

MARIAN ŁUPIEŻOWIEC*

ANALIZA POSADOWIENIA OBIEKTÓW
WIELKOWYMIAROWYCH Z UWZGLĘDNIENIEM
SILNEJ ZMIENNOŚCI SZTYWNOŚCI GRUNTU
W ZAKRESIE MAŁYCH ODKSZTAŁCEŃANALYSIS OF THE FOUNDATION OF LARGE-SIZED
STRUCTURES CONSIDERING STRONG SOIL STIFFNESS
IN THE RANGE OF SMALL STRAINS

Streszczenie

W artykule przedstawiono zastosowanie modelu HS-small w analizie osiadań wielkowi-
miarowych konstrukcji budowlanych. Model ten jest w stanie opisać złożone charakterystyki
deformacyjne gruntów w zakresie małych odkształceń, co jest szczególnie istotne przy anali-
zach obejmujących współpracę z konstrukcją znacznej miąższości podłoża gruntowego. Obli-
czenia numeryczne wykonano w programie Z_Soil v. 2009, a analizowanymi konstrukcjami
były piętnastokondygnacyjny budynek biurowy Silesia Towers w Katowicach oraz zbiornik
na paliwa płynne o pojemności 20 000 m³. Wyniki otrzymane dla drugiego z obiektów
zostały porównane z pomiarami uzyskanymi z monitoringu.

Słowa kluczowe: charakterystyki deformacyjne gruntu w małych odkształceniach, analiza MES

Abstract

In article the application of the HS-small model in analyses of the settlements large-size
building structures is presented. This model is able to describe complex deformation
characteristics of soils in the range of small strains, that is very important during analysis
containing an interaction of a large part of subsoil. Numerical calculations were carried out
using Z_Soil v. 2009 system. Analysed structures were fifteen-storey office building Silesia
Towers in Katowice and the fuel tank of 20 000 m³ capacity. Results obtained for the second
object were comprised with values measured during the monitoring.

Keywords: stiffness of soil in small strain range, FEM analysis

* Dr inż. Marian Łupieżowiec, Katedra Geotechniki, Wydział Budownictwa, Politechnika Śląska.

1. Wstęp

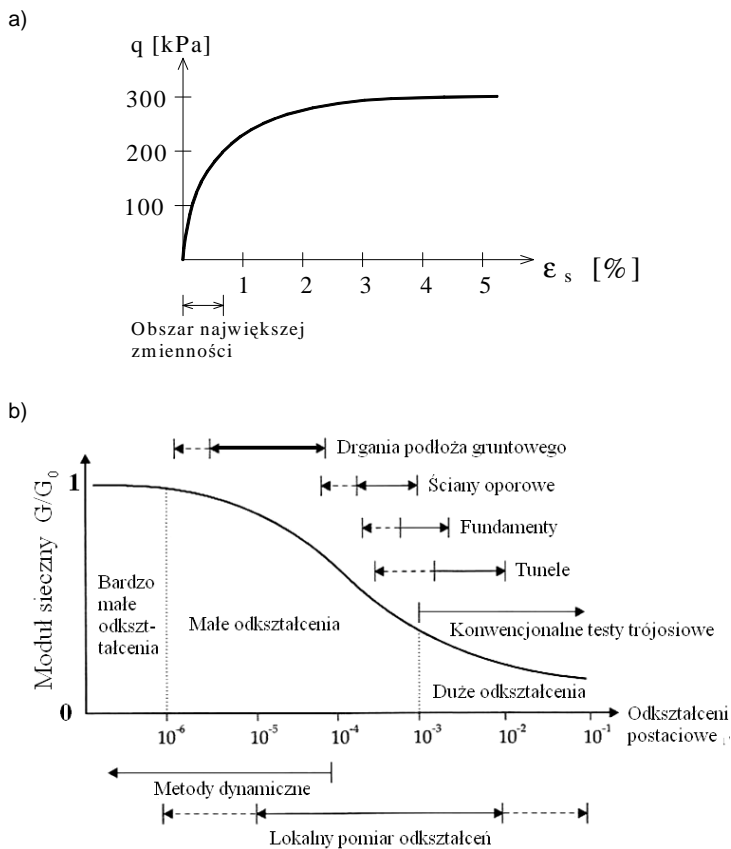
Analizując zachowanie dowolnej konstrukcji budowlanej posadowionej na gruncie, należy w rozważaniach uwzględnić złożone charakterystyki deformacyjne podłoża. Niekiedy decydują one nie tylko o wielkości samych osiadań, ale również mają wpływ na ich nierównomierność, co ma bezpośredni wpływ na siły wewnętrzne w samej konstrukcji. Dlatego też przyjęcie adekwatnego modelu, w zależności od analizowanego zagadnienia oraz właściwych parametrów, decyduje o dokładności prowadzonych obliczeń.

Jedną z ważniejszych cech gruntu jest jego wrażliwość na stan naprężenia, jaki panuje w analizowanym punkcie, historię i prędkość procesu obciążenia, a przede wszystkim na wielkość odkształceń, jakie obserwuje się na konkretnym etapie oddziaływania. Okazuje się, że jest to szczególnie istotne dla obiektów o znacznych rozmiarach, gdzie pod uwagę bierze się warstwy gruntu o dużej głębokości. Oznacza to, że na osiadania rozpatrywanego obiektu ma wpływ obecność sporych obszarów, gdzie występują małe odkształcenia. Obszary te, w świetle wcześniejszych stwierdzeń, charakteryzują się dużą sztywnością. Ze względu na rozmiar tego typu zagadnień, analiza z zastosowaniem klasycznych modeli liniowo-sprężystych lub sprężysto-idealnieplastycznych może powodować znaczne przeszacowanie oraz niewłaściwy rozkład sił wewnętrznych w samej konstrukcji.

W artykule zaprezentowano analizę osiadań dwóch obiektów metodą elementów skończonych z użyciem zaawansowanego modelu HS-small [2, 11]. Wybrane konstrukcje to wysoki budynek biurowy posadowiony na płycie fundamentowej oraz zbiornik na paliwa płynne o pojemności 20 000 m³. Przedstawiono koncepcję modelowania tego typu zagadnień z zastosowaniem systemu Z_Soil [13], analizę warunków gruntowych i doboru na jej podstawie parametrów do symulacji numerycznej. Dodatkowo, dla drugiego z obiektów, zamieszczono porównanie otrzymanych z obliczeń wyników z prowadzoną obserwacją osiadań.

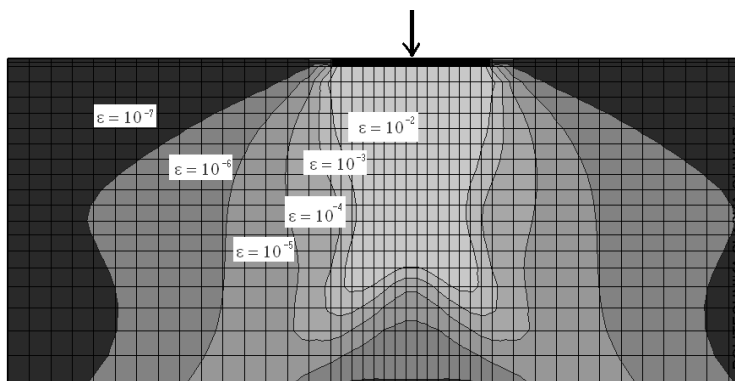
2. Charakterystyka odkształceniowa gruntów w zakresie małych odkształceń

Od początku lat dziewięćdziesiątych XX wieku znana jest złożona właściwość gruntów, która polega na bardzo dużej zmienności sztywności ośrodka w zależności od wielkości odkształceń (por. [8]). Przebieg krzywej ścinania $q - \varepsilon_1$ dla typowego badania trójosiowego (por. rys. 1a) sugeruje największą zmianę charakterystyki deformacyjnej w momencie osiągnięcia wytrzymałości materiału. Jednak po przedstawieniu zależności wartości modułu ścinania od wielkości odkształceń postaciowych (rys. 1b) okazuje się, że największą zmienność tego modułu zaobserwować można w przedziale 10^{-3} – $10^{-1}\%$ [6]. W zależności od rodzaju gruntów i jego historii geologicznej, różnica między wartościami granicznymi tego przedziału odkształceń może być nawet dwudziestokrotna. Uwzględniając tę właściwość w prowadzonych analizach osiadań konstrukcji budowlanych, otrzymuje się bardzo dużą redukcję osiadań obszarów masywu, gdzie odkształcenia postaciowe mają niewielką wartość (rys. 2). Oznacza to, że w porównaniu z klasycznymi modelami i sposobami analizy osiadań fundamentów, uwzględnienie powyższej zależności warunkuje otrzymanie realistycznych wartości. Różnice w wynikach otrzymywanych z obliczeń, w stosunku do mierzonych w rzeczywistości, zależą przede wszystkim od wymiarów przykładowego obciążenia.



Rys. 1. Zmienność sztywności ścinania gruntu w zależności od odkształceń postaciowych

Fig. 1. Variability of the shear stiffness depending on shear strain



Rys. 2. Odkształcenia postaciowe w obszarze pod płytą fundamentową

Fig. 2. Shear strain in subsoil under the foundation slab

Najbardziej widoczna różnica pojawia się w przypadku płyt, skrzyni fundamentowych, nasypów drogowych itd., natomiast mniejsza różnica występuje dla stóp i ław, które odznaczają się mniejszymi wymiarami w planie.

3. Modele uwzględniające nieliniowość w zakresie małych odkształceń

3.1. Symulacja zmiennej sztywności gruntu

Ze względu na fakt, że od początków rozwoju mechaniki gruntów powszechna była świadomość złożonych właściwości badanego materiału, sformułowano ogromną liczbę modeli konstytutywnych, które opisują te właściwości. Jedną z możliwości jest model sprężysto-plastyczny ze wzmocnieniem anizotropowym. Taki opis zakłada wprawdzie osłabienie sztywności materiału w miarę wzrostu obciążenia, jednak model ten najlepiej oddaje pracę gruntu prekonsolidowanego. W mniejszym stopniu opisuje natomiast silną nieliniowość pokazaną na rys. 1b. Inne podejście przyjęto w sformułowaniu modeli nieliniowo-sprężystych. Przykładem jest zależność podana przez Faheya i Cartera [4], w której założono zmienność samej wartości modułu odkształcenia w zależności od wielkości odkształcenia postaciowego. Podobny sposób uwzględniania przedmiotowego zjawiska podano w propozycji Puzrina i Burlanda [9]. Tego typu opisy zachowania się materiału ujmują wprawdzie w dosyć dobry sposób zmienność sztywności w początkowym zakresie obciążeń, ale w dalszym ciągu pozostają sformułowaniami teorii sprężystości, która nie uwzględnia występowania odkształceń trwałych. Należy przyznać, że dla opisywanych zagadnień zachowania się konstrukcji obciążających podłoże na znacznej powierzchni, tego typu modele mogą w znacznie lepszy sposób symulować zachowanie się budowli od klasycznie stosowanych metod analizy. Wreszcie, jednym z bardziej złożonych opisów: są model Daffaliasa–Hermannia [3] i bazujący na nim model NAHOS [7]. Oba te podejścia zakładają zmianę sztywności w zależności od położenia bieżącego punktu w przestrzeni naprężeń w stosunku do położenia powierzchni plastyczności (lub ograniczającej) i bieguna sprężystości. Ostatnie określenie dotyczy punktu, dla którego odpowiedź materiału na obciążenie będzie liniowo-sprężysta. Model NAHOS proponuje tutaj kolejną modyfikację, wg której położenie bieguna sprężystości będzie się zmieniać po każdym ostrym zwrocie ścieżki naprężenia.

3.2. Model HS-small

W niniejszym artykule do analizy osiadań konstrukcji zastosowano model konstytutywny HS-small. Wybór tego modelu wynikał z jego dostępności w systemie MES Z_Soil [13]. Wykorzystano go do obliczeń numerycznych. Model ten (por. [2, 10]) został sformułowany przy założeniu wielomechanizmowej sprężysto-plastyczności ze wzmocnieniem. Podstawowe dwa mechanizmy, to wzmocnienie objętościowe opisywane w sposób analogiczny do modelu MCC oraz warunek Coulomba–Mohra dla mechanizmu ścinania. Oprócz wcześniej wymienionych, występuje także ograniczenie Rankina, które jest istotne szczególnie dla gruntów spoistych. Najważniejszą zależnością dla tytułowego zagadnienia, którą model HS-small uwzględnia w swojej strukturze, jest zmienność modułu ścinania, którego wartość wynika bezpośrednio z bieżącej wartości odkształcenia postaciowego γ . Zależność ta opisana jest wzorem

$$G = \frac{G_0}{1 + a \frac{\gamma}{\gamma_{0,7}}} \quad (1)$$

gdzie:

- G – moduł ścinania w bieżącym kroku analizy,
- G_0 – początkowa (maksymalna) wartość modułu ścinania,
- γ – bieżąca wartość odkształcenia postaciowego,
- $\gamma_{0,7}$ – wartość odkształcenia odpowiadająca 70% wartości maksymalnej wartości modułu ścinania,
- $a = 0,385$.

Powyższa zależność jest w stanie ująć opisaną w punkcie 2. złożoną zmienność modułu ścinania w zakresie małych odkształceń, która jest głównym celem prowadzonych analiz. Podobna zależność zachodzi również dla modułu odkształcenia E .

3.3. Klasyczne metody analizy interakcji fundament–podłoże

Mimo że złożone modele konstytutywne są dostępne wewnątrz programów obliczeniowych dopiero od niedawna, to od zawsze zamiarem konstruktorów było opracowanie odpowiednio efektywnego sposobu postępowania, który byłby w stanie realistycznie przewidzieć osiadania różnego typu budowli. Stąd między innymi warunek zawarty w normie (PN-81/B-03020) ograniczający obliczanie osiadań do tzw. głębokości aktywnej. Zapis normowy mówi o konieczności prowadzenia obliczeń do głębokości, gdzie naprężenia dodatkowe (pochodzące od obciążenia podłoża fundamentem) stanowią 30% naprężeń pierwotnych, które istniały w masywie gruntowym jeszcze przed wybudowaniem konstrukcji. Wg niektórych koncepcji warunek ten zmienia się w zależności od rozmiarów analizowanego fundamentu. Dla przykładu Wiłun [12] proponuje przyjmować większą głębokość aktywną (aż naprężenia dodatkowe osiągną 20% naprężeń pierwotnych), natomiast Gorbunow-Posadow [5] dla masywnych zapór lub murów oporowych proponuje szacowanie głębokości aktywnej dla 50% naprężeń pierwotnych. Koncepcje te stanowią jedynie ogólne przybliżenie rozwiązania problemu inżynierskiego. Dlatego też do analizy przedmiotowych konstrukcji będą w niniejszym artykule użyte bardziej zaawansowane metody obliczeniowe z użyciem adekwatnego modelu konstytutywnego HS-small.

4. Budynek Silesia Towers w Katowicach

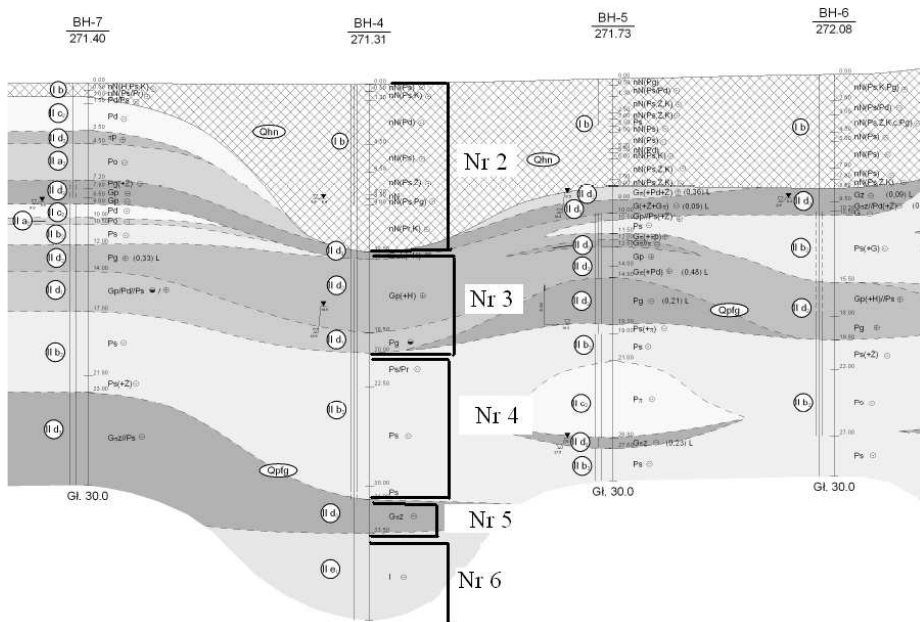
4.1. Charakterystyka obiektu

Projektowany obiekt jest budynkiem biurowym, którego trzon ma wymiary w planie 40×40 m oraz wysokość 15 kondygnacji. Pozostała część konstrukcji jest w kształcie prostokąta o wymiarach 60×80 m i wysokości 4 kondygnacji. Całość posadowiona będzie na płycie o zmiennej grubości. Wg projektu budowlanego obiektu szacuje się, że naciski przekazywane na podłoże będą wynosić ok. 300 kPa pod trzonem budynku oraz 250 kPa pod pozostałą częścią konstrukcji. Wokół budynku zbudowane będą garaże dające naciski na podłoże 50 kPa. Przyjęte przez konstruktora oddziaływania przekazywane na podłoże wynikają z założenia sztywnego posadowienia, dzięki któremu nie następuje koncentracja

nacisków pod samych trzonem, lecz rozłożenie ich na większą powierzchnię. Powoduje to jednak, że należy uwzględnić znaczną miąższość podłoża, co bez zastosowania adekwatnego modelu materiałowego dawałoby przesadzoną wartość osiadań. Innym problemem, w przypadku możliwej niejednorodności warstw zalegających pod fundamentem, jest możliwość nierównomiernego osiadania lub przechylenia budynku, co może być warunkiem decydującym o rozwiązaniu problemu posadowienia. W niniejszym artykule, w celu wykazania skuteczności zastosowanego modelu konstytutywnego, skupiono się jedynie na analizie osiadań oraz ugięcia fundamentu w przypadku równoległego układu warstw gruntowych.

4.2. Warunki gruntowe

Podłoże gruntowe pod rozważanym obiektem zbudowane jest w wierzchniej części z nasypów antropogenicznych, które podścielone są gruntami rodzimymi wykształconymi w postaci utworów wodnolodowcowych. Reprezentatywny przekrój pokazano na rys. 3. Miąższość nasypów waha się od 6 do 8 m. Są one zbudowane z materiałów grubookruchowych (piaski o różnej granulacji, żwiry, tłuczeń, kamienie, okruchy cegieł, piaskowców i iłowców) z niewielką domieszką części gliniastych. Oceniając przydatność nasypów jako podłoże pod posadowienie pod względem składu granulometrycznego, należy uznać, że jest on znakomitym materiałem. Stwierdzona w rozpoznaniu [15] niejednorodność, zarówno w składzie, jak i przede wszystkim w zagęszczeniu, powoduje, że takie podłoże nie jest w stanie bezpiecznie przenieść obciążeń z projektowanej konstrukcji bez żadnych zabiegów ulepszących.



Rys. 3. Warunki gruntowe pod budynkiem biurowym Silesia Tower

Fig. 3. Soil conditions under Silesia Tower office building

Podłoże rodzime złożone jest przede wszystkim z twardoplastycznych glin piaszczystych i pylastych w stanie twardoplastycznym i plastycznym oraz ze średniozagęszczonych piasków o różnym uziarnieniu. Warstwy te można uznać za średnioośne podłoże budowlane.

Aby zapewnić wymaganą nośność i sztywność podłoża pod fundamenty budynku, zaproponowano wykonanie zgarnięcia gruntów nasypowych oraz powtórne ich wbudowanie i odpowiednie zagęszczenie w miejscu przyszłego fundamentu. Metoda ta dla przedmiotowej inwestycji wydaje się być optymalna. W porównaniu z klasyczną metodą całkowitej wymiany gruntów w omawianym przypadku nie występują koszty transportu, zakupu materiału zabudowania oraz utylizacji aktualnie zalegających gruntów, które zwykle stanowią zdecydowaną większość ceny robót. Ponadto, nie ma problemów z obecnością wody gruntowej, a możliwość kontroli każdej zabudowanej warstwy stanowi gwarancję jednorodności oraz odpowiedniej wytrzymałości i sztywności podłoża.

Do symulacji numerycznej przyjęto, że warstwy zalegające pod fundamentem są poziome, a reprezentatywne warunki gruntowe przyjęto wg otworu BH-4 (por. rys. 3). Dodatkowo, w celu uproszczenia modelu pogrupowano pakiety gruntów spoistych i niespoistych w pięć stref (nr 2–6 w tab. 1). Materiał nr 1 odpowiada nasypowi antropogenicznemu po jego usunięciu i powtórny wbudowaniu przy kontroli zagęszczenia.

Tabela 1

Warstwy gruntowe zalegające pod budynkiem Silesia Tower i odpowiadające im wartości parametrów modelu HS-small

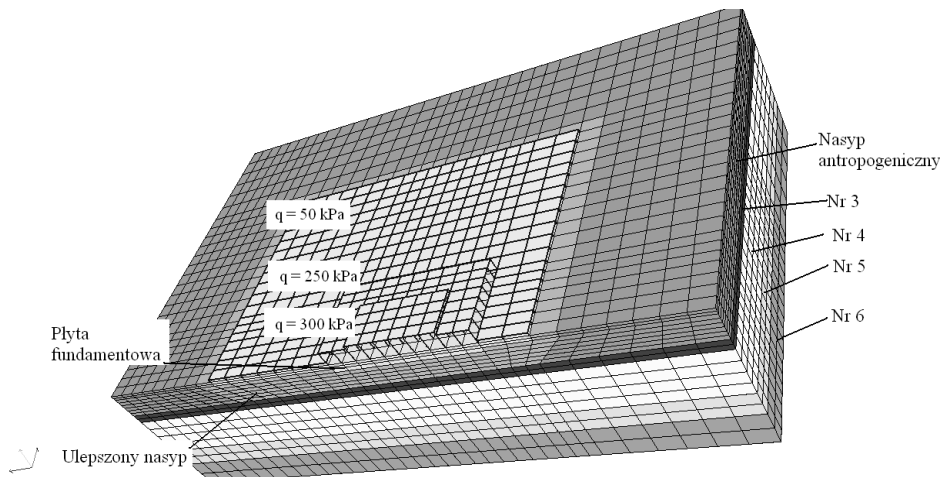
Nr materiału	Miaższość [m]	Rodzaj i stan gruntu	E_{50} [MPa]	E_{ur} [MPa]	c [kPa]	ϕ [°]	M	H [MPa]	$\gamma_{0,7}$
1	8,0	ulepszony nasyp antropogeniczny	60	240	2	30	1,42	88,0	$2 \cdot 10^{-4}$
2	8,0	nasyp bez ulepszenia (wokół obiektu)	30	120	20	25	1,58	39,4	$2 \cdot 10^{-4}$
3	3,0	glina/piasek gliniasty, tpl/pl	20	80	30	25	1,49	23,3	$8 \cdot 10^{-5}$
4	14,0	piasek drobny/średni, szg/zg	60	240	2	35	1,35	81,6	$2 \cdot 10^{-4}$
5	7,0	glina pylasta zwięzła, tpl/pl	40	160	20	30	1,06	62,7	$8 \cdot 10^{-5}$
6	13,0	ił pylasty	40	160	50	20	1,47	163	$5 \cdot 10^{-5}$

4.3. Symulacja osiadań obiektu MES

Na podstawie przedstawionych charakterystyk konstrukcji oraz rozpoznania podłoża, które zostało wykonane zarówno za pomocą wierceń [15], jak i wysokiej jakości badań *in-situ* i laboratoryjnych [16 i 17], przeprowadzono analizę osiadań obiektu metodą elementów skończonych. Do obliczeń wykorzystano program Z_Soil v. 2009, natomiast jako model konstytutywny założono opisany w punkcie 3.2 model HS-small. Przyjęte w symulacji wartości modułów odkształcenia odpowiadające 50% wartości niszczącego naprężenia dewiatorowego dla poszczególnych materiałów zamieszczono w tab. 1.

Do oszacowania początkowego modułu odkształcenia wykorzystano nomogram Alpina [1]. Dotyczy on wprawdzie stosunku E_{ur}/E_{50} , jednak ze względu na podobny charakter modułów odkształcenia początkowego i odprężenia, na jego podstawie przyjęto zależność $E_0 = 4 \cdot E_{50}$ dla wszystkich stref materiałowych użytych w symulacji. Pozostałe wartości parametrów wykorzystanego w analizie modelu HS-small wynoszą dla wszystkich modelowanych stref materiałowych: $\sigma_{ref.} = 100$ kPa, $v_{ur} = 0,25$, $m = 0,5$, $\sigma_L = 10$ kPa, $\psi = 0^\circ$, $R_f = 0,9$, $D = 0,25$, $f_i = 0$ kPa, $K_0^{NC} = 0,50$, $p_{e0}^{min.} = 100$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m³, $e_0 = 0,66$.

Przeprowadzono analizę trójwymiarową. Siatkę modelu stanowiącego schemat połówkowy rozważanego zagadnienia brzegowego zamieszczono na rys. 4. Liczba ośmiowęzłowych elementów skończonych wynosiła 16 625, a liczba węzłów 17 784. Wymiary modelu w planie to 100×100 m, a głębokość wynosi 45 m. Wymiary płyty fundamentowej w planie to 20×20 m pod trzonem budynku oraz 40×60 m pod garażami, natomiast jej grubość to odpowiednio: 1,4 m oraz 0,8 m.



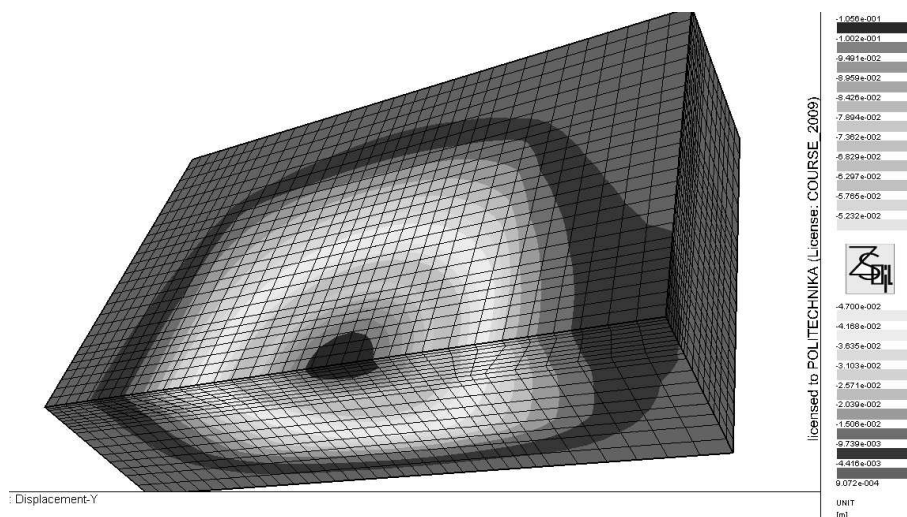
Rys. 4. Model MES fundamentu konstrukcji budynku Silesia Tower na podłożu gruntowym

Fig. 4. FEM model of the foundation the Silesia Tower building on the subsoil

4.4. Analiza uzyskanych wyników

Otrzymane z symulacji numerycznej osiadania przedstawiono na rys. 5. Jak widać na zaprezentowanej mapie, wykazują one znaczną różnicę w zależności od oddziaływującego obciążenia pochodzącego z konstrukcji, mimo przyjęcia znacznej grubości płyty fundamentowej, która wynosiła 1,4 m pod trzonem budynku oraz 0,8 m w pozostałej części. Osiadania w środkowej części budynku pod trzonem osiągnęły 83 mm, na brzegu trzonu 77 mm, na brzegu budynku 66 mm oraz 10–66 mm pod garażami. Porównując te wartości z wymaganiami postawionymi przez projektanta konstrukcji, otrzymuje się:

- maksymalne osiadanie: $s_{max} = 83$ mm $<$ $s_{dop} = 100$ mm,
- strzałka ugięcia: $f = 6$ mm $<$ $f_{dop} = 10$ mm.



Rys. 5. Mapa osiadań fundamentów budynku biurowego Silesia Tower

Fig. 5. Map of displacements of foundation the Silesia Tower office building

Jak wspomniano wcześniej, nie analizowano wariantu polegającego na wyznaczeniu sztywnego obrotu budynku. Symulacja taka wymagałaby oszacowania niejednorodności podłoża, która byłaby przyczyną nierównomiernych osiadań oraz związanych z tym sztywnych obrotów całego budynku. Dodatkowo należy stwierdzić, że analizując identyczne zagadnienie z zastosowaniem modelu Coulomba–Mohra, otrzymuje się ponad dwukrotnie większe wartości osiadań. Wyniki takie sugerowałyby brak możliwości tego typu rozwiązania posadowienia budynku w rozważanych warunkach gruntowych ze względu na przekroczenie warunków II stanu granicznego.

5. Stalowy zbiornik na paliwa płynne

5.1. Charakterystyka obiektu

Drugi z analizowanych w artykule obiektów to zbiornik na paliwa płynne o pojemności $20\,000\text{ m}^3$. W odróżnieniu od wysokiego budynku omówionego w rozdziale 4, zbiornik ten charakteryzuje się podatnym dnem wykonanym z blachy o grubości 40 mm. Sztywność i stateczność fundamentu zapewnia żelbetowy pierścień o szerokości 1,5 m, na którym oparta jest konstrukcja samego zbiornika. Posiada ona podwójny płaszcz zewnętrzny do podtrzymywania dachu pływającego oraz wewnętrzny przejmujący obciążenia słupem cieczy. Średnice płaszczy wynoszą 38 m (wewnętrzny) i 42 m (zewnętrzny), a wysokość zbiornika równa jest 17 m. Ponieważ magazynowane paliwo charakteryzuje się ciężarem objętościowym mniejszym od wody, którą to wykorzystuje się do prób sprawdzających szczelność, stąd też maksymalne obciążenie przekazywane na podłoże wynosi 191 kPa podczas próby wodnej i 165 kPa w fazie eksploatacji. Wymiar pierścienia fundamentowego został tak dobrany, aby wywoływane przez niego naciski były równe tym przekazywanym

odkształcenia, co w świetle omawianych w artykule treści powoduje zmniejszenie się osiadań całego obiektu. Drugi problem wynika z konieczności nieprzekroczenia dopuszczalnego obrotu zbiornika, który mógłby uniemożliwić jego użytkowanie. W niniejszym artykule tego typu problem nie był analizowany.

5.3. Symulacja osiadań obiektu MES

Analizę zachowania się obiektu na skomplikowanym podłożu przeprowadzono z użyciem programu Z_Soil v. 2009 [13]. Jako model podłoża przyjęto opis HS-small, który jest dostępny w systemie obliczeniowym. Do analizy przyjęto model bazujący na warunkach gruntowych przedstawionych na lewym odwiercie przekroju pokazanego na rys. 6. Przyjęte w symulacji wartości parametrów modelu, oszacowane na podstawie wysokiej jakości badań *in-situ* [18], zestawiono w tab. 2.

Tabela 2

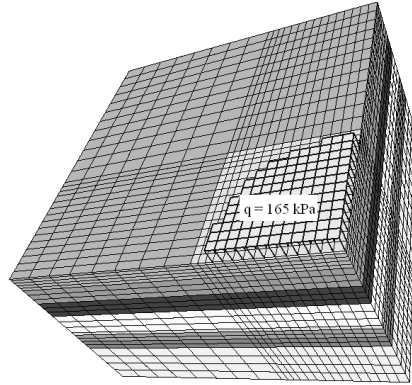
Warstwy gruntowe zalegające pod zbiornikiem na paliwa i przyjęte dla nich wartości parametrów modelu HS-small

Nr materiału	Mięższość [m]	Rodzaj i stan gruntu	E_{50} [MPa]	E_{ur} [MPa]	c [kPa]	ϕ [°]	M	H [MPa]	$\gamma_{0,7}$
1	0,5	Geomaterac	–	1000	–	–	–	–	–
2	3,5	Pd, $I_D = 0,30$	40	120	3	30	0,88	77,8	$1 \cdot 10^{-4}$
3	1,0	Pd, $I_D = 0,90$	140	420	30	25	0,88	77,8	$2 \cdot 10^{-4}$
4	1,4	Nmg, $I_D = 0,90$	3,5	35	7	18	2,13	5,6	$5 \cdot 10^{-5}$
5	2,5	Pd, $I_D = 0,70$	70	280	2	38	0,88	38,9	$2 \cdot 10^{-4}$
6	0,8	Nmp, $I_L = 0,30$	4,0	16	8	19	2,13	6,4	$5 \cdot 10^{-5}$
7	1,5	Pd, $I_D = 0,70$	70	280	2	37	0,90	46,7	$2 \cdot 10^{-4}$
8	2,0	Nmp, $I_L = 0,30$	4,0	16	8	19	1,06	80,1	$5 \cdot 10^{-5}$
9	7,3	Ps/Pr, $I_D = 0,70$	90	360	2	38	0,90	60,0	$2 \cdot 10^{-4}$

Pozostałe założenia dotyczące zmienności modułów odkształcenia przyjęto w identyczny sposób, jak w punkcie 4.3. Tutaj dodatkowo założono, że $E_0 = 4 \cdot E_{50}$ dla piasków oraz $E_0 = 10 \cdot E_{50}$ dla gruntów organicznych.

Pozostałe wartości parametrów użytego modelu HS-small wynoszą (dla wszystkich materiałów): $\sigma_{ref.} = 100$ kPa, $v_{ur} = 0,25$, $m = 0,5$, $\sigma_L = 10$ kPa, $\psi = 0^\circ$, $R_f = 0,9$, $D = 0,25$, $f_t = 0$ kPa, $K_0^{NC} = 0,50$, $p_{c0}^{min.} = 100$ kPa, $\gamma = 18$ kN/m³ (16 kN/m³ dla namułów), $e_0 = 0,66$.

Analizowano zagadnienie trójwymiarowe przy założeniu dwuosiowej symetrii, co umożliwiło zamodelowanie ćwiartki zagadnienia. Siatkę modelu pokazano na rys. 7. Do odwzorowania zachowania się masywu gruntowego użyto ośmiowęzłowych elementów skończonych, których liczba wynosi 14 283, przy liczbie węzłów 16 128. Wymiar geomateraca w płaszczyźnie xz modelu to 25×25 m, natomiast obciążenie symulujące oddziaływanie zbiornika przyłożono na obszarze zbliżonym do koła o średnicy 42 m (por. rys. 7 – widoczna ćwiartka całości zagadnienia).

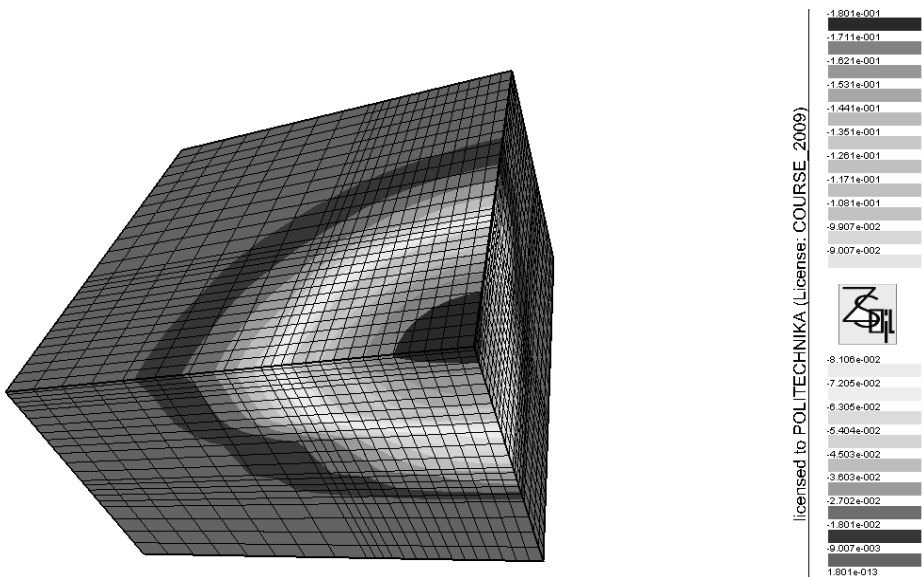


Rys. 7. Model MES fundamentu zbiornika na paliwo

Fig. 7. FEM model of the foundation the fuel tank

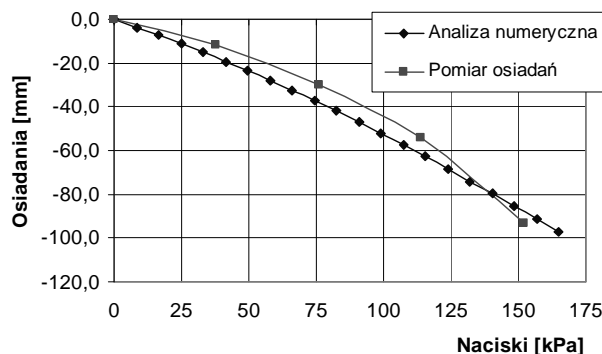
5.4. Wyniki przeprowadzonych symulacji

Osiadania podłoża pod zbiornikiem pokazano na rys. 8. Podobnie jak dla budynku biurowego, także w przypadku zbiornika obserwuje się większą wartość osiadań pod jego środkiem w porównaniu z osiadaniami brzegu. Wynoszą one: 180 mm pod środkiem zbiornika oraz 97 mm na jego brzegu zbiornika. Tę drugą wartość można porównać z wartością uzyskaną w pomiarach podczas prowadzenia prób wodnych [19]. Wyniosła ona 93 mm. Porównanie wyników pomiarów z rezultatami obliczeń zamieszczono na rys. 9.



Rys. 8. Mapa osiadań podłoża pod zbiornikiem na paliwo

Fig. 8. Map of displacements of subsoil under fuel tank



Rys. 9. Porównanie osiadań uzyskanych z analizy numerycznej z wynikami badań

Fig. 9. Comparison settlements gave from numerical analysis versus experiment results

Analizując te dwie krzywe, należy stwierdzić, że zastosowanie modelu pozwala znacznie dokładniej opisać nieliniowość w początkowym zakresie obciążania (w przedmiotowym przypadku jest to obciążenie stanowiące niewielką część nośności podłoża pod tego typu fundamentem), a przede wszystkim w bardziej realny sposób oszacować wartości samych osiadań. Różnica uzyskana w osiadaniach wynosi ok. 4%.

6. Podsumowanie i wnioski

Oceniając zamieszczone w artykule wyniki symulacji dla dwóch przykładowych wielkometryrowych obiektów budowlanych, należy stwierdzić, że podstawą przeprowadzenia realistycznej analizy osiadania w różnych warunkach gruntowych jest uwzględnienie ich skomplikowanych charakterystyk w zakresie małych odkształceń. W tego typu zagadnieniach, gdzie w prawie wszystkich przypadkach spełniony jest warunek nośności podłoża, o bezpieczeństwie i możliwości użytkowania budowli decydują osiadania i przechylenia konstrukcji. Drugim, równie ważnym zagadnieniem, jest dobranie odpowiedniej wartości parametrów modelu użytego w analizie. W tym świetle najistotniejsze jest przeprowadzenie odpowiedniej jakości badań *in-situ* lub próbnymi obciążeniami. Na ich podstawie możliwe będzie oszacowanie adekwatnych wartości stałych materiałowych, które bezpośrednio wpływają na otrzymywane wyniki. Możliwość zastosowania najnowszych osiągnięć w modelowaniu istotnych własności gruntów zależy przede wszystkim od dostępności odpowiednich modeli w programach służących do analizy numerycznej. Obecnie bardzo dużym problemem jest brak możliwości prowadzenia obliczeń wybranymi modelami w dostępnych systemach MES, a implementacja dowolnego modelu wewnątrz jego struktury zwykle bywa zadaniem bardzo trudnym.

Kończąc prowadzone rozważania, należy podkreślić, że jedyną, w pełni wiarygodną weryfikacją przeprowadzonych analiz i symulacji są badania w skali naturalnej. Polegają one na prowadzeniu monitoringu osiadań. Obecnie prowadzone inwestycje coraz częściej zawierają elementy kontroli zachowania się konstrukcji podczas jej eksploatacji, co po pierwsze jest znakomitym sposobem weryfikacji przyjmowanych założeń, a po drugie umożliwia szybkie podjęcie odpowiednich decyzji w przypadku ewentualnych zagrożeń.

Literatura

- [1] Alpan I., *The geotechnical properties of soils*, Earth-Science Reviews, 6, 1970, 5-49.
- [2] Benz T., *Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences*, Ph.D. Thesis, University of Stuttgart, 2006.
- [3] Dafalias Y.F., Hermann L.R., *A bounding surface soil plasticity model*, Proc. Int. Symp. Soils under Cycl. Trans. Loading, Swansea 1980, 335-345.
- [4] Fahey M., Carter J.P., *A finite element study of the pressuremeter in sand using a nonlinear elastic plastic model*, Canadian Geotech. Journal, 1993, 30, 348-362.
- [5] Gorbunow-Posadow M.I., *Obliczanie konstrukcji na podłożu sprężystym*, BA, Warszawa 1965.
- [6] Gryczmański M., *Wprowadzenie do opisu sprężysto-plastycznych modeli gruntów*, Studia z zakresu inżynierii, 40, KILiW PAN, Warszawa 1995.
- [7] Gryczmański M., *Modele podłoża gruntowego stosowane w projektowaniu*, XX Ogólnopolska Konferencja Warsztat Pracy Projektanta Konstrukcji, t. 1, Wisła 2005, 159-208.
- [8] Jardine R.J., *Some observations on the kinematic nature of soil stiffness*, Soils and Foundations, 32, 2, 1992, 111-124.
- [9] Puzrin A.M., Burland J.B., *Kinematic hardening plasticity formulation of small strain behaviour of soils*, Int. J. of Numer. Anal. Met., 24, 2000, 753-781.
- [10] Schanz T., Vermeer P.A., Bonier P.G., *Formulation and verification of the hardening soil model*, Beyond 2000 in Computational Geotechnics, Balkema, Rotterdam 1999.
- [11] Truty A., *Sztywność gruntów w zakresie małych odkształceń. Aspekty modelowania numerycznego*, Czasopismo Techniczne z. 3-Ś/2008, Wyd. Politechniki Krakowskiej, Kraków 2008, 107-126.
- [12] Wiłun Z., *Zarys Geotechniki*, WKiŁ, Wyd. 5, Warszawa 2001.
- [13] Zimmermann Th., Truty A., Urbański A., Podleś K., *Z_Soil.PC 2007 3D user manual, Theory, Tutorials and Benchmarks, Data Preparation*, Elmeppress International & Zace Services Ltd., Switzerland, 2007.
- [14] Norma PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [15] Dokumentacja geologiczno-inżynierska dotycząca warunków geologiczno-inżynierskich projektowanego wysokiego budownictwa przy ul. Chorzowskiej i Węglowej w Katowicach, PPUH PROGEO Sp. z o.o., Katowice 2007.
- [16] Sprawozdanie z badań dylatometrem Marchettiego dla inwestycji Silesia Office Towers przy ul. Węglowej w Katowicach, GEOTEKO Sp. z o.o., Warszawa 2008.
- [17] Sprawozdanie z badań w aparacie trójosiowego ściskania dla inwestycji Silesia Office Towers przy ul. Węglowej w Katowicach, GEOTEKO Sp. z o.o., Warszawa 2008.
- [18] Dokumentacja geotechniczna dla posadowienia fundamentów zbiorników magazynowych na terenie Rafinerii, HEBO Poznań Sp. z o.o., Poznań 2008.
- [19] Operat techniczny z geodezyjnego pomiaru osiadania zbiornika, Zbiornik S-141, Geoprojekt, Gdańsk 2009.