

Останнім часом будівництво в містах України проводиться в межах забудованих територій, в умовах щільної забудови у складних геологічних обставинах з максимальним використанням підземного простору для влаштування підземних частин будівельних об'єктів, це вимагає влаштування глибоких котлованів поблизу існуючих будівель та споруд, що впливає на стійкість прилеглих територій, та викликає значні зміни в напружено-деформованому стані будинків і споруд прилеглої забудови.

При будівництві в умовах щільної забудови населених місць одним з основних питань є забезпечення збереження існуючих прилеглих будівель, що розташовані в зоні впливу глибоких котлованів. Одним з найважливіших чинників, що визначають якісний стан об'єктів будівництва, є міцність та відсутність тріщин і місцевих руйнувань у конструкціях будівель і споруд у весь період експлуатації.

Для прилеглих об'єктів існуючої забудови будівництво може створити ризик пошкоджень, порушення нормальної експлуатації, деформації конструкцій, а іноді і аварій внаслідок порушення ґрунтів основ при виконанні поблизу земляних робіт з розробки глибоких котлованів; ущільнення і переміщення ґрунту в активній зоні основ внаслідок додаткових навантажень від нової будівлі, зміни усталених гідрогеологічних умов та пов'язаних з цим підтоплень або осушень забудованих територій.

У процесі будівництва виникають певні труднощі, пов'язані зі збереженням незмінності існуючого напружено-деформованого стану (НДС) вже існуючих будівель та основи під ними. Згідно міжнародної класифікації, зокрема європейських норм і стандартів (єврокодів) будівництво та реконструкція в зонах існуючих забудов у складних геологічних умовах належить до найвищої категорії складності.

Багато з існуючих будівель, поруч з якими споруджуються нові будівлі, мають фундаменти неглибокого (мілкового) закладання, які чутливо реагують на зміну НДС ґрунтової основи. Влаштування котлованів, підземних каналних споруд, використання підземного простору під паркінги, термінові локальні водоймища, які тимчасово акумулюють ґрунтові води, забезпечуючи їх рівень у межах допустимого під злітно-посадовими смугами, та інші інженерні споруди порушують урівноважений напружений стан основи і здебільшого негативно впливають на існуючі конструкції будівель. У цих умовах важливу роль відіграють інженерні захисні споруди та технології їх влаштування, які б забезпечили мінімальні зміни НДС основи. Розрахунки конструкцій зазначених захисних споруд, а саме – захисних екранів, діафрагм, підпірних стінок різної конфігурації, стінок у ґрунті – суцільних та комбінованих з буро набивних і буроінекційних паль глибиною до 40 м і більше, необхідно проводити з урахуванням нелінійної поведінки ґрунту, особливо на етапі влаштування глибоких котлованів.

Наукове обґрунтування заходів з інженерної підготовки територій в умовах міської забудови виконано на основі розробленої теорії аналізу стійкості ділянок міської території при проведенні її перетворення, та шляхом проведення досліджень стану комбінованого півпростору з урахуванням влаштування глибоких котлованів, взаємодії штучних конструкцій укріплення ґрунтових основ та впливу оточуючої забудови на прикладах тестових та реальних задач, з урахуванням обсягів земляних робіт, огорожувальних споруд, та конструкцій споруд оточуючої забудови. Для досліджень інженерної підготовки перетворення міських територій зі щільною забудовою та складними геологічними умовами, відібрані найбільш типові приклади перетворення міської території шляхом проведення нового будівництва у місті Києві, а також реконструкції транспортних об'єктів – споруд магістральної вуличної мережі та аеропортових (аеродромних) комплексів у складних інженерно-геологічних умовах.

Характерні приклади типових задач зі встановлення вірогідності методології дослідження стану півпростору.

Для встановлення точності запропонованої методики дослідження нелінійного деформування комбінованого півпростору у граничному напруженому стані проведений аналіз розв'язків класичних тестових задач.

Задача про розподіл напружень у лінійно деформованому масиві.

Задача зведена до плоскої (плоска деформація). У разі смугового навантаження на одиничну пластинку аналітичний розв'язок задачі визначення розподілу напружень виконувався вченими Н. Герсевановим, В. Флоріним та ін. [101, 102]. При цьому були отримані спрощені до практичного використання табульовані формули з визначення стискаючих, розпирних (нормальних) і зсувних напружень.

Для порівняння та аналізу результатів, що отримані при чисельному розрахунку з використанням розробленої методики, була побудована дискретна модель для плоского півпростору з розмірами регулярної сіткової області – $M_2 \times M_3$ (19×30). Значення деяких параметрів розрахункової схеми (рис. 4.1): ширина смугового навантаження $b=2$ м, розмір розрахункової частини півпростору (з урахуванням однієї площини симетрії) становить 5×13 м, фізико-механічні характеристики ґрунтового масиву (однорідний, ізотропний) – модуль пружності (загальний модуль деформації) – $E=50$ МПа, коефіцієнт Пуассона (параметр поперечної деформації) – $\nu=0,33$. Розрахункова схема скінченноелементної моделі плоского півпростору наведена на рис. 4.1.

Початок сіткових координат $S_1 S_2 S_3$ знаходиться в лівому нижньому вузлі і дорівнює $S_1=1, S_2=1, S_3=1$, кінець у правому верхньому вузлі – $S_1=M_1=2, S_2=M_2=19, S_3=M_3=30$. Число вузлів розрахункової схеми складає $NMS=M_1 \cdot M_2 \cdot M_3=2 \times 19 \times 30=1140$.

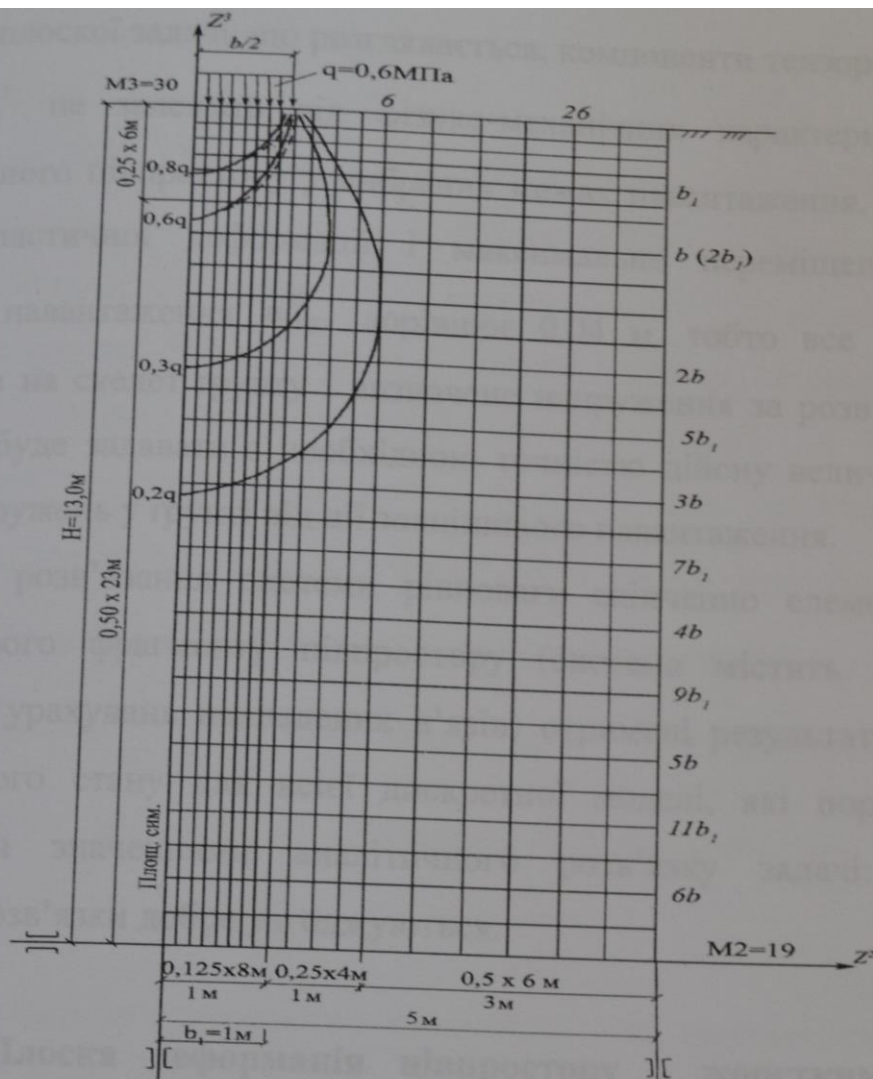


Рис.4.1. Розрахункова схема півпростору зі смуговим навантаженням.

Нумерація нижніх вузлів непарна, а верхніх парна і визначається за формулою:

$$N=i+M1*(j-1)+M1*M2*(k-1), \quad (4.1)$$

де i, j, k – сіткові координати відповідного вузла сіткової області.

Граничні умови розрахункової схеми такі: накладені в'язі типа повзун (рис. 4.1) за другим напрямом глобальної системи координат $OZ^1Z^2Z^3$ у площині симетрії OZ^1Z^3 і площині бічної грані розрахункового фрагменту; аналогічні в'язі за третім напрямом глобальної системи координат, накладені у нижній площині півпростору; накладені в'язі у всіх вузлах дискретної моделі на переміщення за нормаллю до площини півпростору OZ^2Z^3 (за першим напрямом глобальної системи координат).

Для плоскої задачі, що розглядається, компоненти тензора напружень – $\sigma_N^{33}, \sigma_N^{22}, \sigma_N^{23}$ не залежать від фізико-механічних характеристик лінійно деформованого півпростору у вибраних межах навантаження, коли відсутні області пластичної деформації і максимальне переміщення у центрі смугового навантаження u_{1103}^3 дорівнює 0,04 м, тобто все навантаження передається на скелет ґрунту і визначене напруження за розв'язками теорії пружності буде задавати з необхідною точністю дійсну величину кінцевих повних напружень у ґрунті від дії зовнішнього навантаження.

Після розв'язання системи рівноваги скінченно елементної моделі розрахункового фрагменту півпростору (система містить $19 \times 30 \times 6 = 3420$ рівнянь без урахувань накладених в'язів) отримані результати напружено-деформованого стану для всієї дискретної моделі, які порівнюються із відповідними значеннями аналітичного розв'язку задачі: чисельні і аналітичні розв'язки добре узгоджуються.

Плоска деформація півпростору з жорстким полосовим критичним навантаженням.

Характерним навантаженням при вивченні міцності і несучої здатності ґрунтів є Початкове критичне навантаження (перше критичне) та Граничне критичне навантаження (друге критичне) [63, 82].

Для перевірки вірогідності отримуваних чисельних розв'язків з використанням розробленої методики розглянута тестова задача плоскодеформованого однорідного півпростору від дії рівномірно розподіленого навантаження інтенсивністю “р” під подошвою жорсткого стрічкового навантаження шириною “b” на глибині “h” від поверхні ґрунту з боковим привантаженням на глибині “h” – “ γh ” шириною “2b”. Глибина стискуваної товщі під подошвою прийнята – “3v”. Фізико-механічні характеристики глинистого ґрунту наступні: $E = 260$ ктс/см², $c = 0,82$ ктс/см², $\phi = 18^\circ$, $\nu = 0,33$. Відповідно при плоскій деформації

розрахункові значення модуля загальної деформації ґрунту і коефіцієнта Пуасона дорівнюють $E_1 = E / (1 - \nu^2) = 291,77 \text{ кгс/см}^2$, $\nu_1 = \nu / (1 - \nu) = 0,4925$. Розміри сіткової області становлять $M_2 = 19$, $M_3 = 21$, що відповідає системі рівноваги $2 \times 19 \times 21 \times 3 = 2394$ нелінійних рівнянь без урахування накладених в'язів. Розміри розрахункової SE-моделі півпростору дорівнюють ширині 500 м і висоті $H = 750$ см, глибина підшви фундаменту $h = 150$ см, товщина розрахункової плоскої моделі – 1 см. Вузлові навантаження на обрізі фундаменту прийняті при моделюванні першої (початкової) критичної сили $F_1^h = 240,0$ кгс і другої (граничної) критичної сили $F_1^n = 456$ кгс, що відповідає рівномірно-розподіленному навантаженню на підшві фундаменту (без урахування “ γh ”) – $P_{кр.}^H = 4,8 \text{ кгс/см}^2$ (0,48 МПа) і $P_{кр.}^{np} = 9,12 \text{ кгс/см}^2$ (0,912 МПа). Значення цих критичних сил: $P_{кр.}^{нач.} = 5,048 \text{ кгс/см}^2$, $P_{кр.}^{np} = 9,12 \text{ кгс/см}^2$.

За результатами чисельних досліджень при навантаженні $P_{кр.}^H = 5,048 \text{ кгс/см}^2$ маємо наступне. Елюра реактивного тиску (головні стискуючі максимальні напруження) наведена на рис. 4.2. Характер розподілу максимальних стискуючих напружень має класичний вигляд – концентрації напружень на кромці жорсткого стрічкового фундаменту становлять $5,87 \text{ кгс/см}^2$ і дещо перевищують $P_{кр.}^H = 5,04 \text{ тс/см}^2$, тобто у цій зоні починається розвиток пластичних деформацій. У середній зоні основи фундаменту напруження становлять 45 % від максимальних – $2,47 \text{ кгс/см}^2$. Максимальне переміщення під підшвою, практично рівномірне по ширині і становить $u_{533+543}^3 = -3,78$ см, що знаходиться у межах допустимої відносного осідання – $-\frac{3,78}{600} \approx 0,0063 < 0,007$.

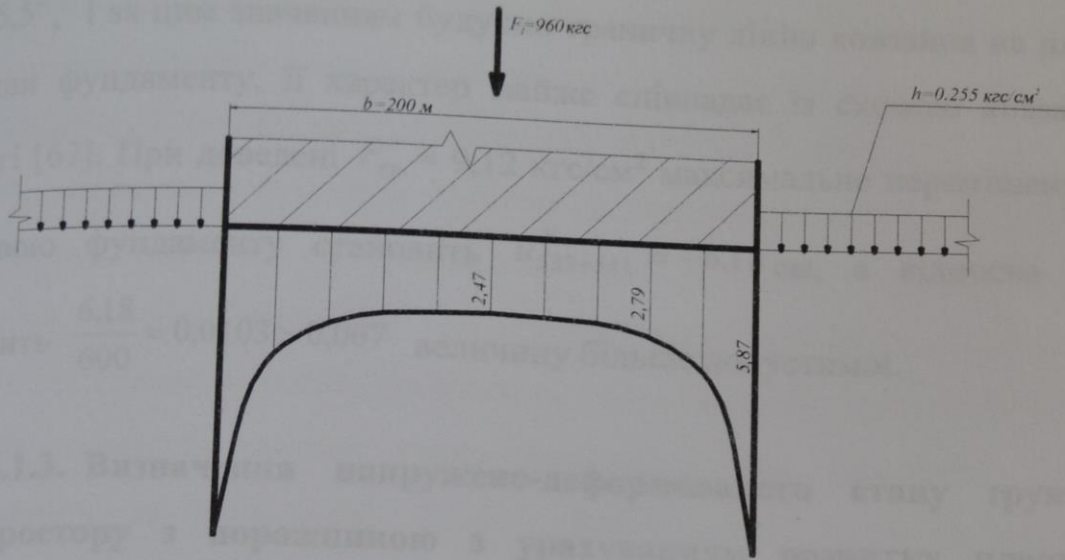


Рис. 4.2. Розрахункова схема задачі визначення граничного критичного навантаження.

Розрахунок задачі наведеною дискретною моделлю (рис. 4.2) на дію граничного критичного навантаження за Терцагі [67] свідчить, що під навантаженою поверхнею півпростору на рівні $h=150$ м виникають площадки ковзання, які утворюють зони граничної рівноваги із супротивом зсуву, рівному граничному. Ці площадки виникають там де максимальний кут відхилення дорівнює куту внутрішнього тертя, тобто куту нахилу огинаючої кругів граничних навантажень до вісі нормальних напружень.

Аналіз чисельних розрахунків при збільшенні критичного навантаження від $P_{кр.}^H = 5,048$ кгс/см² до $P_{кр.}^H = 9,12$ кгс/см² показує, що у трикутнику під подошвою спостерігається суцільний розвиток пластичних деформацій і площадки ковзання поширюються уздовж основи подошви. Граничні лінії ковзання наведені на дискретній моделі задачі плоскодеформованого півпростору при повному використанні несучої здатності ґрунту. У проміжному стані за значеннями головних напружень у характерних елементах (починаючи від кромки подошви до правої межі дискретної моделі) кут внутрішнього тертя визначався формулою (4.2.1) з використанням значень відповідно параметрів за числовими розрахунками: $\varphi_{543} = 14,5^\circ$, $\varphi_{545} = 16,26^\circ$, $\varphi_{589} = 15,5^\circ$, беремо середнє значення куту

$\varphi = 15,5^\circ$, і за цим значенням будуюмо граничну лінію ковзання на площині підшви фундаменту, її характер майже співпадає із схемою ковзання за Терцагі [67]. При доведені $P_{кр.}^n = 9,12 \text{ кгс/см}^2$ максимальне переміщення під підшвою фундаменту становить $u_{533+541}^{3'} = -6,18 \text{ см}$, а відносна осадка становить $\frac{6,18}{600} = 0,0103 > 0,007$ величину більше допустимої.