

В. Д. ПЕТРЕНКО, О. Л. ТЮТЬКІН,
Дніпропетровський національний університет залізничного транспорту імені академіка
В. Лазаряна (Україна),
В. І. ПЕТРЕНКО (Укрметротунельбуд)

КОМПЛЕКСНИЙ АНАЛІЗ КОЛОННОЇ СТАНЦІЇ ІЗ ВАРІАЦІЄЮ ГЛИБИНИ ЗАКЛАДЕННЯ

В роботі представлені результати комплексного аналізу колонної станції із варіацією глибини закладення та з'ясуванням впливу рухомого навантаження на перекриття.

В работе представлены результаты комплексного анализа колонной станции с вариацией глубины заложения с выяснением влияния подвижной нагрузки на перекрытие.

In the article the results of complex analysis of the columnar station with variation of depth contour interval with research of mobile loading influencing on ceiling are represented.

Особливістю статичної роботи тунельних конструкцій є те, що їх напружено-деформований стан (НДС) формується у взаємодії з навколишнім масивом. Але, у свою чергу, динамічна складова НДС такого роду конструкцій також велика, оскільки тунельні конструкції сприймають спектр динамічних навантажень. Проблема вирішення динамічних задач у разі тунельних конструкцій ускладнюється тим, що слід враховувати приєднані маси ґрунту, в той же час, враховуючи не тільки інерційну складову, але і взаємодію з елементами конструкції.

Деякі задачі і шляхи їх рішення у області статичних або слабо динамічних дій вже були одержані і систематизовані різними авторами, проте загальна систематизація і шляхи рішення динамічних задач у разі підземних споруд розроблені не були [1-3]. Основні поняття в цій області складно вважати вже теоретично розробленими, але розробка методик практичних розрахунків є актуальною.

Область динамічних дій для станцій метрополітену можна класифікувати:

1. Динамічна дія метропроїзду, яка є періодичною дією як на оправу станції, так і на основу. Наслідками даної динамічної дії є віброкомпресія (стиск основи під лотковою частиною станційної конструкції), віброповзучість (явище збільшення переміщень під лотком станційної конструкції при дії періодичного або пульсації навантаження) і посилення корозії бетону.

Динамічна дія метропроїзду, відповідно, виявляється у всіх видах станцій, незалежно від глибини закладення. Проте найбільш негативний вплив динамічної дії спостерігається у разі

водонасичених глинистих (віброповзучість) і піщаних ґрунтів (віброкомпресія).

2. Динамічна дія наземного транспорту, яка найактивніше впливає на станційні конструкції мілкого закладення, найчастіше виявляється на станціях односклепінчастого і колонного типів мілкого закладення (глибина закладення не більш 20 метрів).

3. Ударна динамічна дія у разі падіння яких-небудь мас в межах станційної конструкції. Даний вид дії також активніше впливає на станційні конструкції мілкого закладення, проте деякі специфічні випадки ударної дії також можуть впливати і на глибокозакладені станції (глибина закладення більше 20 метрів).

4. Імпульсна динамічна дія. Даний вид дії мало вивчений у області розрахунків станційних конструкцій, проте є актуальним для вирішень їх поведінки на особливі дії [4].

5. Сейсмічна динамічна дія [5].

6. Динамічна дія тектонічних процесів земної кори. Даний вид дії якнайменше вивчений, оскільки складність у визначенні тектонічних сил, їх виникнення, формування і поведінки полягає не тільки в отриманні аналітичних залежностей, але і подальшому їх використанні в практичних розрахунках. Для реалізації методики розрахунку станції метрополітену мілкого закладення колонного типу на комплексні навантаження статико-динамічного характеру розроблено ряд моделей. Для найбільшої точності у відтворенні реальної взаємодії станційної конструкції розроблено просторову модель за допомогою об'ємних СЕ, яка застосовувалася у подальших статичних розрахунках. СЕ-модель побудована на основі реальних геометричних розмірів, реальних властивостей ґрунтів та залізобетону та застосування розрахункового

професійного комплексу Structure CAD for Windows, version 7.29 R.3 (SCAD) (рис. 1).

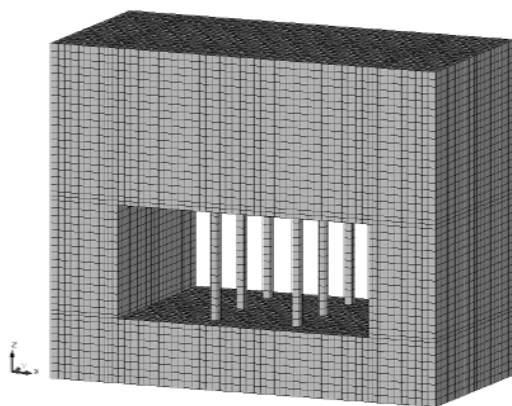


Рис. 1. Скінченно-елементна модель трисклепінчас-тої станції колонного типу

Модель основана на об'ємних скінченних елементах (37 167 вузлів, 42 456 скінченних елементів), і більш повно відображає статичну роботу станції із оточуючим масивом. Після створення просторової моделі їй надавалися деформаційні характеристики (модуль пружності-деформації, коефіцієнт Пуассона), причому для ґрунту та залізобетону вони задавалися окремо: жорсткість 1 (суглинок щільний, глибина закладення станції – 10 м) – модуль пружності $E=30$ МПа, коефіцієнт Пуассона $\mu=0,3$, питома вага $\gamma=20$ кН/м³; жорсткість 2 – приведений модуль пружності $E=38\,000$ МПа, приведений коефіцієнт Пуассона $\mu=0,02$, питома вага $\gamma=25$ кН/м³. Після надання деформаційних характеристик на модель накладалися граничні умови: по нижній границі моделі – заборона по осях X ; Y ; Z ; по боках моделі (вздовж боків, які паралельні осі тунелю) – заборона по осях X та Y ; по торцях моделі (сторони, які перпендикулярні осі X) – заборона по осі Y .

Після цього виконувався розрахунок на власної ваги моделі і рухоме навантаження НК-80, і його результати аналізувалися.

Для подальшого розрахунку конструкції на міцність, який буде проводитися лише по бетону, тобто на тріщиностійкість, застосовується формула четвертої теорії міцності (енергетична), виразом для якої є

$$\sqrt{\sigma_x^2 + \sigma_x \sigma_z + \sigma_z^2 + 3\tau_{xz}^2} \leq [\sigma]$$

де σ_x та σ_z – компоненти нормальних напружень по глобальних осях X та Z ; τ_{xz} – дотична компонента в площині XZ ; $[\sigma]$ – межа міцності матеріалу, для бетону В30 межа міцності $[\sigma]=21,0$ МПа.

Отримання еквівалентних напружень дозволяє врахувати складний напружений стан в елементах моделі і більш точно з'ясувати поведінку конструкції при взаємодії її із оточуючим масивом та спектром навантажень.

В якості першої частини комплексного аналізу проведено розрахунок станційної конструкції на дію власної ваги за методикою, результати якої викладено вище. Результати деформованого стану колонної станції не наводяться для економії місця. Аналіз деформованого стану свідчить про нормальний розподіл обох компонент, причому їх значення не суперечать роботі станції: максимальні вертикальні переміщення шелиги середнього залу станційної конструкції становлять 38 мм, лотка – 29 мм. Наведені дані про деформований стан конструкції є більш ілюстративними, так як найбільший інтерес у дослідженні мають напруження. Для розрахунку на міцність наведемо презентаційні дані лише по конструкції станції (рис. 2).

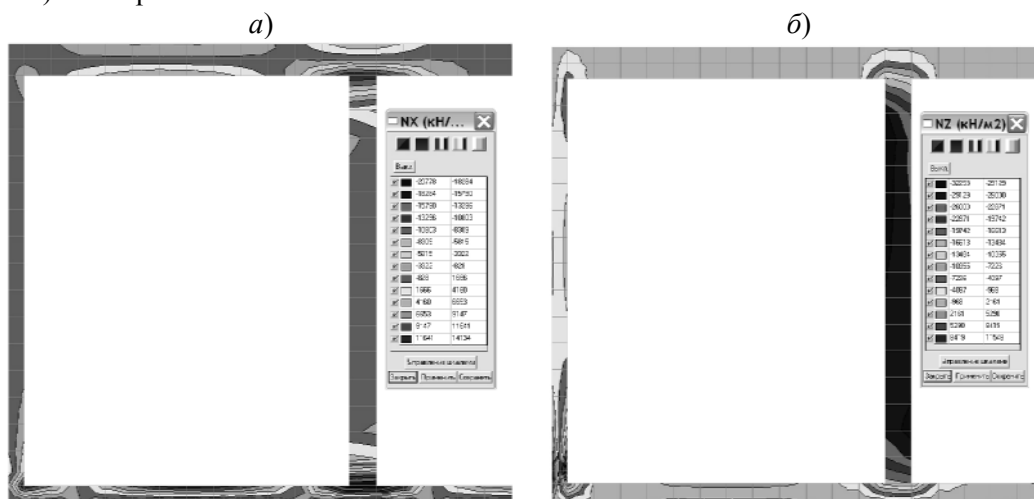


Рис. 2. Ізополя та ізолінії напружень в фрагменті моделі (фрагмент оправи станції) від власної ваги: а) нормальних по осі X ; б) нормальних по осі Z

Розподіл напружень в конструкції станції є стандартним і не суперечить класичним уявленням розподілу напружень в конструкціях із кутами і колонами. Як видно із аналізу рис. 2 перевірку на міцність слід провести в точках концентрації, які вказані на рис. 3.

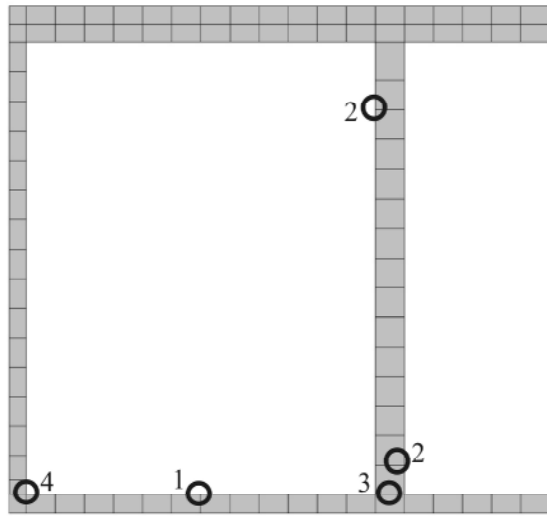


Рис. 3. Точки концентрації напружень в конструкції станції

Розрахунок за еквівалентними напруженнями проведемо у вигляді таблиці, яка наводиться нижче.

Таблиця 1

Розрахунок еквівалентних напружень за чотвертою теорією міцності

Номер точки	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа/ Коефіцієнт запасу
	Нормальне по осі X	Нормальне по осі Z	Дотичне в площині XZ	
Точка 1	14,1	5,3	-0,18	17,3/1,2
Точка 2	-0,8	-32,3	-0,18	32,7/0,6
Точка 3	-20,7	-16,6	-2,64	32,7/0,6
Точка 4	-13,3	-26,0	4,3	35,4/0,6

Як видно із наведеної таблиці, еквівалентні напруження сягають в точках 2-4 межових значень у 23,0 МПа, що свідчить про те, що в бетоні колони виникають тріщини, тому слід для цих елементів слід підвищити клас бетону (наприклад, до В40), або замінити залізобетон елементів на метал, таким чином значно покращивши ситуацію із загальним деформуванням конструкції. Причиною такої ситуації є те, що в досліджуваній конструкції шаг колон змінено із стандартного (4 м) на збільшений в 6 м,

що призводить до значного перенапруження колон. Хоча випадок із зменшеними коефіцієнтами запасу не є критичним, оскільки тріщини в колоні ще повинні перевірятися за величиною розкриття, однак встановлення металевих колон або зменшення їх кроку є рекомендацією щодо покращення роботи станційної конструкції.

Для дослідження впливу рухомого навантаження НК-80, а також аналізу результатів сумісної дії його із власною вагою початкову СЕ-модель дещо змінено для того, щоб коректно прикласти навантаження між колонами. Навантаження НК-80 прикладається на рівній відстані між колонами.

Для подальшого кількісного аналізу розраховуємо яка вага масиву приходить на одну колону: 1) крок між колонами в поздовжньому напрямі (вздовж осі станції) дорівнює 6,0 м; 2) відстань між колонами в фронтальному напрямі (від стіни до осі колони – 3 м, від осі колони до вертикальної осі симетрії – 3 м) – 6,0 м; 3) площа дії ваги на колону – 36 м²; 4) глибина закладення – 10 м, питома вага ґрунту – 20 кН/м³; 5) об'єм дії ґрунту на колону – 36×10=360 м³; 6) вага ґрунту – 360×20=7200 кН (70,6 т·с). При кроці між колонами, рівним 4 м, ця вага дорівнювала би 24×10×20=4800 (47,0 т·с), а напруження стиску в колоні площиною 0,25 м² (0,5×0,5 м) дорівнювали б відповідно 28,8 і 19,2 МПа. Причому видно, що у другому випадку напруження не досягають границі міцності бетону, тобто колона працює без утворення тріщин, що вже було доведено результатами статичним розрахунку, наведеними вище (максимальне напруження в колоні сягає 32,3 МПа (табл. 3.1) проти 28 МПа, отриманих аналітично, відносна похибка 13,3 %).

На рис. 4 наведені результати розрахунку станції на комплексне навантаження. Загальна якісна картина розподілу напружень в станційній конструкції на відміну від власної ваги значно не змінилася, так як рухоме навантаження НК-80 достатньо рівномірно діє на поверхню СЕ-моделі. Із розподілу компонент напружень рис. 4 можна свідчити, що вплив рухомого навантаження НК-80 несуттєвий. Якщо провести порівняльний аналіз деформованого стану моделей із навантаженням лише власною вагою і комплексним навантаженням, то різниця як кількісно, так і якісно невелика. Це можна пояснити тим, що дія навантаження НК-80 практично загасає над шелигою станційної конструкції (рис. 5), не доходячи до перекриття на 0,3...0,5 м.

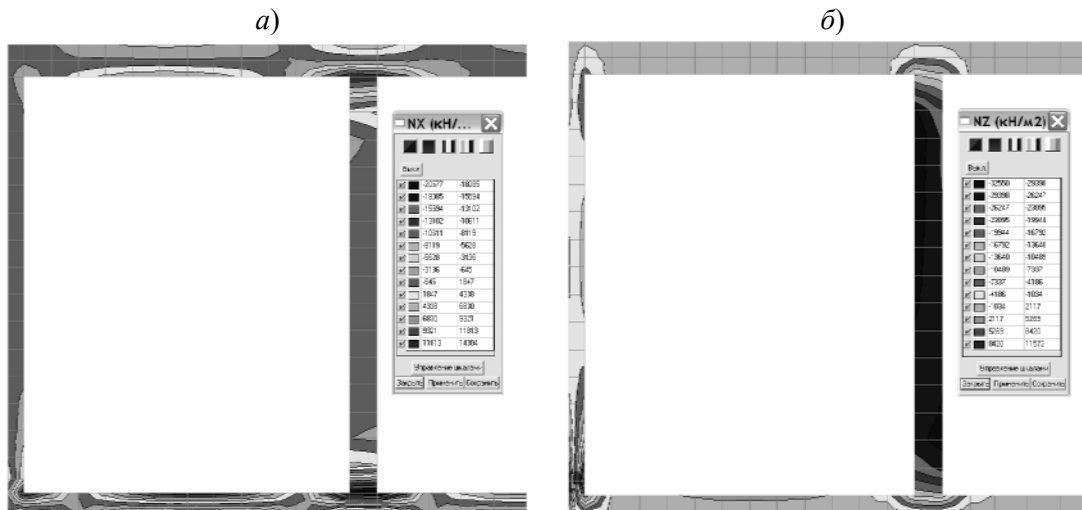


Рис. 4. Ізополя та ізолінії напружень в СЕ-моделі з глибиною закладення 10 м (фрагмент оправи станції) від власної ваги і дії рухомого навантаження НК-80:
а) нормальних по осі X; б) нормальних по осі Z

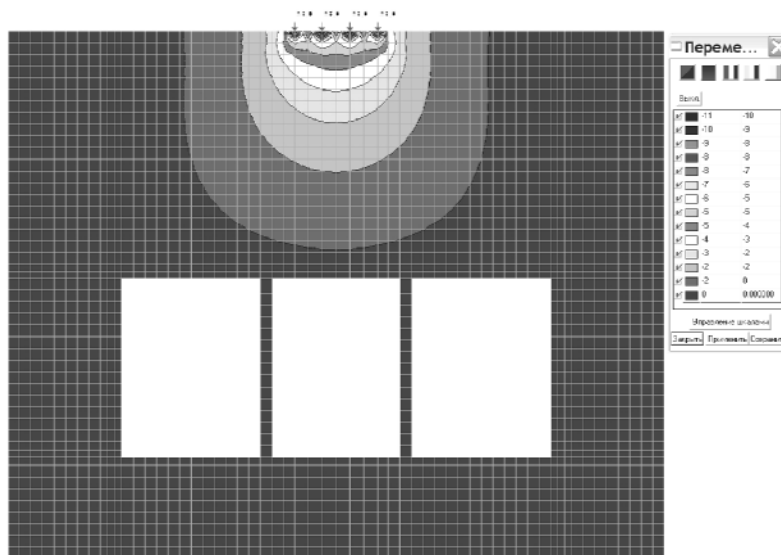


Рис. 5. Вертикальні переміщення в моделі лише від дії рухомого навантаження НК-80

Розрахунок за еквівалентними напруженнями також проведемо у вигляді таблиці (табл. 2).

Таблиця 2

Розрахунок еквівалентних напружень за чотвертою теорією міцності

Номер точки	Напруження, МПа			Еквівалентне напруження, МПа/ Коефіцієнт запасу
	Нормальне по осі X	Нормальне по осі Z	Дотичне в площині XZ	
Точка 1	14,3	5,3	-0,35	17,5/1,2
Точка 2	-0,65	-32,6	-0,36	32,9/0,6
Точка 3	-20,6	-16,8	-2,42	32,7/0,6
Точка 4	-13,1	-26,3	4,3	35,5/0,6

Порівняння результатів табл. 1 і 2 свідчить про те, що вплив НК-80 на напружений стан станційної конструкції незначний. Це також пояснюється тим, що на колону діє не всі 80 т·с, а лише одна чи дві сили, що в сукупності надає 10 або 20 т·с, а це складає лише 11,1 чи 22,2 % від загального комплексного навантаження. Таким чином, розрахунок на рухоме навантаження в статичній постановці, який ДБН «Метрополітени» регламентує як обов'язковий, може вважатися перевірочним для глибин закладення станції 10 м і більше.

Важливим дослідженням станційної конструкції колонного типу з кроком колон, який дорівнює 6 м, є з'ясування глибини закладення, при якій напруження в колоні дорівнює межі міцності бетону класу В30 (21 МПа), тобто критичну глибину, при якій тріщиноутворення

не відбувається. Для цього проведемо дослідження моделі із зменшенням глибини закладення до 5 м. Це дозволить отримати розподіл напружень в колонах і отримати їх залежність від ваги масиву над станцією.

Перед усе проаналізуємо вертикальні напруження лише від дії НК-80 (рис. 6), так як у випадку закладення 5 м НК-80 вже більше діє на станційну конструкцію, що видно із замикавання ізополів над шелигою склепіння і їх розповсюдження на колони.

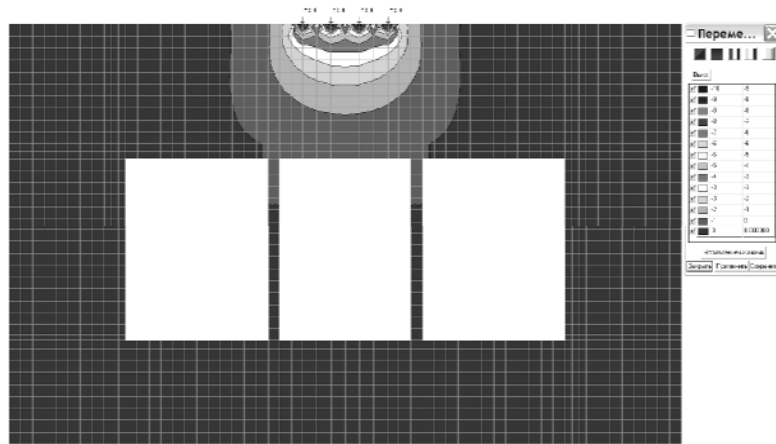


Рис. 6. Вертикальні переміщення в моделі від дії рухомого навантаження НК-80

На рис. 7 наведені результати розрахунку станції на комплексне навантаження цієї моделі. Однак вплив НК-80 і в цьому випадку залишається незначним, так як до загального деформування станційної конструкції додається лише міліметр (максимальні переміщення лише від власної ваги в шелизі становлять 49 мм, у випадку комплексного навантаження – 50 мм).

Це свідчить про незначний вплив навантаження НК-80 на деформований стан.

Якісний характер розподілу компонент напружень змінився значно (також змінилися кольори ізополів, що дещо затрудняє аналіз), також значення напружень кількісно змінилися суттєво.

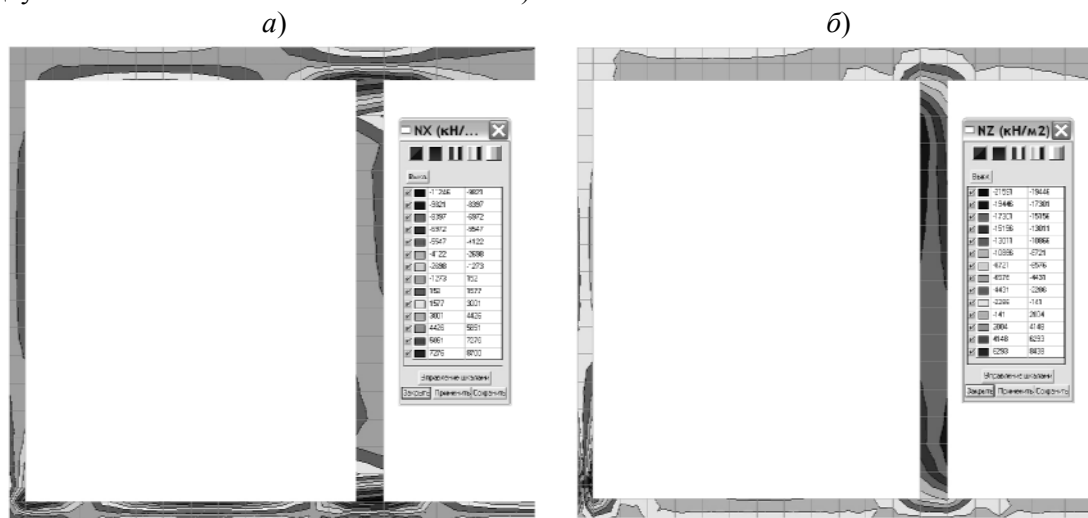


Рис. 7. Ізополя та ізолінії напружень в СЕ-моделі з глибиною закладення 5 м (фрагмент оправи станції) від власної ваги і дії рухомого навантаження НК-80:

а) нормальних по осі X; б) нормальних по осі Z

Слід відмітити, що рухоме навантаження НК-80 для глибини закладення 5 м вже суттєве, так як навантаження на колону дорівнює $180 \times 20 = 3600$ кН (35,3 тс), а частка НК-80 від комплексного навантаження складає 22,2 % (для однієї пари коліс) або 44,4 % (для двох пар), що підтверджує висновок про перевіроч-

ний характер розрахунку при глибині закладення більше 10 м. Для цього випадку також проведемо розрахунок за еквівалентними напруженнями, але для економії місця таблицю наводити не будемо, а побудуємо графік залежності еквівалентних напружень від глибини закладення станційної конструкції (рис. 8).

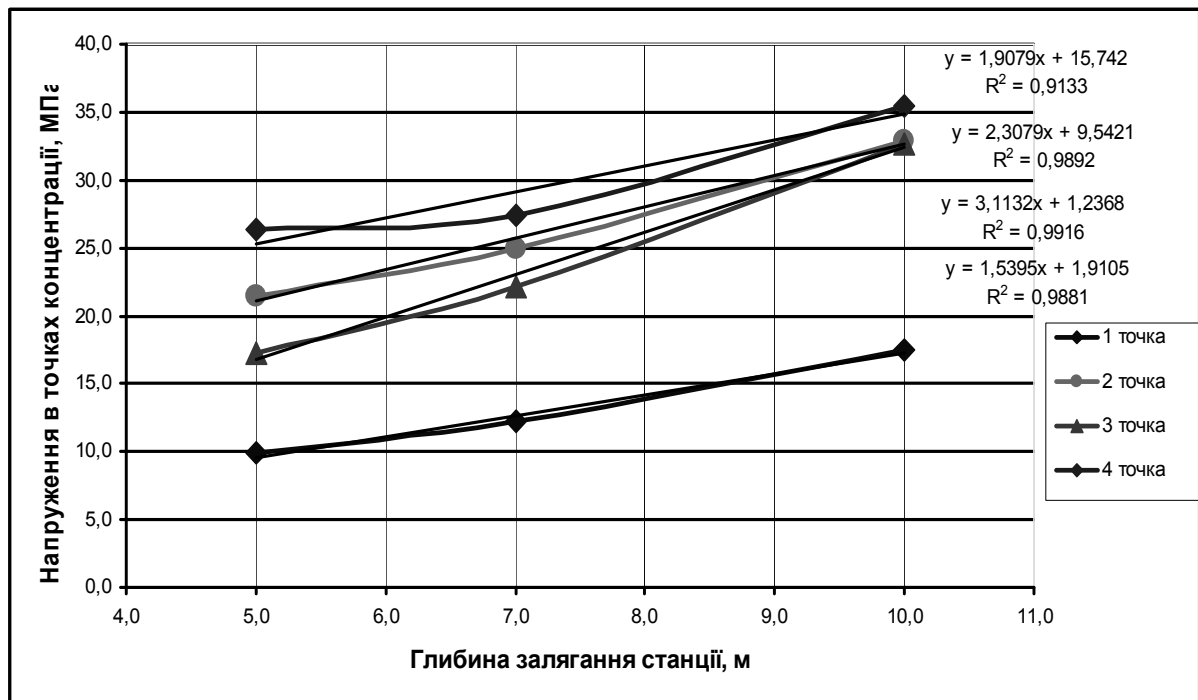


Рис. 8. Графіки залежності еквівалентних напружень від глибини закладення

Апроксимація графіків, яка наведена на рис. 8, свідчить про високу ступінь автоматичного підбору функцій (значення величини апроксимації R^2 практично дорівнює одиниці, $R^2=0,91\dots0,99$), що доводить майже функціональний характер цих залежностей, дещо нелінійний характер графіків добре згладжується апроксимованими лінійними трендами. Із їх аналізу видно, що критична глибина закладення для конструкції із кроком колон, рівним 6 м, складає 4...4,5 м (якщо не брати до уваги точку 4, в якій зазвичай зменшують дію концентратора напружень в куті розміщенням армування або вута) або 5,0...5,5 м по першим трьом точкам.

Із проведеного аналізу можна свідчити, що зміну важливих конструктивних параметрів станційної конструкції можливо проводити лише після її комплексного аналізу, результати якого дають змогу прогнозувати поведінку елементів під навантаженням та можливі несприятливі наслідки, вплив яких можна оцінити вже на етапі проектування та розрахунку.

БІБЛЮГРАФІЧНИЙ СПИСОК

1. Бакиров, Р. О. Динамический расчет и оптимальное проектирование подземных сооружений: Учеб. пособие для вузов [Текст] / Р. О. Бакиров, Ф. В. Лой. – М.: Стройиздат, 2002. – 464 с.
2. Дашевский, М. А. Распространение волн при колебании тоннелей метро [Текст] / М. А. Дашевский. // Строительная механика и расчет сооружений, 1974. – № 5. – С. 29-34.
3. Ильичев, В. А. К вопросу о расчете уровня вибрации в грунте от воздействия метропоездов в тоннелях мелкого заложения [Текст] / В. А. Ильичев, В. С. Поляков // Тр. НИИОСП, 1983. – Вып. 80. – С. 33-42.
4. Петренко, В. Д. Применение энергетического подхода для решения динамической задачи взрывного воздействия на строительные конструкции [Текст] / В. Д. Петренко, А. Л. Тюткин. // Автомобильные дороги и дорожное строительство. – Київ: Вид-во НТУ, 2006. – Вып. 73. – С. 235-239.
5. Петренко, В. Д. Способ комплексной оценки физического состояния системы «крепление-массив» при сейсмических взаимодействиях [Текст] / В. Д. Петренко, А. П. Букань, А. Л. Тюткин. // Геотехническая механика. – Днепропетровск: ИГТМ НАНУ ім. М.С. Полякова, 2003. – Вып. 42. – С. 204-208.