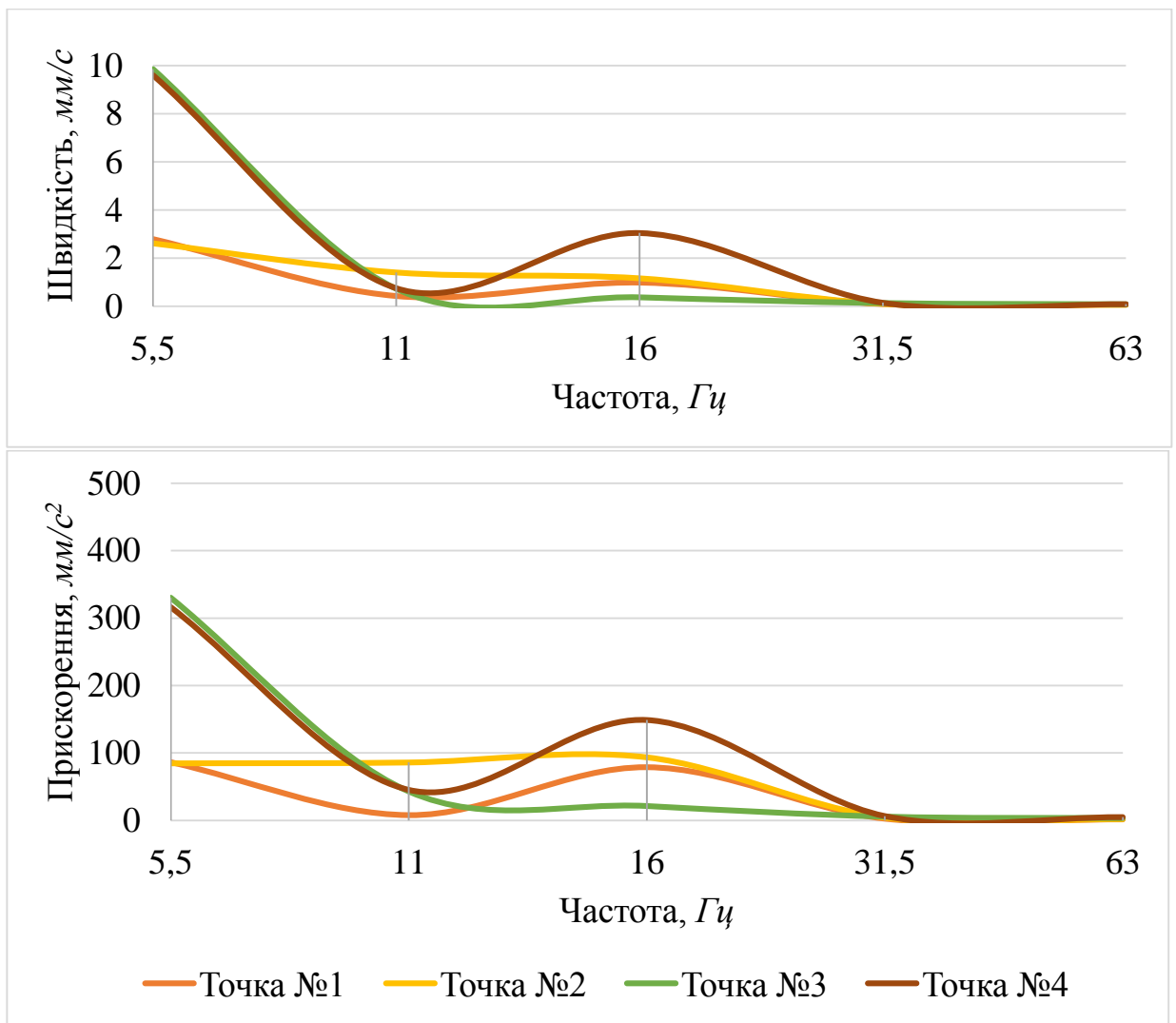


Рис. 3.8. Графіки прискорення та швидкості у відповідних контрольних точках

Найбільші реакції від впливу динамічних навантажень виникають на верхніх поверхах будівлі. Переkritтя нижніх поверхів будівлі не мають значного за енергії спектра відгуку на частоти. Переkritтя верхніх поверхів будівлі реагують на високочастотний спектр впливу і, можливо, можуть навіть резонувати.

Таким чином, при динамічній дії від руху поїзда метрополітену, існує близькість власних частот згинальних коливань будівель підвищеної поверховості та власних частот вертикальних коливань переkritтів верхніх поверхів [106]. Цю особливість динамічних відгуків елементів конструкції будівель підвищеної поверховості необхідно враховувати до початку будівництва об'єкта [49], застосовуючи додаткові захисні заходи, а також використовувати матеріали у несучих конструкцій будівель, які менше піддаються динамічним навантаженням.

3.2.3. Моделювання впливу метрополітену мілкового закладення на багатоповерхову будівлю із урахуванням багат шарового ґрунту та процесу зведення

Для даного чисельного експерименту були визначені наступні основні напрямки та задачі:

1. Аналіз реакцій несучих конструкцій існуючої будівлі підвищеної поверховості на дію впливу метрополітену мілкового закладення, з урахуванням реальної геологічної ситуації за допомогою ПК ЛІРА-САПР.

2. Попередня оцінка і аналіз вібродинамічних впливів метрополітену на будівлі підвищеної поверховості проведені у лінійній і нелінійній постановці, на різних стадіях зведення, а також із урахуванням моделювання реальної роботи ґрунту.

3. Порівняльний аналіз та визначення залежності коефіцієнта динамічності від зміни товщини плит переkritтя та частоти коливань, на основі отриманих результатів переміщень від вібродинамічного впливу.

Для проведення чисельного експерименту за основу було взято 27-поверховий монолітний будинок [111], що розташований поблизу Святошино-

Броварської лінії Київського метрополітену неглибокого закладення. Клас бетону C25/30, клас робочої арматури A400С. Товщина монолітного перекриття 200 мм, товщина вертикальних несучих конструкцій 300 мм. Фундамент – суцільна монолітна залізобетонна плита на пальовому полі.

Чисельний експеримент проводився у ПК ЛІРА-САПР (рис. 3.9). Розрахунок проводився з урахуванням вітрових і снігових навантажень згідно району будівництва. Враховано довготривалі і короточасні навантаження на плити перекриття типових поверхів, а також горищного перекриття.

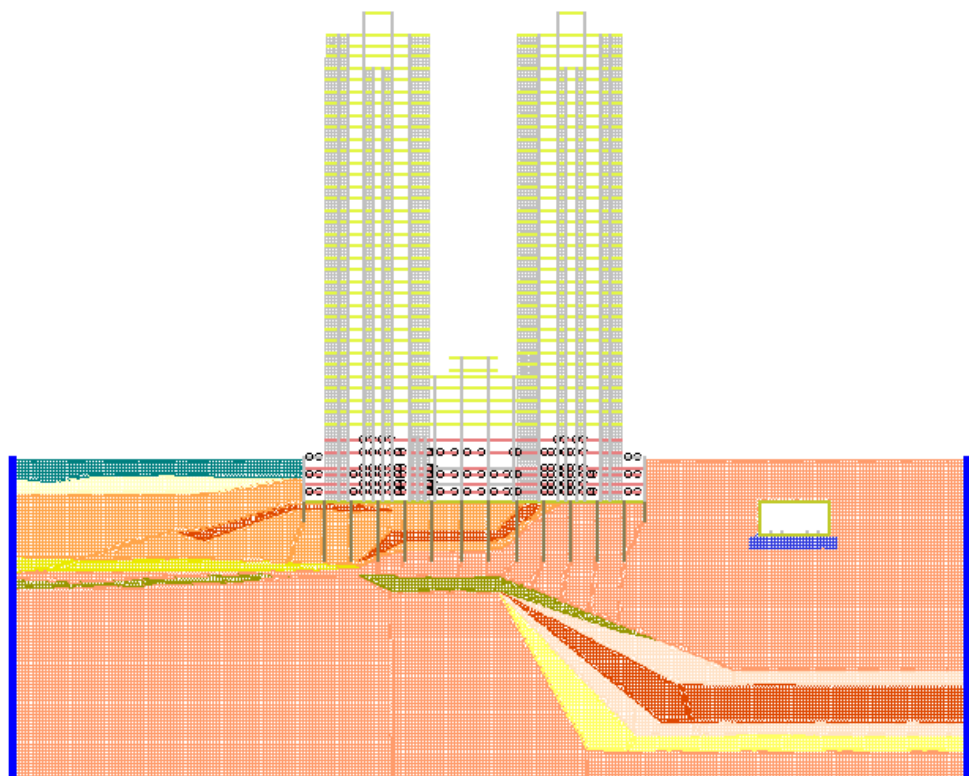


Рис. 3.9. Розрахункова модель з метрополітенем неглибокого закладення

Розрахункова модель також виконувалась з використанням методів прямого інтегрування рівнянь руху [10, 22, 23].

Завдання розглядається у лінійній і нелінійній постановці для метрополітену неглибокого закладення. У процесі дослідження було виконано ряд розрахунків з урахуванням нелінійних властивостей ґрунту, з урахуванням різного діапазону частот, викликаних рухом поїздів, з урахуванням постадійного зведення будівлі (рис. 3.10), що відображає реальний напружено-деформований

стан несучих конструкцій.

Ґрунт змодельований плоскими фізично нелінійними скінченними кінцевими елементами [55]. Вертикальне динамічне навантаження уздовж осі Z величиною $5t$ було задано з частотою коливань $\omega = 135 \text{ рад}$, що відповідає $f = 20 \text{ Гц}$, кількість врахованих форм коливань - 100. Виконано розрахунок з кроком інтегрування $0,1 \text{ с}$, час інтегрування - 30 с (рис. 3.11).

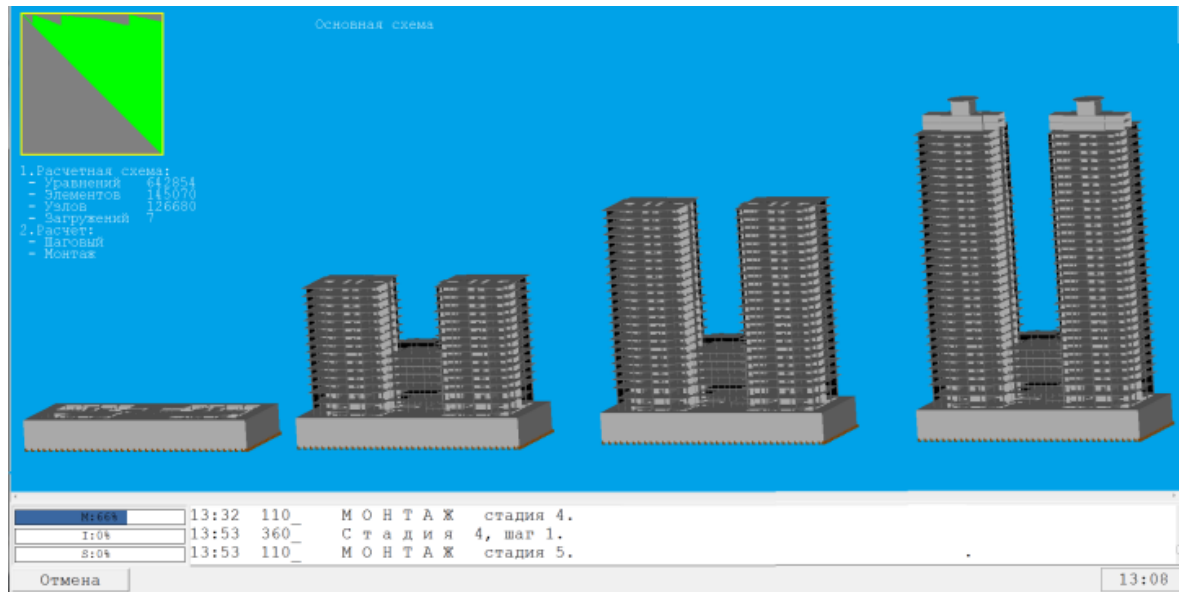


Рис. 3.10. Розрахунок в просторовій постановці з постадійним зведенням будівлі в ПК ЛІРА САПР

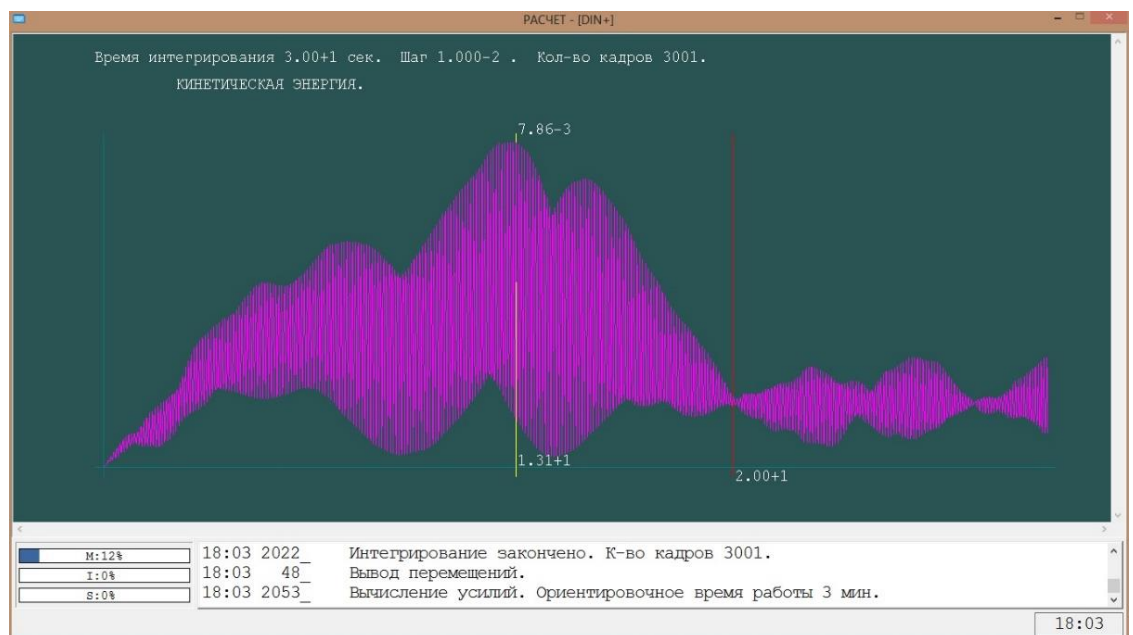


Рис. 3.11. Графік зміни кінетичної енергії розрахункової моделі під час динамічного впливу у ПК ЛІРА САПР

Проводився розрахунок будівлі з товщиною плит перекриття 200, 300 і 400 мм. Результати розрахунків зведені до табл. 3.6 і покладені в основу визначення коефіцієнта динамічності β в залежності від періоду коливань T_i та перерізу залізобетонних плит перекриття.

Коефіцієнт динамічності β обчислювався за такими формулами:

$$\begin{aligned} \text{При } T_i \leq 0,5 \text{ с} \quad \beta_i &= 1 + 4T_i; \\ \text{при } 0,5 \text{ с} < T_i \leq 3 \text{ с} \quad \beta_i &= 3; \\ \text{при } T_i > 3 \text{ с} \quad \beta_i &= 8/T_i^{9/10}. \end{aligned} \quad (3.2)$$

Таблиця 3.6

Частоти і періоди коливань при варіативності товщини плити перекриття

Товщина плити, мм	Горизонтальні переміщення, м	Форма коливань	Частота, Гц	Період, с
200	0,011	1	0,67	1,4876
		2	0,80	1,2576
		3	0,85	1,1008
		4	2,93	0,3418
		5	3,43	0,2916
300	0,008	1	0,81	1,2361
		2	0,92	1,0880
		3	0,96	1,0447
		4	3,25	0,3074
		5	3,85	0,2597
400	4,1e-004	1	0,65	1,5297
		2	0,77	1,2917
		3	0,83	1,2064
		4	2,85	0,3504
		5	3,33	0,3003

Використовуючи дані з табл. 3.6 і формули (3.2), побудовані графіки залежності коефіцієнта динамічності β від періоду коливань T_i і перерізу плит перекриття (див. рис. 3.12). Аналіз графіків показує, що зі збільшенням товщини плити перекриття коефіцієнт динамічності β має тенденцію до зменшення, а, отже, будівля стає стійкою до вібрацій. Також у ході експерименту встановлено,

що зі збільшенням товщини плит перекриття спостерігається зменшення значення горизонтального переміщення.

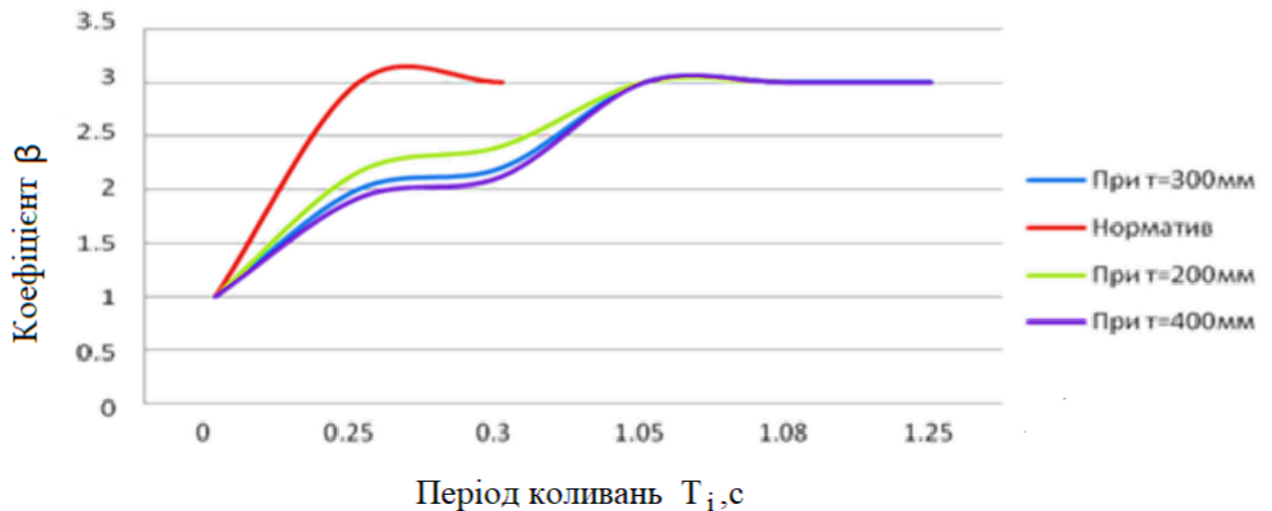


Рис. 3.12. Графік коефіцієнтів динамічності β в залежності від періоду коливань T_i і перерізу плит перекриття

Дослідження рівнів вібрації монолітної плити перекриття викликані рухом поїздів метрополітену показало, що рівні коливань істотно змінюються при проходженні різних поїздів. Найбільші рівні віброприскорення плити перекриття отримані для вертикальної вібрації для діапазону частот від 16 до 80 Гц і перевищують значення по інших напрямках більш ніж на 15 дБ.

У результаті проведення чисельного експерименту отримано дані, з яких видно, що рух вагона метро створює прискорення на верхньому поверсі, яке вдвічі перевищує допустиме. Тому рекомендується при будівництві використовувати демпферні пристрої та приймати конструктивні заходи щодо зниження рівня проникаючої вібрації. При збільшенні товщини плити в 2 рази (з 200 мм до 400 мм) середні переміщення у контрольній точці зменшуються приблизно у 25 разів.

3.3. Чисельний аналіз об'єкту будівництва на вібраційні навантаження від метрополітену глибокого закладення

У даному розділі наведено чисельний експеримент аналізу поведінки несучих конструкцій будівлі, яка підлягає реконструкції і знаходиться над метрополітеном глибокого закладення.

Будівництво об'єкту по вул. Богдана Хмельницького, 7 у м. Києві, було розпочато ще у 2008 році. Згодом, будівельні роботи були призупинені. За час будівництва зведено підвальну частину, перший – четвертий поверхи, частково дах, виконано подекуди утеплення зовнішніх та внутрішніх стін будинку та облицювання декоративними елементами.

За період простою стіни, перекриття та інші конструктивні елементи споруди перебували під негативними впливами атмосферних явищ (сніг, дощ, цикли заморожування-відтавання в водонасиченому стані).

Недобудована конструкція будинку за конструктивними елементами, які планують звести, згідно [101], відноситься до особливо капітальних споруд (І групи капітальності) з нормативним строком служби 175 років.

У 2012 р. були виконані роботи з обстеження реального технічного стану несучих конструкцій незавершеного будівництва офісно-торгового центру по бульвару Богдана Хмельницького, 7 у м. Києві, зараз там знаходиться Музей Історії міста Києва. Особливістю забудови є часткове розташування біля підземної частини метрополітену, а саме станція метро Театральна (рис. 3.13).

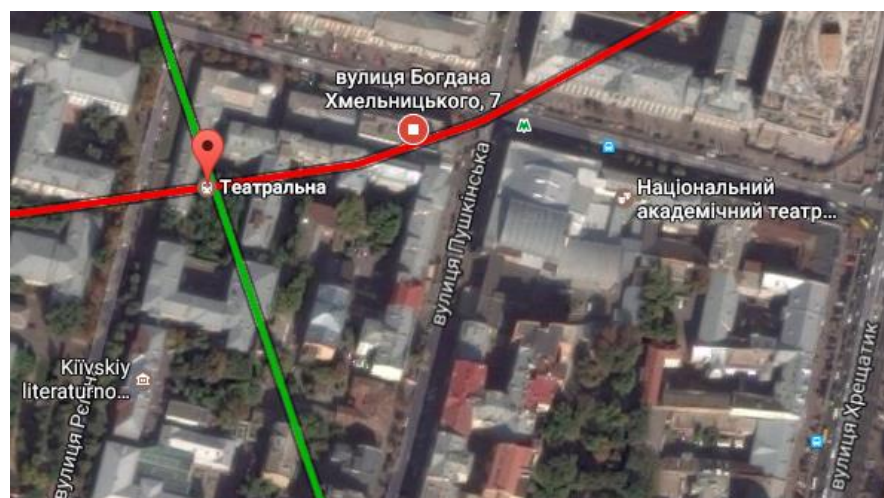


Рис. 3.13. Досліджувана будівля і розташування тунелю метро

Оцінювалися наявність дефектів: поява тріщин, сколів, руйнування захисного шару бетону в стінах, перекриттях, фундаментах. Було проведено обстеження незавершеного будівництва офісно-торгового центру, а саме - монолітні конструкції підвалу, металеві конструкції каркаса, стіни, перекриття.

Інструментальний контроль геометричних параметрів будівлі по вул. Богдана Хмельницького, 7 (колон, стін, підлоги, стелі, ліфтових шахт) виконувався з метою виявлення вертикальних і горизонтальних зсувів побудованих конструкцій від проектного положення. Інструментальний контроль був виконаний відповідно до вимог діючих нормативних документів і стандартів.

Отримані результати свідчать про дотримання заданої точності при побудові нових конструктивних елементів будинку.

Для визначення чисельних значень рівнів вібрації за допомогою віброметра проводилися вимірювання трьома віброперетворювачами у режимі автоматичної реєстрації середньоквадратичних і максимальних рівнів віброприскорення, які згодом були усереднені 1, 5 і 10 с.

Згідно нормативного документу [25] технічний стан обстежених конструкцій каркасу розцінюється як непридатний до нормальної експлуатації (стан III).

Показники міцності бетону залізобетонних монолітних конструкцій визначали неруйнівним склерометричним методом.

Результати вимірювань міцності бетону монолітних залізобетонних стін і плит перекриття використані при проведенні численних досліджень для завдання реальних характеристик жорсткості конструктивних елементів.

Руйнування фундаментів і підземних стін склали відповідно 10–15% і в деяких місцях 30%, що істотно вище, ніж в аналогічних будівлях, розташованих усередині кварталів.

Перш за все, це пов'язано з повільно затухаючими осіданнями на слабких водонасичених ґрунтах при постійній дії досить значних вібрацій, викликаних рухом метрополітену [28, 45, 47].

Реакція будівлі та його елементів залежать не тільки від рівня і спектрального складу коливань, які передаються через ґрунт, а й від динамічних характеристик несучих і огорожувальних конструкцій. Головним чином, це стосується частот власних горизонтальних коливань будівель і вертикальних коливань елементів перекриттів, виду ґрунту та ін.

Огинаюча вузькосмугового спектру віброприскорення плита перекриття – це суцільна лінія за напрямком трьох ортогональних вісей, отриманих за результатами багаторазових вимірювань вібрацій (не менше 3 годин у кожній точці, інтервал руху поїздів ≈ 5 хвилин). Рівні віброприскорення L_a (рис.3.14) представлені в дБ [29]:

$$L_a = 20 \log_{10} \left(\frac{a}{1 \cdot 10^{-6}} \right), \quad (3.3)$$

де $1 \cdot 10^{-6}$ – опорний рівень віброприскорення a , m/s^2 .

Аналіз руху поїздів метро показує, що зі збільшенням кількості пасажирів (годину пік між 17 і 19 годинами) рівні віброприскорення на 3 ... 3,5 дБ вище по відношенню до часу з 19 до 22 годин. Також рівні віброприскорення залежать від технічного стану рейкової колії та рухомого складу, швидкості руху складу (в годину пік швидкість, як правило, вище). Всі перераховані вище фактори позначаються і на частотному розподілі рівнів віброприскорення.

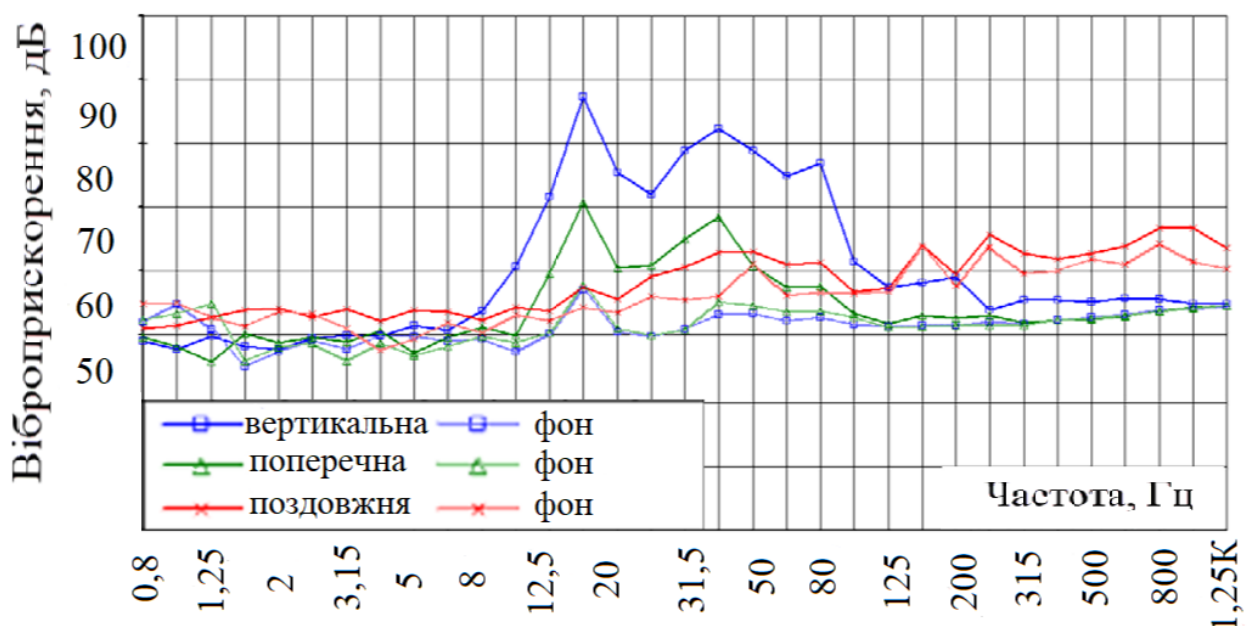


Рис. 3.14. Спектрограма максимальних рівнів вібрації плити перекриття

Обробка результатів натурних вимірювань рівнів вібрації показала, що найбільші рівні віброприскорення плити перекриття отримані для вертикальної вібрації у діапазоні частот від 12 до 90 Гц і загалом перевищують значення по інших напрямках, в окремих випадках майже на 40 дБ.

Розрахунки НДС системи «грунтовий масив – елементи наземних і підземних споруд», виконані методом скінченних елементів (рис. 3.15).

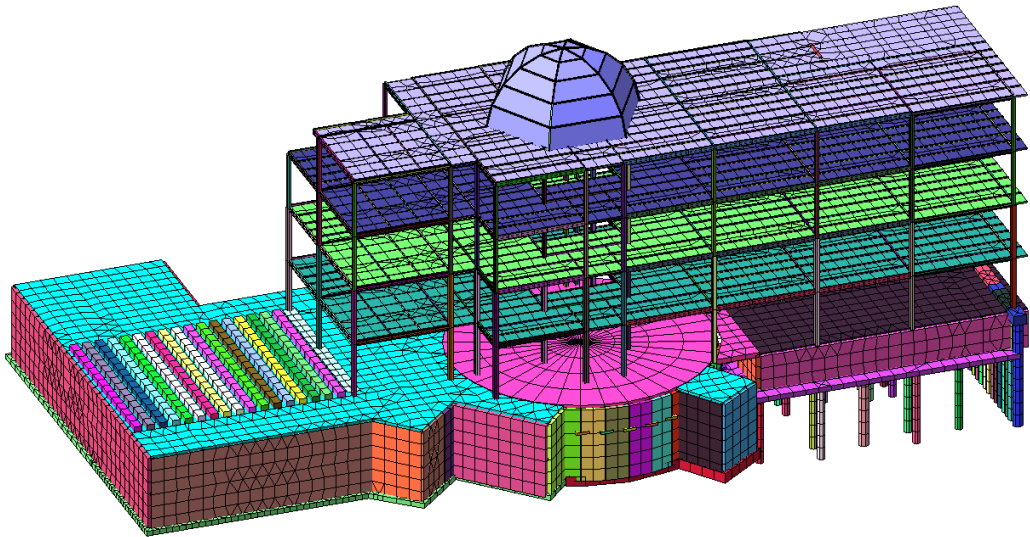


Рис. 3.15. Скінченно-елементна модель будівлі музею історії м. Києва

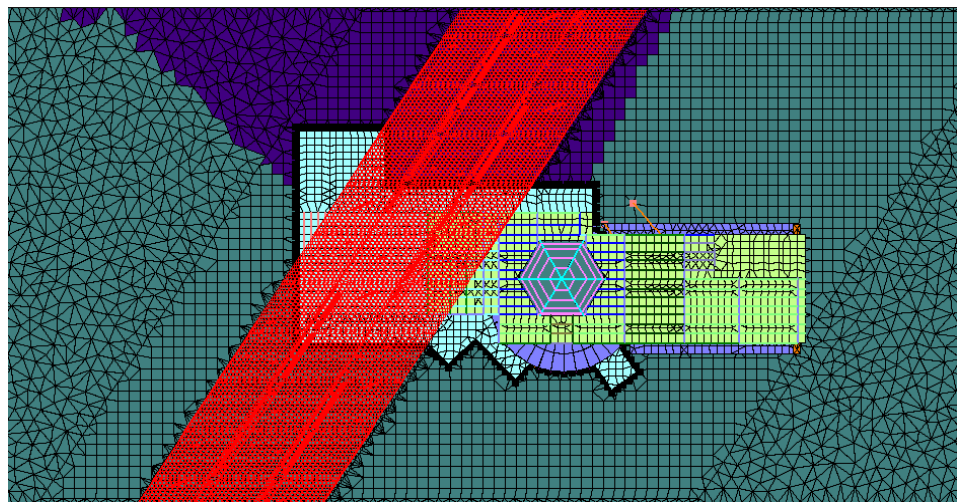


Рис. 3.16. Розташування лінії метрополітену відносно будівлі музею історії м. Києва

Розглянуто взаємодію основи і наземної частини будівлі представленого на рис. 3.15–3.16 (розміри в плані 18,0 x 51,6 м, висота близько 18 м). Будівля

складається з двох об'ємів різної висоти, що призводить до різних навантажень окремих ділянок на основу.

Для визначення НДС будівлі з урахуванням перетворення імпульсу при переході його від ґрунту до фундаменту будівлі було виконано розрахунок конструкції будівлі і ґрунтового масиву за допомогою методу скінченних елементів. Моделювання тривимірного ґрунтового масиву (рис. 3.17) здійснено на основі даних інженерно-геологічних вишукувань за допомогою підсистеми «Ґрунт» у ПК ЛІРА САПР [110].

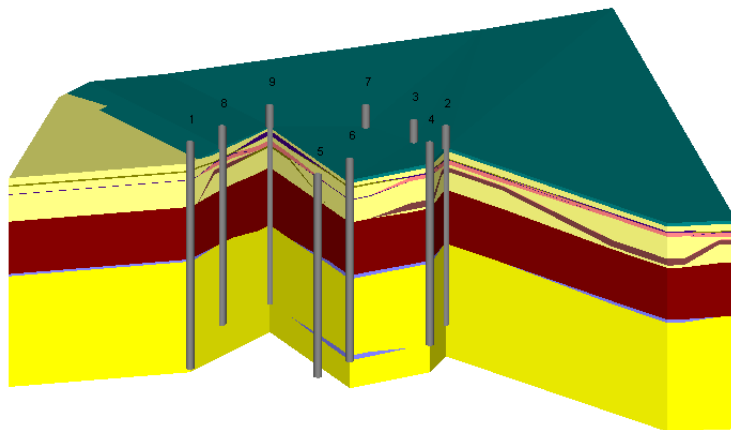


Рис. 3.17. Фрагмент тривимірної моделі ґрунтового масиву за даними інженерно-геологічних вишукувань

Для вирішення завдання передачі динамічних впливів через ґрунтову основу на несучі конструкції, виконується комп'ютерне моделювання декількома способами. У представленій роботі запропоновано моделювання ґрунтового масиву об'ємними скінченними елементами. Цей варіант моделювання дає мінімальну похибку при передачі вібродинамічних параметрів відносно до результатів вимірювань. Тунель метрополітену із залізобетонною оправою змодельований пластинчастими скінченними елементами. Вібродинамічні впливи прикладаються в місці їхнього виникнення, тобто у тунелі.

На рис. 3.18. показаний вид зверху на будівлю, діагональне розташування тунелю метро та тривимірна модель даної задачі.

Такий спосіб формування системи «*ґрунтовий масив – елементи наземних і підземних споруд*» представляється найбільш перспективним з точки зору

прогнозування поведінки будівель і споруд при передачі постійно діючих динамічних впливів через ґрунтові основи.

При моделюванні реальної роботи будівлі на ґрунтовій основі застосовано систему МОНТАЖ+ (рис. 3.19). Задано три монтажні стадії:

- Стадія 1. Моделювання ґрунтової основи.
- Стадія 2. Прокладання тунелю метрополітену.
- Стадія 3. Зведення будівлі над лінією метрополітену.

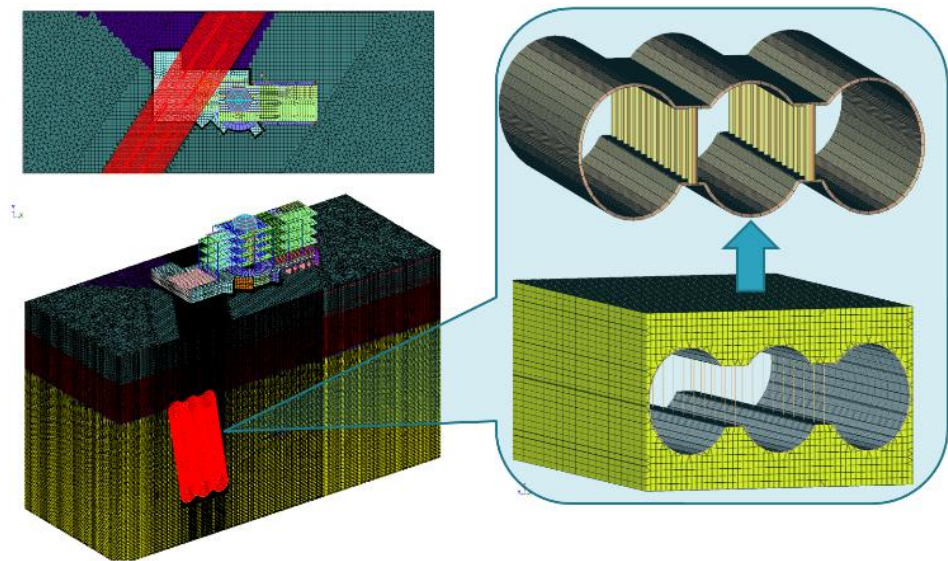


Рис. 3.18. Модель будівлі з ґрунтовим масивом та тунелем метрополітену

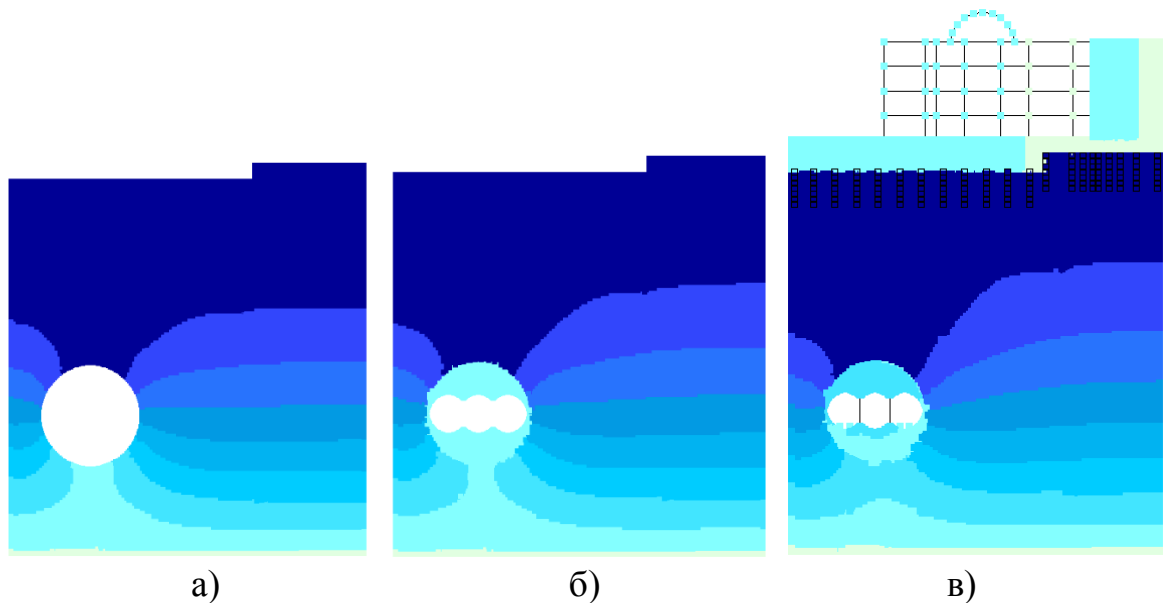


Рис. 3.19. Результати розрахунку з врахуванням монтажних стадій:

а) стадія 1; б) стадія 2; в) стадія 3

Для розрахунку представленої схеми на впливи від руху потягів метрополітену, до оголовків рейок у тунелі було прикладене динамічне навантаження у вигляді синусоїдального впливу по вісі X та Z . (рис. 3.20)

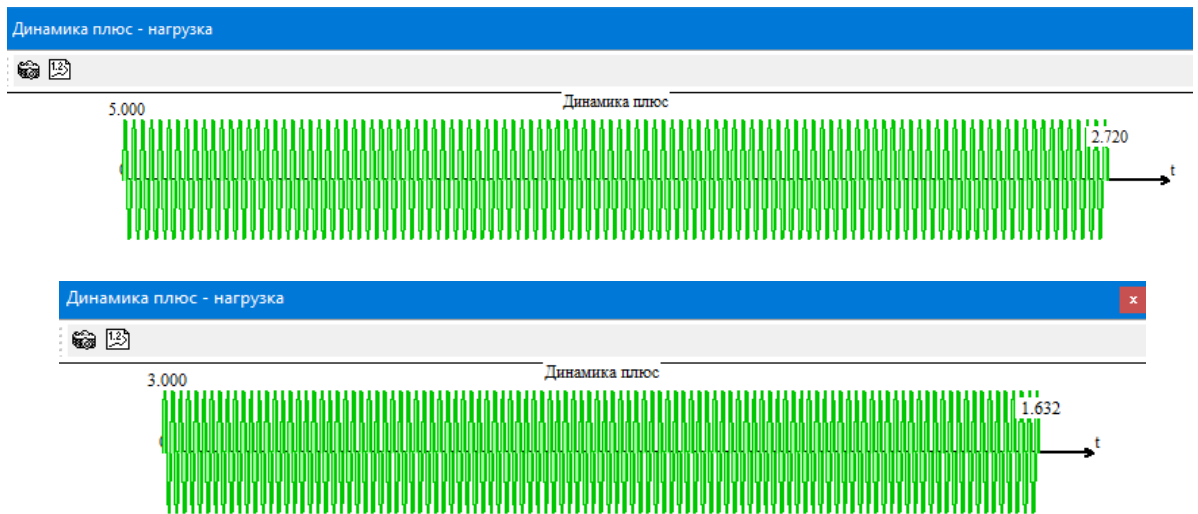


Рис. 3.20. Задання динамічних навантажень у ПК ЛІРА САПР

Період часу, за який були визначені динамічні характеристики, прийнятий рівним 10 секундам. У результаті розрахунку, отримані параметри вертикальних і горизонтальних коливань контрольних точок, де і були здійснені натурні вимірювання. Для оцінки результатів обрано 3 контрольні точки: на вершині куполу; на рівні підлоги 1-го поверху, над джерелом впливу та на рівні підлоги 1-го поверху, з правого боку від джерела (рис.3. 21).

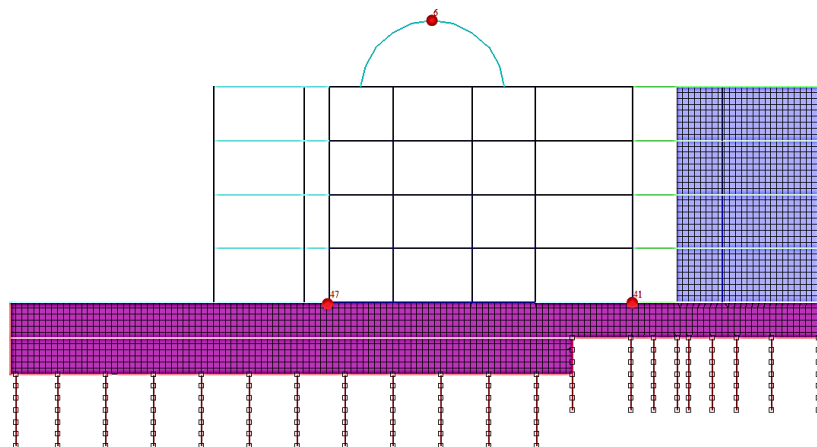


Рис.3.21. Контрольні точки натурних та експериментальних вимірів

Аналіз результатів розрахунку

По кожній точці було отримано результати (рис. 3.22–3.24) у вигляді графіків переміщення, швидкості та прискорення у контрольних точках.

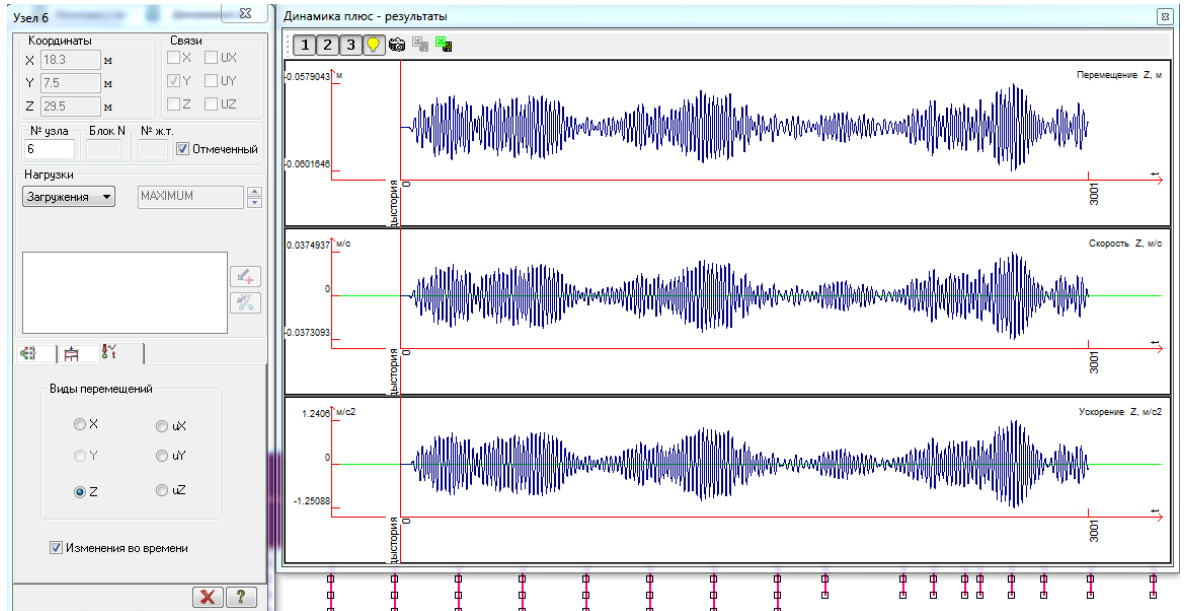


Рис. 3.22. Точка на вершині куполу будівлі

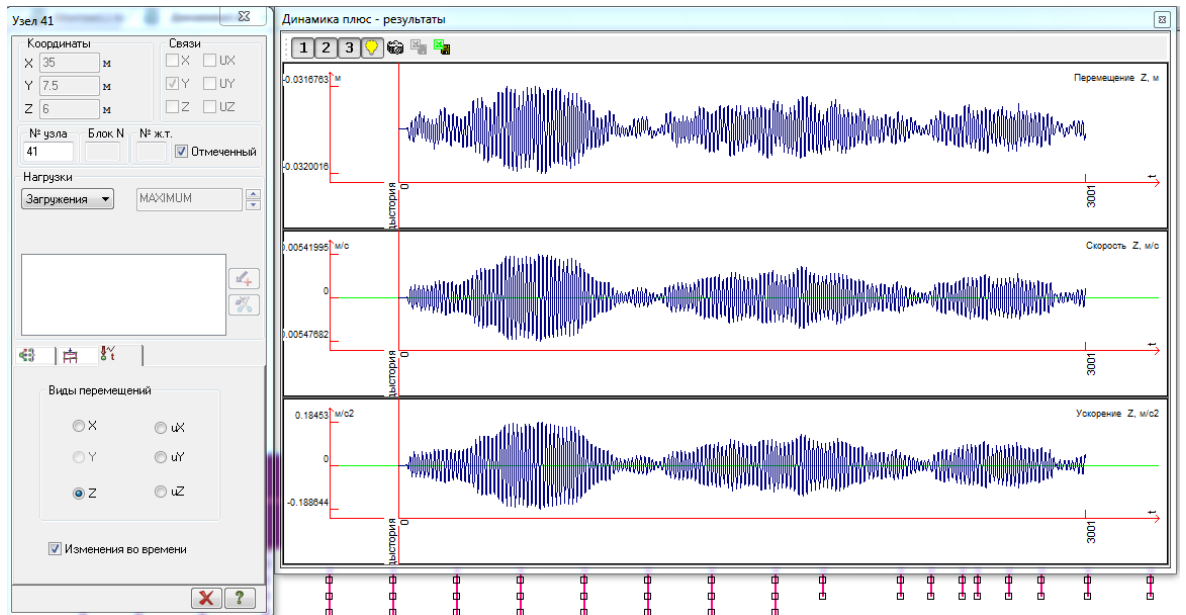


Рис. 3.23. Точка на рівні підлоги 1-го поверху будівлі – з правого боку від джерела

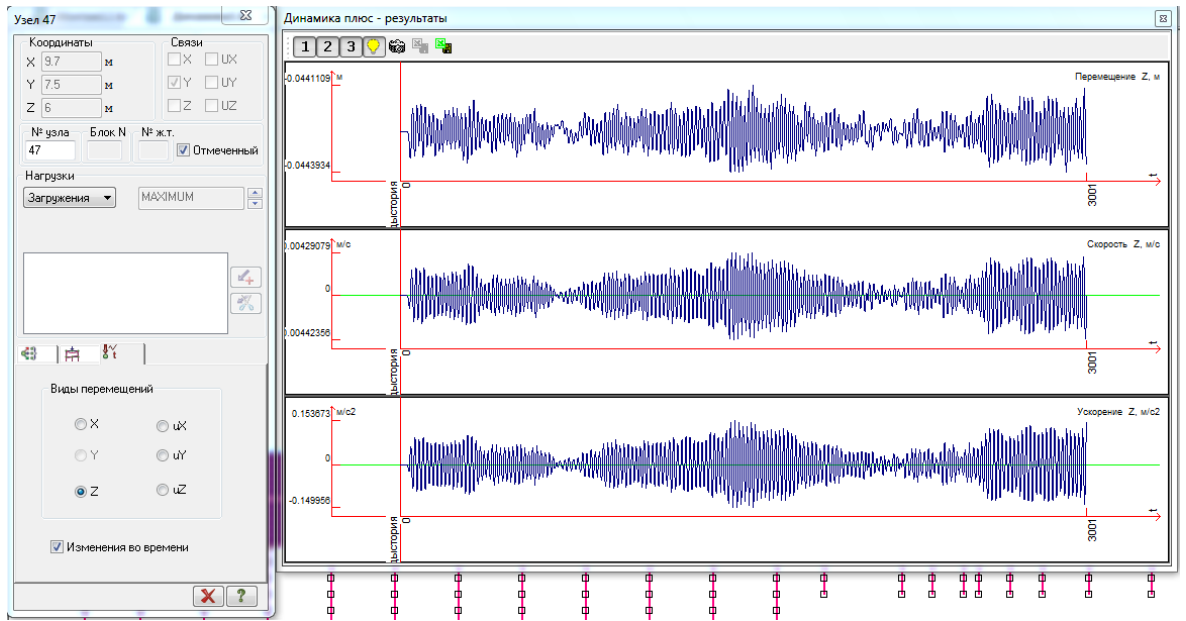


Рис. 3.24. Точка на рівні підлоги 1-го поверху будівлі – над джерелом впливу

Також був виконаний порівняльний аналіз зусиль (рис. 3.25), які виникли в колонах першого та четвертого поверху будівлі (Додаток Г, табл. Г1). Отримані таким чином результати, були опрацьовані та співставленні з експериментальними вимірами коливань і представлені у табл. 3.7.

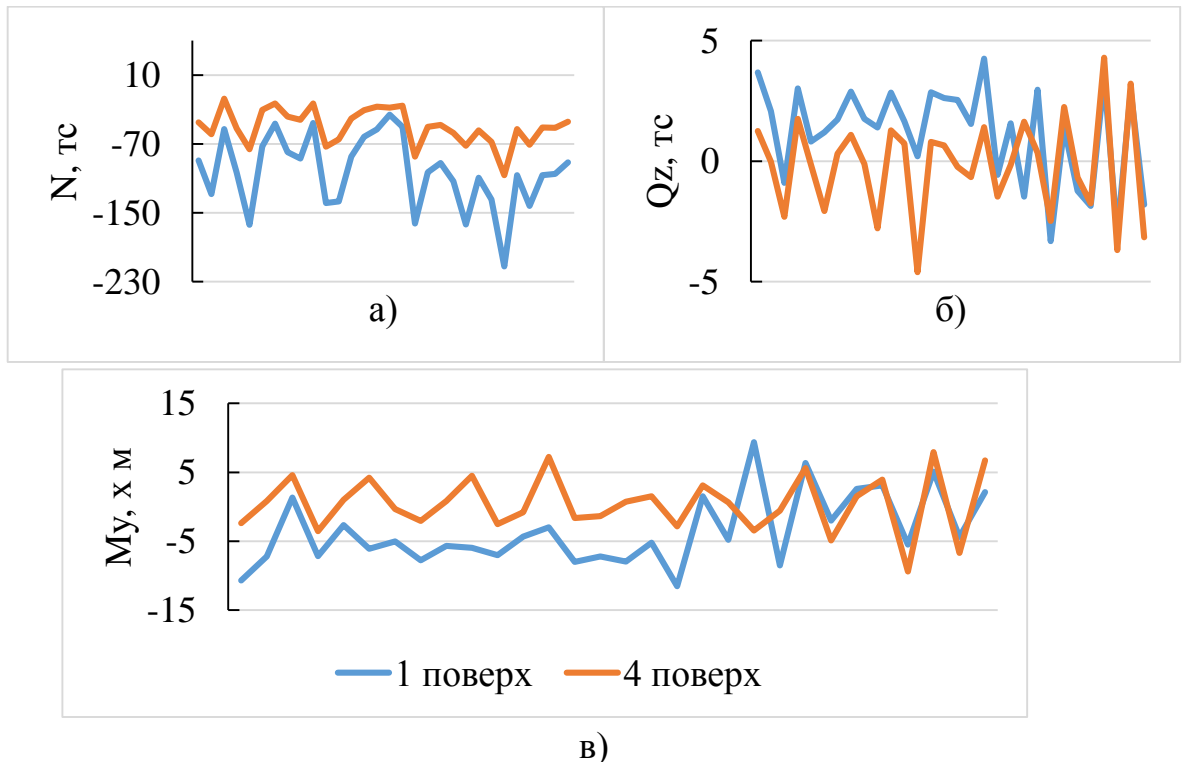


Рис. 3.25. Внутрішні згинальні моменти M (в), зусилля N (а) та Q (б) в колонах 1-го та 4-го поверху

Таблиця 3.7

Співставлення експериментальних даних власних коливань будівлі з
розрахунковими

Точка	Експериментальні дані			Результати розрахунку		
	Горизонтальне переміщення, мм	Швидкість, мм/с	Прискорення, мм/с ²	Горизонтальне переміщення, мм	Швидкість, мм/с	Прискорення, мм/с ²
1	4,97	32,61	1079,3	5,79	37,49	1240,6
2	3,55	5,85	197,44	3,17	5,47	184,53
3	4,76	4,95	142,9	4,45	4,42	153,67

Важливо відзначити, що результати чисельних розрахунків НДС від натурних вимірювань відрізняються не більше ніж на 14,9%, це для нижньої частоти 16,25 Гц, де були отримані найбільш високі рівні вібрації при проходженні поїздів метрополітену.

Для виконання динамічних розрахунків поширення вібрації по будівельним конструкціям каркасного будинку, рекомендується використовувати експериментальні дані спільно із результатами рішення задачі ідентифікації. Алгоритм комплексної оцінки розповсюдження вібродинамічних впливів та аналізу реальної поведінки несучих конструкцій будівель та споруд при подібних впливах наведений на рис. 3.26.

Результатом наведеної методики є рекомендації щодо комплексного врахування чинників при аналізі НДС будівлі. При створенні розрахункової моделі варто враховувати не тільки моделювання будівель та споруд, а й належним чином створювати розрахункові моделі впливу, і моделі ґрунту. Окрім того дуже важливим є моделювання процесу розповсюдження вібродинамічних хвиль у ґрунті та врахування його демпфуючих властивостей.



Рис. 3.26. Алгоритм оцінки вібродинамічного впливу від метрополітену на несучі конструкції будівель та споруд

3.4. Висновки до розділу 3

1. При вібродинамічному впливі від руху поїздів метрополітену існує близькість власних частот високих форм згинальних коливань будівель підвищеної поверховості і власних частот вертикальних коливань перекриттів верхніх поверхів. Цю особливість динамічних відгуків елементів конструкції будівель підвищеної поверховості необхідно враховувати до початку будівництва об'єкта, застосовуючи додаткові захисні заходи, а також, застосовувати матеріали для несучих конструкцій будівель, які значно менше піддаються динамічним навантаженням.

2. Виконання розрахунків за запропонованою автором методикою надають можливість скоротити обсяг та витрати на експериментальні дослідження до 30%, прискорити процес попереднього аналізу (у порівнянні з експериментальними дослідженнями), загострити увагу на проблемних місцях (грунти і основи будівель) і зробити попередній висновок про можливість будівництва на обраній будівельній площадці.

3. Запропонована автором методика чисельних розрахунків є універсальною, за допомогою якої можна досліджувати будівлі із різним типом конструкцій, що значно підвищує надійність проектного рішення будівлі, яка знаходиться під дією зовнішніх вібрацій.

4. Дослідження рівнів вібрації монолітної плити перекриття викликаної рухом поїздів метрополітену показало, що рівні коливань істотно (до 25%) змінюються при проходженні різних поїздів. Найбільші рівні віброприскорення плити перекриття отримані для вертикальної вібрації для діапазону частот від 16 до 80 Гц і загалом перевищують значення за іншими напрямками, в окремих випадках майже на 40 дБ.

5. Проведений аналіз показує, що правильна оцінка і врахування впливу вібрацій позбавляє від різних небажаних ситуацій і може дати значний економічний ефект при освоєнні міських територій поблизу магістралей із інтенсивним рухом.

РОЗДІЛ 4.

ЕКСПЕРИМЕНТАЛЬНА ОЦІНКА ВПЛИВУ МЕТРОПОЛІТЕНУ НА НЕСУЧІ КОНСТРУКЦІЇ БУДІВЕЛЬ ТА СПОРУД

4.1. Методика визначення вібраційного впливу метрополітену

Рух поїздів метрополітену вібрація поширює вібрацію від рейок і передається на оправу тунелів і у навколишнє середовище у вигляді поздовжніх і поперечних хвиль.

Рівень вібрацій конструкцій тунелю залежить від багатьох чинників: типу рухомого складу, швидкості руху поїздів, їхньої завантаженості, типу конструкцій оправи тунелю і шляхів, способу укладання рейок і таке інше.

Як правило, частотний спектр коливань від руху поїздів метрополітену знаходиться у межах низьких та середніх частот. Відомо, що в області низьких частот більш вираженим є спектр вібропереміщення, але після пробних вимірювань на поверхні землі, виявлено низький рівень цього показника, на рівні власних шумів приладу. Рівень віброшвидкості відображає передачу хвилями коливальної енергії, а віброприскорення силу.

При оцінці вібрації ґрунту та конструкцій будівлі [3, 91] використовувався датчик, чутливий до віброприскорення. У якості основного параметру вимірювання вібрації обрано віброприскорення (середньоквадратичне значення в дБ в октавних смугах та широкосмуговому спектрі).

Також, була проведена оцінки вібрації в тунелі метрополітену та в якості вимірюваної і аналізованої величини обрані рівні віброшвидкості вертикальних і горизонтальних коливань. Нормованими параметрами вібрації [36, 43] є середньоквадратичні значення віброшвидкості або її логарифмічні рівні в дБ в діапазоні октавних і $1/3$ -октавних смуг із середньгеометричними частотами $1,6$ – $80,0$ Гц.

4.1.1. Прилади для вимірювання вібрації

Найбільш ефективний спосіб інструментальної оцінки вібрації є спектральний аналіз, який виконується за допомогою цифрового аналізатора, що

дозволяє представити складний коливальний процес у вигляді суми простих синусоїдальних коливань (гармонік). Спектральний аналіз віброколивань здійснюється за допомогою електричних фільтрів із шириною смуги пропускання, яка дорівнює одній октаві або 1/3 октави. При оцінці вібрації у вигляді фізичного процесу, досить знати частотну характеристику однієї з трьох величин: переміщення, швидкості або прискорення, які прийняті абсолютно рівноправними.

Тому, в дослідженні вібрацій ґрунту та конструкцій будівлі, у якості основного приладу, застосовувався цифровий аналізатор спектру механічних коливань «ДС-2111» із відповідним датчиком «Брюль і К'єр- 4370».

Для перевірки правильності отриманих показників, додатково застосовувався цифровий октавний віброметр «Октава-101А» з датчиком «Global test - AP». Прилади пройшли атестацію в ДП «Всеукраїнський державний науково-виробничий центр стандартизації метрології, сертифікації та захисту прав споживачів «Укрметртестстандарт». Перед вимірами проводилося калібрування відповідної апаратури.

Для визначення рівнів вібрації метрополітену, характеру впливу і його тривалості проведено натурні акустичні вимірювання з використанням обладнання фірми «Брюль і К'єр»:

- портативний модульний аналізатор акустичних і вібраційних сигналів у реальному масштабі часу, тип 2260Н-002;
- віброперетворювач, тип 752А12 (вібродатчик);
- портативний віброкалібратор, тип 4294.

Обладнання, яке використовувалося для вимірювання, пройшло атестацію в Державному комітеті України з питань технічного регулювання та споживчої політики, «Укрметртестстандарт», і має свідоцтво про державну метрологічну атестацію № 22-10 / 1066312. Виміри проведені відповідно до ГОСТ 12.1.012-90, ДСТУ 2300-93 і ДСТУ EN 12096: 2005. До і після вимірів проводилася механічне (за допомогою віброкалібратора) калібрування відповідної вимірювальної апаратури.

4.1.2. Методика проведення вимірювань вібрації конструкцій будівлі та ґрунту

Вібрація від залізничного транспорту передається через рейкові шляхи на їх опору та далі в ґрунт. Будівлі, що знаходяться поруч, є об'єктом навантажень (рис. 4.1), що впливають на їх технічний стан, стан основ і масиву ґрунту, на якому вони розташовані. З огляду на загальне фізичне старіння існуючих будівель, особливо пам'яток архітектури, які не будуть зноситися при модернізації, питання забезпечення надійності споруд, пов'язані з транспортною вібрацією, стають все більш актуальними.

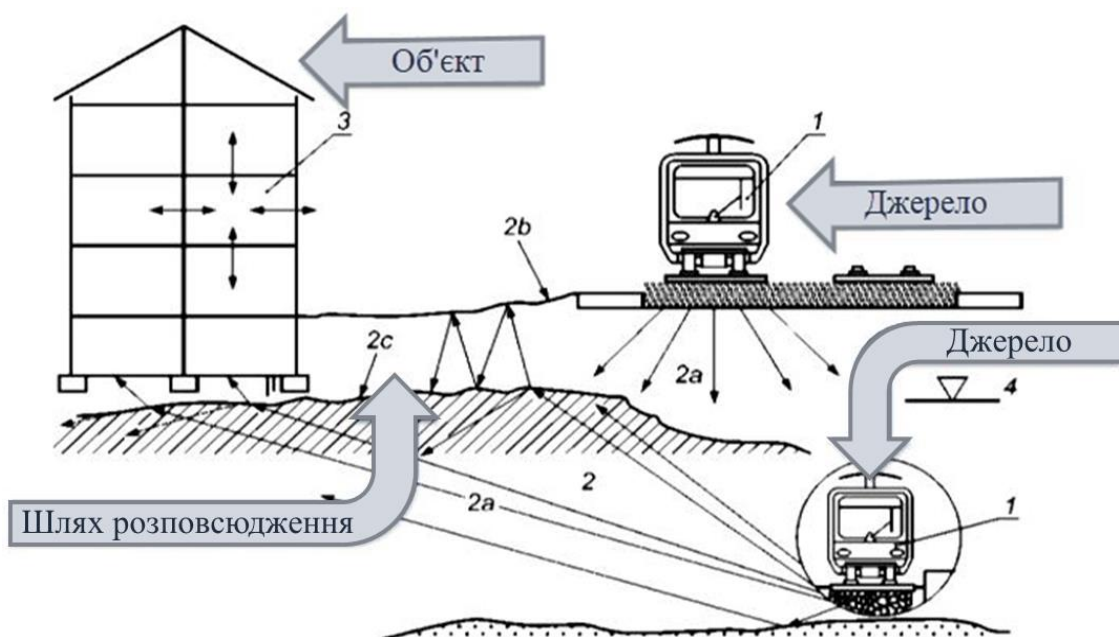


Рис. 4.1. Схема розповсюдження хвиль від різних джерел впливів:
 (1) метрополітен глибокого та мілкового закладання; (2) шлях поширення;
 (2a) – хвилі всередині ґрунту: стиснення, зсуву; (2b)– поверхневі хвилі: Релея;
 (2c) – граничні хвилі Стоунлі; (3) – об'єкт впливу (вібрація, динамічні хвилі);
 (4)– поверхня ґрунтових вод

Експериментальна частина дослідження полягала в інструментальному дослідженні рівня вібраційних динамічних коливань від дії метрополітену неглибокого закладання на будівлі, які експлуатуються певний час і знаходяться у зоні впливу тривалих динамічних вібраційних навантажень [133, 145]. Об'єкти, що підлягали дослідженню, є характерними для багатьох районів міста, оскільки

як трамвайні лінії, так і метрополітен, мають значну протяжність у межах щільної міської забудови, в тому числі і в центральній частині міста.

На жаль, поки що не існує національних стандартів, які регламентують проведення натурних експериментів по вимірюванню вібрації від техногенних джерел і оцінити їхній вплив на будівлі і споруди, тому проведення експериментальних досліджень було виконано згідно [31, 63].

Алгоритм та методика проведення натурального експерименту полягала в наступному:

1. Встановлення датчиків на поверхню землі та на конструкції будівлі.
2. Записи параметрів (частотного спектру та показників віброприскорення).
3. Обробка та аналіз отриманих даних.

Для визначення параметрів вібрації ґрунту між будівлями та тунелем датчики встановлювалися на спеціальний металевий штир, який занурювався у ґрунт (рис. 4.2).

У підвальних приміщеннях датчики встановлювалися на найближчі до лінії метро стіни (рис. 4.3), в житлових приміщеннях квартир – на підлогу (рис. 4.4) згідно МР 2957-84 [90].

Для проведення вимірювань було обрано найбільш навантажений період доби руху поїздів з 7:30 до 10:30 ранку. Інтервал слідування поїздів у ці години змінювався від 2 до 5 хвилин. Тривалість одного заміру складалася із часу проходження потягу повз точку вимірювання, часу наближення до будівлі та віддалення від нього. Середня тривалість реєстрації проїзду потягу становила 10-15 с, що було достатньо для виділення характерного для руху потягу спектру.

Вимірювання віброприскорення проводилося у режимі реального часу у широкосмуговому спектрі. У якості результату заміру на поверхні землі та у підвальних приміщеннях прийнято максимальні (пікові значення віброприскорення [36]), а в квартирах будинків – середньоквадратичні значення рівнів вібрації, $дБ$ в октавних смугах із частотами від 1 до 63 $Гц$. Оцінка рівня віброприскорення в квартирах будинків виконувалася шляхом порівняння

вимірюючого спектру в октавних смугах частот з санітарними нормативами, які наведені в МР 2957-84 [90].



Рис. 4.2. Вимірювання вібрації на поверхні ґрунту



Рис. 4.3. Вимірювання вібрації на підлозі квартири



Рис. 4.4. Вимірювання вібрації на стіні підвалу

У кожній точці віброприскорення вимірювалось у трьох ортогональних напрямках по осі «X», «Y» (горизонтальна вібрація) та по осі «Z» (вертикальна вібрація). Вісь «X» перпендикулярна осі тунелю, вісь «Y» паралельна осі тунелю. З нормативними значеннями порівнювалися результати за тим напрямком, де було зареєстровано максимальні значення, а саме по осі «Z» (вертикальна вібрація).

Результати вимірювань рівнів віброприскорення (дБ), з подальшою комп'ютерною обробкою результатів вимірювань у діапазоні частот від 2 Гц до 100 Гц , $1/3$ -октавних смугах частот наведені в табл. 4.1–4.2.

Таблиця 4.1

Пікові значення віброприскорення у різних контрольних точках з характерними спектрами у підвалах будинків

Точка	Діапазон частот, Гц	Максимальна частота, Гц	Значення піків, м/с^2	Значення піків, дБ	Примітка
26	30-100	10	0,0108	31	Підвал буд. №38
28	50-110	97,5	0,0515	45	Підвал буд. №38
31	60-110	95	0,0505	43	Підвал буд. №42
32	30-120	37,5	0,0298	40	Підвал буд. №42
33	10-90	10	0,019	36	Підвал буд. №49/1

Результати вимірювань віброприскорення у житлових приміщеннях будинку №38 наведені у табл. 4.2.

Таблиця 4.2

Заміри віброприскорення від дії метрополітену у будинку №38

Місце заміру	Середньгеометрична частота октавних смуг, Гц					
	2	4	8	16	31,5	63
Нормативні рівні вібрації, дБ	25	25	25	31	37	43
1 під'їзд 1 поверх Квартира №1						
Фонові значення	30	29	27	27	35	22
Рівні вібрації від потягів метро	33	29	27	28	37	24
Перевищення	8	4	2	-	-	-
4 поверх Квартира №14						
Фонові значення	30	28	25	26	33	23
Рівні вібрації від потягів метро	31	28	26	27	35	26
Перевищення	6	3	1	-	-	-
8 поверх Квартира №29						
Фонові значення	30	29	26	27	35	22
Рівні вібрації від потягів метро	31	29	27	27	36	32
Перевищення	6	4	2	-	-	-

Продовження таблиці 4.2

2 під'їзд 1 поверх Квартира №36						
Фонові значення	31	28	25	26	35	22
Рівні вібрації від потягів метро	32	29	27	27	35	33
Перевищення	7	4	2	-	-	-
Рівні вібрації від потягів метро (23:00-7:00)	17	13	6	8	33	43
Допустимі рівні, дБ (23:00-7:00)	15	15	15	21	27	33
Перевищення	2	-	-	-	6	10
4 поверх Квартира №48						
Фонові значення	31	29	26	26	35	21
Рівні шуму від потягів метро	30	29	26	27	35	22
Перевищення	5	4	1	-	-	-

У результаті випробувань встановлено, що у деяких випадках значення вібрації істотно (до 10 дБ у нічний час) перевищують вказані у нормативних джерелах величини [90].

4.1.3. Методика проведення вимірювань вібрації в тунелі метрополітену

Основними етапами роботи було:

1. Встановлення датчиків на лоток, рейки та оброблення тунелю.
2. Записи параметрів (частотного спектру та показників віброшвидкості).
3. Обробка та аналіз отриманих даних.

Для натуральних вимірювань у тунелях метрополітену були підготовлені та забетоновані спеціальні закладні деталі у вигляді металевих майданчиків. Закладні деталі були встановлені на лотку (рис. 4.5) й оправі по правій і лівій колії та чітко регламентували місця установки вібродатчиків на конструкціях тунелю.



Рис. 4.5. Місце встановлення датчиків під рейкою у тунелі метрополітену



Рис. 4.6. Вимірювання вібрації у тунелі метрополітену

Місця встановлення вібродатчиків були обрані:

- а) на оправі (вимірювалися вібрації в горизонтальній площині);
- б) на лотку (вимірювалися вібрації у вертикальній площині);
- в) на основі рейки (вимірювалися вертикальні коливання).

Для проведення вимірювань у тунелі метрополітену (рис. 4.6) були обрані найбільш навантажені періоди протягом доби, коли навантаження відповідали максимальному піку – ранковому, з 8:00 до 9:00 години, і вечірньому – з 18:00 до 19:00 години.

Вимірювання віброшвидкості проводилися у режимі реального масштабу часу в вузькосмуговому діапазоні частот з подальшим детальним аналізом і комп'ютерною обробкою результатів вимірювань. Рівні вібрації оцінювалися за умови проїзду навпроти точки вимірювання 20 поїздів метрополітену відповідно до графіка руху, заповненням вагонів і їхнім технічним оснащенням.

Із урахуванням ортогональної системи координат та результатів попередніх вимірювань рівня вібрації метрополітену, для акустичних вимірювань обрані коливання, які впливають на конструкції тунелю у вертикальному (перпендикулярному опорній поверхні) напрямку – вісь Z і горизонтальному – вісь Y .

В результаті проведених віброакустичних вимірювань були отримані рівні віброшвидкостей під рейкою, на лотку та на обробленні тунелю під час руху поїздів метрополітену, на звичайних рейках та на тих, які проходять по віброзахисному шляху на блоках EBS (див. Додаток Г, табл. Г2-Г3).

Для кожної ділянки шляху визначалися вертикальні і горизонтальні рівні віброшвидкості, $дБ$, в $1/3$ -октавних смугах середньгеометричних частот (від $2 Гц$ до $100 Гц$).

У чисельному моделюванні були використані усереднені дані рівнів віброшвидкості з точок безпосередньо на основі рейки (рис. 4.7).

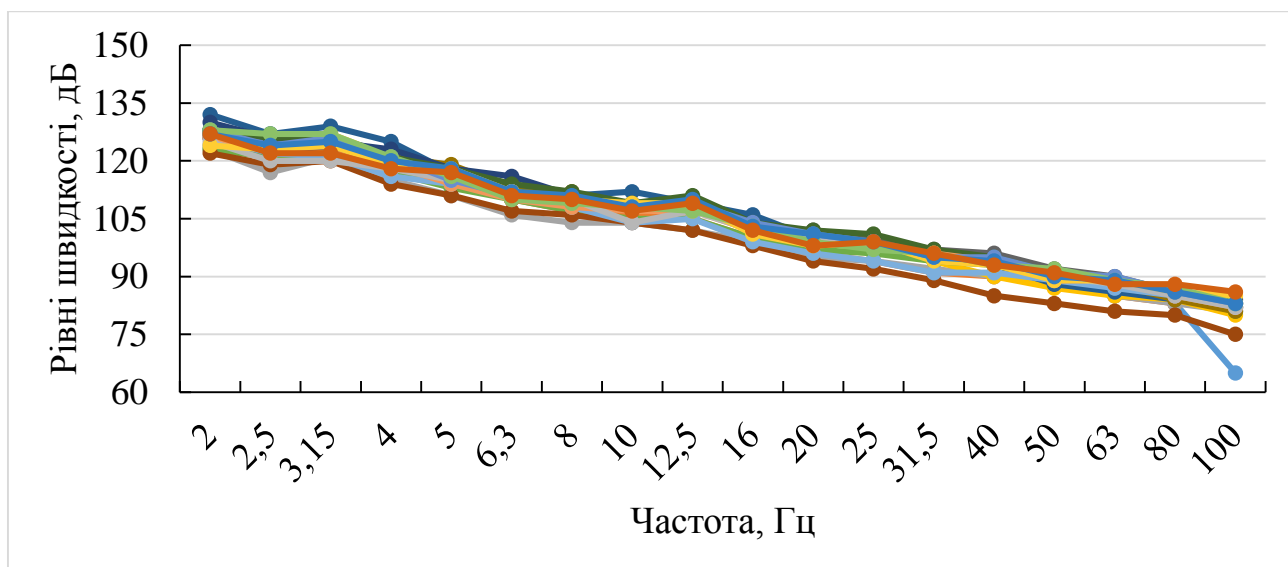


Рис. 4.7. Середні рівні віброшвидкості, $дБ$; в $1/3$ октавних смугах з середньгеометричними частотами від 2 до $100 Гц$

4.2. Оцінка впливу вібрацій від метрополітену мілкового закладання на багатоповерхову панельну житлову будівлю, що експлуатується

4.2.1. Геометричні характеристики будівлі та тунелю метрополітену

Житловий будинок, що підлягає дослідженню, розташований по вул. Васильківська 38 в м. Києві, вздовж діючої ділянки Куренівсько-Червоноармійської лінії метрополітену мілкового закладання, а саме між станціями «Васильківська» та «Виставковий центр». Відстань між цими станціями складає 1,4 км. Ситуаційний план розташування будинку показано на рис. 4.8.

Будинок розташований паралельно лініям метро. Відстань у плані від зовнішньої стіни будинка до осі тунелю найближчої колії складає 22,5 м, а до габариту тунелю 19,5 м.

З північної сторони до будинку примикає одноповерхова прибудова відділення пошти. Будівля пошти каркасна з несучими залізобетонними колонами та самонесучими зовнішніми стінами. Відстань у плані від зовнішньої стіни поштового відділення до осі тунелю колії складає 10,2 м, а до габариту тунелю – 7,2 м. Відстань від ст. м. Васильківська до краю будівлі пошти складає понад 320 м.

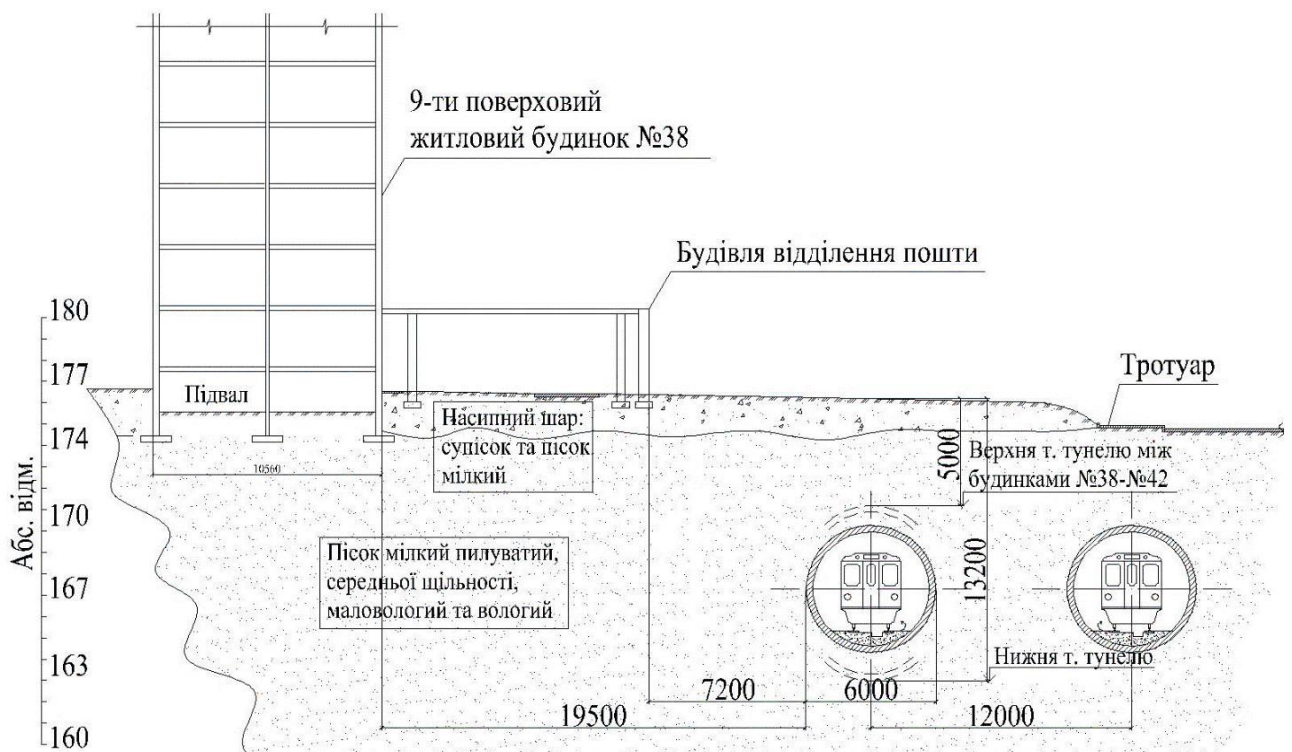


Рис. 4.8. Схема розташування будинку по відношенню до тунелів метро

Будинок побудований в 1982 р., має 9 поверхів висотою 2,56 м, 2 під'їзди, підвал глибиною 1,9 м та технічний поверх. Підлога в підвалі відсутня. Будинок має прямокутну форму з розмірами в плані 50,5x10,56 м. Висота будинку біля 27 м. Конструкція будівлі безкаркасна, зі збірних керамзитобетонних панелей товщиною 300 мм, внутрішні стіни підвалу зі збірних залізобетонних панелей товщиною 160 мм, перегородки гіпсові та цегляні, фундаменти стрічкові [104, 105].

Оправу тунелю метро виконано зі збірних блоків товщиною 300 мм. Зовнішній радіус тунелю дорівнює 6 м, відстань від центру тунелю до рівня головки рейки 1,8 м. Між блоками оправи для компенсації деформацій влаштовано гумові деформаційні шви.

4.2.2. Динамічні характеристики будинку

Основними динамічними характеристиками будинку є найменша (основна) частота власних коливань та коефіцієнт поглинання енергії динамічного впливу. Форми коливань і відповідні їм періоди (частоти) визначаються власними характеристиками системи будівлі (значенням і розподілом мас, жорсткостей). Для визначення першої частоти власних коливань можливо використання емпіричних формул, які отримані на основі вимірів коливань побудованих багатоповерхових будівель [116]. По сейсмічним властивостям ґрунт, який залягає в основі фундаментів досліджених будівель, а саме пісок мілкий пилюватий, середньої щільності, маловологий та вологий, який відноситься до 2-ї категорії.

Період основного тону власних коливань у поперечному напрямку для крупнопанельних будівель [27] наближено визначається з урахуванням наступних параметрів:

1. Із урахуванням протяжності будинку та категорії ґрунту основи за сейсмічними властивостями, при

$$\mu = \frac{50,5}{10,56} = 4,8, \quad (4.1)$$

де μ - протяжність будинку (відношення довжини до ширини);

$$T = 0,02 \cdot n + 0,1 = 0,02 \cdot 9 + 0,1 = 0,28\text{с}; \quad (4.2)$$

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0,28} = 3,57\text{Гц}, \quad (4.3)$$

де $n=9$ - кількості поверхів; T – період коливань; f - частота коливань.

2. За результатами натурних досліджень будівель за останні роки:

$$T = 0,4\text{с}; \quad f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0,4} = 2,5\text{Гц}. \quad (4.4)$$

3. За імперичною залежністю для крупнопанельних будівель з урахуванням висоти будинку

$$T = 0,0905\mu\sqrt{v} = 0,0905 \cdot 2,56\sqrt{10,56} = 0,75\text{с} \quad (4.5)$$

$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0,75} = 1,33 \text{ Гц}, \quad (4.6)$$

де

$$\mu = \frac{27}{10,56} = 2,56, \quad (4.7)$$

μ - відношення висоти до ширини будинку; $v = 10,56 \text{ м}$ – ширина будинку.

Таким чином, найменша частота основного тону власних коливань в поперечному напрямку $f = 1,33 \dots 3,57 \text{ Гц}$.

4.2.3. Фізико-механічні та динамічні характеристики ґрунтів

Згідно інженерно-геологічних досліджень даної ділянки забудови, на поверхні залягає насипний ґрунту (шар №1) – супісок та пісок мілкий з будівельним сміттям до 10–20% маловологий потужністю від 1 до 2 та від 1,9 до 2,2 м.

Під основою фундаментів будинку залягає пісок (шар №2) мілкий пилуватий місцями з включенням гравію, середньої щільності, маловологий та вологий. Тунелі метрополітену прокладено у цьому шарі піску. У шарі піску трапляються прошарки твердого та пластичного супіску (шар №3).

Глибина залягання устанавленого рівня ґрунтових вод від поверхні землі складає 24-28 м. Можливе коливання рівня ґрунтових вод від зафіксованого на 1 м та поява невитриманого маловодного рівня води на глибинах від 3 до 12 м. В

період інтенсивних опадів можливо утворення тимчасового горизонту води на більш високих відмітках.

Фізико-механічні характеристики ґрунтів основи будинків наведено в табл. 4.3.

Таблиця 4.3

Фізико-механічні характеристики ґрунтів основи будинків

Номер шару	Тип ґрунту	Природна вологість $W_0, \text{д.од}$	Щільність $\rho_0, \text{т/м}^3$	К-т пористості $e, \text{д.од}$	Розрахунковий опір $R_0, \text{кПа}$	Модуль деформації $E_0, \text{МПа}$	Питоме зчеплення $C, \text{кПа}$	Кут внутрішнього тертя $\varphi, \text{град}$
1	Насипний	0,1	1,7	-	80	8	15	20
2	Пісок	0,13	1,75	0,68	200	20	3	34

Слід зазначити, що номери шарів ґрунту наведено згідно матеріалів з інженерно-геологічних досліджень ДП «Проектний інститут Укрметротунельпроект».

Динамічні характеристики ґрунтів

Вібрація тунелю викликає в оточуючому ґрунті коливання часток ґрунту, які розповсюджуються у вигляді механічних хвиль зі швидкостями, що залежать від щільності та пружних властивостей ґрунту та практично не залежать від частоти коливань. При цьому виникають хвилі різних типів.

У товщі ґрунту виникають глибинні повздовжні (*p-хвилі*) та поперечні (*s-хвилі*). Повздовжні хвилі супроводжуються деформаціями стиску-розтягу ґрунту, поперечні – деформаціями зсуву. У повздовжній хвилі коливання частинок і поширення хвилі відбуваються в одному напрямку, а в поперечній – в перпендикулярних напрямках. Хвилі, які досягають поверхні землі, продовжують поширюватися. У результаті цього, на поверхні виникають плоскі поверхневі (релеєвські) хвилі (*L-хвилі*). Енергія релеєвської хвилі локалізована в поверхневому шарі товщиною від λ до 2λ , де λ – довжина хвилі.

Швидкість розповсюдження механічних хвиль в ґрунті

Швидкість розповсюдження повздовжніх та поперечних хвиль в ґрунті мають широкий діапазон тому вони визначаються за даними інженерно-геологічних досліджень ґрунтів.

Відповідно до ДБН В.1.1-12:2006 [32], швидкість розповсюдження повздовжньої хвилі у ґрунті обчислюється за наступною формулою:

$$c_p = \sqrt{\frac{2g(1-\nu)G}{\rho(1-2\nu)}}, \quad (4.8)$$

швидкість розповсюдження поперечної хвилі в ґрунті обчислюється за формулою:

$$c_s = \sqrt{\frac{2gG}{\rho}}, \quad (4.9)$$

де $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$ – модуль зсуву ґрунту;

ρ - щільність ґрунту; $\nu = 0,3$ – коефіцієнт Пуассона для пісків; $g=9,8 \text{ м/с}^2$ – прискорення сили тяжіння; E - модуль Юнга (динамічний модуль пружності), який визначається в залежності від модуля деформації E_0 за лінійною залежністю за графіком (рис. 4.9).

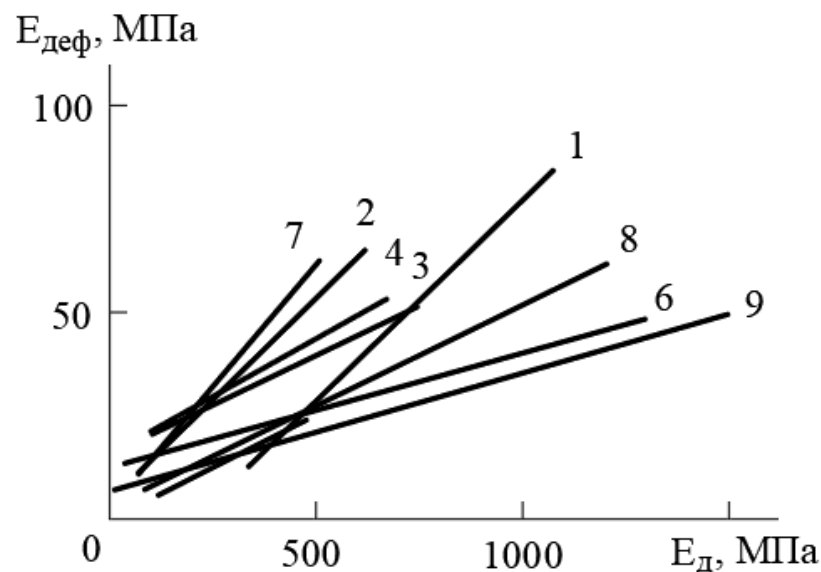


Рис. 4.9. Графік зв'язку динамічного модуля пружності і модуля деформації для пухких талих порід: 2-піски (По В.І. Бондареву), 3 піски (По В.Н. Агеєву)

При динамічному стиску відбувається покращення структурних зв'язків між частинками породи та збільшення пружних властивостей ґрунту. Результати різних динамічних випробувань на рівнях деформації першій стадії показують на те, що відношення динамічного модуля до статичного змінюється від 7 до 10.

Швидкість поверхневої хвилі C_L може бути виражена через швидкість поперечної хвилі [46]. При $\nu = 0,25$, $C_L \approx 0,92 \cdot C_S$, при $\nu = 0,5$, $C_L \approx 0,95 \cdot C_S$. Шляхом інтерполяції знаходимо, що при $\nu = 0,3$, $C_L \approx 0,93 \cdot C_S$.

Для насипного шару

Вихідні дані: $\rho = 1,7 \text{ т/м}^3$; $E_0 = 8 \text{ МПа}$; $E = 90 \text{ МПа}$; $\nu = 0,3$.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{90}{2(1 + 0,3)} = 34,6 \text{ МПа}; \quad (4.10)$$

$$c_p = \sqrt{\frac{2g(1 - \nu)G}{\rho(1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 10 \frac{\text{М}}{\text{с}^2} (1 - 0,3) \cdot 34,6 \cdot 10^2 \frac{\text{Т}}{\text{М}^2}}{1,7 \frac{\text{Т}}{\text{М}^3} (1 - 2 \cdot 0,3)}} = 266,9 \frac{\text{М}}{\text{с}}; \quad (4.11)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{2gG}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 10 \frac{\text{М}}{\text{с}^2} \cdot 34,6 \cdot 10^2 \frac{\text{Т}}{\text{М}^2}}{1,7 \frac{\text{Т}}{\text{М}^3}}} = 201,8 \frac{\text{М}}{\text{с}}; \quad (4.12)$$

$$c_L \approx 0,93 \cdot c_s = 0,93 \cdot 201,8 \frac{\text{М}}{\text{с}} = 187,7 \frac{\text{М}}{\text{с}}. \quad (4.13)$$

Для шару піску

Вихідні дані: $\rho = 1,75 \text{ т/м}^3$; $E_0 = 20 \text{ МПа}$; $E = 190 \text{ МПа}$; $\nu = 0,3$.

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)} = \frac{190}{2(1 + 0,3)} = 73,1 \text{ МПа}; \quad (4.14)$$

$$c_p = \sqrt{\frac{2g(1 - \nu)G}{\rho(1 - 2\nu)}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 10 \frac{\text{М}}{\text{с}^2} (1 - 0,3) \cdot 73,1 \cdot 10^2 \frac{\text{Т}}{\text{М}^2}}{1,7 \frac{\text{Т}}{\text{М}^3} (1 - 2 \cdot 0,3)}} = 387,9 \frac{\text{М}}{\text{с}}; \quad (4.15)$$

$$c_s = \sqrt{\frac{2gG}{\rho}} = \sqrt{\frac{2 \cdot 10 \frac{\text{М}}{\text{с}^2} \cdot 73,1 \cdot 10^2 \frac{\text{Т}}{\text{М}^2}}{1,7 \frac{\text{Т}}{\text{М}^3}}} = 293,3 \frac{\text{М}}{\text{с}}; \quad (4.16)$$

$$c_L \approx 0,93 \cdot c_S = 0,93 \cdot 293,3 \frac{\text{М}}{\text{с}} = 272,8 \frac{\text{М}}{\text{с}}. \quad (4.17)$$

Для піщаних ґрунтів приймаємо коефіцієнт поглинання рівним 0,1.

4.2.4. Аналіз рівнів віброшвидкості вертикальних коливань

Віброакустичні вимірювання коливань у тунелі метрополітену надають вичерпну інформацію для подальшого аналізу вібраційних впливів. Результати представлені у вигляді таблиці логарифмічних рівнів віброшвидкості (дБ) в діапазоні 1/3-октавних смуг із середньгеометричними частотами (від 2 Гц до 100 Гц). (Додаток Г, табл. Г2-Г3)

Для максимально точної оцінки вібраційного впливу метрополітену будемо використовувати дані датчиків з точки вимірювання ТІ6, який знаходився безпосередньо на основі рейки.

Логарифмічні рівні віброшвидкості (L_v) в дБ визначають за формулою:

$$L_v = 20 \lg \left(\frac{V}{V_0} \right), \quad (4.18)$$

де V – середнє значення віброшвидкості, м/с; V_0 – опорне значення віброшвидкості, що дорівнює $5 \cdot 10^{-8}$ м/с.

Для завдання вихідних даних у ПК ЛІРА САПР необхідно отримати дані у вигляді віброшвидкості (м/с). Для цього вирішується рівняння десяткового логарифму відносно V і отримуємо:

$$V_i = \frac{10^{\frac{L_v}{20}}}{2 \cdot 10^7}. \quad (4.19)$$

При чисельному моделюванні вібраційних навантажень використано ряд мінімальних, середньоквадратичних, та максимальних значень рівнів віброшвидкості за 18 полосами з частотами від 2 до 100 Гц.

Методика чисельного моделювання динамічних навантажень в часі у ПК ЛІРА-САПР передбачає завдання впливів у вигляді акселерограми віброприскорень. Для кожного моменту часу вирішується рівняння:

$$\sum_{n=0}^i a = A_i \sin(\omega_i \cdot t_n) + A_{i+1} \sin(\omega_{i+1} \cdot t_{n+1}); \quad (4.20)$$

$$A_i = V_i \cdot \nu, \quad \omega_i = 2\pi \cdot \nu, \quad (4.21)$$

де A_i – віброприскорення, ω_i – циклічна частота, які обчислюються по кожній частоті ν від 2 Гц до 100 Гц , t_n – момент часу від 0 до 15 с , крок 0.1 с .

Отримані результати динамічного віброприскорення (Додаток Г, табл. Г4) задаємо у вигляді акселерограми навантаження (рис. 4.10) на рейку у ПК ЛІРА-САПР, модуль «Динаміка ПЛЮС»

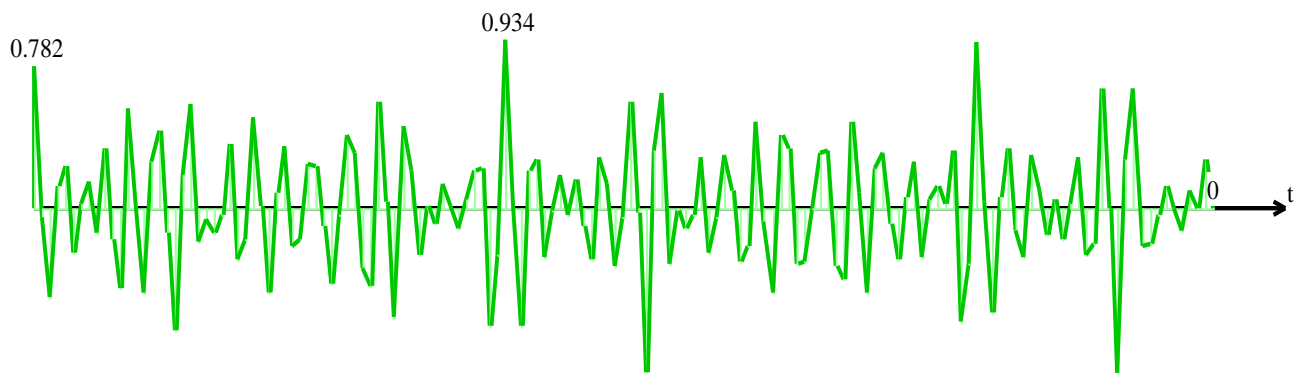


Рис. 4.10. Задання навантаження від метрополітену у модулі «Динаміка в часі» у ПК ЛІРА САПР

Алгоритм розрахунку зводиться до наступного:

1. Формується розрахункова модель будівлі і виконується її подальший розрахунок на заданий вплив у лінійній постановці, за результатами якого визначаються: величини зосереджених мас у кожному рівні за висотою; частотою і періодом власних коливань; ординати форм власних коливань; величини інерційних сил в кожному рівні за висотою; а також виконується розрахунок конструювання, підбираються площі робочої та конструктивної арматури для залізобетонних конструкцій.

2. Створюється чисельна модель ґрунту на основі даних геологічних вишукувань. Динамічні характеристики ґрунту змодельовані за допомогою скінченних елементів (СЕ) 281–284, а саме фізично нелінійний прямокутний, трикутний та універсальний прямокутний СЕ плоскої задачі (ґрунт). Даний СЕ призначений для моделювання односторонньої роботи ґрунту на стиск із

урахуванням зсуву за схемою плоскої деформації відповідно до закону Кулона. Застосовується у нелінійному покроковому процесорі при розрахунках гірничих виробок і тунельних проходок.

3. У подальшому, лінійна розрахункова модель (рис. 4.11) перетворюється у фізично нелінійну модель. Для врахування ефекту демпфування визначаються та задаються коефіцієнти Релея для матеріалів конструкції та ґрунтів. Задаються граничні скінченні елементи SE-67 у моделі основи, які створюють безмежний ґрунтовий масив. Даний SE призначений для моделювання плоского безмежного ґрунтового масиву, розташованого за межами розрахункової схеми. Ця функція реалізована за участю автора для запобігання ефекту відбиття при накладанні граничних умов на ґрунт.

4. Формується історія навантаження розрахункової моделі, в яку послідовно входять: повне вертикальне навантаження; покроково додаються горизонтальні динамічні сили. Загальні динамічні впливи у системі формуються з узгодженої матриці мас статичних впливів за допомогою модуля ДИНАМІКА ПЛЮС у ПК ЛІРА САПР.

5. Для врахування впливу фактору часу на розповсюдження вібродинамічних коливань використовується модуль ДИНАМІКА В ЧАСІ (рис. 4.12). Навантаження моделюються за допомогою узагальненого по всьому частотному діапазону графіку динамічних віброприскорень (рис. 4.10). Задається акселерограма впливів, крок і час інтегрування, на підставі яких буде отримано мінімальна кількість моментів, для кожного з яких будуть сформовані результати.

У результаті розрахунку визначаються переміщення, швидкості і прискорення вузлів, а також зусилля і напруження у несучих конструкціях, обчислені в усі задані моменти часу.

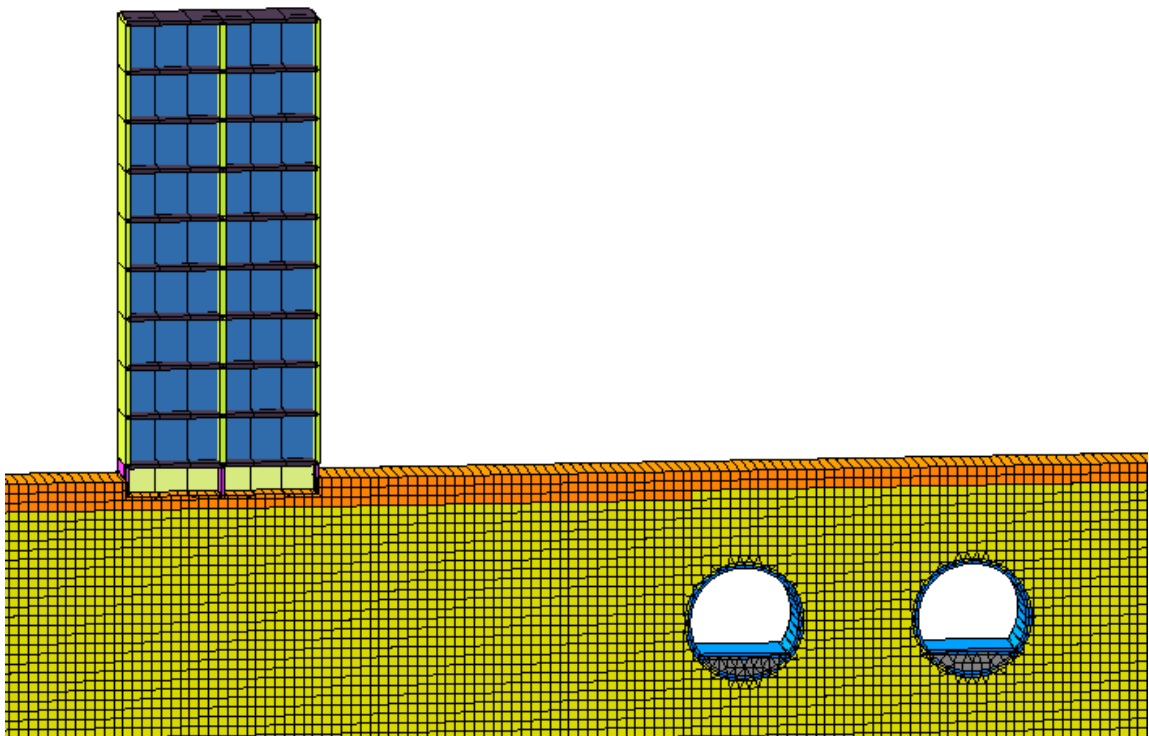


Рис. 4.11. СЕ розрахункова модель панельного житлового будинку біля метрополітену мілкового закладення

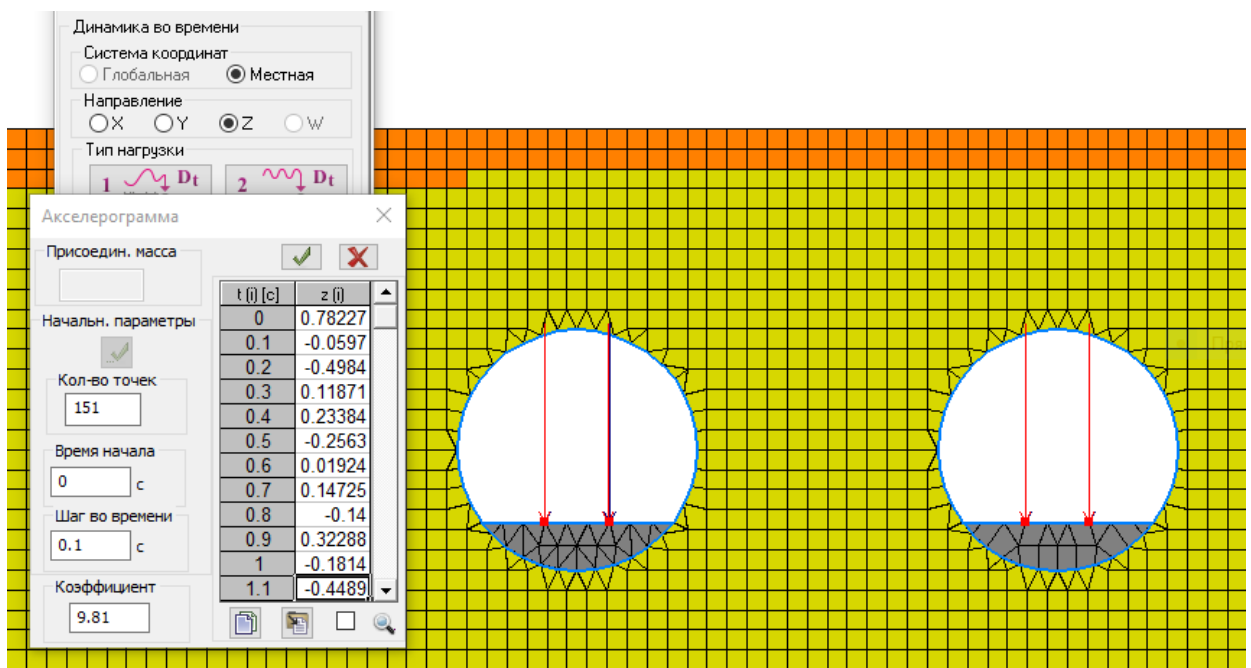


Рис. 4.12. Завдання навантаження від дії метрополітену у модулі «Динаміка в часі» у ПК ЛІРА САПР

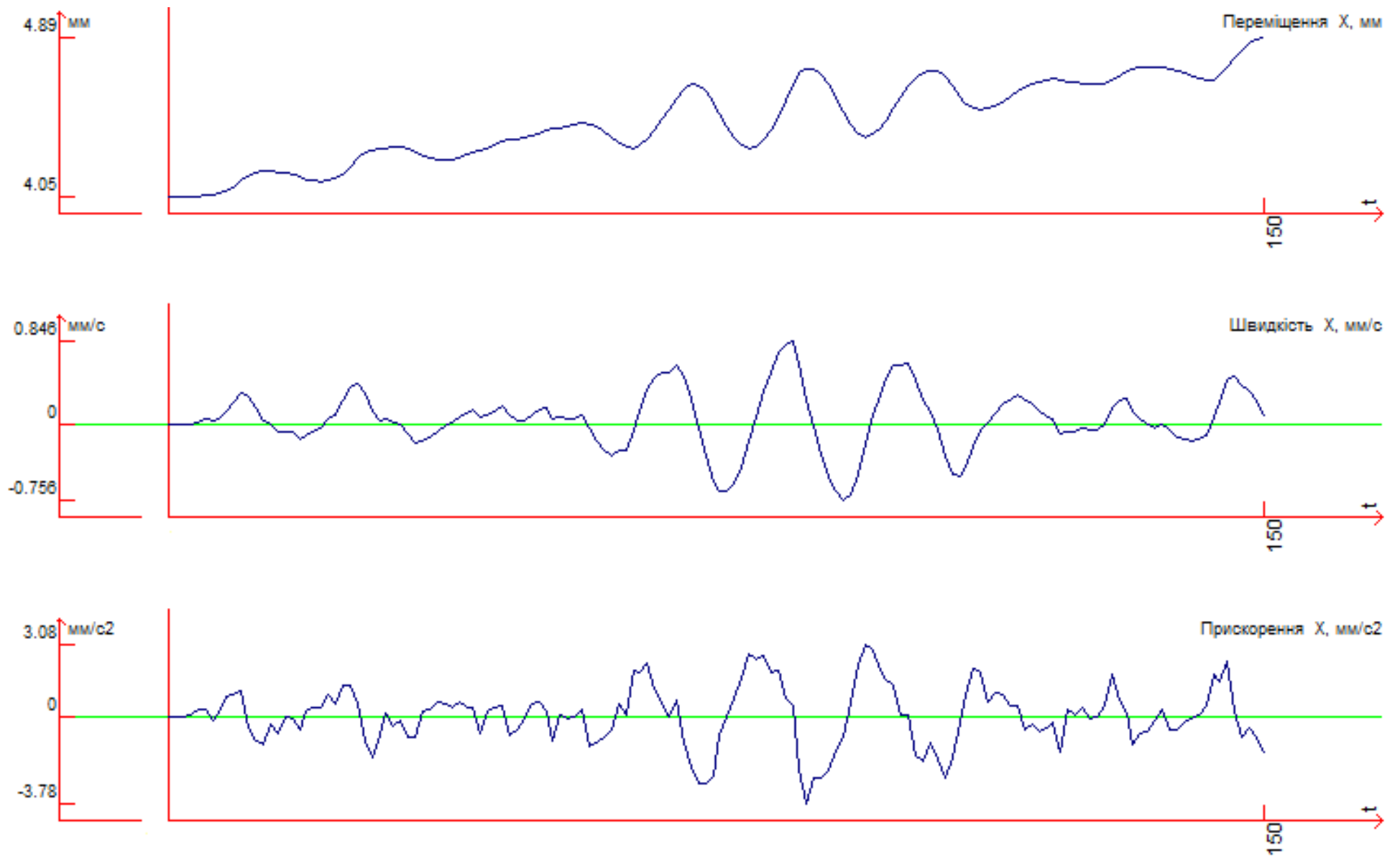


Рис. 4.13. Графіки результатів розрахунку у контрольній точці на першому поверху вздовж осі X

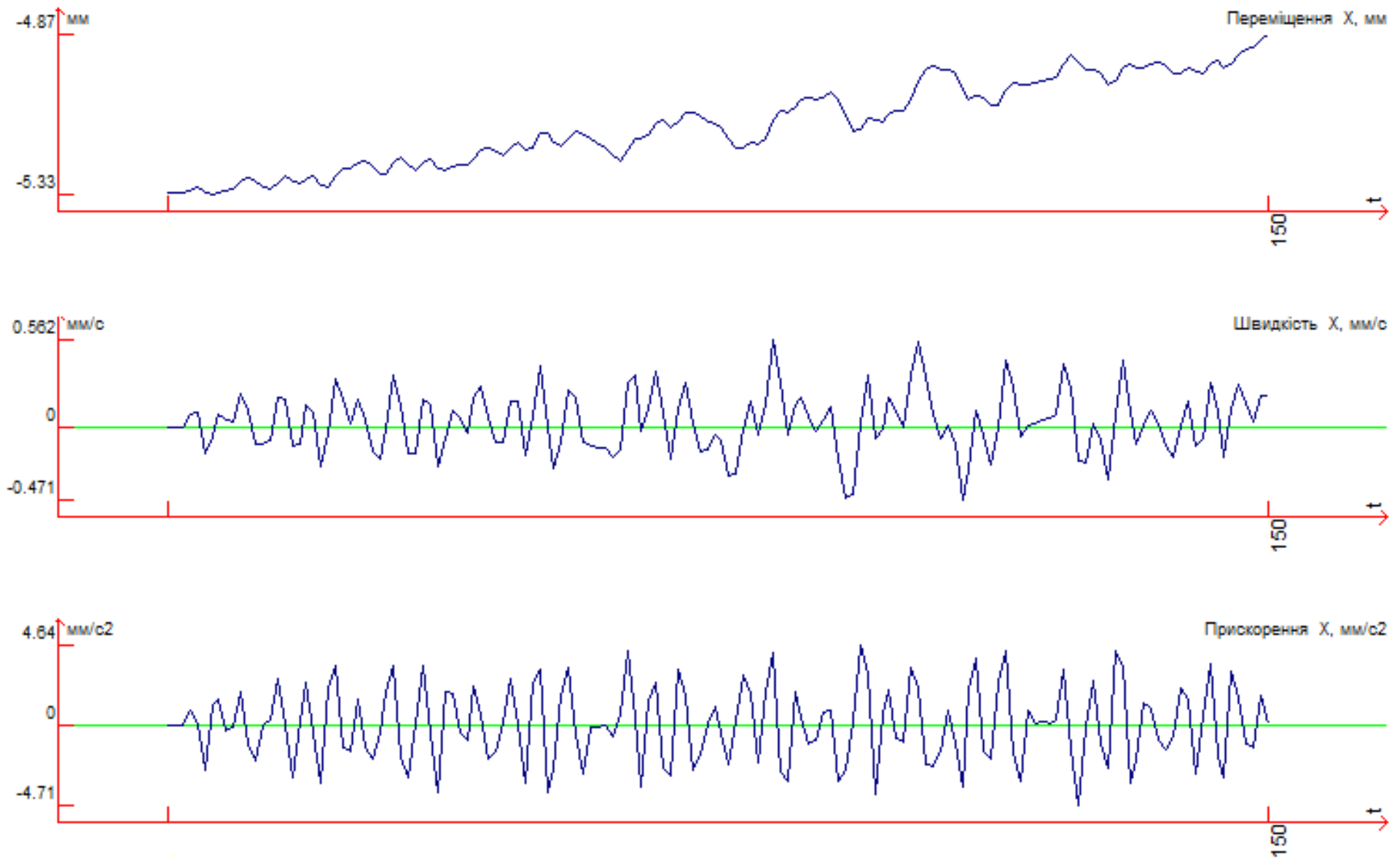


Рис. 4.14. Графіки результатів розрахунку у контрольній точці на четвертому поверху вздовж осі X

Із аналізу графіків результатів переміщень, прискорень, та швидкостей у контрольних точках будівлі на рис. 4.13-4.14 видно, що при розрахунках за авторською методикою результати більш наближені до експериментальних даних. На графіку переміщень у контрольних точках спостерігається характер збільшення переміщень, особливо у верхній точках будівлі. Це пояснюється тим, що виникають явища резонансу з власними коливаннями будівлі. При розрахунках за авторською методикою враховується більша кількість параметрів, які впливають на характер деформації несучих конструкцій.

4.3. Оцінка впливу вібрацій від метрополітену на історичну будівлю

Загальні відомості про будівлю. Будівля костелу Св. Миколая у м. Києві був побудований відповідно до технічного проекту і за участю архітектора В. Городецького в 1899-1909 р.р. Будівля виконана в готичному стилі і являє собою в плані хрестоподібну споруду. Головний і бічні фасади прикрашені декоративними елементами, які виготовлені з легкого бетону.

У результаті проведення реконструкції, відповідно до проекту інституту Гіпроцивілпромбуд та Українського спеціального науково-реставраційного виробничого управління, будівля в 1978-1981 р.р. було перетворено в Національний будинок органної та камерної музики.

Зовнішні та внутрішні стіни підвальної частини будівлі виконані із керамічної цегли жовто-помаранчевого кольору на цементному розчині. Товщина зовнішніх стін 1400 мм, 1500 мм. Товщина внутрішніх стін підвальної частини складає 1400 мм, 1100 мм. Товщина внутрішньої стіни – 900 мм. Перекриття над приміщеннями у підвальній частині – цегляні циліндричні хрестові склепіння, що спираються на внутрішні і зовнішні стіни підвальної частини. Товщина склепінь 600–700 мм. Перекриття надземної частини будівлі – центрального і бічних нефів, трансепта, апсиди і веж – стрілчасті арки з монолітного залізобетону. Арки склепінь спираються на внутрішні колони з монолітного залізобетону діаметром 2600 мм в осях.

Під час реконструкції у 1978-1981 р.р. до зовнішніх стін підвальної частини будівлі прибудовані підземні приміщення санітарних вузлів, курильна,

адміністративне приміщення і підсобне приміщення буфету. Стіни прибудованих приміщень виконані зі збірних бетонних стінових блоків серії 1.116-1, ст. 1 з улаштуванням верхнього і нижнього монолітних залізобетонних пасків висотою відповідно 470 і 300 мм, і вертикальних монолітних залізобетонних сердечників перетином 250×600 мм, 400×600 мм.

Фундаменти прибудованих приміщень виконані зі збірних бетонних цементних блоків шириною 600 мм і залізобетонних фундаментних плит шириною 2000 мм. Перекриття виконані зі збірних залізобетонних каталожних плит серії ІС-01-04, ст. 2 і ІС-01-05, в.2, що застосовуються при будівництві підземних переходів у м. Києві, із влаштуванням монолітних ділянок по металевих балках з двотаврів №36. Технічний блок був винесений за межі будівлі костелу, вбудований в укiс. Згідно з проектом зовнішня стіна технічного блоку була поєднана з підпірною стінкою.

Основа і фундаменти будівлі

Поверхня майданчика є відносно рівною, з ухилом на південно-західне направлення. Відмітки по поверхні спостерігаються у межах від 131,65 м до 130,82 м. В геоморфологічному відношенні територія вишукувань розташована у межах лівого схилу р. Либідь [35].

Фундаменти костелу складаються з системи перехресних стрічок, окремо розташованих стовпчастих фундаментів і плити. Перехресні стрічки пов'язують між собою окремі фундаменти і стіни з плитою, фундаменти стін з окремими фундаментами та окремо розташовані фундаменти між собою. Абсолютні позначки подошви закладення стрічкових фундаментів складають 123,74 – 124,28 м. Плита розміром в плані $33,34 \times 12,75$ м виконана з цегляної кладки, а в нижній частині бетонна. Товщина бетону 1,00 м. Подошва плити розташована на глибині близько 7,2 м від поверхні землі. Абсолютна позначка закладення подошви плити 123,30 м.

Завдання проведених досліджень. Вимірювання віброприскорень, віброшвидкостей і зсувів на різних рівнях обстежуваної будівлі і поверхні ґрунту

[59] за трьома основними напрямками; в напрямку горизонтальних осей X , Y і вертикальної Z .

Експериментальні дослідження проводились Науково-дослідним інститутом будівельного виробництва з 10 листопада 1989 року по 2006 рік [54].

Схеми розміщення вібродатчиків при вимірюванні коливань представлені на рисунках 4.15, а, б.

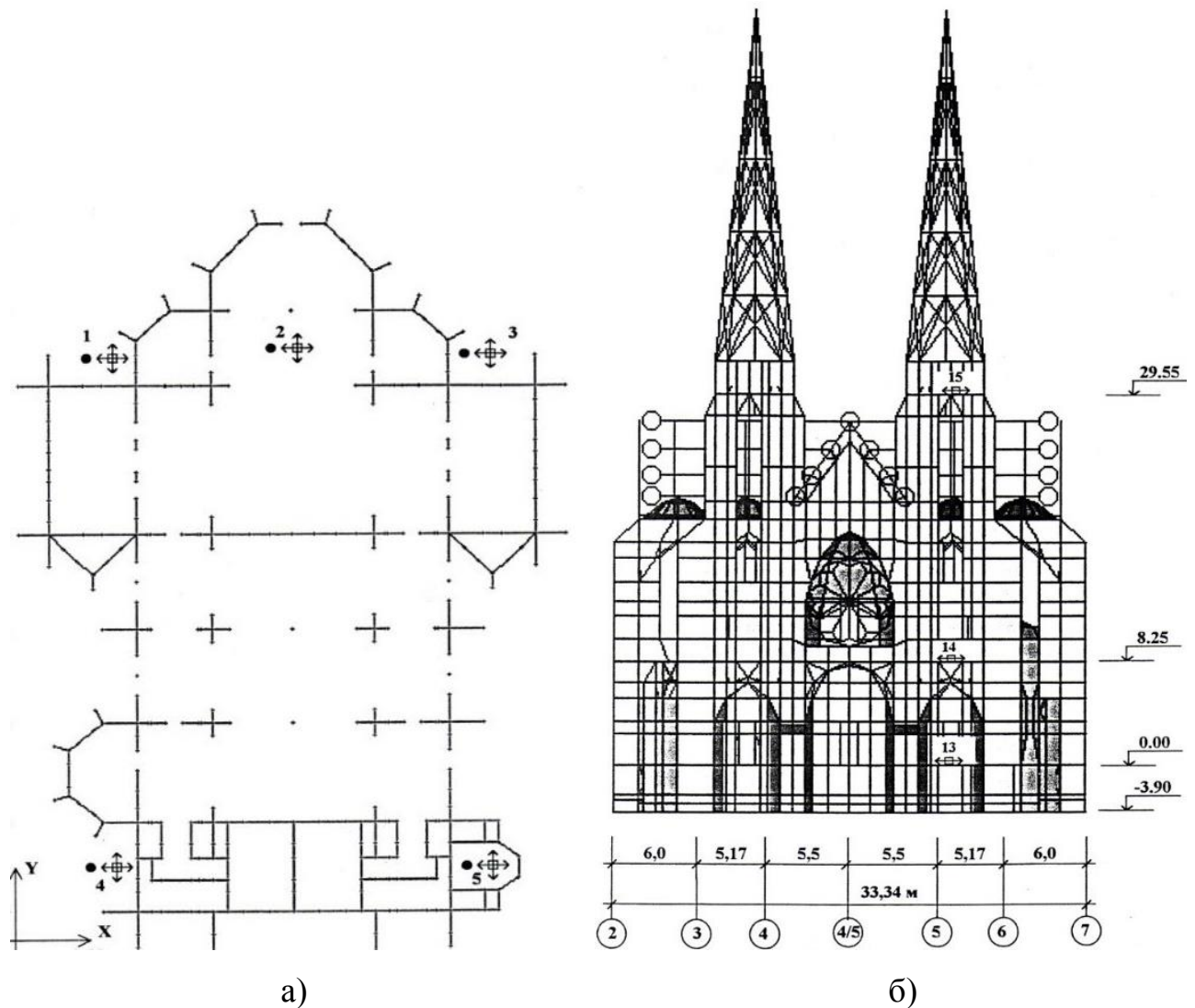


Рис. 4.15. Місця встановлення вібродатчиків на будівлі Національного Будинку камерної та органної музики України: а) – план фундаменту; б) – розріз із вказаними рівнями, де встановлені вібродатчики

За період інструментальних спостережень з 10 листопада 1989 року по 23 липня 2017 року періодично виконано 34 цикли вимірів висотного положення

деформаційних марок, встановлених на будівлі Національного будинку органної та камерної музики [54].

У табл. 4.4 представлені результати визначення відносних відміток і величин вертикальних переміщень деформаційних марок, розташованих відповідно по периметру будівлі, які були встановлені в 1989–2000 роках, та нових, установлених в 2004–2017 роках, взамін знищених.

Таблиця 4.4

Рівні віброприскорень у контрольних точках

№	Місце установки датчиків	Напрямок коливань	Середньоквадратичні рівні прискорення, дБ	Середньоквадратичні значення прискорення, $см/с^2$	Джерело динамічних впливів
1	Стіна підвалу	X	75-79	0,6-0,9	Поїзд метрополітену
		Y	78-82	0,8-1,3	
		Z	80-82	1,0-1,3	
2	Пол підвалу	X	75-78	0,6-0,8	Поїзд метрополітену
		Y	76-78	0,7-0,8	
		Z	84-89	1,6-2,8	
3	Стіна підвалу	X	74-79	0,5-0,9	Поїзд метрополітену
		Y	79-82	0,9-1,3	
		Z	78-82	0,8-1,3	
4	Стіна підвалу	X	78-81	0,8-1,1	Поїзд метрополітену
		Y	83-87	1,4-2,2	
		Z	84-86	1,6-2,0	
5	Стіна підвалу	X	79-80	0,9-1,0	Поїзд метрополітену
		Y	82-86	1,3-2,0	
		Z	83-85	1,4-1,8	
6	Стіна	X	74-77	0,5-0,8	Поїзд метрополітену
		Y	79-81	0,9-1,1	
		Z	74-76	0,5-0,7	
7	Перекриття	X	73-76	0,5-0,7	Поїзд метрополітену
		Y	74-77	0,5-0,8	
		Z	85-90	1,8-3,2	
8	Стіна	X	73-77	0,5-0,8	Поїзд метрополітену
		Y	78-81	0,8-1,1	
		Z	74-77	0,5-0,8	
9	Колона	X	59-60	0,09-1,1	Поїзд метрополітену
		Y	60-61	0,1-0,11	
		Z	76-77	0,7-0,8	

Продовження табл.4.4

10	Колона	X	58-61	0,08-0,11	Поїзд метрополітену
		Y	59-62	0,09-0,13	
		Z	75-77	0,6-0,8	
11	Колона	X	61-62	0,11-0,13	Автотранспорт
		Y	60-61	0,1-0,11	
12	Перекриття	X	72-75	0,4-0,6	Поїзд метрополітену
		Y	73-76	0,5-0,7	
		Z	84-88	1,6-2,5	
13	Перекриття	X	72-74	0,4-0,5	Поїзд метрополітену
		Y	72-76	0,4-0,7	
		Z	83-87	1,4-2,2	
14	Перекриття на відм. ± 0.00	X	71-74	0,35-0,5	Поїзд метрополітену
		Y	73-76	0,45-0,7	
15	Перекриття на відм. + 8.25	X	79-81	0,9-1,1	Поїзд метрополітену
		Y	78-83	0,8-1,4	
16	Стіна на відм. + 8.25	X	80-82	1,0-1,3	Поїзд метрополітену
		Y	80-84	1,0-1,6	
		Z	82-86	1,3-2,0	
17	Перекриття на відм. + 29.55	X	74-76	0,5-0,7	Поїзд метрополітену
		Y	73-75	0,45-0,56	
		Z			

Аналіз одержаних результатів за період інструментальних спостережень свідчить про наявність сумарної величини нерівномірних осадок марок, встановлених по периметру будівлі. Максимальну осадку (-6,8 мм) отримала марка № 24, мінімальну (-4,2 мм) марка № 7. Середня осадка марок, встановлених по периметру будівлі складає -5,29 мм.

Аналізуючи розвиток осадок в часі, можна зробити висновки, що основні деформації пройшли в період з 1989 по 2006 рік (рис. 4.16).

Наведені графіки показують, що під час проведення багаторічного моніторингу виявлено значний вплив вібродинамічних навантажень метрополітену, що з часом, незважаючи на призупинення розвитку осідань, призводить до появи та розвитку тріщин в фундаменті та несучих конструкціях будівлі.

Роблячи висновки з цього можна говорити, що починаючи з 2006 року згідно результатів обстеження, завдяки перерозподілу зусиль між складовими елементами конструкції, відбувається стабілізація, про що свідчать і результати чисельного експерименту (рис. 4.17).

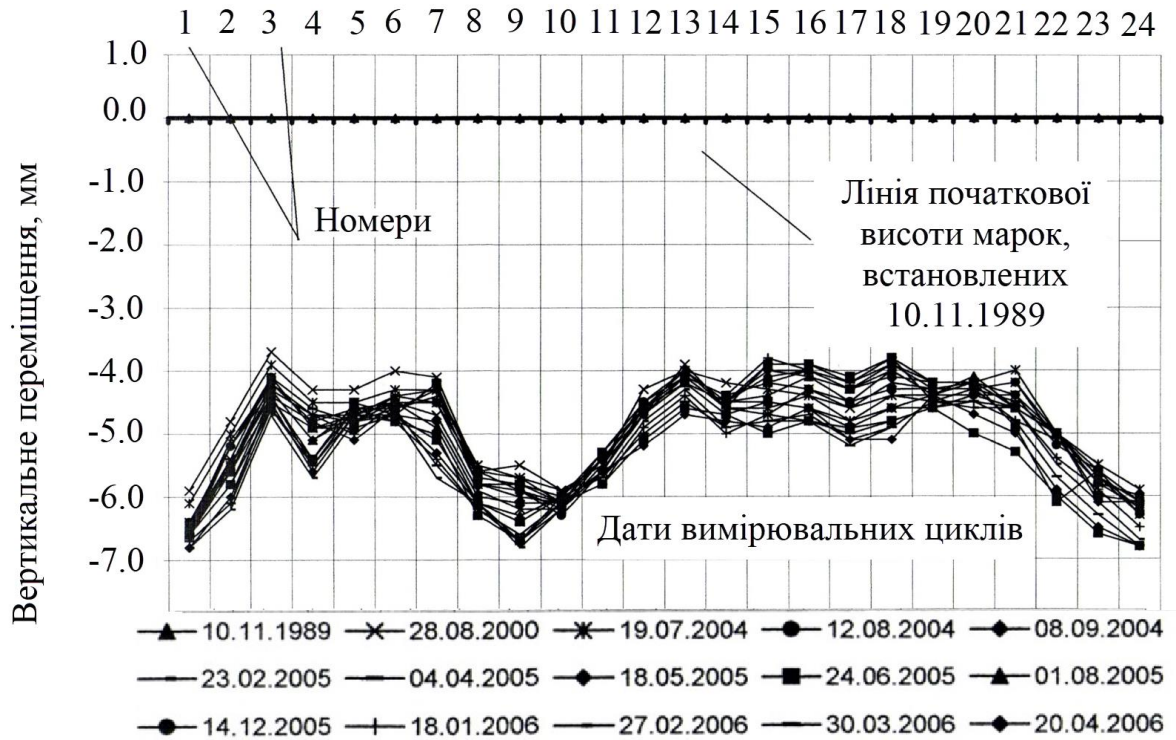


Рис. 4.16. Схема вертикального зміщення марок встановлених на будівлі Національного Будинку камерної та органної музики України

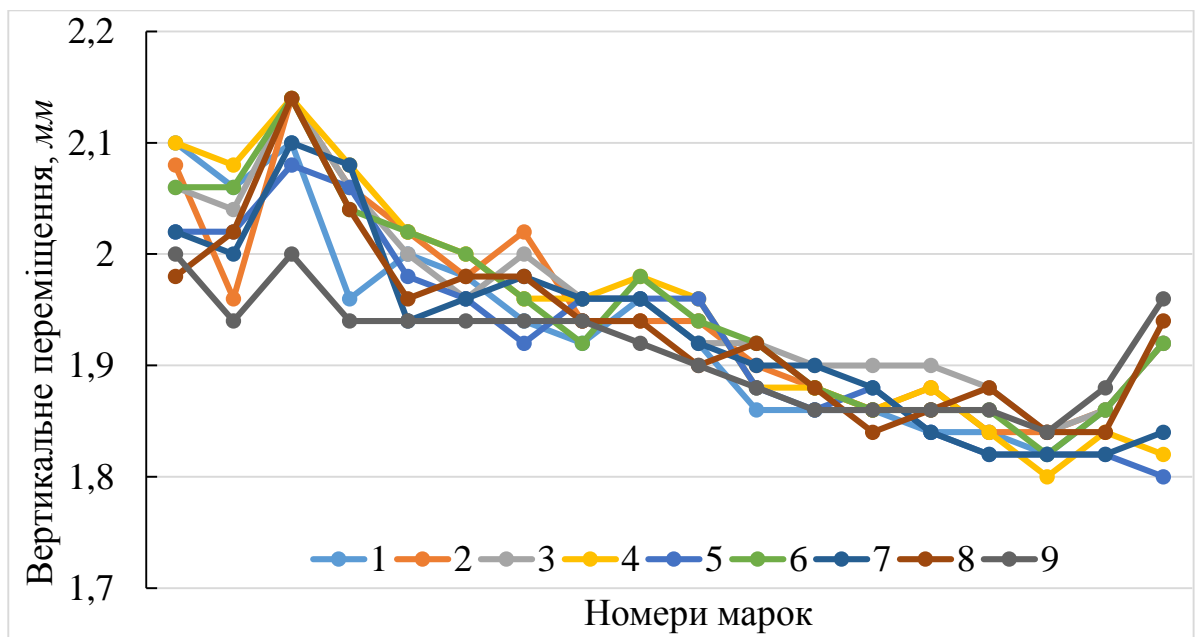


Рис. 4.17. Графік величин вертикальних переміщень в часі деформаційних марок, розташованих на будівлі

З 2006 року по 2014 рік період стабілізації деформацій. Починаючи з липня 2014 р. за участю автора була розроблена методика експериментальних досліджень, основні положення якої представлені нижче.

1. Проводилися вимірювання горизонтальних коливань за двома напрямками для всіх вимірювальних схем, розроблених стосовно до системи «споруда–фундамент–основа» .

2. Виконано записи вертикальних коливань конструкцій фундаменту і ґрунту для вертикальних динамічних дій від рухомих поїздів метрополітену і наземного транспорту на осідання від вібрації фундаментів будівлі.

3. Проаналізовано ширину розкриття тріщин в залежності від кліматичних змін.

З'ясовано, що з липня 2014 по червень 2017 відбувався незначний приріст деформацій від $\pm 0,0$ до $-0,4$ мм.

В цілому (враховуючи 16-ти річний термін спостережень), сумарна осадка незначна, але нерівномірність осідань поруч розташованих осадкових марок, призводить до виникнення додаткових напружень в несучих конструкціях будівлі, виникненню нових та розкриттю старих тріщин.

За весь період спостережень максимальна осадка становила $-0,2$ мм, мінімальна $+0,2$ мм.

Величини розкриття ширини тріщин лежать в межах від $-0,04$ мм до $+0,15$ мм. Прослідковується чітка залежність ширини розкриття тріщин від температури: літом тріщини закриваються, зимою розкриваються. При цьому, слід відзначити, що крива розкриття-закриття циклічна, лінія тренду близька до горизонтальної.

Аналіз одержаних результатів за звітний період свідчить про наявність невеликих по величині переміщень осадок, які не перевищують похибку точності вимірювань, яка складає $0,5$ мм для найбільш віддаленої від осадкової марки. У той же час, сумарна середня осадка осадкових марок, установлених в цокольній частині по периметру будівлі, становить $-5,29$ мм (максимальна $-6,8$ мм, марки №24; мінімальна $-4,2$, марка №7).

Таким чином, зберігається нерівномірність осадок за весь період спостережень.

Результати інструментальних спостережень деформаційного стану будівлі в 2015–2017 роках, які отримані в цокольній частині та в підвальному приміщенні будівлі, свідчать про стабілізацію осадок. Це підтверджують і отримані величини розкриття ширини тріщин, які лежать в межах $-0,04$ мм до $0,15$ мм. Приросту ширини розкриття тріщин не відбувається (рис. 4.18). Зміна напруженого стану в часі в фундаменті будівлі представлено на рис. 4.20.

Враховуючі історичну та архітектурну цінність Національного Будинку органної і камерної музики України, вважається за доцільне зберегти існуючу спостережну станцію на будівлі і в підвальному приміщенні будинку.

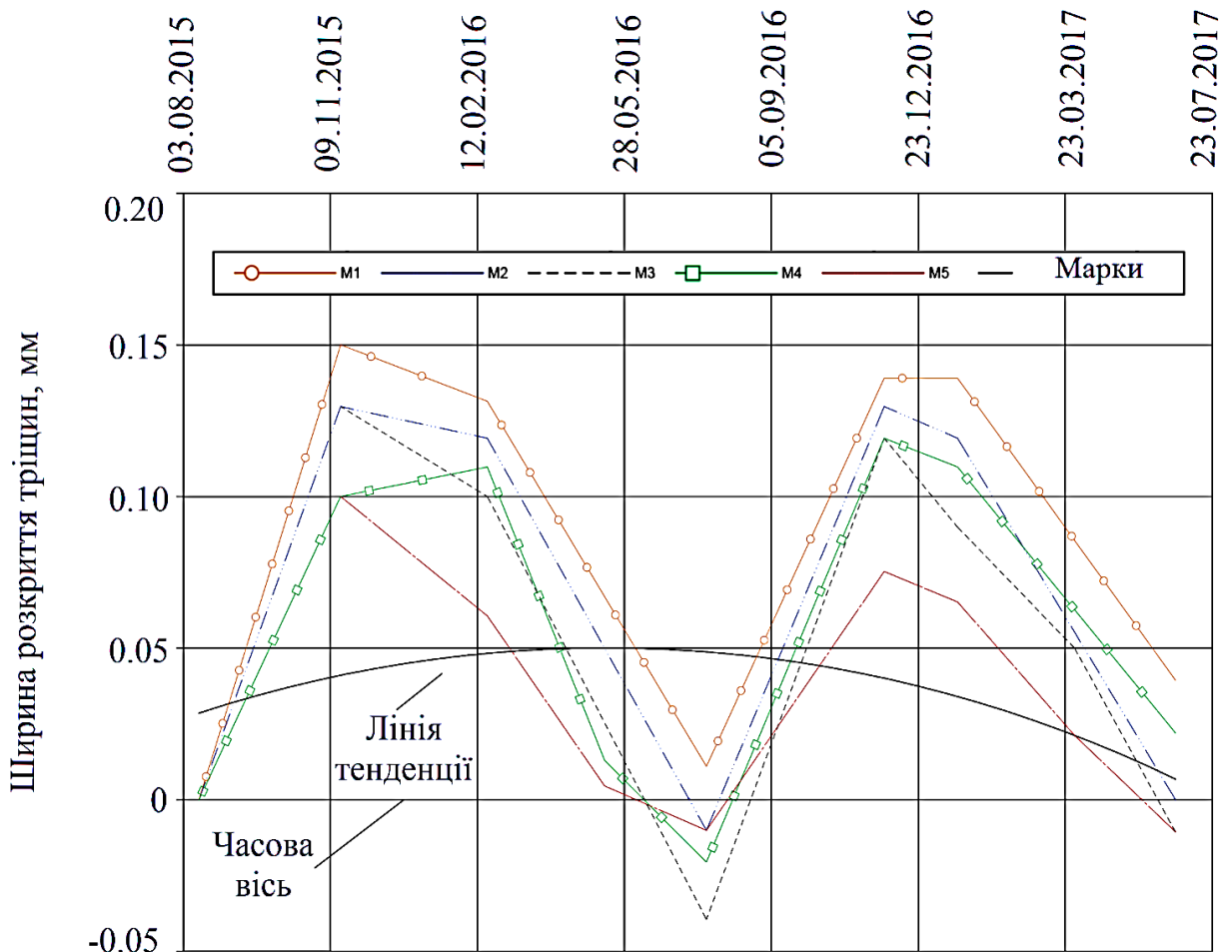


Рис. 4.18. Графік зміни у часі ширини розкриття тріщин фундаменту будівлі на контрольних марках Національного Будинку камерної та органної музики України

Згідно з наведеними малюнками та результатами заміру вібрацій у контрольних точках при моделюванні коливань конструкцій досліджуваного будівлі і ґрунту були реалізовані наступні схеми (рис. 4.19-4.20).

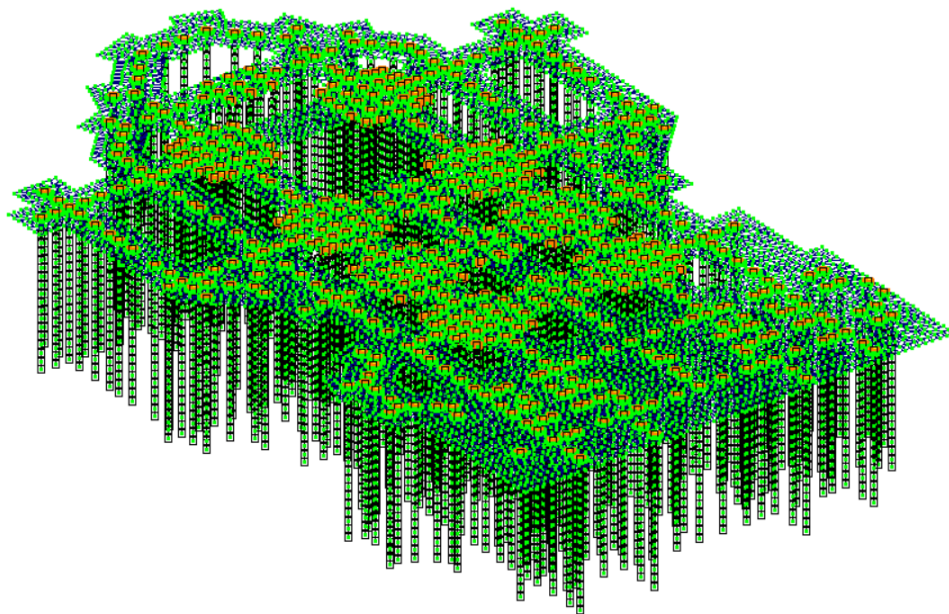


Рис. 4.19. Розрахункова модель фундаменту у ПК ЛІРА САПР

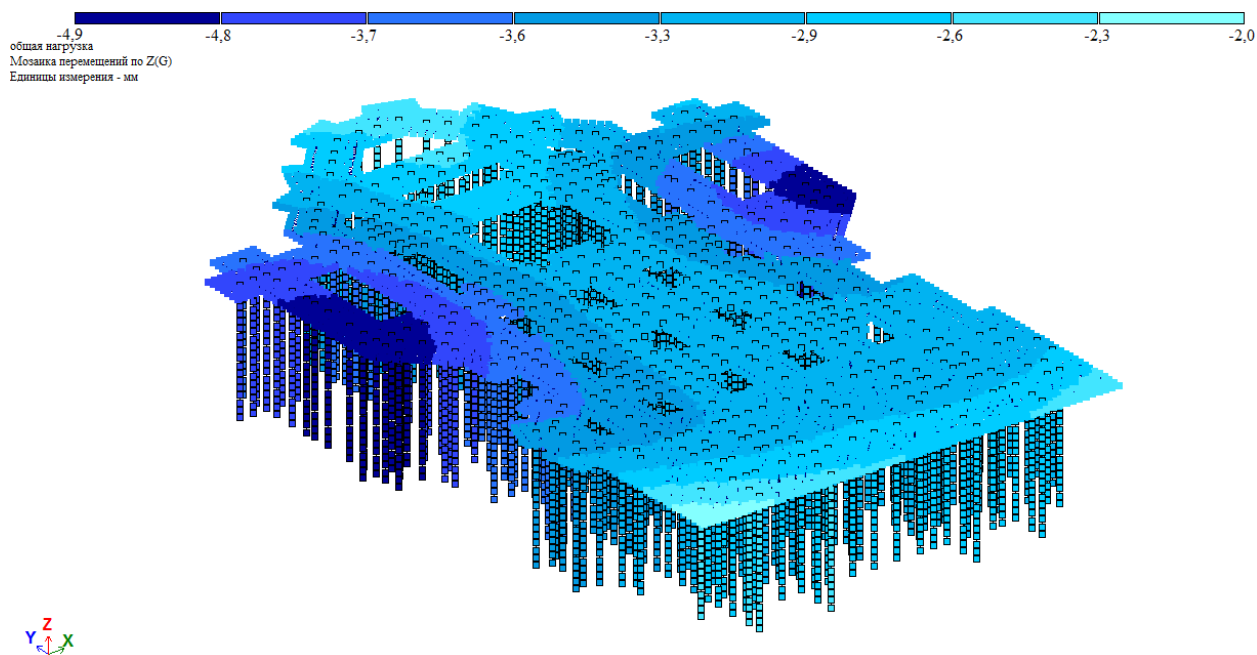


Рис. 4.20. Нерівномірні осідання фундаменту по вісі Z, отримані у ПК ЛІРА САПР

Можна зробити висновок, що нерівномірні осідання фундаменту, які були виявлені при натурних обстеженнях – підтвержені чисельним експериментом. З рис. 4.20 видно, що максимальні переміщення фундаментної плити складають

4,9 мм. Характер розподілу переміщень вказує на нерівномірне осідання фундаменту. Отримана інформація підтверджує достовірність авторської методики.

4.4. Рекомендації щодо захисту будівель та споруд від вібрації та шуму

Зменшити вібрацію в будинках, які виникають внаслідок руху поїздів метрополітену можливо у джерелі виникнення або на шляху її розповсюдження [38]. Згідно з [36] зниження вібрації у джерелі – найефективніший спосіб боротьби з нею. Посилення вібрації і шуму відбувається через особливості будови конструктивних елементів конструкції рухомого складу та верхньої будови колії, які складається з рейок, скріплень, шпал (блоків) і баластного бетону. Нижче перелічені можливі шляхи зменшення вібрації.

4.4.1. Вдосконалення конструкції рейкових шляхів

Дотримання належного стану рейок та коліс рухомого складу

Технічний стан залізничної колії та рухомого складу має великий вплив на динамічні навантаження. Найбільші навантаження на залізничний шлях виникають при русі рухомого складу з дефектними колесами. Удари коліс з вибоїнами, повзунами створюють динамічні навантаження, які перевершують статичні у 5–10 разів. Визначальними параметрами є також якість міжрейкових стиків і ступінь жорсткості ресорного підвішування вагонів (для зменшення вібрації чим менше тим краще). Якщо довжини зварних рейок дорівнюють відстані між візками вагонів, рівень вібрації може істотно зрости.

Пошкоджені стики рейок або деформовані рейки, знос поверхні коліс, хвилеподібний знос рейки призводить до збільшення вібрації. Одним із основних джерел вібрації є удар, який виникає при проходженні колеса через рейковий стик. Застосування безстикової конструкції зварних рейок усуває імпульсну складову шуму і вібрації, пов'язану з проходженням стиків. Заміна ланкового шляху на безстиковий зменшує амплітуди коливань на стиках.

Для діючих рейкових шляхів заходи щодо зниження вібрації можуть здійснюватися у рамках технічного обслуговування: шліфування та вирівнювання рейок, усунення стиків в рейках, обточування і шліфування коліс.

Доцільно використовувати конструктивні вдосконалення ходової частини рухомого складу, які сприяють зниженню вібраційних процесів. До них відноситься змачення гребнів колісних пар, використання пружних покриттів робочої поверхні ободів (бандажів) коліс рухомого складу у вигляді шару високоміцних полімерів в комбінації з безперервним обпиранням рейок. Можливо застосувати вібродемпфування рейок [94] нанесенням на бічні поверхні рейок шару упругов'язкого матеріалу, що володіє великими втратами на внутрішнє тертя наприклад мастикою ВД-17-58 «Анти-вібрит».

Амортизуючі підрейкові прокладки

Зменшити навантаження на верхню будову колії можливо через застосування підрейкових прокладок з еластомірного матеріалу типу «Sylodyn», фірми «Getzner Австрія. Sylodyn – це поліуретановий еластомер із закритою структурою чарунок. Використовуються для віброізоляції верхньої будови залізничної колії, швидкісного трамвая і ліній метрополітену. Характерні особливості матеріалу:

- витримує довготривалі циклічні навантаження;
- сприймає значні перевантаження;
- при впливі статичного навантаження матеріал не втрачає своїх властивостей протягом 10 і більше років;
- не схильний до гідролізу, а також впливу розбавлених лугів, кислот, розчинників і масел;
- товщина: 12,5 мм і 25 мм.

Товщина матеріалу повинна забезпечувати необхідну статичну і динамічну жорсткість. Для жорстких шляхів такі підкладки можуть забезпечити необхідну мінімальну пружність. Підрейкові прокладки повинні мати оптимальне співвідношення динамічного і статичного коефіцієнтів пружності в залежності від типу використовуваного матеріалу, частоти і амплітуди впливу.

Для більш ефективного зниження вібрації, в лежневій конструкції колії доцільно використовувати клини з еластомірного матеріалу типу «Sylodyn».

Безшпальне безперервне пружне спирання рейок

Рейки ліній метрополітену спираються на основу шляху в окремих точках (шпалах). Вертикальна жорсткість шляху між такими опорами менше, ніж безпосередньо в них. Внаслідок цього, рейка між ними прогинається, що викликає періодичні вертикальні переміщення колеса. Частота цих коливань залежить від співвідношення відстані між шпалами і швидкістю руху транспортного засобу.

Безперервне спирання характеризується приляганням рейки по всій довжині шляху до основи шляху та забезпечує постійну вертикальну жорсткість шляху. Конструкція шляху з безперервним пружним опиранням рейок виключає коливання у точці спирання рейки, які викликаються перекочуванням колеса над цією точкою. Чим менше жорсткість спирання рейки – тим менше сили, які діють на нижню будову колії і краще розподіляється навантаження по всій довжині рейки. При неможливості замінити «шпальне» спирання рейок на «безшпальне», необхідно застосувати спеціальні амортизуючі прокладки під шпалами та на торцях шпал.

4.4.2. Вдосконалення конструкції оправи тунелю

Для запобігання передачі вібрації сусіднім будівлям конструкції тунелів повинні мати підвищену вібропоглиначу спроможність. Зменшення вібрації оправи тунелю можливо шляхом зміни маси конструкції тунелю через влаштування бетонних потовщень, що міцно з'єднані з перекриттям, лотком та оправою, влаштування віброзахисних конструкцій оправи тунелю.

Оскільки збірні залізобетонні конструкції оправи тунелю є тонкостінними та мають порівняно невелику масу, для зменшення вібрації на ділянках тунелів, які розташовані поблизу будівель необхідно застосовувати масивні конструкції оправи з монолітного залізобетону товщиною від 1 до 1,5 м. Замість звичайного важкого бетону конструкцію лотка можливо виконати з полімербетону, який зменшує вібрацію.

Значний шум на поверхні оправи виникає внаслідок недостатнього поглинання звуку внутрішньою поверхнею конструкції. Для зменшення рівня корпусного шуму влаштувати по внутрішній поверхні оправи тунелю шар шумопоглинаючого матеріалу.

4.4.3. Зміна конструктивної схеми та амортизація конструкцій будинку

Зменшити вібрацію у будівлі можливо за рахунок зміни конструктивної схеми, збільшення загальної маси будинку, влаштування діафрагм жорсткості, влаштування під будівлю монолітної залізобетонної плити, яка буде рівномірно розподіляти коливальну енергію, підсилення стін антисейсмічними поясами [132].

Зменшення вібрації можливо засобами віброізоляції за допомогою матеріалів, що володіють здатністю поглинати коливальну енергію (демпфуючі матеріали з високим коефіцієнтом втрат) шляхом влаштування амортизуючих елементів між конструкціями будинку: пружних еластичних прокладок або ковзного шару під подошвою фундаментів, еластичних прокладок між фундаментом та стінами або стінами та перекриттям.

Перелічені заходи зазвичай плануються при проектуванні та конструюванні будівель та споруд. У житлових будинках, в яких мешкають люди, проводити роботи з реконструкції технологічно складно, досить витратно та незручно для мешканців.

4.5. Висновки до розділу 4

1. Розроблено методику проведення натурних вимірювань параметрів вібродинамічних впливів, що створюються рухом метрополітену із застосуванням віброметра.

2. Виконано натурні вимірювання значень віброприскорення ґрунту та для оцінки вібраційного впливу від рухомого рейкового транспорту в умовах м. Києва та отримані максимальні значення віброприскорень при русі метрополітену.

3. Встановлено, що параметри вібродинамічних впливів від рухомого рейкового транспорту за останні 25 ... 30 років не зменшилися, а в ряді випадків значення віброприскорень в 1,5 ... 3 рази перевищують допустимі санітарними нормами величини, що вимагає врахування даного факту і прийняття відповідних технічних і конструктивних рішень.

4. Отримані результати є вихідними даними для створення комп'ютерних моделей взаємодії об'єктів різного призначення з ґрунтовою основою при впливі вібродинамічних навантажень, з метою визначення небезпечних параметрів деформацій, попередження можливих аварійних ситуацій, призначення безпечних зон розташування об'єктів або розробки заходів захисту для безпечних умов їхньої подальшої експлуатації.

5. Для розробки адекватної реальним умовам комп'ютерної моделі об'єкта, розташованого поблизу ліній метрополітену мілкового та глибокого закладання, враховуючи вплив коливань, які поширюються на несучі конструкції будівлі, необхідно проведення комплексу досліджень міцності конструкцій при тривалому впливі на них вібродинамічних навантажень.

ЗАГАЛЬНІ ВИСНОВКИ

1. Проведено теоретичні дослідження напружено-деформованого стану конструкцій будівель при вібродинамічних впливах метрополітену. Показано, що вплив метрополітену на конструкції будівель є значним та за характером впливу суттєво відрізняється від впливу сейсмічних навантажень.

2. Розроблена авторська методика, яка найбільш точно відображає роботу конструкції під час вібродинамічних впливів метрополітену. Це дає можливість проводити коректні чисельні розрахунки та враховувати цей вплив на несучі конструкції будівлі та споруди, в тому числі з урахуванням попередніх деформацій. Запропоновано алгоритм розрахунку конструкцій будівель при дії вібродинамічного впливу із використанням уточненої методики розрахунку, методу скінченних елементів та авторської методики.

3. Виконано оцінку впливу глибини залягання метрополітену та відстані від джерела коливальних до будівлі та створена методика розрахунку з врахуванням цих факторів. Достовірність запропонованої методики підтверджується виконаними порівняннями із експериментальними даними.

4. Розроблена авторська методика дозволяє вирішити комплексну задачу визначення інтенсивності вібродинамічного впливу метрополітену на конструкції будівельного об'єкту. Виконано верифікацію розробленої методики на основі порівняння результатів чисельних експериментів з результатами натурних вібраційних обстежень історичної будівлі музею в м. Києві, збіжність сягає біля 14,9%.

5. Реалізовано алгоритми, які дозволяють виконати розрахунок на вібродинамічні впливи метрополітену із врахуванням фактору часу. Проведені чисельні розрахунки і експериментальні дослідження панельної будівлі житлового призначення показали збіжність результатів на 9,7%.

6. Розроблено практичні рекомендації щодо визначення напружено-деформованого стану будівельних конструкцій будівель та споруд при вібродинамічних впливах метрополітену, які дають можливість отримати попередні дані про майбутню поведінку конструкцій будівлі, і зробити попередній висновок про можливість будівництва на обраній площадці.

СПИСОК ВИКОРИСТАНИХ ДЖЕРЕЛ

1. Агапов В.П. Метод конечных элементов в статике, динамике и устойчивости конструкций / Агапов В.П. – М. : Изд-во АСВ, 2004. – 248 с.
2. Айзенберг Я.М. Модели сейсмического риска и методологические проблемы планирования мероприятий по смягчению сейсмических бедствий / Я.М. Айзенберг // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2004. – № 6. – С. 31–38.
3. Антоновская Г.Н. Экспериментальная оценка динамических воздействий от техногенных источников вибрации на сооружения / Г.Н. Антоновская, Н.К. Капустян, И.М. Басакина // Будівельні конструкції. Будівництво в сейсмічних районах України : міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. – К. : ДП НДІБК, 2010. – Вип. 73. – С. 655–660.
4. Баженов В.Г. Численное моделирование задач взаимодействия сооружений с двухслойным грунтовым основанием при сейсмических воздействиях / В.Г. Баженов, С.В. Зефирова, П.В. Лаптев [и др.] // Проблемы прочности и пластичности. – 2005. – Вып. 67. – С. 162–167.
5. Банах В.А. Моделирование работы строительных конструкций эксплуатируемых зданий при передаче динамических воздействий через грунтовой массив / В.А. Банах // Вісник Дніпропетровського національного університету залізничного транспорту ім. академіка В. Лазаряна. – Дніпропетровськ: Видавництво ДНУЗТ, 2011. – Вип. 39. – С. 18–22.
6. Банах В.А. Особенности моделирования взаимодействия зданий с грунтовыми основаниями в сложных инженерно-геологических условиях при динамических воздействиях / В.А. Банах // Містобудування та територіальне планування: наук.-техн. збірник. – К. : КНУБА, 2011. – Вип. 40. – Ч. 1. – С.86–92.
7. Банах В.А. Применение статико-динамических расчетных моделей длительно эксплуатируемых зданий совместно с основанием при динамических воздействиях от строительных процессов / В.А. Банах. – Містобудування та територіальне планування: зб. наук праць. – К.: КНУБА, 2012. – №.46. – С.38–47.

8. Банах А.В. Влияние динамических воздействий на прочность и комфортность зданий, эксплуатируемых в сложных инженерно-геологических условиях: дис. канд. техн. наук: 05.23.01 / Банах Андрей Викторович. – Запорожье, 2011. – 204 с.
9. Барабаш М.С. Комп'ютерні технології проектування металевих конструкцій / М.С. Барабаш, С.В. Козлов, Д.В. Медведенко. – К. : НАУ, 2012. – 572 с.
10. Барабаш М.С. Компьютерное моделирование процессов жизненного цикла объектов строительства: монография / Мария Сергеевна Барабаш. – К. : Изд-во «Сталь», 2014. – 301 с.
11. Барабаш М.С. Численное моделирование воздействия динамических нагрузок метрополитена на близстоящие здания / М.С. Барабаш, Ю.В. Гензерський, В. Овчарова // Містобудування та територіальне планування: Наук-техн. збірник. – К. : КНУБА, 2013. – Вип. 48. – С. 46–52.
12. Барабаш М.С. Estimation metro influence on structure adjacent buildings / Materials of International Conference Seismics-2014 “Seismic resistance and rehabilitation of buildings”, 29-30 May 2014, Tbilisi, Georgia. – P. 141–151.
13. Барабаш М.С. Влияние динамических нагрузок метрополитена на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций / Я.В. Башинский, Ю.В. Гуца // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць.– К. : НАУ, 2016. – Вип.2(16). – С. 17–27.
14. Барабаш М.С. Влияние метрополитена на несущие конструкции близстоящих зданий / Proceeding of the 17th Conference for Junior Researches “Science – Future of Lithuania”. Transport engineering and management, 8 May 2014, Vilnius, Lithuania. С. 21–26.
15. Барабаш М.С. Обґрунтування впливу метрополітену на несучі конструкції будівель чисельними методами / М.С. Барабаш, В.П. Максименко, Я.В. Башинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: сб. науч. трудов. – 2016. – Вип.65. – С. 176–183.

16. Барабаш М.С. Определение вибрационного влияния движущегося транспорта в городах плотной застройки. / М.А. Ромашкина, Я.В. Башинский Proceeding of the 19h Conference for Junior Researches “Science – Future of Lithuania”. Transport engineering and management, 6 May 2016, Vilnius, Lithuania. С. 30–33.
17. 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.
18. Балькин В.М. Элементы воздействия транспорта на здания и сооружения. Их защита от транспортного шума и вибраций / В. М. Балькин // Вестник СГАСУ. Градостроительство и архитектура. – 2013. – №3(11).– С.44–45.
19. Бамбура А.М. Експериментальні основи прикладної деформаційної теорії залізобетону: дис. доктора техн. наук: 05.23.01/ Андрій Миколайович Бамбура. – Київ, НДІБК, 2005. – 379 с.
20. Башинський Я.В. Вібраційний вплив метрополітену на напружено-деформований стан несучих конструкцій/ Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2018. – Вип.№2(21). – С. 17–25.
21. Башинський Я.В. Влияние динамических нагрузок метрополитена на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций / М.С. Барабаш, Ю.В. Гуца, Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2016. – Вип.2(16). – С. 17–27.
22. Башинський Я.В. Методика формування розрахункової моделі об'єкту незавершеного будівництва при впливі метрополітену/ Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2018. – Вип.1(20). – С. 33–37.
23. Башинський Я.В. Методы проектирования объектов строительства на базе BIM-технологий / М.С. Барабаш, Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2012. – Вип.7. – С. 22-28.
24. Башинський Я.В. Определение вибрационного влияния движущегося транспорта в городах плотной застройки / М.С. Барабаш,

М.А. Ромашкіна, Я.В. Башинський // Science – Future of Lithuania. Transport engineering and management. – Вільнюс, Литва, 2016. – Р. 30-33.

25. Бетонні та залізобетонні конструкції. Основні положення : ДБН В.2.6-98:2009. – [Чинний від 2011-06-01]. – Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 71 с. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України).

26. Бидерман В.Л. Теория механических колебаний / В.Л. Бидерман – М.: Высшая школа, 1980. – 408 с.

27. Биелек М. Панельные здания / Биелек Милан ; [пер. с чешского Г. Казиной]. – М. : Стройиздат, 1983. – 248 с.

28. Бирбраер А.Н. Расчет конструкций на сейсмостойкость / А.Н. Бирбраер– СПб. : Наука, 1998. – 255 с.

29. Болотин В.В. Случайные колебания упругих систем / В.В. Болотин– М. : Наука, 1979. – 336 с.

30. Борисов Е.К. Экспериментальная динамика сооружений: мониторинг транспортной вибрации / Е.К. Борисов, С.Г. Алимов, А.Г. Усов – Петропавловск-Камчатский, 2007. – (КамчатГТУ). – С. 128.

31. Будинки і споруди. Житлові будинки. Основні положення : ДБН 2.5-15-2005. – [Чинний від 2009-04-01]. – Офіц. вид. – К. : Держбуд України, 2005. – 36 с. – (Державні будівельні норми України).

32. Будівництво в сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12:2006. – [Чинний від 2007-02-01]. – Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ : Мінрегіонбуд України, 2006. – (Державні будівельні норми України).

33. Будівництво у сейсмічних районах України : ДБН В.1.1-12-2014. – [Чинний від 2019-05-01]. – Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ : Мінрегіонбуд України, 2014. – (Державні будівельні норми України).

34. Вейнер Д. Вибрационные повреждения в промышленности и строительстве / Д. Вейнер, А. Цейтлин. – М. : Защита сооружений, 1994. – 334 с.

35. Вишукування, проектування і територіальна діяльність. Інженерні вишукування для будівництва : ДБН А 2.1-1-2014. – [Чинний від 2014-08-01]. –

Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ : Мінрегіонбуд України, 2014. – 126 с.– (Державні будівельні норми України).

36. Вибрационная безопасность. Общие требования. Система стандартов безопасности труда: ГОСТ 12.1.012-2004. – Введ. 01.07.2008. – М. : Межгосударственный совет по стандартизации, метрологии и сертификации, 2010. – 28 с.

37. Вознесенский Е.А. Поведение грунтов при динамических нагрузках: Учебное пособие / Е.А. Вознесенский. – М. : Изд-во МГУ, 1997. – 288 с.

38. Волков А.В. Виброзащита зданий, расположенных вблизи линий метрополитена / А.В. Волков, Н.К. Калашникова, С.А. Курнавин, И.А. Веретина. – М. : Строительные материалы. – 2005. – 9. – С. 1–3.

39. Голов О.О. Деформації основ фундаментів будівель в умовах щільної міської забудови : дис. кандидата техн. наук : 05.23.02 / Голов Олег Олександрович. – Полтава, 2004. – 183 с.

40. Голованов Р.О. Особенности динамических явлений в строительных конструкциях зданий и сооружений (методика и результаты натурных исследований) : дис. кандидата техн. наук : 05.23.17 / Голованов Роман Олегович. – М., 2004. – 204 с.

41. Городецкий А.С. Компьютерные модели конструкций / А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров. – М. : Изд-во АСВ, 2009. – 360 с.

42. Гуляев В.И. Прикладные задачи теории нелинейных колебаний механических систем / В.И. Гуляев, В.А. Баженов, С.Л. Попов– М. : Высшая школа, 1989. – 383 с.

43. Державні санітарні норми виробничої загальної та локальної вібрації ДСН 3.3.6.039-99 – [Чинний від 1999-12-01]. – Офіц. вид. – К. : Міністерство охорони здоров'я України. Головне санепідуправління, 1999. – (Державні санітарні норми України).

44. Динамическая паспортизация и диагностика технического состояния зданий с новым виброактивным технологическим оборудованием /

В.В. Кулябко, Е.М. Ермак А.О. Исмагилов [и др.] // Промислове будівництво та інженерні споруди. – 2008. – № 1. – С. 10–18.

45. Динамический расчет зданий и сооружений / М.Ф. Барштейн, [и др.]; под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – 2-е изд., перераб. и доп. – М. : Стройиздат, 1984. – 303 с.

46. Динамический расчет зданий и сооружений: справочник проектировщика / [М.Ф. Барштейн, В.А. Ильичев, Б.Г. Коренев и др.]; под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – М.: Стройиздат, 1984. – 303 с.

47. Динамический расчет сооружений на специальные воздействия: справочник проектировщика / [М.Ф. Барштейн, Н.М. Бородачев, Л.Х. Блюмина и др.]; под ред. Б.Г. Коренева, И.М. Рабиновича. – М. : Стройиздат, 1981. – 215с.

48. Дорофеев В.М. Методика определения периода и логарифмического декремента основного тона собственных колебаний зданий и сооружений / В.М. Дорофеев, И.И. Булыкин, Н.В. Назьмов // Промышленное и гражданское строительство. – 2006. – № 4. – С. 28–29.

49. Дубровская Т.В. О выборе конструктивного решения здания, расположенного над линией метрополитена / Т.В. Дубровская, В.М. Пятецкий, И.И. Файнберг // Тез. докл. VI Всесоюз.конф. «Эксперим. исслед. инж. сооружений». – Л., 1986. – (Госстрой СССР). – С. 119–120.

50. Дыховичный А.А. Экспериментальные исследования упругих систем и математическое моделирование / Александр Дыховичный, Александр Вишневецкий // Сопротивление материалов и теория сооружений. – К. : Будівельник, 1980. – Вып. 36. – С.107–110.

51. Дыховичный А.А. Модели строительных конструкций и их идентификация : дис. доктора техн. наук : 05.23.01 / Дыховичный Александр Александрович. – К., 1995. – 322 с.

52. Егупов В.К. Влияние конструктивных особенностей зданий и неравномерности поля колебаний грунта на формирование сейсмических нагрузок / Вячеслав Егупов, Константин Егупов // Сейсмостойкое строительство. – М.: ВНИИТПИ, 1997. – Вып. 6. – С. 20–28.

53. Егупов К.В. Проблемы проектирования на сейсмостойкость протяженных и несимметричных сооружений / К.В. Егупов // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2000. – № 1. – С. 23–29.
54. Звіт з науково-технічної роботи «Проведення інструментальних спостережень технічного стану Національного Будинку органної та камерної музики України по вул. Червоноармійська, 75 в м. Києві». – К. : НДІБВ, 2006.
55. Здоренко В.С., Городецкий А.С., Елсукова В.И., Сливкер В.И. Применение метода конечных элементов к расчету конструкций на упругом основании с двумя коэффициентами постели // Соппротивление материалов и теория сооружений. – Вып. 27. – К. : Будівельник, 1975. – С. 180-192.
56. Золотков А.С. Диагностика физического состояния зданий по их динамическим характеристикам / А.С. Золотков // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2010. – № 6. – С. 32–34.
57. Ицков И.Е. Предельные перекосы этажей зданий при сейсмических воздействиях / И.Е. Ицков // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2005. – № 6. – С. 19–22.
58. Ишанходжаев А.А. О проблеме защиты сооружений от вибраций, возникающих при прохождении поездов метрополитена / А.А. Ишанходжаев // Тез. докл. VI Всесоюз. конф. «Эксперим. исслед. инж. сооружений» / Ишанходжаев А.А.. – Л., 1986. – (Госстрой СССР). – С. 122–123.
59. Казакевич М.И. Динамическая диагностика и мониторинг состояния строительных конструкций ответственных сооружений / Михаил Казакевич, Владимир Кулябко // Металлические конструкции : труды IV-й Укр. науч.-техн. конф. – Киев-Николаев, 1996. – С. 84–85.
60. Карман Т. Математические методы в инженерном деле / Т. Карман, М. Био. – М. : ОГИЗ, Гостехиздат, 1948. – 424 с.
61. Карпенко С.Н. О современных методах расчета высотных зданий из монолитного железобетона / С.Н. Карпенко // Высотные здания. – 2007. – № 3. – С. 34–39.

62. Киселев Д.В. Динамический анализ сейсмостойких зданий с нерегулярной структурой / Дмитрий Киселев, Юрий Бержинский // Вестник Восточно-Сибирского государственного технологического университета. – 2008. – № 2. – С. 161–165.
63. Клаф Р. Динамика сооружений / Р. Клаф, Дж. Пензиен. – М. : Стройиздат, 1979. – 320 с.
64. Клепиков С.Н. Расчет сооружений на деформируемом основании / С.Н. Клепиков– К. : НИИСК, 1996. – 206 с.
65. Клованич С.Ф. Метод конечных элементов в нелинейных задачах инженерной механики / С.Ф. Клованич– Запорожье : ООО «ИПО "Запорожье"», 2009. – 400 с.
66. Кріль Т.В. Вібраційний вплив на геологічне середовище міст / Т.В. Кріль // Геологічний журнал. – 2008. - №2. – С. 91–99.
67. Ковальчук О.А. Особенности динамической реакции здания повышенной этажности на вибрации, возбуждаемые движением поездов метрополитена / О.А. Ковальчук, М. Дашевский // Промышленное и гражданское строительство. – 2004. – № 4. – С. 24–25.
68. Колчунов В.И. Метод определения жесткостных характеристик железобетонных конструкций при сейсмических воздействиях / В.И. Колчунов, Н.Г. Марьенков // Будівництво України. – 2008. – №3. – С. 24–29.
69. Коргина М.А. Оценка напряженно-деформированного состояния несущих конструкций зданий и сооружений в ходе мониторинга их технического состояния : дис. ... кандидата техн. наук : 05.23.01 / Коргина Мария Андреевна. – М., 2008. – 225 с.
70. Корнеев В.Г. Сопоставление метода конечных элементов с вариационно-разностным методом решения задач теории упругости / В.Г. Корнеев – М. : «Известия ВНИИГ», 1967. – Т. 8. – С. 287–307.
71. Кохманюк С.С. Колебания деформируемых систем при импульсных и подвижных нагрузках / С.С. Кохманюк, Е.Г. Янютин, Л.Г. Романенко – К. : Наукова думка, 1980. – 232 с.

72. Кулябко В.В. Динамика – и причина аварий сооружений, и путь их предупреждения / В.В. Кулябко // Предотвращение аварий зданий и сооружений : сборник научных трудов РААСН. – 2010. – Вып. 9. – С. 86–90.
73. Кулябко В.В. Динамика конструкций, зданий и сооружений. Ч. 1 : Статико-динамические модели для анализа свободных колебаний и взаимодействия сооружений с основаниями и подвижными нагрузками / В.В. Кулябко– Запорожье : ЗГИА, 2005. – 232 с.
74. Кулябко В.В. О передаче через грунт вибраций, вызываемых движением поезда и другими источниками / Владимир Кулябко, Ольга Мухачева // Проблемы механики железнодорожного транспорта : труды VIII-й Междунар. конф. – Днепропетровск, 1992. – С. 58.
75. Кулябко В.В. Обобщенные динамические расчетные модели, натурные диагностические испытания и виброэкология сложно-составных строительных конструкций и объектов / В.В. Кулябко // Theoretical Foundations in Civil Engineering. – 1997. – № 5. – P. 139–146.
76. Кулябко В.В. Динамічні методи розрахунку, випробувань, діагностики та прогнозування роботи конструкцій і споруд / В.В. Кулябко // Fracture Mechanics and Physics of Construction Materials and Structures: Materials 2th International Symp. – Lviv-Dubliany, 1996. – P. 64–65.
77. Лапенко О.І. Врахування впливу динамічних навантажень метрополітену на напружено-деформований стан несучих конструкцій / О.І. Лапенко, Я.В. Башинський // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – 2015. – Вып.82. – С. 121–125.
78. Литвинова Э.В. Методы определения параметров динамических характеристик колебаний зданий и сооружений / Э. Литвинова, А. Попов // Будівельні конструкції. Будівництво в сейсмічних районах України : міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. – К. : ДП НДІБК, 2010. – Вип. 73. – С. 170–176.

79. Лучкин М.А. Учет развития деформаций основания во времени при совместном расчете системы «основание-фундамент-здание» : дис. кандидата техн. наук : 05.23.02 / Лучкин Максим Александрович. – СПб., 2007. – 162 с.
80. Максименко В.П. Науковий супровід об'єкту незавершеного будівництва з несучими стінами на граничні сейсмічні навантаження в м. Одеса / М.С. Барабаш, В.П. Максименко, Я.В. Башинський // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – 2015. – Вип. 82.– С. 156–165.
81. Максимов Л.С. Измерение вибрации сооружений: справочное пособие / Л.С. Максимов, И.С. Шейнин. – Л. : Стройиздат, Ленингр. отд-ние, 1974. – 255 с.
82. Маринченко Е.В. Оценка состояния элементов зданий и сооружений при тестовых динамических воздействиях : дис. кандидата техн. наук : 05.23.17 / Маринченко Елена Викторовна. – Ростов-на-Дону, 2006. – 130 с.
83. Марьенков Н.Г. Учет влияния основания при определении сейсмических нагрузок на здания и сооружения / Н.Г. Марьенков, В.Г. Поклонский, А.М. Маценко // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2000. – № 6. – С. 8–9.
84. Марьенков Н.Г. Экспериментально-теоретические оценки сейсмостойкости зданий / Н.Г. Марьенков дисс. на соискание ученой степени доктора техн. наук. – Киев: НИИСК, 2013. – 352 с.
85. Марьенков Н.Г. Нелинейный расчет зданий на сейсмические воздействия с применением ПК «ЛИРА» / Н.Г. Марьенков, В.П. Максименко, К.Н. Бабик // Будівельні конструкції. - 2006. - Вип. 64. – С. 188–195.
86. Метрополітени. Споруди транспорту : ДБН В.2.3-7-2018. – [Чинний від 2019-09-01]. –Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ : Мінрегіонбуд України, 2019. – (Державні будівельні норми України).
87. Метод конечных элементов в задачах строительной механики / [В.А.Баженов, А.С. Сахаров, Г.И. Мельниченко и др.] ; под. ред. В.А. Баженова. – К. : КДТУБА, 1994. – 368 с.

88. Метод конечных элементов в механике деформируемых тел / [Д.В. Вайнберг, А.С. Городецкий, В.В. Киричевский, А.С. Сахаров]. – К. : Прикладная механика, 1972. – Т. 8, вып. 8. – С. 3–28.
89. Метод конечных элементов: теория и численная реализация / [А.С. Городецкий, И.Д. Евзеров, Е.Б. Стрелец-Стрелецкий и др.]. – К. : Факт, 1997. – 138 с. – (Программный комплекс ЛИРА-Windows).
90. Методические рекомендации по измерению и гигиенической оценке вибрации в жилых помещениях № 2957-84. – М. : Минздрав СССР, 1984. – 14 с.
91. Мониторинг технического состояния несущих конструкций высотного здания / С.П. Суцев, В.В. Самарин, И.А. Адаменко [и др.] // Предотвращение аварий зданий и сооружений : сборник научных трудов РААСН. – 2009. – Вып. 8. – С. 15–26.
92. Музычкин Ю.А. Исследование вибрации каркасного здания, расположенного вблизи метрополитена / П.В. Алявдин, Ю.А. Музычкин // Механика машин, механизмов и материалов. – 2009. – № 2(7). – С. 56–60.
93. Навантаження і впливи. Норми проектування : ДБН 1.2-12: 2006. – [Чинний від 2007-01-02]. – Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ : Мінрегіонбуд України, 2011. – 112 с. – (Державні будівельні норми України).
94. Наумов Б.В. Совершенствование способов борьбы с вибрацией, передаваемой от подвижного состава на тоннель метрополитена: дис. ... кандидата техн. наук : 05.22.06 / Наумов Борис Владимирович. – СПб., 2005. – 139 с.
95. Назаров Ю.П. Расчетные модели сейсмических воздействия / Ю.П. Назаров. – М. : Наука, 2012. – 414 с.
96. Назаров Ю.П. Совершенствование программных средств для расчета сооружений на динамические воздействия / Ю.П. Назаров // Сейсмостойкое строительство. Безопасность сооружений. – 2002. – № 1. – С. 11–12.
97. Назаров Ю.П. К проблеме обеспечения живучести строительных конструкций при аварийных воздействиях / Ю.П. Назаров, А.С. Городецкий,

В.Н Симбиркин // Строительная механика и расчет сооружений. – 2009. – № 4. – С. 5–9.

98. Немчинов Ю.И. Метод расчета свободных колебаний динамической системы «сооружение-фундамент-основание» / Ю.И. Немчинов, А. Маценко // Строительные конструкции. – К. : НИИСК, 2000. – № 52. – С. 229–242.

99. Немчинов Ю.И. Сейсмостойкость зданий и сооружений / Ю.И. Немчинов – К., 2008. – 480 с.

100. Немчинов Ю.И. Повышение техногенной безопасности строительных объектов на основе мониторинговых систем / Юрий Немчинов, Юрий Калюх // Світ геотехніки. – 2004. – № 4. – С. 7–14.

101. Нормативні документи з питань обстеження, паспортизації, безпечної і надійної експлуатації виробничих будівель та споруд. – К. : НДІБВ, 2003.

102. Норми вібрації : СН 2.2.4/2.1.8.566-96. – Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ : Мінрегіонбуд України, 1996. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України).

103. Ньюмарк Н., Розенблюет Е. Основы сейсмостійкого будівництва: Скор. пер. з англ. / під ред. Я.М. Айзенберга. – М.: Стройиздат, 1980. – 344 с.

104. Основы та фундаменти споруд. Основні положення проектування : ДБН 1.3-10: 2009. – [Чинний від 2009-07-01]. – Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ: Мінрегіонбуд України, 2009. – 104 с. – (Державні будівельні норми України).

105. Основні вимоги до будівель і споруд. Механічний опір та стійкість : ДБН В.1.2-6-2008. – [Чинний від 2008-10-01]. – Офіц. вид. – К. : Мінрегіонбуд України, 2008. – 15 с. – (Нормативний документ Мінрегіонбуду України).

106. Острецов В.М. Опыт тестирования состояния конструкций высотных зданий методом регистрации собственных колебаний / В.М. Острецов, Л.Б. Гендельман, Н.А. Дыховичная [и др.] // Железобетонные конструкции зданий большой этажности. – М. : МГСУ, 2004. – С. 86–95.

107. Перельмутер А.В. Расчетные модели сооружений и возможности их анализа / А.В. Перельмутер, В.И. Сливкер. – К. : Сталь, 2002. – 600 с.
108. Пікуль А.В., Барабаш М.С. Проблеми моделювання динамічних впливів. Реалізація в ПК ЛІРА-САПР // Збірка тез доповідей міжнародної науково-технічної конференції, присвяченої 90-річчю з дня народження професора В.К. Єгупова “Проблеми теорії і практики сейсмостійкого будівництва” – Одеса : ОДАБА, 2016. – 124 с.
109. Пікуль А.В., Барабаш М.С. Материальное демпфирование при расчёте конструкций на динамические воздействия // International Journal for Computational Civil and Structural Engineering. – 2017. – Vol. 13, Issue 3. – С.13-19.
110. Программный комплекс ЛИРА-САПР 2015. Учебное пособие / [Д.А. Городецкий, М.С. Барабаш, Р.Ю. Водопьянов и др.]; под ред. академика РААСН А.С. Городецкого. – М., 2015. – 376 с.
111. Проектування висотних житлових і громадських будинків : ДБН 1.4-24: 2009. – [Чинний від 2009-09-01]. – Офіц. вид. – К. : Укрархбудінформ : Мінрегіонбуд України, 2009. – 116 с. – (Державні будівельні норми України).
112. Розин Л.А. Основы метода конечных элементов теории упругости / Л.А. Розин – Л. : Из-во ЛПИ, 1971. – 77 с.
113. Рубан Н.Н. Оценка параметров динамических воздействий от транспортных источников в условиях г. Днепропетровска / Н.Н. Рубан // Перспективы развития строительных технологий: Материалы IX Междунар. научно-практической конф., 23-24 апреля 2015 г. – Д.: НГУ, 2015. – С. 86-95.
114. Рыбак С.А. Волны в грунте, генерируемые вибрацией тоннеля метрополитена / С.А. Рыбак // Подземное пространство мира. – 1995. – № 2. – С.27–29.
115. Савицький М.В. Урахування різних видів нелінійностей при комп'ютерному моделюванні заглиблених споруд / М.В. Савицький, Г.Е. Гуслиста, // Теоретичні основи будівництва : збірник наукових праць Варшавського технічного університету. – Варшава, 2007. – № 15. – С. 225–230.

116. Савин С.Н. Диагностика строительных конструкций зданий и сооружений методом свободных колебаний / С.Н. Савин // Будівельні конструкції. Будівництво в сейсмічних районах України : міжвідомчий науково-технічний збірник наукових праць. – К. : НДІБК, 2006. – Вип. 64. – С. 395–400.
117. Санітарні норми мікроклімату виробничих приміщень : ДСН-3.3.6.037-99 – Київ, 1999.
118. Сливкер В.И. К вопросу о назначении характеристик двухпараметрового упругого основания // Строительная механика и расчет сооружений. – 1981. – № 1. – С. 75–87.
119. Слободянюк С.А. Деформационный расчет и устойчивость стержневых железобетонных систем с учетом длительных процессов : дис. ... доктора техн. наук : 05.23.01 / Слободянюк Сергей Александрович. – Днепропетровск, 2002. – 280 с.
120. СП 23-105-2004. Оценка вибрации при проектировании , строительстве и эксплуатации объектов метрополитена. // М. : Госстрой России, 2004. – 42 с.
121. Ставницер Л.Р. Влияние динамических воздействий на устойчивость оснований сооружений / Л.Р. Ставницер // Основания, фундаменты и механика грунтов. – 1999. – № 1. – С. 3–5.
122. Строительная механика. Динамика и устойчивость сооружений / [А.Ф. Смирнов, А.В. Александров, Б.Я. Лащеников, Н.Н. Шапошников]. – М. : Стройиздат, 1984. – 417 с.
123. Тимошенко С.П. Прочность и колебания элементов конструкций / С.П. Тимошенко – М. : Наука, 1975. – 704 с.
124. Тимошенко С.П. Колебания в инженерном деле / С.П. Тимошенко, Д.Х. Янг , У. Уивер ; пер. с англ. Л.Г. Корнейчука ; под ред. Э.И. Григолюка. – М. : Машиностроение, 1985. – 472 с.
125. Тимошенко С.П. Прочность и колебания элементов конструкций / С.П. Тимошенко– М. : Наука, 1975. – 704 с.

126. Тоннели и метрополитены / [под ред. В.Г. Храпова]. – М. : Транспорт, 1989. – 382 с.
127. Устойчивость и колебания деформируемых систем с односторонними связями / [В.А. Баженов, Е.А. Гоцуляк, Г.С. Кондаков и др.] ; под ред. В.И. Гуляева. – К. : Вища школа, 1989. – 399 с.
128. Фиалко С.Ю. Некоторые особенности анализа частот и форм собственных колебаний при расчете сооружений на сейсмические воздействия / С.Ю. Фиалко // Вестник Одесской государственной академии строительства и архитектуры. – 2002. – № 8. – С. 193–201.
129. Чернов Ю.Т. Вибрации строительных конструкций / Ю.Т. Чернов. – М. : Изд-во АСВ, 2006. – 288 с.
130. Численные и аналитические методы расчета строительных конструкций / [А.Б. Золотов, П.А. Акимов, В.Н. Сидоров, М.Л. Мозгалева]. – М.: Изд-во АСВ, 2009. – 336 с.
131. Швец Н.С. Конструктивные способы снижения вибраций фундаментов машин с динамическими нагрузками / Н.С. Швец, В.Л. Седин, Ю.А. Киричек – М. : Стройиздат, 1987. – 152 с.
132. Шимановский А.В. Техническая диагностика и предупреждение аварийных ситуаций конструкций зданий и сооружений / [А.В. Шимановский, В.Н. Гордеев, В.П. Королев и др.]; под общ. ред. А.В. Шимановского. – К. : «Сталь», 2008. – 463 с.
133. Экспериментальная динамика сооружений: мониторинг транспортной вибрации : монография / [Е.К. Борисов, С.Г. Алимов, А.Г. Усов и др.]. – Петропавловск-Камчатский : КамчатГТУ, 2007. – 128 с.
134. Assimaki D. Wave propagation and soil-structure interaction on a cliff crest during the 1999 Athens Earthquake / D. Assimaki, E. Kausel, G. Gazetas // Soil Dynamics and Earthquake Engineering. – 2005. – №25. – P. 513–527.
135. Barabash M.S. Numerical study of building vibration caused by traffic of underground trains / M.S. Barabash, M.A. Romashkina, A. Leonenko, Y.V. Bashinsky,

M. Sydorchenko // *Science – Future of Lithuania. Transport engineering and management.* – Вільнюс, Литва, 2017. – P. 33–37.

136. Barabash M.S. Stress-strain state of the structure in the service area of underground railway / M.S. Barabash, A. Korjakins, Y.V. Bashinsky / *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering.* – 2017. – Vol. 251. – P. 27–29.

137. Bento R. Nonlinear static procedures in performance based seismic design / R. Bento, S. Falcão, F. Rodrigeus // *Proceedings of 13 World Conference on Earthquake Engineering.* – Vancouver, Canada, 2004. – paper № 2522.

138. Hughes, P. Introduction to Health and Safety in construction / P. Hughes, E. Ferrett. – Elsevier, 2006. – 245 p.

139. International Handbook of Earthquake & Engineering Seismology. Part A / [W.H.K. Lee, H. Kanamori, P.C. Jennings, C. Kisslinger]. – Orlando : Academic Press, 2002. – 933 p.

140. Chopra Anil K. Elastic Response Spectrum: a Historical Note / Anil K. Chopra // *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* – 2007. – №36. – P.3–12.

141. Kausel E. Early history of soil–structure interaction. / E. Kausel // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* – 2010. – №30(9). – P. 822–832.

142. Karapetrou S.T. Seismic vulnerability assessment of high-rise non-ductile RC buildings considering soil-structure interaction effects / S.T. Karapetrou, S.D. Fotopoulou, K.D. Pitilakis // *Soil Dynamics and Earthquake Engineering.* – 2015. – №73. – P. 42–57.

143. Kazakevich M.I. The discrete dynamic models of the interaction complex composite structures with the dynamic loads / M.I. Kazakevich, V.V. Kulyabko, A.A. Dubichvost // *Applications of Computer Science and Mathematics in Civil Engineering: Proc. International Conf.* – Germany, 1997. – P. 1–5.

144. Kun M. Influence of the fault zone in shallow tunneling: A case study of Izmir Metro Tunnel / M. Kun, T. Onargan, 2013. – (Tunnelling and Underground Space Technology). – (33). – P. 34–45.

145. Lombaert G. The experimental validation of a numerical model for the prediction of railway induced vibration / G. Lombaert, G. Degrande, J. Kogut, S. Francois // *Journal of Sound and Vibration* 297(3–5). – 2006. – P. 512–518.

146. Mechanical vibration and shock. Vibration of fixed structures : ISO 4866:2010 // Guidelines for the measurement of vibrations and evaluation of their effects on structures. – 48 p.
147. Melbourne W.H. Comfort Criteria for Wind-Induced Motion in Structures / W.H. Melbourne // Structural Engineering International. – 1998. – Vol. 8, № 1. – P. 40–44.
148. Paulay T. Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings / T. Paulay, M.J.N. Priestley. – New York : John Wiley & Sons, 1992. – 744 p.
149. Paz M. Structural Dynamics. Theory and computation / M. Paz, W. Leigh. – Fourth Edition. – Springer, 1997. – 840 p.
150. Paz M. International Handbook Of Earthquake Engineering Codes, programs, and examples / M. Paz. – Springer, 1995. – 576 p.
151. Vogiatzis K. Environmental ground borne noise and vibration protection of sensitive cultural receptors along the Athens Metro Extension to Piraeu / Konstantinos Vogiatzis., 2011. – (WSEAS transactions on environment and development). – (Issue 11). – P. 359 – 370.
152. Yui Tsang Chan. Dynamic Response of Soil-Foundation-Chimney Systems with Different Dampings to Vortex Shedding / Yui Tsang Chan // Proc. East European Conf. on Wind Eng. – Warsaw, 1994. – P. 119–127.
153. Evaluation and measurement for vibration in buildings – Part 2: Guide to damage levels from groundborne vibration: BS 7835-2:1993. – (Державний Стандарт Великобританії).
154. Structural vibration Part 3: Effects of vibration on structures: DIN 4150-3:1999. – (Державний Стандарт Німеччини).
155. Vibration and shock – Measurement of vibration velocity and calculation of guideline limit values in order to avoid damage of constructions: NS 8141:2001. – (Державний Стандарт Норвегії).

ДОДАТКИ

ДОДАТОК А

СПИСОК ПУБЛІКАЦІЙ ЗДОБУВАЧА

Наукові праці, в яких опубліковані основні результати дисертації

1. Башинський Я.В. Методы проектирования объектов строительства на базе BIM-технологий / М.С. Барабаш, Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2012. – Вип. 7. – С. 22-28.
2. Башинський Я.В. Методика формування розрахункової моделі об'єкту незавершеного будівництва при впливі метрополітену/ Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2018.– Вип. 1(20). – С. 33-37.
3. Башинський Я.В. Вібраційний вплив метрополітену на напружено-деформований стан несучих конструкцій/ Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2018. – Вип. 2(21). – С. 17-25.
4. Максименко В.П. Науковий супровід об'єкту незавершеного будівництва з несучими стінами на граничні сейсмічні навантаження в м. Одеса / М.С. Барабаш, В.П. Максименко, Я.В. Башинський // Будівельні конструкції: зб. наук. праць. – 2015. – Вип. 82.– С. 156 – 165.
5. Лапенко О.І. Врахування впливу динамічних навантажень метрополітену на напружено-деформований стан несучих конструкцій / О.І. Лапенко, Я.В. Башинський // Строительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – 2015. – Вып. 82. – С. 121-125.
6. Башинський Я.В. Влияние динамических нагрузок метрополитена на напряженно-деформированное состояние несущих конструкций / М.С. Барабаш, Ю.В. Гуца, Я.В. Башинський // Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць. – 2016. – Вип. 2(16). – С. 17-27.
7. Барабаш М.С. Обґрунтування впливу метрополітену на несучі конструкції будівель чисельними методами / М.С. Барабаш, В.П. Максименко, Я.В. Башинський // Вісник Одеської державної академії будівництва та архітектури: сб. науч. трудов. – 2016. – Вип. 65. – С. 176-183 (*видання входить до наукометричної бази Index Copernicus*).

Наукові праці, які засвідчують апробацію матеріалів дисертації

8. Башинський Я.В. Определение вибрационного влияния движущегося транспорта в городах плотной застройки / М.С. Барабаш, М.А. Ромашкіна, Я.В. Башинський // Proceedings of the 19^h Conference for Junior Researchers Science – Future of Lithuania. Transport engineering and management. – Vilnius, Lithuania: Technika, 2016. – P. 30-33.

9. Barabash M.S. Numerical study of building vibration caused by traffic of underground trains / M.S. Barabash, M.A. Romashkina, A. Leonenko, Y.V. Bashinsky, M. Sydorchenko // Proceedings of the 20^h Conference for Junior Researchers Science – Future of Lithuania. Transport engineering and management. – Vilnius, Lithuania: Technika, 2017. – P. 33-37.

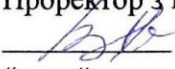
10. Barabash M.S. Stress-strain state of the structure in the service area of underground railway / M.S. Barabash, A. Korjakins, Y.V. Bashinsky / IOP Conference Series: Materials Science and Engineering. - 2017. – Vol. 251. – P. 27–29.

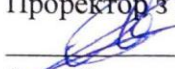
ДОДАТОК Б

ВІДОМОСТІ ПРО АПРОБАЦІЮ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЇ

1. Науково-технічна конференція «Будівництво в сейсмічних районах України» (Одеса, 2018); доповідь: «Обґрунтування впливу метрополітену на несучу здатність конструкцій будівель».
2. Міжнародна науково-практична конференція: «Информационные технологии расчета и проектирования конструкций объектов сейсмостойкого строительства» (Тбілісі, Грузинський технічний університет, 2017).
3. «Наука – будущее Литвы. Транспорт» (г. Вильнюс, май, 2016 год); доклад: «Определение вибрационного влияния движущегося транспорта в городах плотной застройки».
4. «Наука – будущее Литвы. Транспорт» (г. Вильнюс, май, 2017 год); доклад: «Numerical study of building vibration caused by traffic of underground trains».
5. I Міжнародний науково-практичний конгрес «Міське середовище – XXI сторіччя» (Київ, НАУ, 2014); доповідь: «Особенности виброзащиты зданий вблизи метрополитена».
6. XIII Міжнародна науково-практична конференція молодих вчених і студентів «Політ. Сучасні проблеми науки» (Київ, НАУ, 2013); доповідь: «Нелинейная деформация несущих конструкций высотного здания с учетом динамических нагрузок метрополитена».

ДОДАТОК В
ДОВІДКИ ПРО ВПРОВАДЖЕННЯ РЕЗУЛЬТАТІВ ДИСЕРТАЦІЙНОГО
ДОСЛІДЖЕННЯ

ПОГОДЖЕНО
Проректор з наукової роботи
 В.П.Харченко
« » 2019р.

ЗАТВЕРДЖУЮ
Проректор з навчальної роботи
 А.Г.Гудманян
« » 2019р.

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ
результатів науково-дослідної роботи
в навчальний процес Національного авіаційного університету

Ми, що нижче підписалися, відповідальний за науково-методичну роботу Факультету архітектури, будівництва та дизайну НАУ Белятинський А.О., завідувач кафедри комп'ютерних технологій будівництва Лапенко О.І. склали цей акт про те, що результати наукових досліджень за темою дисертаційної роботи здобувача НАУ Бащинського Ярослава Володимировича «Вплив динамічних навантажень метрополітену на напружено-деформований стан конструкції будівель та споруд» використовуються в навчальному процесі Національного авіаційного університету Факультету архітектури, будівництва та дизайну на кафедрі комп'ютерних технологій будівництва.

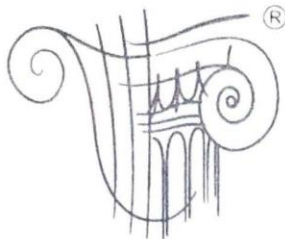
Найменування впровадженого результату	Форма впровадження і досягнутий практичний ефект
<p>Навчальні програми з дисциплін: «Комп'ютерні технології проектування конструкцій будівель та споруд аеропортів»; «Інтегровані технології проектування будівель та споруд»</p>	<p>Матеріали дисертаційної роботи впроваджені у вигляді курсових проектів, розрахунково-графічних робіт, конспектів лекцій, практичних та лабораторних занять, а також використовуються під час дипломного проектування. Впровадження зазначених матеріалів дозволило перейти до комплексного вивчення студентами названих дисциплін із використанням нових алгоритмів розрахунку залізобетонних конструкцій за першою і другою групою граничних станів, в тому числі при проектуванні будівель поблизу ліній метрополітену.</p>

Відповідальний за науково-методичну роботу ФАБД НАУ,
доктор технічних наук, професор

 А.О. Белятинський

Завідувач кафедри
комп'ютерних технологій будівництва
доктор технічних наук, професор

 О.І. Лапенко



ЛІРА САПР

Товариство з обмеженою відповідальністю «ЛІРА САПР»
 Україна, 04053, м. Київ, Киянівський провулок, 7-а
 Р/р 26008056118475 ПАТ КБ "Приват банк"
 МФО 380775, ЄДРПОУ 37472235
 Т./ф. +38(044) 590-58-86,
 e-mail: info@liraland.com.ua
 http://www.liraland.com

Дата 19. 12. 2018р. № 267

На № _____ от _____

ДОВІДКА

про впровадження наукових результатів кандидатської дисертації
 асистента кафедри комп'ютерних технологій будівництва НАУ
 Башинського Ярослава Володимировича за темою:
 «Вплив динамічних навантажень метрополітену на напружено-деформований
 стан конструкцій будівель та споруд»
 (спеціальність «05.23.01 – будівельні конструкції, будівлі та споруди»)

Результати науково-дослідної роботи Башинського Я.В. було використано при розробці та реалізації методики розрахунку в модулі «Динаміка плюс» (Динаміка в часі), що є складовою частиною програмного комплексу «ЛІРА-САПР», який впроваджено в практику проектування в усі проектні організації України, а також країн ближнього і далекого зарубіжжя.

Заступник директора
 ТОВ «ЛІРА-САПР»



О.С. Городецький

Мінрегіон України
 Державне підприємство
 «Науково-дослідний інститут
 будівельного виробництва»
 (ДП «НДІБВ»)

Україна, 03110, Київ, МСП,
 Червонозоряний проспект, 51
 Тел.: (044)248-88-89 Факс.: (044)248-88-84
 E-mail: ndibv.kiev@ukr.net



Minregion of Ukraine
 THE STATE
 «Research institute of
 building production»
 (NDIBV)

51, Chervonozoryany prospekt,
 MSP, Kyiv - 180, 03110, Ukraine
 Tel.: (044)248-88-89 Fax.: (044) 248-88-84
 E-mail: ndibv.kiev@ukr.net

р/р № 26007010563258 у ПАТ "Укрсоцбанк" у м. Києві, МФО 300023,
 код ЄДРПОУ 38283024, № св-ва ПДВ 200066862, ІПН 382830226581

09.01.2009 No *6/01-12*

На № _____

АКТ ВПРОВАДЖЕННЯ результатів науково-дослідної роботи – кандидатської дисертації інженера Башинського Ярослава

Результати науково-дослідної роботи – дисертаційної роботи Башинського Я.В. «Вплив динамічних навантажень метрополітену на напружено-деформований стан конструкції будівель та споруд» були впроваджені в науковій та виробничій діяльності Науково-дослідного інституту будівельного виробництва. Приведені практичні результати чисельного моделювання вібраційного впливу метрополітену на конструкції будівлі, що знаходиться поблизу метрополітену, проведено дослідження впливу метрополітену мілкового закладання на несучі конструкції будівлі при виконанні науково-дослідних робіт:

- Розрахунок впливу нового будівництва багатоповерхових житлових будинків (1-а черга) на оточуючу забудову в рамках науково-технічного супроводу на етапі проектування за адресою: вул. Велика Васильківська, 137,139 в Печерському районі м. Києва, (г\д №135-15), № держреєстрації: 0115U005847;
- Перевірочний просторовий розрахунок каркасу багатоповерхового будинку (секція 3) комплексу житлового та громадського призначення, як споруди класу СС-3 в рамках науково-технічного супроводу на етапі проектування за адресою вул. Велика Васильківська в Печерському районі м. Києва, (г\д №134-15), № держреєстрації: 0115U005844;
- Розрахунок впливу нового будівництва багатоповерхового житлового комплексу (2-5 черга) на оточуючу забудову в рамках науково-технічного

супроводу за адресою: вул. В.Васильківська, 137, 139 в Печерському районі м. Києва (г/д №299-16), № держреєстрації: 0116U002810.

За матеріалами науково-дослідної роботи було опубліковано статті:

- Лапенко О.І., Башинський Я.В. Врахування впливу динамічних навантажень метрополітену на напружено-деформований стан несучих конструкцій. Стrojительство, материаловедение, машиностроение: сб. науч. трудов. – Дніпро: ПГАСА, 2015. – Вып.82. – С.121-125.
- Максименко В.П., Башинський Я.В. Обґрунтування впливу метрополітену на несучу здатність конструкцій будівель. Збірка тез доповідей XI всеукраїнської науково-технічної конференції "Будівництво в сейсмічних районах України". Одеса: ОДАБА, 2018. с.95-96.
- Башинський Я.В. Методика формування розрахункової моделі об'єкту незавершеного будівництва при впливі метрополітену. Проблеми розвитку міського середовища: зб. наук. праць.– К.: НАУ, 2018. – Вип.№1(20). – С.33-37

Директор інституту, к.е.н.

В.О.Хижняк



Завідувач лабораторією висотного та експериментального будівництва, к.т.н.

В.П.Максименко

ДОДАТОК Г
ТАБЛИЦІ Г1-Г4

ТАБЛИЦЯ Г1

Таблиця зусиль в колонах першого поверху при основному РСН						Таблиця зусиль в колонах четвертого поверху при основному РСН					
Зусилля						Зусилля					
№ элем	N, <i>m</i>	My, <i>m*м</i>	Qz, <i>m</i>	Mz, <i>m*м</i>	Qy, <i>m</i>	№ элем	N, <i>m</i>	My, <i>m*м</i>	Qz, <i>m</i>	Mz, <i>m*м</i>	Qy, <i>m</i>
3456	-89,17	-10,69	3,69	2,05	1,29	3458	-44,75	-2,37	1,26	3,21	1,45
3516	-127,97	-7,22	2,08	3,07	2,22	3518	-58,59	0,83	-0,02	6,42	2,96
3546	-52,55	1,34	-0,90	1,79	1,04	3548	-17,36	4,59	-2,31	3,01	1,60
5683	-103,23	-7,19	3,02	-2,64	-1,19	5685	-51,83	-3,53	1,75	-2,49	-1,14
5711	-163,80	-2,66	0,82	-1,58	-1,34	5713	-76,23	1,00	-0,15	-5,05	-2,31
5739	-72,84	-6,08	1,20	0,56	-0,08	5741	-30,35	4,22	-2,07	-1,92	-0,96
6510	-46,27	-5,04	1,73	0,92	0,63	6512	-22,81	-0,33	0,31	1,49	0,66
6526	-79,24	-7,75	2,89	2,62	1,18	6528	-38,32	-2,05	1,10	1,61	0,73
6554	-86,99	-5,67	1,76	1,26	0,77	6556	-42,03	0,82	-0,12	1,46	0,69
6584	-45,50	-5,94	1,40	1,32	0,63	6586	-22,73	4,47	-2,78	1,03	0,55
8287	-138,62	-7,02	2,85	0,86	0,42	8289	-72,97	-2,50	1,28	0,45	0,20
8315	-136,67	-4,33	1,66	0,83	0,24	8317	-64,57	-0,81	0,73	-0,70	-0,35
8359	-84,63	-2,98	0,20	0,50	0,22	8361	-40,20	7,25	-4,60	-0,02	-0,01
8902	-61,52	-7,98	2,86	1,35	0,32	8904	-30,66	-1,63	0,80	-0,84	-0,40
9817	-52,88	-7,22	2,62	0,50	0,47	9819	-26,65	-1,36	0,65	1,17	0,53
10114	-35,79	-7,97	2,54	-1,24	-0,68	10116	-27,92	0,73	-0,24	-1,63	-0,74
10130	-49,90	-5,23	1,55	0,04	-0,02	10132	-25,67	1,50	-0,66	-0,32	-0,12
10365	-162,28	-11,54	4,26	1,73	0,74	10367	-84,68	-2,86	1,42	0,50	0,22
10393	-102,77	1,53	-0,57	2,85	1,21	10395	-50,23	3,12	-1,47	1,45	0,68
10409	-92,06	-4,80	1,57	0,05	0,11	10411	-47,74	0,64	-0,16	0,52	0,26
11919	-113,09	9,35	-1,47	7,97	2,69	11921	-56,93	-3,46	1,64	1,16	0,51
11947	-163,48	-8,52	2,96	5,77	2,26	11949	-72,00	-0,57	0,35	1,90	0,83
11976	-109,04	6,35	-3,31	0,62	0,46	11978	-54,07	5,62	-2,47	1,62	0,75
13891	-134,55	-2,01	1,40	0,36	0,06	13893	-67,42	-4,91	2,26	-0,65	-0,31
13943	-212,36	2,58	-1,23	-0,73	-0,66	13945	-106,36	1,53	-0,67	-2,56	-1,17
13995	-106,23	3,08	-1,86	-0,61	-0,50	13997	-52,83	3,95	-1,75	-1,60	-0,73
16140	-142,02	-5,49	3,45	0,92	0,46	16142	-70,84	-9,38	4,30	0,64	0,29
16180	-106,13	5,09	-2,98	0,24	0,11	16182	-50,73	7,94	-3,69	0,08	0,04
18521	-104,53	-4,37	2,91	-0,24	-0,47	18523	-51,33	-6,71	3,22	-2,00	-0,96
18717	-91,46	2,14	-1,80	-0,19	-0,19	18719	-44,13	6,74	-3,15	-0,60	-0,26

ТАБЛИЦЯ Г2

№	Рівні віброшвидкості, дБ; в 1/3 октавних полосах із середньгеометричними частотами від 2 до 100 Гц																	
	2	2,5	3,15	4	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	31,5	40	50	63	80	100
Потяг №1	105	103	105	98	100	99	97	96	98	96	93	93	93	92	92	91	93	96
Потяг №2	104	98	107	103	101	99	101	97	97	97	95	94	93	94	92	92	93	96
Потяг №3	103	102	107	103	100	98	100	98	98	96	96	95	95	95	94	92	93	96
Потяг №4	105	104	107	104	101	100	98	98	99	98	94	94	93	94	92	90	92	91
Потяг №5	101	101	104	103	99	98	96	98	98	98	94	93	94	92	91	91	91	90
Потяг №6	116	117	122	108	111	111	108	107	107	104	101	96	97	94	92	92	90	88
Потяг №7	102	100	102	97	97	96	97	95	98	95	93	93	93	94	94	91	93	98
Потяг №8	102	103	105	104	101	98	99	97	98	97	92	95	93	94	93	93	92	95
Потяг №9	100	102	104	101	99	98	98	98	98	96	95	93	94	92	92	92	91	94
Потяг №10	114	115	123	110	111	113	112	105	110	106	103	97	98	94	92	92	91	89
Потяг №11	115	114	112	108	110	103	105	103	101	100	97	96	96	95	92	91	92	91
Потяг №12	103	101	105	106	102	99	98	98	101	96	96	94	94	94	93	92	92	92
Потяг №13	99	98	103	101	99	98	97	97	97	95	93	94	93	93	93	92	92	97
Потяг №14	114	109	114	108	116	111	104	102	104	98	99	97	98	98	95	93	93	95
Потяг №15	112	113	112	105	103	102	101	102	100	97	97	96	93	92	92	91	91	90
Потяг №16	103	103	107	102	101	100	98	96	99	97	96	94	93	93	93	91	93	96
Потяг №17	101	100	105	104	97	98	99	98	98	96	95	95	94	92	91	91	91	92
Потяг №18	99	101	107	102	98	99	99	97	97	95	96	94	92	93	94	92	92	97
Потяг №19	100	97	100	97	97	97	97	97	96	95	94	93	93	93	93	92	94	98
Потяг №20	103	101	106	102	103	100	96	96	97	96	93	93	93	94	93	92	93	96
Середнє	105,1	104,1	107,9	103,3	102,3	100,9	100,0	98,8	99,6	97,4	95,6	94,5	94,1	93,6	92,7	91,7	92,1	93,9

ТАБЛИЦЯ ГЗ

№	Рівні віброшвидкості, дБ; в 1/3 октавних полосах із середньгеометричними частотами від 2 до 100 Гц																	
	2	2,5	3,15	4	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	31,5	40	50	63	80	100
Потяг №1	124	121	123	117	116	112	108	107	108	103	100	98	95	93	90	87	83	65
Потяг №2	126	122	123	118	114	110	107	106	105	100	96	94	91	90	88	85	83	82
Потяг №3	123	117	121	115	111	106	104	104	102	99	95	94	92	90	88	85	83	81
Потяг №4	128	126	127	121	116	111	109	109	108	103	99	97	94	90	87	85	84	80
Потяг №5	128	125	126	122	116	114	108	108	109	103	100	98	95	93	90	89	86	82
Потяг №6	123	121	122	117	113	110	107	105	105	100	97	96	94	93	89	88	85	81
Потяг №7	132	127	129	125	117	112	111	112	109	106	100	98	96	93	88	86	84	82
Потяг №8	122	119	120	114	111	107	106	104	102	98	94	92	89	85	83	81	80	75
Потяг №9	126	122	124	119	115	110	109	108	109	103	102	100	97	96	92	90	86	83
Потяг №10	127	124	125	121	119	113	112	107	110	103	101	99	95	93	90	88	84	81
Потяг №11	130	126	125	123	118	116	111	109	110	103	101	98	95	93	90	88	86	84
Потяг №12	128	126	126	121	118	114	112	109	111	104	102	101	97	95	91	89	86	83
Потяг №13	126	122	121	116	114	112	108	104	105	99	96	94	91	91	89	87	85	83
Потяг №14	126	123	124	119	114	110	108	107	107	102	100	98	96	94	89	89	85	82
Потяг №15	125	120	120	118	115	112	110	104	107	102	100	98	95	94	90	88	85	82
Потяг №16	124	123	124	119	118	112	110	109	109	101	98	99	94	93	89	89	86	85
Потяг №17	128	124	126	121	115	111	110	108	109	104	101	99	95	95	91	90	86	83
Потяг №18	128	127	127	121	116	110	109	108	107	103	99	97	96	93	92	89	87	83
Потяг №19	127	124	125	120	118	112	111	108	110	103	101	99	95	94	90	89	86	83
Потяг №20	127	122	122	118	117	111	110	107	109	102	98	99	96	93	91	88	88	86
Середнє	126,4	123,1	124,0	119,3	115,6	111,3	109,0	107,2	107,6	102,1	99,0	97,4	94,4	92,6	89,4	87,5	84,9	81,3

ТАБЛИЦЯ Г4

Визначення вихідних даних вібродинамічних наантажень для задання у ПК ЛІРА САПР																		
Частота, Гц	2	2,5	3,15	4	5	6,3	8	10	12,5	16	20	25	31,5	40	50	63	80	100
Середня швидкість, м/с	0,109	0,074	0,082	0,048	0,031	0,019	0,014	0,012	0,012	0,006	0,005	0,004	0,003	0,002	0,002	0,001	0,001	0,001
Прискорення A_i , м/с ²	0,217	0,186	0,260	0,192	0,154	0,119	0,116	0,117	0,155	0,104	0,092	0,096	0,085	0,088	0,075	0,077	0,072	0,063
Циклічна частота, рад/с $\omega = 2 \cdot \pi \cdot f$	12,566	15,708	19,792	25,133	31,416	39,584	50,265	62,832	78,540	100,531	125,664	157,080	197,920	251,327	314,159	395,841	502,655	628,319
Формула динаміки $A_i \cdot \sin(\omega_i \cdot t_i)$, $1 < t < 15$	-1E-16	1E-16	0,21	-2E-16	-2E-16	0,1129	-2E-16	-3E-16	-8E-17	-4E-16	-5E-16	9,4E-17	-2E-16	-9E-16	1,5E-16	4,5E-16	-1E-15	2,5E-16
2	-2E-16	-2E-16	0,2468	-4E-16	-4E-16	-0,0698	-5E-16	-6E-16	2E-16	-8E-16	-9E-16	1,9E-16	5E-16	-2E-15	2,9E-16	9E-16	-3E-15	4,9E-16
3	-3E-16	1E-15	0,0802	-6E-16	-2E-15	-0,0698	-7E-16	-3E-15	2E-15	-1E-15	-4E-15	-2E-15	-7E-16	-8E-15	-4E-15	1,4E-15	-1E-14	-6E-15
4	-4E-16	-5E-16	-0,1526	-8E-16	-8E-16	0,1129	-9E-16	-1E-15	3E-16	-2E-15	-2E-15	3,7E-16	1E-15	-3E-15	5,9E-16	1,8E-15	-6E-15	9,9E-16
5	-5E-16	-9E-17	-0,2595	-9E-16	2E-16	3E-15	-1E-15	2E-16	-3E-15	-2E-15	3,6E-16	3,2E-15	-1E-15	6,9E-16	5E-15	2,3E-15	1,1E-15	8,4E-15
6	-6E-16	-2E-15	-0,1526	-1E-15	-3E-15	-0,1129	-1E-15	-5E-15	-4E-15	-2E-15	-8E-15	-5E-15	1,5E-15	-2E-14	-8E-15	2,7E-15	-2E-14	-1E-14
7	-7E-16	1E-15	0,0802	-1E-15	-2E-15	0,0698	-2E-15	-4E-15	-7E-15	-3E-15	-6E-15	8,8E-15	-1E-14	-1E-14	1,4E-14	2,1E-14	-2E-14	2,3E-14
8	-9E-16	-9E-16	0,2468	-2E-15	-2E-15	0,0698	-2E-15	-2E-15	6E-16	-3E-15	-4E-15	7,5E-16	2E-15	-7E-15	1,2E-15	3,6E-15	-1E-14	2E-15
9	-1E-15	4E-16	0,21	-2E-15	-6E-16	-0,1129	-2E-15	-9E-16	6E-15	-4E-15	-1E-15	-7E-15	7,4E-15	-3E-15	-1E-14	-1E-14	-4E-15	-2E-14
10	-1E-15	2E-16	7E-15	-2E-15	3E-16	-6E-15	-2E-15	5E-16	5E-15	-4E-15	7,2E-16	6,4E-15	2,5E-15	1,4E-15	1E-14	4,5E-15	2,2E-15	1,7E-14
11	-4E-15	-7E-16	-0,21	-8E-15	1E-15	0,1129	-9E-15	2E-15	1E-15	-2E-14	2,9E-15	-2E-15	-1E-14	5,5E-15	-3E-15	2,2E-14	9E-15	-4E-15
12	-1E-15	-4E-15	-0,2468	-2E-15	-7E-15	-0,0698	-3E-15	-1E-14	-8E-15	-5E-15	-2E-14	-1E-14	3E-15	-3E-14	-2E-14	5,4E-15	-5E-14	-3E-14
13	2E-15	3E-15	-0,0802	3E-15	-6E-15	-0,0698	4E-15	-9E-15	-3E-15	6,5E-15	-1E-14	3,9E-15	6,4E-15	-3E-14	6,2E-15	-1E-14	-4E-14	1E-14
14	-1E-15	-3E-15	0,1526	-3E-15	-5E-15	0,1129	-3E-15	-7E-15	1E-14	-6E-15	-1E-14	1,8E-14	2,3E-14	-2E-14	2,8E-14	4,1E-14	-4E-14	4,6E-14
15	-5E-15	2E-15	0,2595	-8E-15	-4E-15	1E-14	-1E-14	-6E-15	1E-14	-2E-14	-9E-15	-1E-14	-1E-14	-2E-14	-2E-14	2,4E-14	-3E-14	-3E-14