



**GDAŃSK UNIVERSITY  
OF TECHNOLOGY**

Imię i nazwisko autora rozprawy: ARTUR ZACHODNI

Dyscyplina naukowa: INŻYNIERIA LĄDOWA, GEODEZJA I TRANSPORT

## ROZPRAWA DOKTORSKA

Tytuł rozprawy w języku polskim:

**BADANIA WSPÓŁPRACY FUNDAMENTÓW PŁYTOWO-PALOWYCH Z PODŁOŻEM  
GRUNTOWYM**

Tytuł rozprawy w języku angielskim:

**INVESTIGATION OF SOIL-PILED RAFT FOUNDATION INTERACTION**

Promotor:  podpis	Drugi promotor: -----  podpis
<b>dr hab. inż. MARCIN CUDNY, prof. PG</b>	
Promotor pomocniczy: -----  podpis	Kopromotor: -----  podpis

## PRZEDMOWA

Motywacją do podjęcia w niniejszej pracy badań nad fundamentami płytowo-palowymi była potrzeba opracowania bezpiecznej i ekonomicznej metody projektowania posadowień obiektów infrastruktury drogowej i kubaturowej, z uwzględnieniem najnowszego dostępnych zaawansowanych narzędzi obliczeniowych. W przypadku klasycznych fundamentów palowych metody projektowania są dobrze opisane w literaturze, jednak ich stosowanie bywa niezwykle kosztowne w porównaniu z rozwiązaniami zespolonymi typu płyta-pale. W przypadku gruntów piaszczystych zagęszczonych i średniozagęszczonych, oraz drobnoziarnistych gruntów prekonsolidowanych, zastosowanie pali jako elementów redukujących osiadania stanowi rozwiązanie szczególnie korzystne ekonomicznie.

Praca doktorska koncentruje się na analizie fundamentu płytowo-palowego posadowionego w prekonsolidowanych łożach, w przypadku którym konieczne jest uwzględnienie zaawansowanych charakterystyk materiałowych pozwalających na właściwe odwzorowanie współpracy płyty, pali i ośrodka gruntowego.

Niniejsza rozprawa doktorska stanowi połączenie wdrożenia i weryfikacji rozwoju nowych modeli konstytutywnych gruntu *Hardenig Soil Brick (HS-Brick)* oraz *Anisotropic Hardening Soil Brick (AHS-Brick)* zaimplementowanych w systemie metody elementów skończonych ZSOIL, z opisem zasad projektowania fundamentów płytowo-palowych w odniesieniu do stanu początkowego naprężenia, nieliniowości sztywności przy małych i pośrednich odkształceniach oraz izotropii transwersalnej sztywności.

## **PODZIĘKOWANIA**

Chciałbym serdecznie podziękować mojemu promotorowi, dr hab. inż. Marcinowi Cudnemu, prof. PG, za nieocenione wsparcie merytoryczne, cenne wskazówki, cierpliwość oraz inspirację na każdym etapie realizacji niniejszej pracy doktorskiej. Jego zaangażowanie, życzliwość i otwartość w dyskusjach naukowych w istotny sposób przyczyniły się do rozwoju zarówno moich kompetencji badawczych, jak i samej tematyki rozprawy.

Szczególne podziękowania kieruję do prof. dr hab. inż. Andrzeja Trutego z Politechniki Krakowskiej, za udzieloną pomoc i wsparcie w zakresie technicznych aspektów oprogramowania ZSOIL, a w szczególności za cenne wskazówki dotyczące rozwiązywania problemów obliczeniowych oraz pomoc w analizie danych z wykorzystaniem dedykowanych skryptów przygotowanych w środowisku Python.

Wyrazy wdzięczności składam również firmie GeoDev Sàrl, za udostępnienie pełnej wersji programu ZSOIL na potrzeby realizacji badań w ramach niniejszej rozprawy doktorskiej.

Dziękuję także firmie Keller Polska Sp. z.o.o., w której realizowany był aspekt wdrożeniowy pracy, za umożliwienie prowadzenia badań, wsparcie organizacyjne oraz stworzenie warunków do praktycznego zastosowania uzyskanych wyników.

Na koniec pragnę złożyć szczególne podziękowania moim Rodzicom, za ich nieustanne wsparcie, cierpliwość i wiarę w powodzenie tego przedsięwzięcia. Bez ich pomocy i zrozumienia ukończenie tej rozprawy nie byłoby możliwe.

# Spis treści

<b>1.</b>	<b>Wprowadzenie .....</b>	<b>10</b>
1.1.	Fundamenty płytowo palowe .....	11
1.2.	Główne cele pracy .....	19
1.3.	Zakres i struktura pracy .....	20
<b>2.</b>	<b>Współczesne metody projektowania FPP .....</b>	<b>23</b>
2.1.	Podjęcia projektowe .....	23
2.2.	Klasyfikacja metod analizy FPP .....	24
2.2.1.	Metody uproszczone .....	25
2.2.2.	Analiza uproszczonych schematów statycznych FPP .....	30
2.2.3.	Zaawansowane modelowanie numeryczne .....	36
2.2.4.	Stany graniczne .....	43
<b>3.</b>	<b>Wielowariantowa analiza numeryczna FPP .....</b>	<b>48</b>
3.1.	Modele konstytutywne gruntu przyjęte do analiz .....	48
3.1.1.	Hardening Soil (HS) .....	50
3.1.2.	Hardening Soil Brick (HS-Brick) .....	59
3.1.3.	Anisotropic Hardening Soil Brick (AHS-Brick) .....	63
3.2.	Stan początkowy oraz zmienne stanu podłoża .....	68
3.3.	Przyjęte schematy FPP oraz obciążenia .....	72
3.4.	Opracowany model numeryczny FPP .....	77
3.5.	Analizy numeryczne .....	84
3.5.1.	Przyjęty sposób analizy wyników obliczeń .....	88
3.5.2.	Wpływ warunków drenażu .....	90
3.5.3.	Wpływ początkowego stanu naprężenia ( $K_0$ ) .....	96
3.5.4.	Wpływ modelu konstytutywnego .....	102
3.5.5.	Wpływ anizotropii sztywności początkowej .....	108
3.5.6.	Wpływ schematu obciążenia .....	121

<b>4.</b>	<b>Uproszczenia w analizie numerycznej FPP w projektowaniu.....</b>	<b>127</b>
4.1.	Analizy numeryczne .....	128
4.1.1.	Przyjęty sposób analizy wyników.....	129
4.1.2.	Wpływ modelowania pali za pomocą belek na pracę FPP .....	131
<b>5.</b>	<b>Analiza wpływu wiązania betonu.....</b>	<b>144</b>
5.1.	Analizy numeryczne .....	146
5.1.1.	Przyjęty sposób analizy wyników.....	146
5.1.2.	Wpływ uwzględnienia wiązania betonu na FPP .....	146
<b>6.</b>	<b>Rekomendacje dotyczące projektowania FPP .....</b>	<b>151</b>
6.1.	Procedura współpracy projektantów konstrukcji i posadowienia .....	151
6.2.	Kryterium zasadności przyjęcia schematu FPP .....	154
6.3.	Badania parametrów mechanicznych gruntów .....	155
6.3.1.	Parametry gruntowe do zalecanych modeli gruntowych .....	155
6.3.2.	Wytyczne dotyczące rozpoznania gruntowego .....	157
6.3.3.	Wytyczne dotyczące wyznaczania paramentów bezpośrednio z badań laboratoryjnych.....	159
6.3.4.	Pośrednia identyfikacja parametrów dla gruntów na podstawie testów elementowych .....	159
6.4.	Budowa modelu numerycznego FPP w systemach MES.....	160
6.5.	Analiza projektowa FPP .....	165
6.5.1.	Stan graniczny nośności (SGN).....	166
6.5.2.	Stan graniczny użyteczności (SGU).....	166
6.5.3.	Dobór udziału pali w przenoszeniu obciążenia .....	167
<b>7.</b>	<b>Podsumowanie.....</b>	<b>170</b>
<b>8.</b>	<b>Spis literatury .....</b>	<b>174</b>
<b>9.</b>	<b>Spis tablic .....</b>	<b>180</b>
<b>10.</b>	<b>Spis rysunków .....</b>	<b>182</b>

## Lista symboli

$\alpha_{PRF}$	współczynnik rozdziału obciążenia przekazywanego bezpośrednio na grunt przez płytę fundamentową oraz na podpory palowe
$R_{pile,k,j}(s)$	suma charakterystycznych sił w palach
$R_{tot,k}(s)$	suma charakterystycznych wartości obciążeń całkowitych
$S_{FB}$	osiadanie fundamentu bezpośredniego
$S_{PRF}$	osiadanie fundamentu płytowo-palowego
$B_g$	szerokość fundamentu
$B_r$	szerokość obszaru fundamentu wspieranego palami
$e_L, e_B$	mimośrodody wzdłuż długości i szerokości płyty
$L_{Long}, L_{Short}, B_{Long}, B_{Short}$	lokalizacja maksymalnego nacisku ( $p^{max}$ ) wzdłuż i w poprzek płyty
$K_{pr}$	szytywność układu płytowo palowego
$K_p$	szytywność grupy pali
$K_r$	szytywność płyty
$\alpha_{cp}$	współczynnik interakcji płyta-pale
$P_r$	obciążenie przenoszone przez płytę
$P_t$	całkowite obciążenie
$r_c$	średni promień przypisany płycie przypadającej na jeden pal
$r_0$	promień pala
$L$	długość pala
$E_{sl}, E_{sb}, E_{sav}$	odpowiednio: moduł Younga gruntu na poziomie podstawy pala, warstwy nośnej poniżej podstawy pala oraz średni moduł gruntu wzdłuż trzonu pala
$\nu$	współczynnik Poissona gruntu
$\{W\}$	wektor efektywne obciążenia poprzeczne działające na płytę
$K_R$	macierz szytywności płyty w ujęciu przemieszczeń poprzecznych
$K_{fp}$	macierz szytywności układu grunt-pale
$\{w\}$	wektor przemieszczenia poprzeczne płyty
$E_{eq}$	moduł Younga dla pala równoważnego w metodzie pasmowego fundamentu palowego
$n_{p-row i}$	liczba pali w jednym rzędzie
$A_p$	pole przekroju poprzecznego pala
$E_p$	moduł materiału Younga pala
$L_r$	długość płyty w płaszczyźnie modelu
$d$	średnica pala
$f_{s-eq}$	wytrzymałość na ścinanie wzdłuż kontaktu grunt materiał konstrukcyjny
$A_s$	powierzchnia poboczniczy pala na jednostkę głębokości
$f_s$	jednostkowy opór poboczniczy
$E_d$	nośność systemu fundamentowego
$R_{1,tot,k}$	charakterystyczna nośność całkowita systemu fundamentowego
$\gamma_G$	współczynnik częściowy dla oddziaływań stałych
$\gamma_Q$	współczynnik częściowy dla oddziaływań zmiennych
$\gamma_R$	współczynnik częściowy dla wytrzymałości
$R_{1,tot,d}$	obliczeniowa nośność całkowita systemu fundamentowego
$E$	efekty oddziaływań
$E_2$	efekty oddziaływań dla stanu granicznego użyteczności
$C_d$	ograniczająca wartość obliczeniowa w kryteriach stanu granicznego użyteczności
$s_2$	dopuszczalne osiadanie w stanie granicznym użyteczności
$\Delta s_2$	dopuszczalne osiadanie różnicowe w stanie granicznym użyteczności
$\varepsilon_1$	odkształcenie osiowe
$q_a$	asymptotyczne naprężenie dewiatorowe
$q$	naprężenie dewiatorowe

$q_f$	graniczne naprężenie dewiatorowe
$E_{oed}$	moduł edometryczny sztywności
$E_{50}$	moduł sieczny Younga odpowiadający wartości odkształcenia przy 50% naprężenia $q_f$
$E_{ur}$	moduł Younga, wyznaczany jako sieczny w pętli odciążenie - obciążenie wtórne (unloading - reloading)
$E_0$	początkowy moduł Younga w zakresie małych odkształceń
$E_0^{ref}$	referencyjna wartość moduł $E_0$
$E_{ur}^{ref}$	referencyjna wartość moduł $E_{ur}$
$E_{50}^{ref}$	Referencyjna wartość modułu $E_{50}$
$\nu_{ur}$	współczynnik Poissona wyznaczony w cyklu odciążenie-obciążenie
$c$	efektywna spójności
$\phi$	efektywny kąt tarcia wewnętrznego
$\psi$	kąt dylatacji
$f_t$	wytrzymałość na rozciąganie
$D$	współczynnik dylatacji Rowe'a
$f_1$	funkcja plastyczności we wzmacnieniu dewiatorowym
$f_2$	funkcja plastyczności we wzmacnieniu objętościowym
$\gamma^{PS}$	parametr wzmacnienia dewiatorowego
$R_f$	wskaźnik zniszczenia określający wartość $q_f$ w stosunku do wartości asymptotycznej $q_a$ w modelu HS
$\sigma_{ref}$	referencyjne naprężenie, któremu odpowiadają referencyjne moduły sztywności: $E_0^{ref}$ , $E_{ur}^{ref}$ , $E_{50}^{ref}$ ; w modelu HS wartość $\sigma_{ref}$ może być wybrane jako naprężenie średnie $p_{ref}$ lub najmniejsza naprężenia głównego
$\sigma_L$	dolne organiczne wartości naprężenia w funkcji zależności sztywności od aktualnego naprężenia
$m$	wykładnik prawa potęgowego określający zależność sztywności od naprężenia
$p$	efektywne naprężenie średnie $p = \sigma_{kk}/3$
$q$	naprężenie dewiatorowe $q = \sqrt{\frac{3}{2} s_{ij} s_{ij}}$
$g_1$	funkcja potencjału plastycznego w kryterium wytrzymałości na ścinanie
$\phi_{cs}$	krytyczny kąt tarcia wewnętrznego
$\phi_m$	zmobilizowany kąt tarcia wewnętrznego
$\psi_m$	zmobilizowany kąt dylatacji
$p_c$	naprężenie prekonsolidacji
$M$	parametr modelu określający kształt powierzchni $f_2 = 0$
$g_2$	funkcja potencjału plastycznego w mechanizmie wzmacnienia objętościowego
$H$	parametr kontrolujący prędkość plastycznego odkształcenia objętościowych
$G_0$	moduł ścinania w zakresie małych odkształceń
$G_s$	sieczny moduł ścinania
$\gamma$	niezmiennik dewiatora odkształcenia $\gamma = \sqrt{\frac{3}{2} e_{ij} e_{ij}}$
$\mathbf{e}, e_{ij}$	dewiator tensora odkształcenia $e_{ij} = \varepsilon_{ij} - \frac{1}{3} \varepsilon_v \delta_{ij}$
$\mathbf{s}, s_{ij}$	dewiator tensora naprężenia $s_{ij} = \sigma_{ij} + p \cdot \delta_{ij}$
$\gamma_{0.7}$	odkształcenie progowe przy którym sieczny moduł ścinania ulega redukcji do wartości $G_s = G_0 \cdot 0,722$
OCR	stopień prekonsolidacji $OCR = \frac{\sigma_{yy}^{max}}{\sigma_{yy}^0}$

OCR	stopień prekonsolidacji $OCR = \frac{\sigma_{yy}^{max}}{\sigma_{yy}^0}$
$q^{POP}$	obciążenie prekonsolidacyjne $q^{POP} = \sigma_{yy}^{max} - \sigma_{yy}^0$
$G_t$	styczny moduł ścinania
$\mathbf{D}, D_{ijkl}$	tensor sztywności
$E_v$	moduł Younga w kierunku pionowym
$E_h$	moduł Younga w płaszczyźnie poziomej
$\nu_{vh}$	współczynnik Poissona dla odkształcenia poziomego spowodowanego odkształceniem pionowym
$G_{vh} = G_{hv}$	moduł ścinania w płaszczyznach zawierających oś symetrii (izotropia transwersalna)
$G_{hh}$	moduł ścinania w płaszczyźnie izotropii
$\alpha_E = \frac{E_h}{E_v}, \alpha_G = \frac{G_{hh}}{G_{vh}},$ $\alpha_v = \frac{\nu_{hh}}{\nu_{vh}}$	współczynniki anizotropii sztywności
$\chi_{GE}, \chi_{Gv}$	wykładniki anizotropii sztywności
$\mathbf{M}$	tensor mikrostruktury
$D^{xA_2}$	tensor sztywności w izotropii tranwersalnej
$\mathbf{v}, v_i$	wektor jednostkowy definiujący oś symetrii w przypadku izotropii transwersalnej
$\delta, \delta_{ij}$	delata Kronecker'a
$\varepsilon, \varepsilon_{ij}$	tensor odkształcenia
$\varepsilon_q$	niezmiennik dewiatora odkształcenia $\varepsilon_q = \sqrt{\frac{2}{3} e_{ij} e_{ij}}$
$\varepsilon_V$	odkształcenie objętościowe $\varepsilon_V = \varepsilon_{ii}$
$\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$	składowe główne naprężenia
$\sigma, \sigma_{ij}$	tensor naprężenia efektywnego
$\omega_G$	współczynnik redukcji stycznego modułu ścinania w modelu HS-Brick
$\mathcal{O}_0, \mathcal{O}^0$	wartości początkowe, np. moduły sztywności przy małych odkształceniach lub naprężeniach
$\mathcal{O}_{ref}, \mathcal{O}^{ref}$	wartości referencyjne
$\mathcal{O}^e$	wartości sprężyste
$\mathcal{O}_v, \mathcal{O}_h$	składowe ortotropowe wzdłuż osi symetrii oraz w płaszczyźnie izotropii, odpowiednio, niekoniecznie współliniowe z kierunkami pionowym i poziomym
$\mathcal{O}_a, \mathcal{O}_r$	osiowe i radialne komponenty

## ABSTRAKT

Wzrastające zapotrzebowanie na budowę coraz bardziej wymagających budowli inżynierskich w trudnych warunkach gruntowych z jednoczesnym uwzględnieniem czynników ekonomicznych i ekologicznych wymusza na Projektantach szukania nieszablonowych rozwiązań problemów geotechnicznych.

W przypadku głębokiego posadowienia obiektów budowlanych tradycyjne podejście, zakładające przenoszenie całego obciążenia od konstrukcji wyłącznie przez pale, przestaje być wystarczające. Dobrym rozwiązaniem alternatywnym jest stosowanie fundamentów płytowo-palowych (FPP), w których zakłada się współpracę wszystkich elementów systemu, tj. zarówno pali i płyty fundamentowej, w przenoszeniu obciążeń. Projektowanie FPP wymaga uwzględnienia złożonej interakcji pomiędzy konstrukcją i ośrodkiem gruntowym.

Celem niniejszej pracy jest stworzenie wytycznych do projektowania FPP przy użyciu metody elementów skończonych. W celu opracowania tego zagadnienia przeanalizowano kilka kluczowych aspektów związanych z modelowaniem ośrodka gruntowego oraz elementów konstrukcyjnych wykorzystując przykładowe zagadnienie początkowo brzegowe FPP podpory mostowej.

Wyniki analiz numerycznych pozwoliły na ocenę wpływu początkowego stanu naprężenia, nieliniowości sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń oraz anizotropii sztywności w skomplikowanej interakcji FPP z podłożem gruntowym.

Dodatkowo w pracy przeanalizowano różnice wynikające z modelowania pali za pomocą elementów belkowych w porównaniu z ich modelowaniem przy użyciu elementów objętościowych oraz oceniono wpływ procesu dojrzewania betonu płyty (związanego ze wzrostem jej wytrzymałości i sztywności w czasie) w początkowym etapie przekazywania obciążenia na podłoże.

W celu opracowania wytycznych projektowania FPP przeprowadzono przegląd literatury obejmujący analizy różnych aspektów związanych z ich projektowaniem i zachowaniem. Zebrane informacje posłużyły do oceny wpływu czynników geometrycznych, takich jak grubość płyty, liczba i rozmieszczenie pali, długość pali oraz charakter obciążenia (równomierne, mimośrodowe), na pracę systemu fundamentowego.

Z ekonomicznego i ekologicznego punktu widzenia fundamenty płytowo-palowe stanowią atrakcyjną alternatywę dla klasycznych fundamentów palowych. Ich właściwe zaprojektowanie i zastosowanie pozwalają na ograniczenie osiadań całkowitych i różnicowych oraz zapewnienie wymaganej nośności systemu fundamentowego.

## 1. Wprowadzenie

Rosnące wymagania dotyczące realizacji coraz wyższych i bardziej złożonych obiektów budowlanych, przy jednoczesnych ograniczeniach ekonomicznych, wymuszają na inżynierach optymalizację stosowanych rozwiązań projektowych. W projektowaniu fundamentów standardową praktyką jest uwzględnianie posadowienia bezpośredniego, w którym płyta fundamentowa pełni funkcję głównego elementu nośnego. W sytuacjach, gdy takie rozwiązanie okazuje się niewystarczające, konieczne jest zastosowanie dodatkowo fundamentów palowych.

W ostatnich latach, szczególnie w kontekście posadowienia budynków wysokościowych oraz obiektów inżynierii mostowej, coraz częściej stosuje się FPP jako alternatywę dla tradycyjnych fundamentów palowych. Podejście to pozwala na ograniczenie kosztów posadowienia, o ile warunki gruntowe w strefie przypowierzchniowej są odpowiednie na przykład w przypadku występowania glin o wysokiej sżywności bądź zagęszczonych piasków.

Zasadnicza różnica między fundamentem palowym a FPP polega na sposobie przekazywania obciążeń. W pierwszym przypadku obciążenia przenoszone są wyłącznie przez pale, natomiast w drugim są one rozdzielane pomiędzy płytę fundamentową i pale. Odpowiednio zaprojektowany system FPP umożliwia znaczną redukcję kosztów inwestycyjnych, gdyż pale pełnią głównie funkcję ograniczającą różnice osiadań, a ich pełna nośność nie musi odpowiadać całkowitemu obciążeniu konstrukcji. Kluczowe staje się zapewnienie odpowiedniej nośności całego układu fundamentowego. Takie podejście pozwala na spełnienie wymagań dotyczących osiadań całkowitych i różnicowych przy mniejszej liczbie pali, jednocześnie zachowując wymagane parametry nośności fundamentu.

Dotychczasowe badania i doświadczenia w zakresie FPP koncentrowały się głównie na analizie rozdziału obciążeń pomiędzy płytę fundamentową i pale, uwzględniając zależności geometryczne, takie jak długość i średnica pali, ich rozstaw, stosunek powierzchni pali do powierzchni płyty fundamentowej oraz grubość samej płyty. Analiza dostępnych metod obliczeniowych jednoznacznie wskazuje, że jedynym podejściem umożliwiającym kompleksowe odwzorowanie wszystkich istotnych interakcji pomiędzy elementami fundamentu jest analiza numeryczna zagadnienia brzegowo-początkowego równowagi statycznej z zastosowaniem metody elementów skończonych (MES).

W literaturze podkreśla się, że wykorzystanie MES w połączeniu z zaawansowanymi, sprężysto-plastycznymi modelami konstytutywnymi gruntu umożliwia znacznie dokładniejsze odwzorowanie współdziałania konstrukcji z ośrodkiem gruntowym. Takie podejście pozwala nie tylko na bardziej precyzyjne odtworzenie mechanizmu rozdziału obciążeń pomiędzy płytę a pale, ale również na uzyskanie wyników osiadań lepiej odzwierciedlających dane pomiarowe w porównaniu do uproszczonych modeli opartych na sprężystych podporach lub klasycznym modelu sprężysto-idealnie plastycznym, jak np. model Mohra-Coulomba.

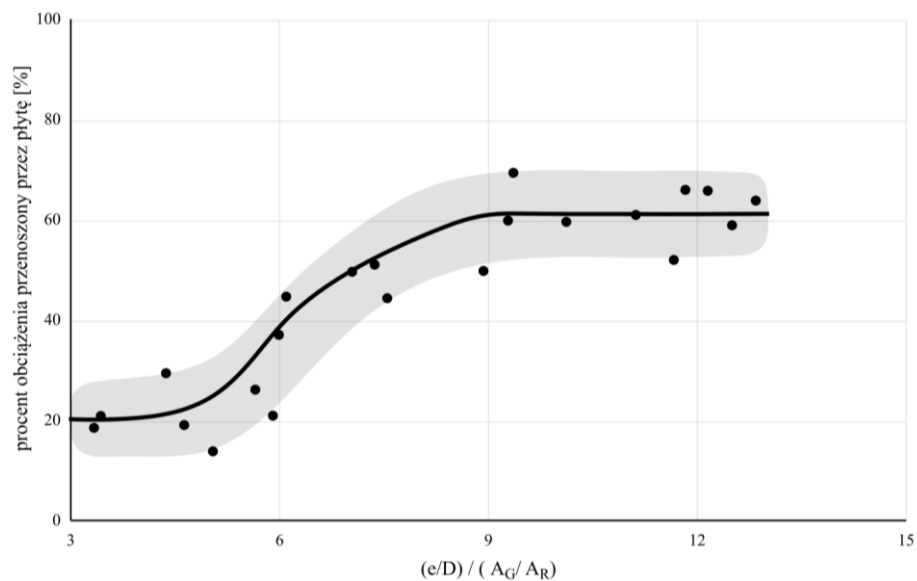
Celem niniejszej pracy doktorskiej jest pogłębienie wiedzy w zakresie modelowania FPP z wykorzystaniem metody elementów skończonych. Szczególną uwagę poświęcono wpływowi

początkowego stanu naprężenia, nieliniowej charakterystyce sztywności w zakresie małych i pośrednich odkształceń oraz anizotropii sztywności na zachowanie się tego typu fundamentów. Rozszerzenie wiedzy w tym zakresie stanowi istotny krok w kierunku dalszego rozwoju metod projektowania FPP.

### 1.1. Fundamenty płytowo palowe

Fundamenty bezpośrednie, w tym płyty fundamentowe, stanowią efektywne rozwiązanie w przypadkach występowania gruntów o stosunkowo wysokiej nośności w strefie przypowierzchniowej, takich jak sztywne prekonsolidowane gliny czy zagęszczone piaski. Niemniej jednak, nawet przy spełnieniu warunków nośności granicznej, może dojść do nadmiernych osiadań płyty fundamentowej. Średnie wartości osiadań mogą być ograniczane poprzez zmniejszenie naprężenia kontaktowego w stosunku do nośności podłoża – na przykład przez zagłębienie płyty w wykopie lub poprzez zastosowanie pali.

Zastosowanie pali pozwala również na skuteczne ograniczenie osiadań różnicowych, które mogą być dodatkowo redukowane poprzez zwiększenie sztywności płyty fundamentowej. Spośród dostępnych metod kontroli osiadań, zastosowanie pali okazuje się być najbardziej efektywne i ekonomiczne, o ile warunki gruntowe są odpowiednie.



Rysunek 1. Procentowy udział obciążenia przenoszony przez płytę w funkcji rozstawu pali podzielonego przez stosunek powierzchni  $A_G/A_R$ , gdzie:  $e$  - odległość pomiędzy palami;  $d$  - średnica pali;  $A_G$  - powierzchnia, na której znajdują się pale;  $A_R$  - powierzchnia płyty) [40]

W systemach fundamentowych opartych na współpracy płyty fundamentowej z palami, nawet ograniczona liczba pali może istotnie poprawić pracę systemu fundamentowego. W takich przypadkach pale nie pełnią roli podstawowych elementów nośnych, lecz działają jako elementy kontrolujące przemieszczenia. W efekcie ich liczba jest znacznie mniejsza niż w tradycyjnych rozwiązaniach palowych.

Koncepcja wykorzystania pali jako elementów redukujących osiadania została po raz pierwszy zaproponowana przez Burlanda, Bromsa i Mello [10]. Kolejne publikacje naukowe oraz dane z realizacji inżynierskich potwierdziły skuteczność tej strategii, wykazując, że liczba pali wymagana do ograniczenia osiadań płyty do wartości dopuszczalnych jest istotnie niższa niż w przypadku pali przenoszących pełne obciążenie konstrukcji.

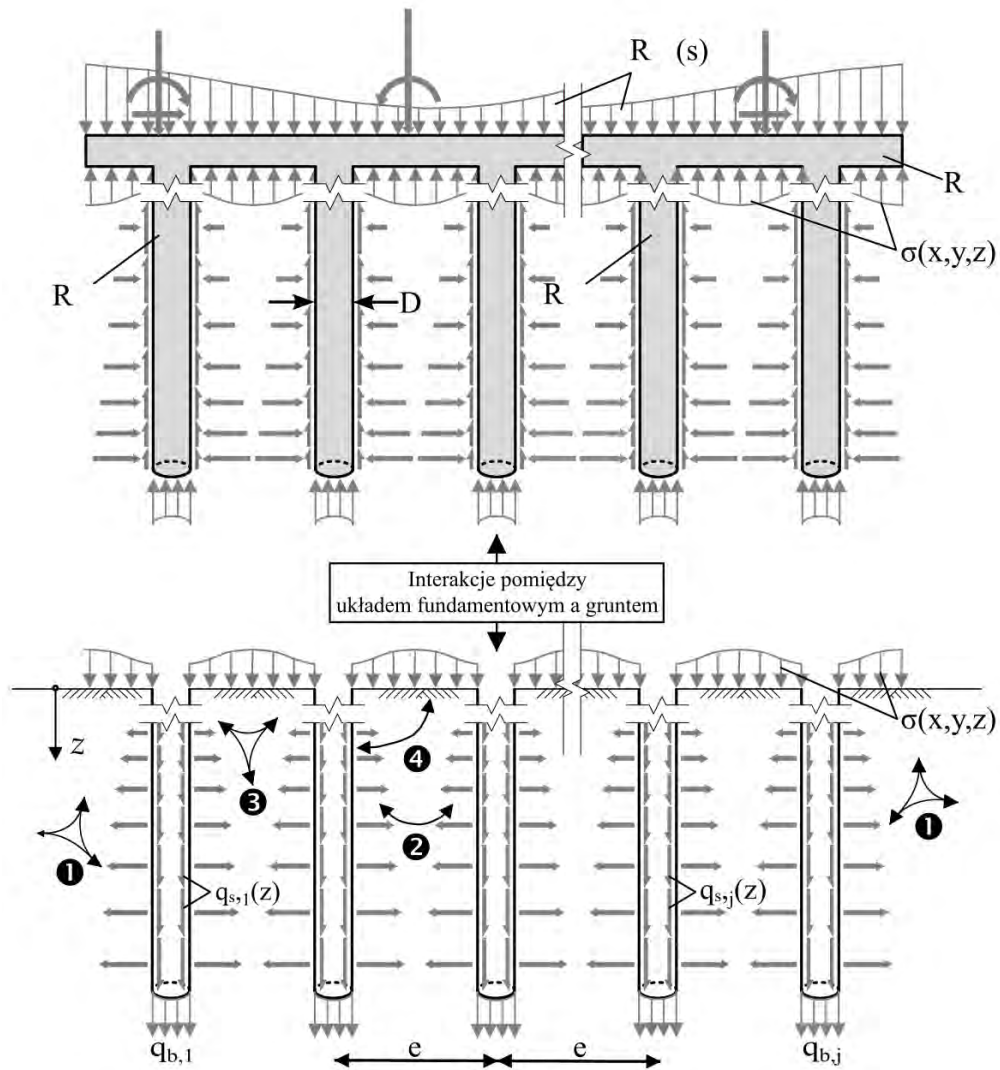
Na podstawie dostępnych badań eksperymentalnych [40] przedstawionych na rys. 1 dla grupy pali o małym rozstawie (stosunek  $e/D \approx 3-4$ ), pokrywających całą powierzchnię płyty fundamentowej ( $A_G/A_R \approx 1$ ), udział płyty w przenoszeniu obciążenia nie jest mniejszy niż około 20%; wartość ta wzrasta nawet do 60-70% przy zwiększeniu stosunku  $e/D$  lub zmniejszeniu stosunku  $A_G/A_R$ .

Wyniki badań jednoznacznie potwierdzają zasadność stosowania fundamentów płytowo-palowych, w których pale współpracują z płytą fundamentową, a nie stanowią jej zamiennika. Oprócz funkcji związanej z ograniczaniem średnich i różnicowych osiadań, pale mogą również przyczyniać się do zwiększenia nośności oraz sztywności całego systemu fundamentowego.

### **Główne założenie dotyczące FPP**

Rozwiązanie posadowienia typu FPP jest możliwe w przypadku, gdy występują odpowiednie grunty tj. relatywnie sztywne grunty drobnoziarniste lub zagęszczone piaski. W takich przypadkach płyta samodzielnie zapewnia znaczącą nośność, a pale są stosowane w celu poprawy ogólnej wydajności systemu fundamentowego. W przypadku występowania gruntów sabonośnych tj. gruntów organicznych, luźnych piasków, gruntów zapadowych może dojść do utraty kontaktu płyty z gruntem i zwiększenia udziału pali w przenoszeniu obciążenia.

Według klasyfikacji zaproponowanej przez Russo i Viggianiego [69], fundamenty płytowo-palowe można podzielić na dwie podstawowe kategorie: (1) fundamenty małogabarytowe, o szerokości od 5 do 15 m, w których pale pełnią głównie funkcję zwiększania współczynnika bezpieczeństwa, przy czym ich długość przekracza szerokość płyty; (2) fundamenty wielkogabarytowe, w których płyta posiada wystarczającą nośność do przeniesienia obciążeń z założoną rezerwą bezpieczeństwa, a pale służą głównie do ograniczenia osiadań – ich długość jest wówczas mniejsza niż szerokość płyty. FPP [33, 35] opisywany jest jako geotechniczny kompozyt konstrukcyjny, łączący nośności płyty fundamentowej i pali uwzględniając ich wzajemne oddziaływania oraz interakcje z podłożem gruntowym rys. 2. Charakterystyczna wartość nośności  $R_{tot,k}(s)$  FPP jest sumarycznym efektem pracy płyty i współpracując z nią pali, który zależy od osiadania  $s$  fundamentu i składa się z sumy nośności charakterystycznych pali  $\sum_{j=1}^m R_{pal,k,j}(s)$  oraz charakterystycznej wartości nośności płyty  $R_{r,k}(s)$ . Wartość charakterystycznej nośności płyty wynika z całkowania naprężenia kontaktowego  $\sigma(x, y, z)$  zależnego od osiadania w obrysie płyty fundamentowej.



Rysunek 2. Interakcje zachodzące pomiędzy składowymi FPP. Interakcje: 1.pal - ośrodek gruntowy; 2.pal – pal; 3.płyta - ośrodek gruntowy; 4.pal – płyta; D - średnica pala; e - odległość pomiędzy palami [36]

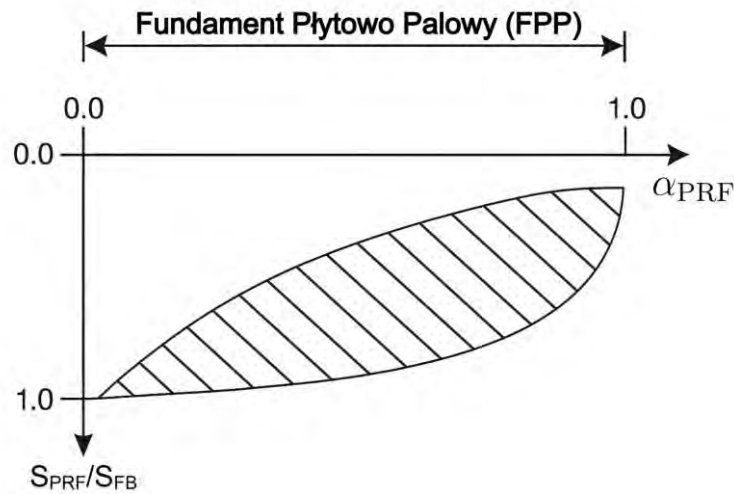
Zachowanie FPP opisuje się za pomocą współczynnika rozdziału  $\alpha_{PRF}$  obciążenia przekazywanego bezpośrednio na grunt przez płytę fundamentową oraz na podpory palowe. W symbolu tego współczynnika przyjęto w pracy angielską wersję skrótu PRF (Piled Raft Foundation – Fundament Płytkowo Palowy), którą powszechnie stosuje się w literaturze. Współczynnik ten jest zdefiniowany jako stosunek sumy charakterystycznych sił w palach  $\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)$  do charakterystycznej wartości obciążenia całkowitego  $R_{tot,k}(s)$ :

$$\alpha_{PRF} = \frac{\sum_{j=1}^m R_{pile,k,j}(s)}{R_{tot,k}(s)}. \quad (1)$$

Współczynnik  $\alpha_{PRF}$  przyjmuje wartość od 0 do 1.0, gdzie 0 oznacza fundament płytowy a 1.0 fundament palowy rys. 3.

Zgodnie z niemieckimi wytycznymi Międzynarodowego Towarzystwa Mechaniki Gruntów i Inżynierii Geotechnicznej (ISSMGE), opracowanymi przez Katzenbacha i Choudhury'ego [35], FPP powinien spełniać zarówno warunki graniczne stanu nośności (ULS), jak i warunki

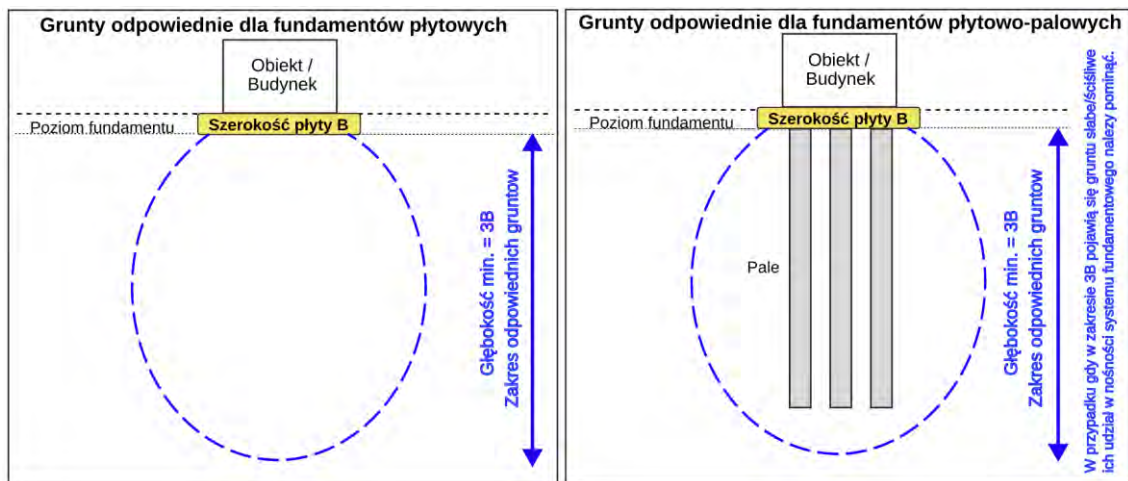
graniczne stanu użyteczności (SLS). W celu zapewnienia spełnienia tych wymagań, fundament FPP powinien być posadowiony na nośnym podłożu gruntowym charakteryzującym się odpowiednimi parametrami wytrzymałościowymi oraz sztywnością.



Rysunek 3. Przykład redukcji osiadania FPP w zależności od współczynnika  $\alpha_{PRF}$

Zastosowanie FPP jest ograniczone w przypadku występowania gruntów o wysokiej ściśliwości, piasków luźnych oraz warstwy gruntów, w których mogą zachodzić procesy pełzania w obrębie aktywnej strefy oddziaływania fundamentu. W takich warunkach nie ma możliwości zapewnienia prawidłowego współdziałania płyty i pali, co z reguły uniemożliwia zastosowanie FPP.

Zgodnie z ogólnymi wytycznymi opracowanymi przez przedstawicieli Zespołu Roboczego ds. Współpracy i Sektora Budowlanego w Singapurze (BCA, IES, ACES, GEOSS CIRCULAR) [8], przydatność podłoża gruntowego do zastosowania FPP powinna być analizowana do głębokości równej trzykrotnej szerokości fundamentu (rys. 4).



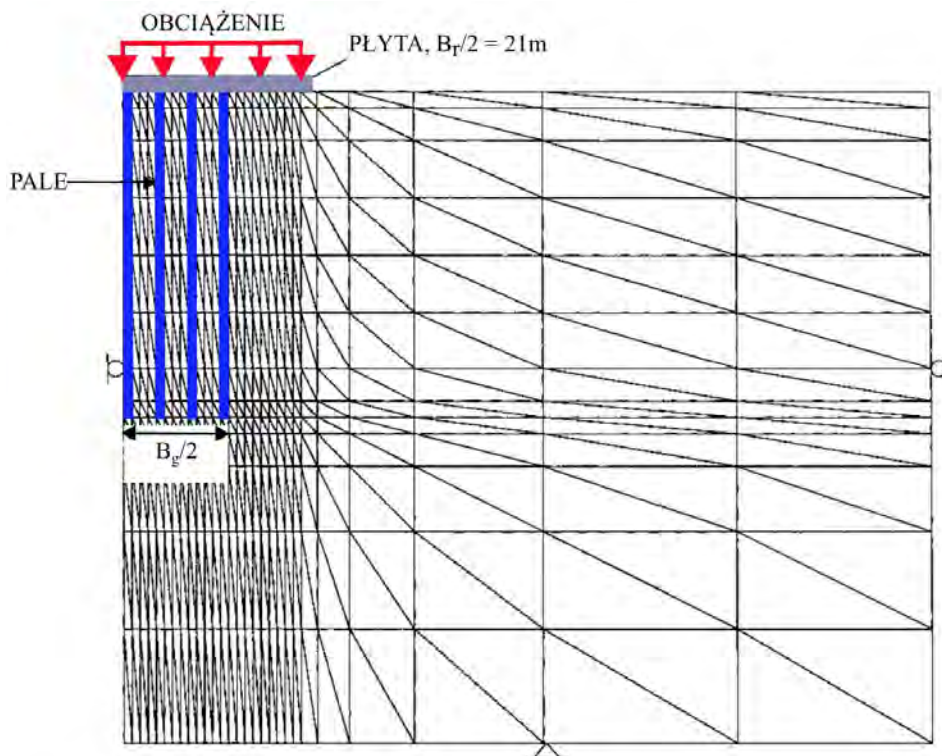
Rysunek 4. Strefa oddziaływania obciążenia pod płytą fundamentową pozwalająca określić przydatności gruntu do zastosowania FPP [8]

### Główne zależności geometryczne wpływające na pracę fundamentu płytowo palowego.

Analizy przedstawione w publikacjach [19, 41, 43, 53, 54, 55, 62] były skoncentrowane głównie na aspektach geometrycznych FPP oraz na rodzaju przyłożonych obciążeń i ich wpływie na pracę całego układu. W przypadku FPP, zasadniczą funkcją pali jest ograniczanie osiadań zarówno różnicowych, jak i całkowitych, przy czym w niektórych przypadkach wymagane jest jednoczesne spełnienie obu tych funkcji [62].

Zgodnie z badaniami Mandolini, Russo i Viggianiego [41], ograniczenie średnich osiadań można uzyskać poprzez zastosowanie siatki równomiernie rozmieszczonych pali, których długość przekracza szerokość płyty fundamentowej. Natomiast najefektywniejszą metodą ograniczania osiadań różnicowych jest rozmieszczenie mniejszej liczby pali w lokalizacjach odpowiadających koncentracji obciążeń.

Kulhawy i Prakoso [62], na podstawie własnych analiz, wskazali, że kluczowe parametry wpływające na zachowanie się systemu FPP to szerokość fundamentu oraz długość zastosowanych pali. Efektywna kontrola osiadań różnicowych zachodzi w przypadku, gdy stosunek  $B_g/B_r > 1$ , gdzie  $B_g$  oznacza szerokość obszaru fundamentu wspieranego palami, a  $B_r$  całkowitą szerokość fundamentu (rys. 5).

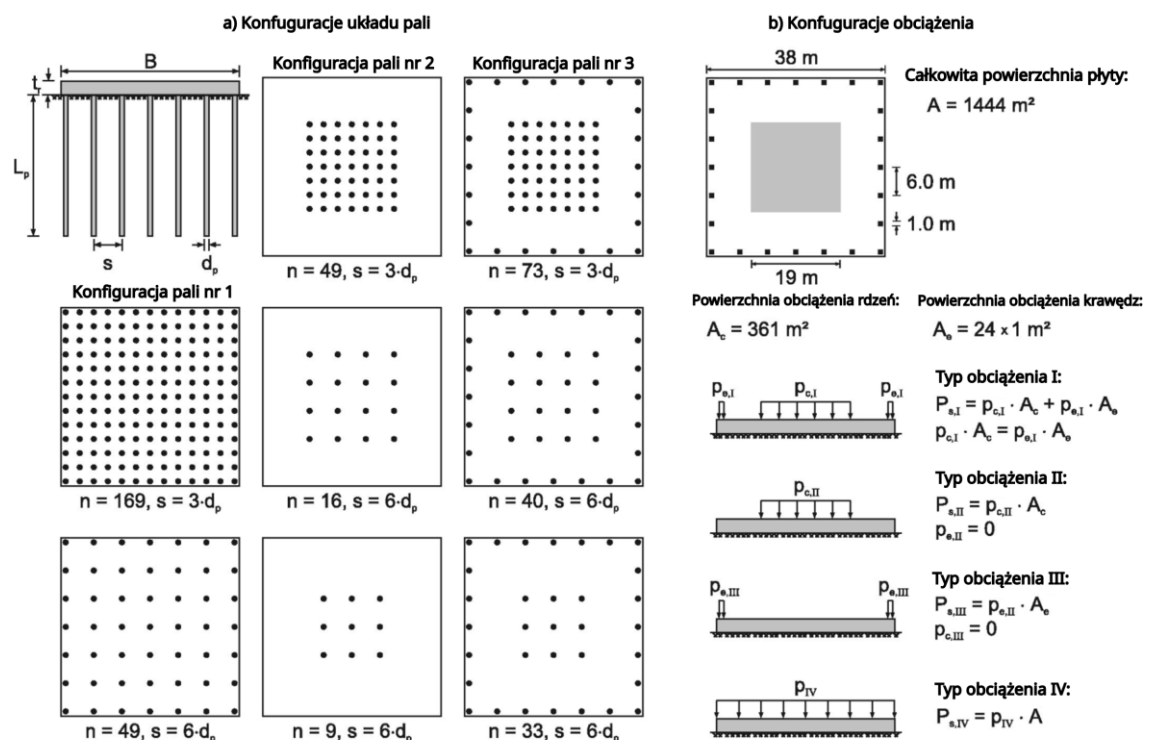


Rysunek 5. Przykład modelu obliczeniowego FPP [62]

Cunha, Poulos i Small [19] przeprowadzili badania wpływu grubości płyty fundamentowej oraz różnych układów rozmieszczenia pali na zachowanie fundamentu. Ich wyniki wykazały, że zwiększenie grubości płyty przyczynia się do redukcji zarówno średniego, jak i różnicowego osiadania. Jednocześnie odnotowano zmniejszenie sił osiowych w palach oraz redukcję

skrajnych naprężeń kontaktowych przy zwiększaniu grubości płyty. Średnie dodatkowe naprężenie kontaktowe nie zmieniało się jednak istotnie w zależności od grubości płyty. Ograniczenie liczby pali prowadziło do wzrostu obciążeń przekazywanych na poszczególne pale oraz do zwiększenia naprężenia na krawędziach płyty. Zaobserwowano również, że wraz ze wzrostem grubości płyty udział procentowy obciążenia przenoszonego przez pale ulegał zmniejszeniu – od 60% przy grubości 30 cm do 40% przy grubości 120 cm. Reul i Randolph [67] przeprowadzili analizy obliczeniowe FPP dla różnych konfiguracji pali oraz schematów obciążeń (rys. 6). Na podstawie ich obserwacji stwierdzono, że przy zachowaniu tej samej całkowitej długości pali, korzystniejszy efekt w postaci mniejszego średniego osiadania uzyskiwano poprzez zastosowanie dłuższych pali, zamiast zwiększania ich liczby. We wszystkich analizowanych konfiguracjach układu pali, średnie osiadanie ulegało redukcji w porównaniu do wariantu z samą płytą fundamentową.

W odniesieniu do osiadań różnicowych, wykazano ich większą wrażliwość na sztywność całego systemu fundamentowego, efekt ten potwierdzono również w pracach [53] i [54]. W zależności od charakteru przyłożonych obciążeń, najbardziej efektywną strategią redukcji osiadań różnicowych było odpowiednie rozmieszczenie pali – przykładowo, przy obciążeniach koncentrujących się w środku i na obrzeżach płyty, najskuteczniejsze okazało się zastosowanie pali zlokalizowanych wyłącznie w centralnej części fundamentu.



Rysunek 6. Konfiguracja systemu fundamentowego i obciążeń [62]

Z przeprowadzonych badań wynika, że najbardziej ekonomiczne rozwiązania opierają się na lokalizacji pali bezpośrednio pod strefami największego obciążenia oraz zróżnicowaniu ich długości. Patil i Dey [55] wykonali obliczenia numeryczne FPP, z których wynika, że optymalny

rozstaw pali minimalizujący osiadania całkowite mieści się w zakresie około  $3D$ , gdzie  $D$  oznacza średnicę pala. Przekroczenie tej wartości skutkowało wzrostem osiadań w analizach numerycznych. Zgodnie z wcześniejszymi obserwacjami, zwiększenie rozstawu pali powodowało również wzrost udziału płyty fundamentowej w przenoszeniu obciążeń.

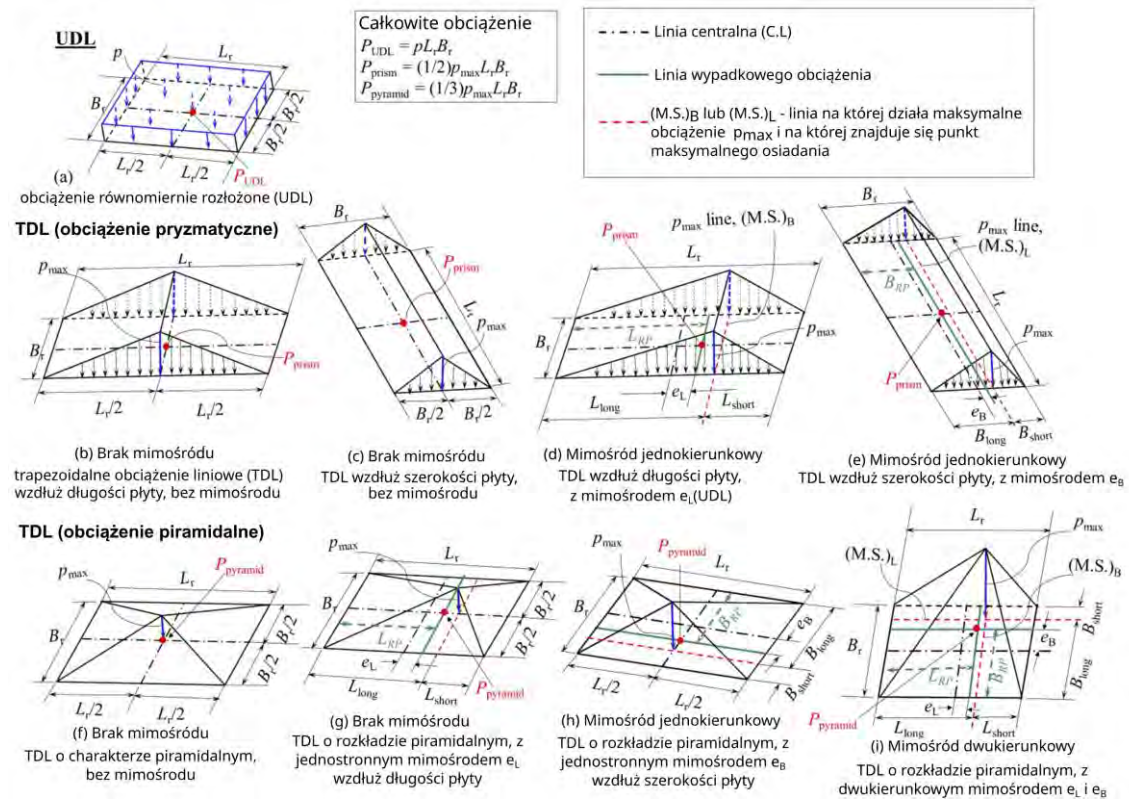
W przypadku niejednorodnych oraz mimośrodowych obciążeń badania przeprowadzone przez Bhartiya, Basu i Chakraborty [6] wykazały, że odpowiedzi FPP (maksymalne, różnicowe osiadania, dystorsja kontowa, przechył, rozdział obciążenia między pale i płytę, moduły reakcji podłoża na styku płyta-grunt i pal-grunt) są w dużym stopniu zależne od typu zastosowanego schematu obciążeń oraz wielkości mimośrodów. Analizowane scenariusze obciążeń obejmowały rozkłady trójkątne, pryzmatyczne i piramidalne, zarówno w konfiguracjach symetrycznych, jak i z uwzględnieniem mimośrodu lub mimośrodów, a także rozkład równomierny. We wszystkich przypadkach całkowita wartość przyłożonego obciążenia pozostawała stała (rys. 7). W przeprowadzonych badaniach wykazano, że:

- Maksymalne osiadania dla obciążeń typu TDL - trapezoidalne obciążenie liniowe - były większe o około 40% w porównaniu do obciążeń równomiernych UDL - obciążenie równomiernie rozłożone - (wielkość mimośrodu miała wyraźny wpływ na wartości osiadań),
- Wartości osiadań różnicowych w przypadkach obciążeń typu TDL były od 3 do 18 razy większe niż w przypadku schematu obciążenia równomiernego UDL.
- Odształcenia kątowe i przechył są znacznie większe przy obciążeniach typu TDL niż dla obciążenia równomiernego UDL.
- W przypadku fundamentów FPP obciążonych typem obciążenia TDL (z mimośrodami), kryterium projektowe determinowane jest przez osiadania różnicowe oraz odształcenia kątowe, a nie przez wartości maksymalnych osiadań.
- Pale przenoszą około 10% mniej obciążenia przy schematach obciążenia TDL w porównaniu do schematów obciążenia UDL.
- Średni stosunek maksymalnych wartości modułów reakcji podłoża (subgrade modulus) pod płytą fundamentową dla przypadków obciążeń typu TDL względem UDL wynosi 0,8. Natomiast średni stosunek minimalnych wartości tych modułów dla analogicznych przypadków wynosi 1,35.
- Moduły podłoża wzdłuż trzonu pala oraz w jego podstawie były zbliżone dla obu analizowanych typów obciążenia.

W literaturze dostępnych jest stosunkowo niewiele badań dotyczących wpływu obciążeń poziomych na pracę FPP. Jednym z nielicznych opracowań w tym zakresie są badania przeprowadzone przez Ochoę i O'Neilla [52], z których wynika, że pale najbardziej oddalone od miejsca przyłożenia siły poziomej przejmują największy udział w przenoszeniu obciążenia.

## 1. Wprowadzenie

Zjawisko to określono mianem „shadowing effect” – odnosi się ono do sytuacji, w której nośność gruntu wokół pali znajdujących się bliżej punktu przyłożenia siły ulega redukcji na skutek obecności wcześniejszych, bardziej obciążonych pali.



Rysunek 7. Schemat Charakterystyka przyłożonych obciążeń pionowych w analizie FPP. W powyższym zapisie:  $e_L$  i  $e_B$  oznaczają odpowiednio mimośrody wzdłuż długości i szerokości płyty fundamentowej;  $L_{long}$  i  $L_{short}$  definiują lokalizację maksymalnego nacisku ( $p_{max}$ ) wzdłuż długości płyty;  $B_{long}$  i  $B_{short}$  określają położenie  $p_{max}$  w kierunku szerokości płyty [6].

Na konieczność zastosowania pełnego modelu przestrzennego w analizach wpływają nie tylko niesymetryczne warunki geometryczne i obciążeniowe konstrukcji, ale również rozstaw pali. Zgodnie z obserwacjami Maybauma [43], przy małych rozstawach pali, wzajemne oddziaływanie pomiędzy palami (tzw. interakcja pal-pal) istotnie wpływa na rozkład sił w poszczególnych elementach nośnych, co wymaga wykonania pełnego modelu obliczeniowego konstrukcji. Natomiast przy większych rozstawach, przy odpowiednio zdefiniowanych warunkach brzegowych, wpływ lokalizacji poszczególnych pali na wyniki obliczeń jest ograniczony, a interakcje pomiędzy palami mogą zostać pominięte, co umożliwia zastosowanie uproszczonych modeli częściowych.

Powyższe obserwacje wskazują na konieczność indywidualnego podejścia do modelowania FPP w zależności od charakterystyki systemu fundamentowego oraz rodzaju obciążenia, zwłaszcza w przypadku uwzględniania oddziaływań poziomych.

## 1.2. Główne cele pracy

### Cel badań

Głównym celem niniejszej pracy jest opracowanie metodyki poprawnego modelowania współpracy fundamentów płytowo-palowych z ośrodkiem gruntowym, z wykorzystaniem metody elementów skończonych. W ramach realizacji założonego celu przeprowadzono serię obliczeń numerycznych dla fundamentu podpory mostowej. Model konstrukcji wraz z otaczającym gruntem został opracowany w środowisku obliczeniowym ZSOIL.

W celu umożliwienia precyzyjnej analizy wpływu wybranych parametrów na zachowanie układu fundamentowego, stratygrafia podłoża gruntowego została celowo uproszczona. Geometria podpory, harmonogram przykładania obciążeń oraz wartości obciążeń zostały odwzorowane w sposób wierny, zgodny z rzeczywistymi warunkami inżynierskimi.

Efektom końcowym pracy jest sformułowanie wniosków dotyczących zasad poprawnego modelowania fundamentów płytowo-palowych, ze szczególnym uwzględnieniem mocnych i słabych stron dostępnych modeli konstytutywnych gruntu. Przedstawiono również rekomendacje dotyczące prawidłowej kalibracji tych modeli oraz ich zastosowania w praktyce inżynierskiej. Uzyskane rezultaty pozwoliły na sformułowanie wytycznych projektowo-wykonawczych FPP.

### Problem badawczy

Głównym zagadnieniem badawczym jest pogłębiona analiza mechanizmu współpracy fundamentów płytowo-palowych z ośrodkiem gruntowym, ze szczególnym uwzględnieniem mechanizmu redystrybucji obciążeń pomiędzy elementy palowe a grunt podlegający oddziaływaniu płyty fundamentowej. Obecna praktyka inżynierska w zakresie projektowania tego typu systemów fundamentowych opiera się na dużych uproszczeniach, najczęściej ograniczając się do modelowania płyty fundamentowej na sprężystym podłożu, co nie pozwala na wiarygodne odwzorowanie rzeczywistych zjawisk mechanicznych zachodzących w układzie.

Ujęcie problemu jako zagadnienia brzegowo-początkowego, rozwiązywanego przy zastosowaniu metody elementów skończonych, umożliwia kompleksowe odwzorowanie sprzężonych interakcji zachodzących pomiędzy płytą, palami oraz ośrodkiem gruntowym. Kluczowym atutem takiego podejścia jest możliwość uwzględnienia istotnych właściwości fizycznych gruntów, takich jak barotropia sztywności oraz jej nieliniowa degradacja z odkształceniem w zakresie małych i pośrednich odkształceń, anizotropia sztywności, prekonsolidacja oraz stan naprężenia początkowego. Ponadto, analizy numeryczne oparte na metodzie elementów skończonych pozwalają na uwzględnienie warunków odpływu wody w gruncie podczas obciążenia lub odciążenia (drenaż, brak drenażu, konsolidacja).

Zasadniczym celem pracy jest analiza wpływu sztywności, geometrii układu konstrukcyjnego, wariantów opisu materiałowego oraz warunków odpływu w podłożu na zachowanie

fundamentów zespolonych. Na podstawie wyników analizy sformułowane zostały wytyczne do zastosowania w projektowaniu i weryfikacji fundamentów płytowo-palowych.

Realizacja przedmiotowego zadania cechuje się wysokim stopniem złożoności obliczeniowej, wynikającym z konieczności zastosowania zaawansowanych modeli konstytutywnych i prowadzenia symulacji wielkoskalowych trójwymiarowych modeli przestrzennych. W celu zapewnienia równowagi między realizmem modelu a wykonalnością obliczeniową jako analizowany model przyjęto fundament podpory mostowej.

Model został opracowany na podstawie rzeczywistego obiektu inżynierskiego, z uwzględnieniem dokładnego odwzorowania geometrii konstrukcji oraz schematu przyrostu obciążeń w kolejnych etapach jej wznoszenia. Warunki gruntowe zostały celowo uproszczone poprzez przyjęcie jednorodnego podłoża, co pozwoliło na redukcję liczby zmiennych i skupienie się na analizie wpływu wybranych parametrów materiałowych. Mimo uproszczenia stratygrafii, zachowano wysoki poziom realizmu dzięki zastosowaniu zaawansowanego opisu mechaniki gruntu.

W ramach przeprowadzonych analiz numerycznych zbadano wpływ wymienionych wyżej czynników, na zachowanie przyjętych wariantów FPP. Analizowano m.in. ich wpływ na wartości osiadań średnich i różnicowych oraz redystrybucję obciążeń pomiędzy płytą fundamentową oraz palami.

Efektym praktycznym rozprawy doktorskiej jest opracowanie metodyki doboru modeli konstytutywnych gruntów, uwzględniającej specyfikę warunków geotechnicznych oraz sposób prowadzenia analiz numerycznych, niezbędnych do uzyskania reprezentatywnych i wiarygodnych rezultatów inżynierskich.

### **1.3. Zakres i struktura pracy**

Oprócz niniejszego wprowadzenia praca została podzielona na 7 rozdziałów:

#### **Rozdział 2**

W rozdziale omówiono podejście projektowe oraz kluczowe metody analizy FPP. Zaprezentowane metody obliczeniowe uszeregowano według rosnącego stopnia złożoności, od podejść konwencjonalnych, opartych na uproszczonych modelach analitycznych, aż do zaawansowanych technik numerycznych z wykorzystaniem metody elementów skończonych (MES), stanowiących obecnie preferowane narzędzie w projektowaniu FPP.

W oparciu o wytyczne zawarte w normie EN 1997-3:2022, w rozdziale przedstawiono sposób sprawdzania stanów granicznych, zarówno nośności (ULS), jak i użyteczności (SLS) – które muszą zostać spełnione w projektowaniu FPP.

### **Rozdział 3**

W rozdziale przedstawiono wyniki przeprowadzonych analiz numerycznych, uwzględniających szczegółowy opis zastosowanego modelu obliczeniowego oraz przyjętych modeli konstytutywnych ośrodka gruntowego. Zaprezentowano strukturę modelu numerycznego, sposób odwzorowania elementów konstrukcyjnych (płyty fundamentowej, pali) oraz procedurę modelowania przyrostu obciążenia.

Szczególną uwagę poświęcono wpływowi doboru modelu konstytutywnego, uwzględnieniu stanu początkowego naprężenia w podłożu oraz anizotropii sztywności na charakter pracy systemu fundamentowego. Przeanalizowano, w jaki sposób te czynniki wpływają na rozkład osiadań, podział obciążenia pomiędzy płytą i palami oraz ogólną odpowiedź konstrukcji.

Na podstawie porównania uzyskanych wyników sformułowano wnioski dotyczące wrażliwości modelu na przyjęte założenia materiałowe oraz wskazano implikacje praktyczne w projektowaniu FPP w złożonych warunkach gruntowych.

### **Rozdział 4**

Rozdział poświęcono zagadnieniu modelowania pali fundamentowych w ujęciu trójwymiarowym. Przedstawiono zastosowaną metodę dyskretyzacji elementów konstrukcyjnych, w której pale odwzorowano za pomocą elementów belkowych, współpracujących z przestrzennym ośrodkiem gruntowym.

Dokonano porównań odpowiedzi modelu numerycznego uzyskanych przy zastosowaniu dwóch podejść: elementów objętościowych (3D) oraz jednowymiarowych (1D) elementów belkowych modelujących pale. Analiza miała na celu identyfikację zalet i ograniczeń każdego z rozwiązań, ze szczególnym uwzględnieniem aspektów takich jak: dokładność odwzorowania interakcji fundamentu płytowo palowego z gruntem oraz efektywność obliczeniowa modeli.

### **Rozdział 5**

Zawiera analizę pracy fundamentu płytowo palowego z uwzględnieniem zmienności modułu sprężystości betonu w czasie, wynikającej z procesu jego dojrzewania i twardnienia. Przeprowadzona symulacja uwzględnia etapowanie wzrostu sztywności materiału betonu oraz jego wpływ na rozdział obciążenia pomiędzy pale i płytę fundamentową.

### **Rozdział 6**

Prezentuje zbiór wytycznych projektowych dla fundamentów płytowo palowych, opracowanych na podstawie krytycznej analizy literatury przedmiotu oraz rezultatów własnych badań numerycznych. Wytyczne te uwzględniają zarówno aspekty geometryczne systemu fundamentowego (wpływ geometrii konstrukcji i obciążenia na pracę fundamentu płytowo palowego) oraz doboru modeli konstytutywnych.

**Rozdział 7**

Zawiera syntetyczne wnioski końcowe z przeprowadzonych badań, dotyczące wpływu wybranych parametrów materiałowych ośrodka gruntowego – takich jak barotropia, nieliniowa degradacja sztywności w zakresie małych i pośrednich odkształceń, oraz prekonsolidacja i początkowy stan naprężenia, na pracę FPP.

**Rozdział 8**

Zawiera kompletny wykaz literatury źródłowej oraz materiałów odniesienia wykorzystanych przy opracowywaniu niniejszej rozprawy doktorskiej, obejmujący zarówno publikacje naukowe, jak i dokumenty normatywne oraz wytyczne projektowe.

## 2. Współczesne metody projektowania FPP

### 2.1. Podejścia projektowe

Randolph [65] wyróżnił trzy alternatywne podejścia projektowe stosowane w projektowaniu FPP, różniące się zakładanym mechanizmem współpracy pali i płyty fundamentowej w przenoszeniu obciążenia na podłoże gruntowe:

- Podejście "konwencjonalne"

W podejściu tym pale stanowią główny element nośny, przenosząc zasadniczą część obciążeń na głębsze warstwy nośne gruntu. Zakłada się jednocześnie, że płyta fundamentowa przejmuje niewielką część obciążeń pełniąc przy tym funkcję uzupełniającą, zwiększając ogólną sztywność systemu.

- Podejście "*creep piling*"

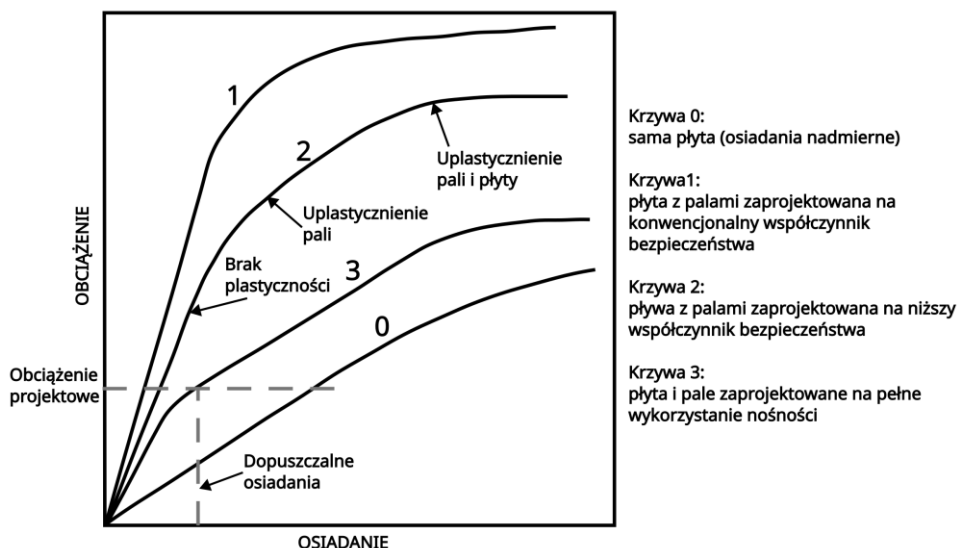
W tym wariantcie zakłada się pracę pali przy poziomie obciążeń zbliżonym do wartości progowej, przy której rozpoczyna się pełzanie materiału gruntowego, typowo odpowiadającej 70-80% nośności pala. Liczba oraz rozmieszczenie pali są dobierane w sposób umożliwiający redukcję naprężeń kontaktowych między płytą fundamentową a gruntem do wartości poniżej naprężenia prekonsolidacji. Podejście to dopuszcza pełne wykorzystanie nośności pali – tzn. część lub wszystkie pale mogą pracować przy 100% ich nośności. W tej koncepcji pale pełnią zasadniczo funkcję ograniczającą osiadania, przy równoczesnym istotnym udziale w kształtowaniu nośności całego układu fundamentowego.

- Podejście oparte na kontroli osiadań różnicowych

W tym podejściu główny nacisk położony jest na ograniczenie osiadań różnicowych, które stanowią istotne zagrożenie dla integralności konstrukcji, natomiast redukcja osiadań średnich nie jest celem nadrzędnym. Pale rozmieszczane są selektywnie, w rejonach przewidywanych największych deformacji, w celu ograniczenia nierównomiernego osiadania i minimalizacji wynikających z tego sił wewnętrznych w konstrukcji. Takie podejście poprawia współpracę konstrukcji z podłożem i może istotnie zwiększyć trwałość oraz niezawodność całego systemu posadowienia

Przedstawione w dalszej części rozdziału metody projektowania FPP umożliwiają realizację każdego z wymienionych wyżej podejść projektowych.

Na rys. 8 przedstawiono schematyczną zależność pomiędzy wartością przyłożonego obciążenia a wielkością osiadania FPP, zaprojektowanego zgodnie z dwoma pierwszymi podejściami projektowymi wyróżnionymi przez Randolpha. Krzywa oznaczona symbolem „0” odnosi się do odpowiedzi systemu w wariantcie posadowienia bezpośredniego – tj. pracy samej płyty fundamentowej bez udziału pali. W tym przypadku osiadania przekraczają dopuszczalne wartości przy obciążeniu równym obciążeniu obliczeniowemu, co wyklucza samodzielne zastosowanie tego rozwiązania ze względu na niespełnienie warunków użyteczności.



Rysunek 8. Krzywa obciążenia w funkcji osiadania w zależności od przyjętego podejścia projektowania [61]

Krzywa „1” reprezentuje tradycyjne, konwencjonalne podejście projektowe, w którym fundament funkcjonuje jako układ zdominowany przez nośność grupy pali. Charakterystyka obciążenie-osiadanie wykazuje w tym przypadku niemal liniowy przebieg, a zasadniczy udział w przenoszeniu sił przypada elementom palowym.

Krzywa „2” odzwierciedla podejście typu „*creep piling*”, w którym redukcja liczby pali skutkuje ich pracą przy mniejszym współczynniku bezpieczeństwa, zbliżonym do poziomu, przy którym rozpoczyna się pełzanie/uplastycznienie gruntu. W tym wariantie znacząco wzrasta udział płyty fundamentowej w przenoszeniu obciążeń, co skutkuje nieliniową odpowiedzią układu przy wyższych poziomach obciążenia.

Krzywa „3” przedstawia wariant, w którym głównym zadaniem pali jest ograniczenie osiadań, zarówno całkowitych, jak i różnicowych. Pale pracują przy maksymalnym wykorzystaniu swojej nośności, natomiast odpowiedź całego systemu może przyjąć nieliniowy charakter już w zakresie obciążeń projektowych. Pomimo tego, system fundamentowy spełnia kryteria stanów granicznych nośności (SGN) oraz użyteczności (SGU).

Podejście projektowe ilustrowane przez krzywą „3” jest zgodne z obowiązującymi normami i może być uznane za ekonomicznie bardziej efektywne w porównaniu do podejść reprezentowanych przez krzywe „1” i „2”, przy zachowaniu wymaganej niezawodności oraz funkcjonalności konstrukcji.

## 2.2. Klasyfikacja metod analizy FPP

Celem każdej analizy fundamentu płytowo-palowego jest określenie zależności pomiędzy wartością przyłożonego obciążenia a odpowiadającym jej osiadań systemu fundamentowego. Informacje uzyskane na podstawie takiej analizy mają kluczowe znaczenie w procesie projektowym i obejmują m.in.: wartości osiadań całkowitych i różnicowych

konstrukcji, proporcje udziału płyty i pali w przenoszeniu obciążeń, redystrybucję sił pomiędzy poszczególne elementy palowe, jak również rozkład momentów zginających i skręcających generowanych w płycie fundamentowej.

Współczesne metody projektowania fundamentów FPP obejmują szerokie spektrum rozwiązań, od uproszczonych procedur analitycznych opartych na założeniach schematycznych, po zaawansowane modele numeryczne, pozwalające na wierne odwzorowanie rzeczywistych warunków pracy konstrukcji i ośrodka gruntowego.

Zgodnie z klasyfikacją zaproponowaną przez Poulosa, Smalla, Sinhę i Chena [60], metody analizy fundamentów płytowo palowych można podzielić na trzy główne kategorie:

- Metody uproszczone.
- Metody przybliżone.
- Metody dokładne.

Każda z wymienionych metod znajduje zastosowanie w zależności od poziomu szczegółowości wymaganej analizy, dostępnych danych geotechnicznych oraz etapu procesu projektowego.

### 2.2.1. Metody uproszczone

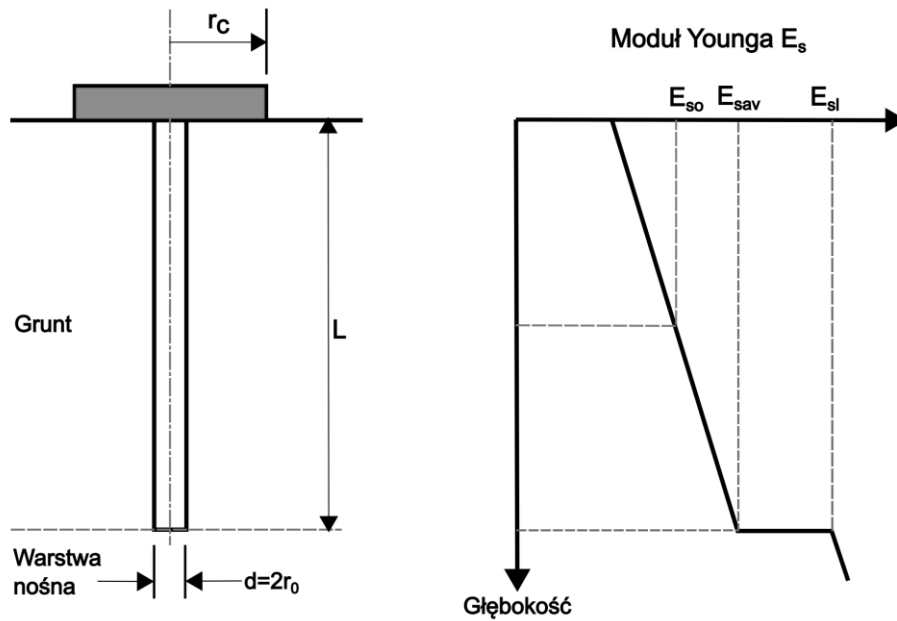
Uproszczone metody analizy fundamentów płytowo-palowych opierają się na procedurach obliczeniowych, wykorzystujących analityczne rozwiązania sformułowane w ramach teorii sprężystego kontinuum. Do klasycznych przykładów tego rodzaju podejść należą metody zaproponowane przez Poulosa i Davisa [56], Randolpha i Wroth [65] oraz Burlanda [9], które umożliwiają oszacowanie parametrów pracy układu konstrukcyjno-gruntowego przy przyjęciu uproszczonych modeli interakcji płyta-pal-grunt.

#### **Metoda Poulosa-Davisa-Randolpha (PDR)**

W kontekście szacowania nośności pionowej fundamentu płytowo palowego przy zastosowaniu metod uproszczonych, wartość nośności granicznej systemu fundamentowego można przyjąć jako mniejszą spośród dwóch wartości:

- sumy nośności granicznych płyty fundamentowej oraz wszystkich pali,
- nośności granicznej tzw. bloku zespolonego, obejmującego zarówno płytę, jak i pale, powiększonej o nośność tej części płyty, która znajduje się poza obrysem grupy pali.

Dla potrzeb analizy zależności obciążenie–osiadanie możliwe jest zastosowanie metody zaproponowanej pierwotnie przez Poulosa i Davisa [56], która została następnie rozwinięta przez Randolpha i Wroth [65]. Randolph zaproponował uproszczoną procedurę umożliwiającą oszacowanie udziału obciążenia przenoszonego niezależnie przez płytę fundamentową oraz przez pale. Schemat definicji problemu w ujęciu Randolpha przedstawiono na rys. 9.



Rysunek 9. Uproszczony schemat jednostki pal- płyta w metodzie PDR [61]

Zgodnie z tym podejściem, sztywność fundamentu płytowo palowego można wyrazić równaniem:

$$K_{pr} = \frac{K_p + K_r(1 - \alpha_{cp})}{1 - \alpha_{cp}^2 \frac{K_r}{K_p}}, \quad (2)$$

gdzie:

$K_{pr}$  - sztywność układu płytowo palowego [kN/m],

$K_p$  - sztywność grupy pali [kN/m],

$K_r$  - sztywność samej płyty [kN/m],

$\alpha_{cp}$  - współczynnik interakcji płyta-pale.

Sztywność płyty fundamentowej  $K_r$  może zostać określona na podstawie klasycznych rozwiązań sformułowanych w ramach teorii sprężystości, m.in. w oparciu o modele zaproponowane przez Frasera i Wardle'a [25] lub Mayne'a i Poulosa [44]. Uproszczony wzór dla sztywności płyty kołowej na półprzestrzeni sprężystej ma postać:

$$K_r = \frac{2E_s \cdot d}{1 - \nu_s^2}, \quad (3)$$

gdzie:

$E_s$  - moduł gruntu,

$d$  - średnica zastępcza płyty,

$\nu$  - współczynnik Poissona gruntu.

W analogiczny sposób, sztywność grupy pali może być wyznaczana z wykorzystaniem tej samej podstawy teoretycznej, przy zastosowaniu metod przedstawionych m.in. przez Poulosa i Davisa [56], Fleminga i współautorów [22] oraz Poulosa [57].

W ramach tych podejść, sztywność pojedynczego pala obliczana jest na podstawie idealizacji sprężystej (iloraz siły przypadającej na pal do jego osiadania), a następnie skalowana przy użyciu współczynnika efektywności grupy pali. Współczynnik ten uwzględnia wzajemne oddziaływania między palami i jest szacowany w sposób przybliżony, na podstawie rozwiązań analitycznych wynikających z klasycznej teorii sprężystości.

Udział obciążenia przenieszonego przez płytę wynosi:

$$\frac{P_r}{P_t} = \frac{K_r(1-\alpha_{cp})}{K_p+K_r(1-\alpha_{cp})} = X, \quad (4)$$

gdzie:

$P_r$  - obciążenie przenoszone przez płytę [kN],

$P_t$  - całkowite obciążenie [kN].

Współczynnik interakcji płyta-pale  $\alpha_{cp}$  może być oszacowany wg wyrażenia:

$$\alpha_{cp} = 1 - \frac{\ln\left(\frac{r_c}{r_0}\right)}{\zeta}, \quad (5)$$

gdzie:

$r_c$  - średni promień przypisany płycie przypadającej na jeden pal,

$r_0$  - promień pala,

$$\zeta = \ln\left(\frac{r_m}{r_0}\right),$$

$$r_m = \{0,25 + \xi[2,5\rho(1 - \nu) - 0,25]\} \cdot L,$$

$$\xi = \frac{E_{sl}}{E_{sb}},$$

$$\rho = \frac{E_{sav}}{E_{sl}},$$

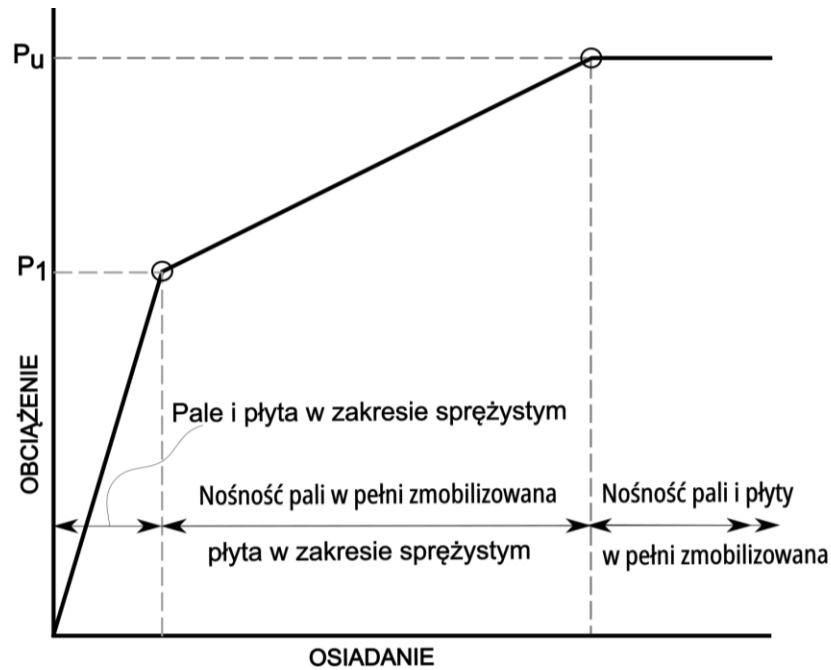
L - długość pala,

$E_{sl}, E_{sb}, E_{sav}$  - odpowiednio: moduł Younga gruntu na poziomie podstawy pala, warstwy nośnej poniżej podstawy pala oraz średni moduł gruntu wzdłuż trzonu pala,

$\nu$  - współczynnik Poissona gruntu.

Powyższe zależności umożliwiają opracowanie uproszczonej, trójlinowej charakterystyki obciążenie-osiadanie przedstawionej na rys. 10.

W pierwszym etapie analizy sztywność FPP wyznacza się na podstawie równania (3), dla zadanej liczby pali. Tak określona sztywność obowiązuje do momentu pełnej mobilizacji nośności granicznej grupy pali.



Rysunek 10. Uproszczony schemat zależności obciążenia od osiadania we wstępnej analizie FPP [61]

Przyjmując, w ramach uproszczenia, że wszystkie pale osiągną stan nośności granicznej w tym samym momencie, całkowite obciążenie  $P_1$ , przy którym następuje pełna mobilizacja ich nośności, można wyrazić zależnością:

$$P_1 = P_{up} / (1 - X), \quad (6)$$

gdzie  $P_{up}$  to nośność graniczna grupy pali, a  $X$  to udział obciążenia przeniesionego przez pale.

Po przekroczeniu punktu A na rys. 10, odpowiadającego pełnej mobilizacji nośności grupy pali, dalszy wzrost przyłożonego obciążenia skutkuje zmianą sztywności układu od tego momentu odpowiedź fundamentu determinowana jest wyłącznie przez sztywność płyty fundamentowej  $K_r$ . Stan ten utrzymuje się do momentu osiągnięcia granicznej nośności całego systemu fundamentowego, oznaczonego jako punkt B na rys. 10. Po przekroczeniu tego punktu, krzywa obciążenie-osiadanie wchodzi w fazę plateau, reprezentującą całkowite wyczerpanie nośności układu posadowienia.

Charakterystyki zależności obciążenie-osiadanie dla FPP z różną liczbą pali mogą być skutecznie wyznaczone z wykorzystaniem arkuszy kalkulacyjnych lub prostych narzędzi obliczeniowych. Tego rodzaju podejście umożliwia szybkie i efektywne oszacowanie wpływu liczby pali na wartość średniego osiadania układu fundamentowego.

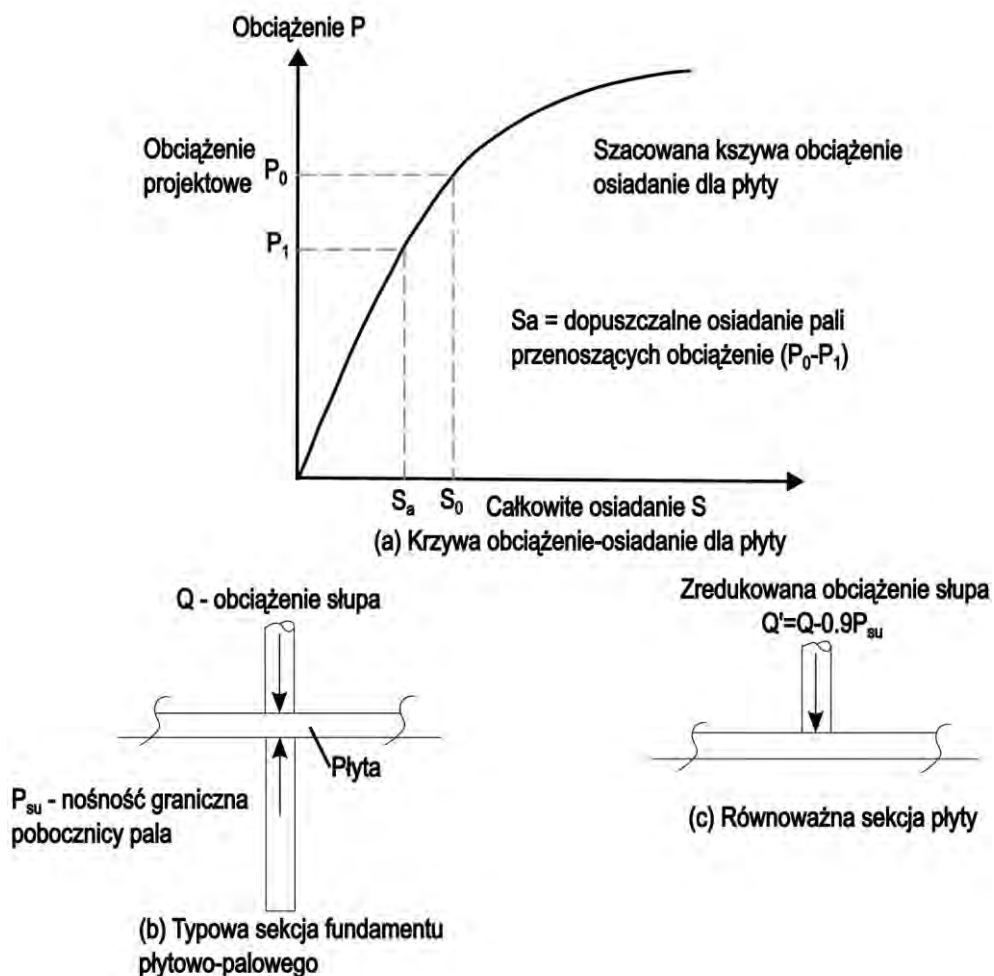
Uzyskiwane w ten sposób rezultaty stanowią przydatne narzędzie wspomagające proces podejmowania decyzji projektowych. Umożliwiają one ocenę zasadności przyjętego podejścia obliczeniowej, zarówno w przypadku założenia pełnej mobilizacji nośności pali, jak i alternatywnie, koncepcji pali pełniących funkcję elementów ograniczających osiadanie. Analizy tego rodzaju pozwalają również na weryfikację racjonalności i wykonalności wybranego podejścia w kontekście specyficznych uwarunkowań projektowych.

### Podejście Burlanda

W przypadku projektowania pali jako elementów ograniczających osiadanie, pracujących przy pełnej mobilizacji nośności geotechnicznej poboczniczy pod obciążeniem projektowym, Burland [9] zaproponował uproszczoną procedurę projektową, obejmującą następujące etapy:

- Oszacowanie długoterminowej zależności obciążenie-osiadanie dla samej płyty fundamentowej, zgodnie ze schematem przedstawionym na rys. 11. Dla zakładanego obciążenia projektowego  $P_0$  wyznacza się odpowiadające mu osiadanie  $S_0$ .
- Określenie dopuszczalnego osiadania projektowego  $S_a$ , z uwzględnieniem odpowiedniego marginesu bezpieczeństwa.
- Dla osiadania  $S_a$  wyznacza się obciążenie  $P_1$ , które może zostać przeniesione wyłącznie przez płytę fundamentową. Nadwyżka obciążenia  $P_0 - P_1$  zostaje przypisana palom redukującą osiadanie, które pracują w warunkach pełnej mobilizacji poboczniczy.

W tym podejściu nie stosuje się klasycznego współczynnika bezpieczeństwa do nośności poboczniczy, jednakże Burland zaleca zastosowanie „współczynnika mobilizacji” o wartości 0,9 w celu konserwatywnego oszacowanie nośności poboczniczy  $P_{su}$ .



Rysunek 11. Uproszczony koncepcja projektowa według Burlanda [9]

W przypadku, gdy pale znajdują się pod słupami, których obciążenia przekraczają wartość  $P_{su}$ , fundament analizowany jest jako płyta ze zredukowanymi obciążeniami przekazywanymi przez słupy. Wówczas obciążenie zredukowane  $Q_r$  przyjmuje wartość:

$$Q_r = Q - 0.9P_{su}. \quad (7)$$

Na tej podstawie możliwe jest określenie momentów zginających w płycie fundamentowej poprzez jej modelowanie jako płyty obciążonej zredukowaną siłą  $Q_r$  zgodnie z równaniem (6).

Osiadanie fundamentu palowo-płytowego można oszacować na podstawie zależności zaproponowanej przez Randolpha [65], uwzględniając relację pomiędzy sztywnością fundamentu płytowo-palowego a sztywnością samej płyty fundamentowej:

$$S_{pr} = S_r \cdot K_r / K_{pr}, \quad (8)$$

gdzie:

$S_{pr}$  - osiadanie fundamentu palowo-płytowego,

$S_r$  - osiadanie płyty bez pali przy pełnym obciążeniu,

$K_r$  - sztywność płyty,

$K_{pr}$  - sztywność FPP - wyznaczona z równania (2).

### 2.2.2. Analiza uproszczonych schematów statycznych FPP

Wśród metod uproszczonych wykorzystywanych w analizie fundamentów płytowo-palowych wyróżnia się dwa główne podejścia obliczeniowe: model belki na podłożu sprężystym [36] oraz model płyty na podłożu sprężystym [29, 31, 36]. Kluczowa różnica między tymi podejściami dotyczy sposobu reprezentacji płyty fundamentowej. W pierwszym przypadku płyta odwzorowywana jest jako zbiór niezależnie pracujących pasm (belek), natomiast w drugim jako jednolita, ciągła płyta o określonej sztywności giętej.

W obu podejściach pale modelowane są w postaci sprężystych podpór, elementów prętowych lub belkowych, natomiast podłoże gruntowe odwzorowuje się przy użyciu jednego z następujących modeli: podłoża sprężystego (Winklera) lub Boussinesqa, sprężonych podpór sprężystych, oraz kontinuum sprężystego. Interakcje pomiędzy gruntem, palami i płytą fundamentową analizowane są najczęściej poprzez całkowanie równań Mindlina. Poniżej przedstawiono wybrane uproszczone metody analiz FPP.

Metody uproszczone stanowią kompromis pomiędzy dokładnością odwzorowania zjawisk mechanicznych a efektywnością obliczeniową i są wykorzystywane głównie na etapie analiz wstępnych.

#### **Pasmo na podłożu sprężystym**

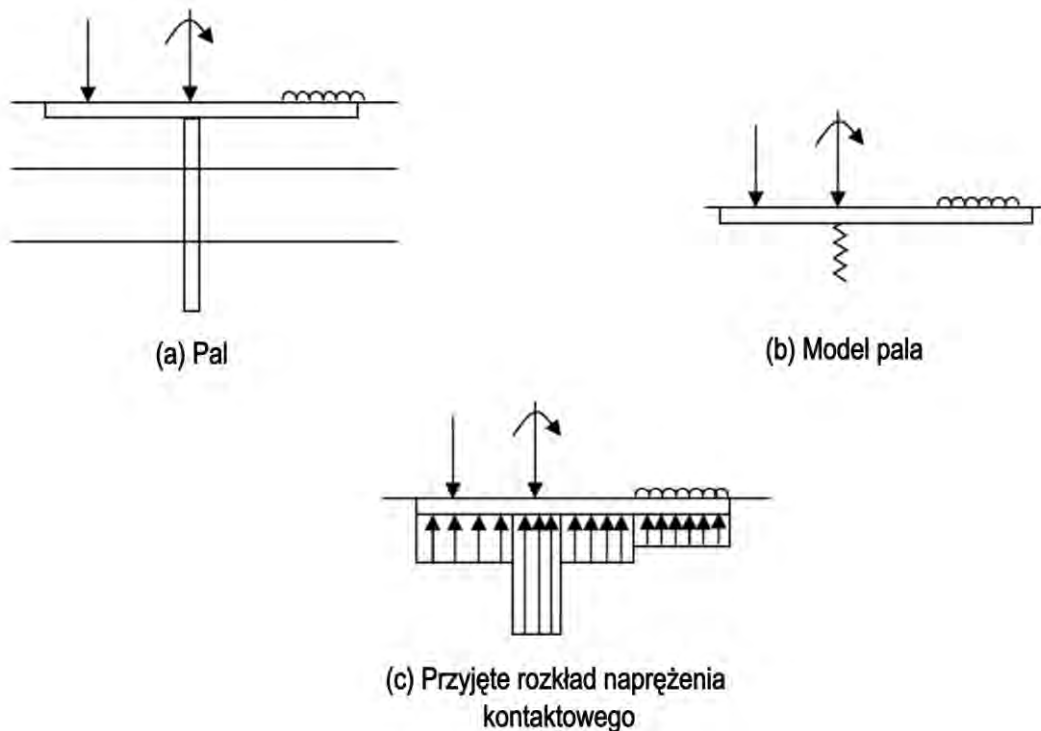
Metoda opracowana przez Poulosa i Davisa [58] opiera się na zastosowaniu metody elementów brzegowych (MEB) do modelowania komponentów konstrukcyjnych, takich jak pale oraz płyta fundamentowa. Przekrój płyty fundamentowej traktowany jest jako pasmo i odwzorowywany

w postaci belki zginanej, natomiast elementy palowe reprezentowane są za pomocą podpór sprężystych o zadanej sztywności osiowej (rys. 12). Podłoże gruntowe modelowane jest jako sprężyste continuum, co umożliwia uwzględnienie jego przestrzennej reakcji na obciążenia.

W analizie tej uwzględniane są cztery podstawowe typy interakcji: (1) oddziaływanie pomiędzy sąsiednimi pasmami płyty fundamentowej, (2) oddziaływanie pomiędzy palami, (3) interakcja pomiędzy pasmem a przypisanym do niego palem, oraz (4) oddziaływanie odwrotne między palem a pasmem. Taka struktura modelu umożliwia uchwycenie wzajemnych wpływów i redystrybucji obciążeń w systemie fundamentowym przy zachowaniu umiarkowanej złożoności obliczeniowej.

Współczynniki interakcji pomiędzy poszczególnymi pasmami płyty fundamentowej wyznaczone są na podstawie klasycznych rozwiązań teorii sprężystości. Z kolei oddziaływania pomiędzy palami określa się przy zastosowaniu przybliżonych rozwiązań, uwzględniających efekty grupowe w ujęciu sprężystym.

Wpływ danego pasma na przemieszczenie pala opisuje się za pomocą zależności uwzględniającej wzajemne oddziaływanie pasm z zastosowaniem współczynnika redukcyjnego. Analogicznie, oddziaływanie pojedynczego pala lub grupy pali na pasmo fundamentowe wyznaczone jest z wykorzystaniem wzorów Randolpha, odnoszących się do osiowych współczynników interakcji.



Rysunek 12. Modelowanie pasma fundamentowego na palach według Poulos [58]

Dodatkowo, wpływ fragmentów płyty fundamentowej zlokalizowanych poza analizowanym pasmem uwzględniany jest pośrednio poprzez oszacowanie osiadań gruntu wywołanych przez te części, które następnie wprowadza się jako obciążenie wtórne.

Przekrój każdego analizowanego pasma poddawany jest obliczeniom mającym na celu wyznaczenie osiadania oraz momentów zginających, wynikających z przyłożonych obciążeń i warunków brzegowych. Całościowa metoda została zaimplementowana w postaci programu komputerowego GASP (Geotechnical Analysis of Strip with Piles), przeznaczonego do analizy geotechnicznej pasm fundamentowych współpracujących z palami [58].

Oprogramowanie GASP umożliwia przybliżone uwzględnienie nieliniowych właściwości podłoża gruntowego, poprzez ograniczenie nacisków kontaktowych na styku pasma z gruntem, tak aby nie przekraczały one dopuszczalnej nośności podłoża przy ściskaniu ani granicznej wartości siły wrywającej działającej na płytę. Jednocześnie, wartości obciążeń przekazywanych na poszczególne pale są ograniczane w taki sposób, aby nie doszło do przekroczenia ich nośności, zarówno na ściskanie, jak i na wyciąganie. Przyjmuje się przy tym, że wszystkie pale posiadają identyczną nośność, równą nośności pojedynczego pala. Graniczne wartości obciążeń muszą zostać określone przed rozpoczęciem procedury obliczeniowej.

Ze względu na przyjęte uproszczenia, metoda cechuje się konserwatywnym charakterem. Porównania wyników uzyskanych z programu GASP z rezultatami bardziej zaawansowanych analiz numerycznych wykazały, że narzędzie to pozwala na uzyskanie wyników o zadowalającej dokładności w FPP.

Należy jednak zaznaczyć, że omawiana metoda nie umożliwia precyzyjnego wyznaczenia momentów zginających. W przypadku obciążeń skupionych wartości momentów są z reguły niedoszacowane, natomiast dla obciążeń równomiernie rozłożonych przeszacowane. Ponadto, metoda nie pozwala na spójne wyznaczenie osiadań w punktach przecięcia belek pracujących w dwóch wzajemnie prostopadłych kierunkach przechodzących przez ten sam punkt.

### **Płyta na podporach sprężystych**

Podobnie jak w metodzie „pasma na podłożu sprężystym”, w analizowanym podejściu podłoże gruntowe modelowane jest jako sprężyste continuum, natomiast pale reprezentowane są jako podpory sprężyste oddziałujące wzajemnie na siebie. Kluczową różnicą względem wspomnianego modelu jest sposób odwzorowania płyty fundamentowej traktowanej nie jako pasmo (belka), lecz jako cienka, sprężysta płyta o określonej sztywności zginającej. We wczesnym wariantach tej metody pomijano część interakcji pomiędzy elementami układu, co prowadziło do zawyżonego oszacowania sztywności fundamentu. Jako reprezentatywne dla tej grupy metod zaliczyć można m.in. prace Poulosa [59] oraz Hartmanna i Jahna [28].

W pracy Poulosa [59] płyta fundamentowa modelowana jest jako cienka płyta sprężysta, natomiast pale odwzorowano jako podpory sprężyste o zdefiniowanej sztywności osiowej. Do dyskretyzacji i modelowania zachowania płyty zastosowano metodę różnic skończonych. Interakcje pomiędzy konstrukcją i gruntem określone zostały na podstawie klasycznych rozwiązań teorii sprężystości.

Procedura obliczeniowa przebiega następująco:

1. W pierwszym etapie płyta fundamentowa poddana jest dyskretyzacji na układ elementów i węzłów. Dla każdego węzła formułowane są równania równowagi uwzględniające pionowe przemieszczenia płyty wynikające z przyłożonych obciążeń (sił i momentów) oraz nacisków kontaktowych przekazywanych na grunt.
2. Równolegle, dla każdego węzła, konstruowane są równania opisujące przemieszczenia pionowe gruntu, zależne od kontaktowych nacisków na styku płyta-grunt oraz odkształcenia gruntu.
3. W obszarach, w których znajdują się pale, przyjęto równomierne rozłożenie obciążenia pala na powierzchnię danego elementu płyty. Przemieszczenia podłoża w tych strefach obliczane są na podstawie charakterystyk osiadania pala jako funkcji przyłożonego obciążenia.
4. Uwzględniono cztery podstawowe typy interakcji:
  - I. oddziaływanie pomiędzy elementami płyty wyznaczone na podstawie rozwiązań sprężystych, analogicznie jak w metodzie „pasma na podłożu sprężystym”;
  - II. interakcje pomiędzy palami określane przy zastosowaniu przybliżonych rozwiązań Randolpha (Fleming i in., 1992);
  - III. wpływ płyty na poszczególne pale lub ich grupy – modelowany jako przemieszczenie punktu położonego na głębokości około jednej trzeciej długości pala;
  - IV. wpływ pojedynczego pala lub ich grupy na dany element płyty opisany z wykorzystaniem osiowego współczynnika interakcji pal-pal.
5. Formułowane równania równowagi dla płyty i gruntu zestawiane są w postaci układów równań liniowych. Rozwiązanie tych układów pozwala na określenie wartości nacisków kontaktowych i przemieszczeń.
6. Obliczone wartości nacisków kontaktowych porównywane są z wartościami granicznymi w warunkach rozciągania i ściskania. W przypadku przekroczenia wartości granicznych w danym elemencie nacisk ograniczony jest do wartości granicznej, a cały układ równań jest ponownie rozwiązywany z uwzględnieniem tej korekty.
7. Na podstawie końcowych wartości nacisków i przemieszczeń obliczane są momenty zginające oraz siły tnące w płycie fundamentowej, a także siły przekazywane na poszczególne pale.

Omawiana metoda została zaimplementowana w programie GARP (Geotechnical Analysis of Raft with Piles) [59]. Oprogramowanie to umożliwia analizę fundamentów płytowo-palowych z uwzględnieniem warstwowej budowy podłoża gruntowego, osiągania granicznej nośności pali (zarówno przy ściskaniu, jak i wyrywaniu), możliwości utraty nośności gruntu pod płytą fundamentową oraz wpływu osiadania gruntu na cały układ fundamentowy.

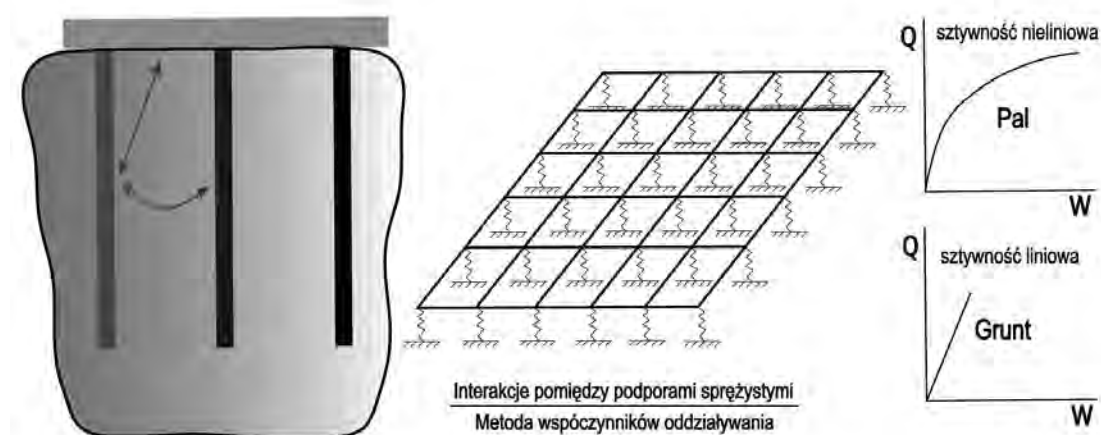
Przyjęte uproszczenia są zbliżone do zastosowanych wcześniej w programie GASP, dedykowanym analizie belek wspartych na palach. Przeprowadzone analizy porównawcze potwierdzają, że metoda implementowana w GARP dostarcza wyników o satysfakcjonującej dokładności w przypadku analizy zachowania układu w warunkach sprężystych [59]. Należy jednak zaznaczyć konieczność ostrożnego szacowania dopuszczalnej nośności pali, aby uniknąć niedoszacowania osiadań oraz przeszacowania udziału pali w przenoszeniu obciążeń.

### Fundament płytowy jako cienka płyta, grunt i pale jako podpory sprężyste

W podejściu zaproponowanym przez Russo [68], płyta fundamentowa modelowana jest jako cienka płyta, natomiast elementy palowe reprezentowane są jako nieliniowe sprężyny wzajemnie oddziałujące. Ośrodek gruntowy traktowany jest jako liniowo sprężysta warstwa podłoża, odwzorowana za pomocą podpór sprężystych.

Na rys. 13 przedstawiono główne założenia omawianego modelu. Kluczowym uproszczeniem przyjętym w tej metodzie jest ograniczenie interakcji do kierunku pionowego, co oznacza, że model uwzględnia wyłącznie osiową sztywność sprężyn. Sztywności podpór sprężystych reprezentujących grunt obliczane są na podstawie analitycznego rozwiązania problemu osiadania prostokątnego obszaru obciążonego równomiernie, posadowionego na powierzchni półprzestrzeni sprężystej.

Model umożliwia uwzględnienie zarówno sił pionowych, jak i momentów zginających działających na płytę fundamentową.



Rysunek 13. Podstawowe cechy modelu płyty na palach Russo [28]

Cała procedura została zaimplementowana w programie komputerowym NAPRA (Non-linear Analysis of Piled Rafts) [1, 68], który pozwala na analizę układów fundamentowych z dowolną sztywnością płyty, liczbą pali oraz ich konfiguracją przestrzenną.

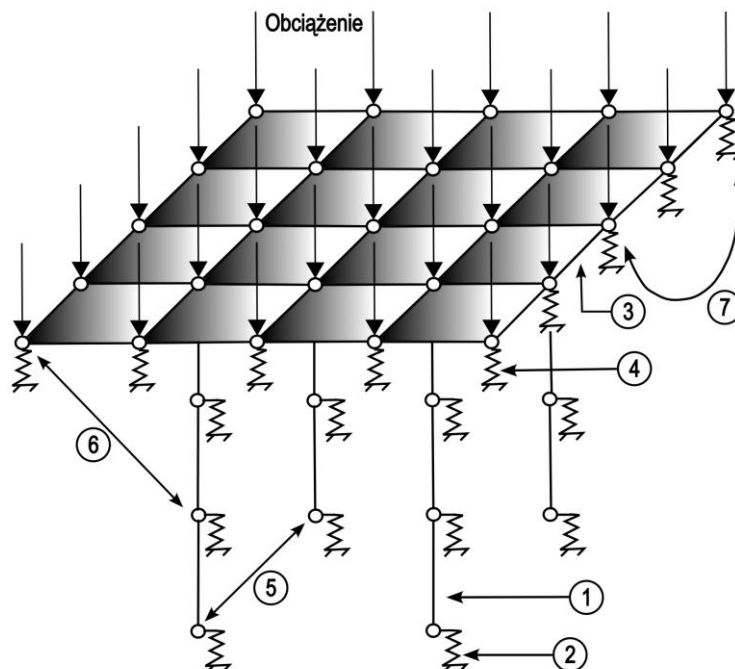
### Fundament płytowy jako cienka płyta, pale jako elementy prętowe belkowe a grunt jako podpory sprężyste

Model obliczeniowy, w którym fundament płytowy modelowany jest za pomocą elementów płytowych, pale za pomocą osiowo obciążonych elementów prętowych lub belkowych, a podłoże gruntowe reprezentowane jest poprzez układ podpór sprężystych, został szczegółowo omówiony m.in. przez Clancy'ego i Randolpha [14]. Podejście to stanowi rozwinięcie wcześniejszej metody analitycznej zaproponowanej przez Chowa [12, 13] dla grup pali. Schemat koncepcyjny fundamentu palowo-płytowego w ramach tej metody przedstawiono na rysunku 14.

W opisywanym podejściu reakcja gruntu wzdłuż pali opisywana jest za pomocą podpór typu t-z przypisanych do węzłów pala, które odpowiadają za przenoszenie sił stycznych.

Charakterystyki tych sprężyn określone są w oparciu o rozwiązania analityczne Randolpha i Wrotha [64]. Interakcje między palami, wynikające z transmisji obciążeń poprzez podłoże gruntowe, modelowane są na podstawie klasycznego rozwiązania Mindlina dla sprężystej półprzestrzeni, przy założeniu, że wszystkie siły działają punktowo w węzłach co pozwala uniknąć czasochłonnego całkowania po powierzchni pala.

Analiza płyty fundamentowej prowadzona jest niezależnie, przy zastosowaniu dwuwymiarowych elementów płytowych. Do każdego węzła płyty przypisuje się lokalną podporę sprężystą (gruntu), której sztywność wyznaczana jest na podstawie analitycznego rozwiązania Girouda (1968), dotyczącego średniego osiadania prostokątnego obszaru poddanego równomiernemu obciążeniu.



Rysunek 14. Elementy modelu Clancy'ego i Randolpha [14]. 1.pale (belki lub pręty); 2.Opory gruntu przy węzłach pali (nieliniowe podpory typu „t-z”); 3.płyta fundamentowa (elementy płytowe); 4.Opory gruntu przy węzłach płyty fundamentowej (podpory sprężyste); 5.Interakcja pala, gruntu oraz innych pali (wybrane pary węzłów, równania Mindlina); 6.Interakcja pala, gruntu i płyty fundamentowej; 7.Interakcja pomiędzy płytą fundamentową i gruntem.

Obszar przyporządkowany danemu węzłowi oblicza się jako sumę powierzchni wszystkich sąsiednich elementów skończonych, podzieloną przez cztery (ze względu na cztery węzły w każdym elemencie). Ponieważ środek geometryczny danego obszaru nie zawsze pokrywa się z pozycją węzła, lokalizacje środków ciężkości służą do wyznaczania interakcji grunt-płyta, także w oparciu o rozwiązanie Mindlina [46].

Integracja analizy płyty i elementów palowych realizowana jest przez przypisanie pali do odpowiednich węzłów płyty, co umożliwia transfer stopni swobody w kierunku pionowym odpowiadający przekazywaniu obciążeń osiowych z płyty na pale. Interakcje między węzłami płyty i pali również określane są na podstawie teorii Mindlina. Pomimo zastosowania licznych przybliżeń, m.in. w zakresie charakterystyk podpór sprężystych i uproszczonych modeli interakcji, opisana metoda zapewnia zadowalającą dokładność obliczeń, przewyższającą pod względem precyzji wcześniej omówione metody w przypadku analizy elementów konstrukcyjnych.

### 2.2.3. Zaawansowane modelowanie numeryczne

Do kategorii metod dokładnych zalicza się zaawansowane techniki modelowania numerycznego, umożliwiające najbardziej precyzyjną analizę złożonych zagadnień geotechnicznych. Rzeczywiste problemy inżynierii geotechnicznej obejmują najczęściej zarówno ustalone, jak i nieustalone przepływy wód gruntowych, a także statyczne i dynamiczne oddziaływania obciążeń w ośrodkach gruntowych, charakteryzujących się wielowarstwową budową oraz istotnym zróżnicowaniem właściwości materiałowych. Poszczególne warstwy mogą wykazywać cechy anizotropii oraz wymagać opisu za pomocą nieliniowych modeli konstytutywnych. W praktyce inżynierskiej rozwiązanie tego rodzaju zagadnień jest możliwe wyłącznie przy zastosowaniu metod numerycznych.

Należy jednak podkreślić, iż metody numeryczne dostarczają wyłącznie aproksymacyjnych rozwiązań równań różniczkowych opisujących dane zjawiska fizyczne. Ograniczenie to wynika z konieczności upraszczania rzeczywistego problemu obliczeniowego, w szczególności poprzez dyskretyzację analizowanego ośrodka gruntowego oraz jego granic. Rozwiązywaniem zagadnieniem jest zatem przyjęty model obliczeniowy danego zjawiska, którego wiarygodność bezpośrednio zależy od adekwatności przyjętych założeń geometrycznych, historii obciążenia oraz odpowiednio dobranego modelu konstytutywnego. Im bardziej precyzyjnie model odwzorowuje rzeczywisty stan naprężenia i odkształcenia w ośrodku gruntowym, tym większa jest reprezentatywność otrzymanych wyników względem rzeczywistych warunków terenowych.

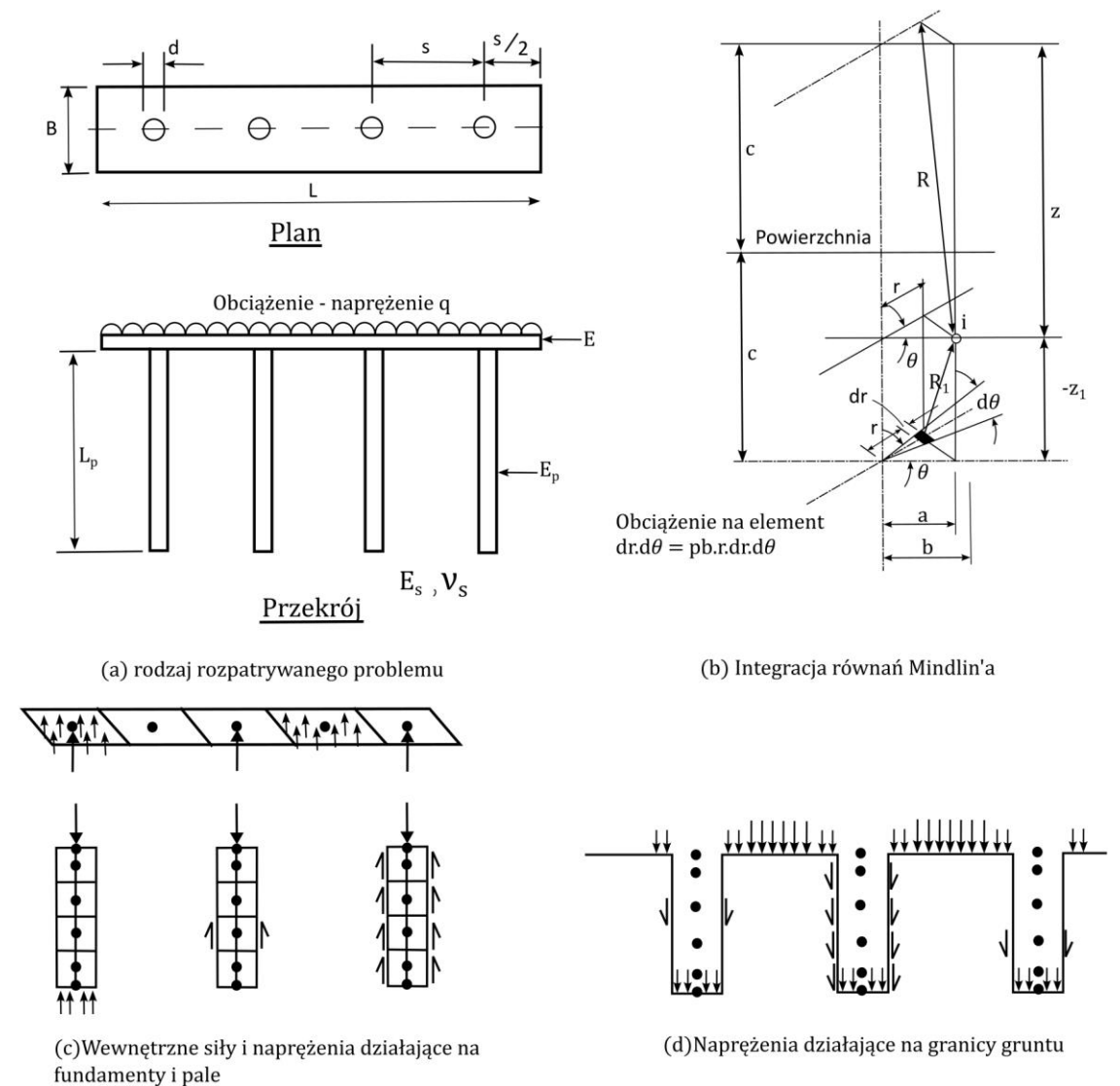
Postęp w zakresie technologii obliczeniowych przyczynił się do szerokiego rozpowszechnienia metod numerycznych w analizach geotechnicznych.

Do grupy metod modelowanie numerycznego, powszechnie wykorzystywanych w geomechanice, zalicza się: metodę elementów skończonych (MES), metodę różnic skończonych (MRS), oraz metodę elementów brzegowych (MEB).

W dalszej części niniejszego rozdziału przedstawione zostaną przykłady zastosowania MEB oraz MES w analizach zagadnienia FPP.

**Metod elementów brzegowych (MEB)**

Brown i Weisner [7] przeanalizowali fundamenty belkowe opierające się na palach, idealizując zagadnienie jako fundament pasmowy obciążony równomiernie i wsparty na identycznych, równomiernie rozmieszczonych palach umieszczonych w osi symetrii fundamentu (rys. 15). W przyjętym modelu podłoże gruntowe traktowano jako izotropowy, sprężysty półprzestrzenny ośrodek nieskończenie głęboki. Interakcję pomiędzy fundamentem a podłożem odwzorowano poprzez podział kontaktu na pasma o stałym nacisku, rozciągające się wzdłuż całej szerokości fundamentu.



Rysunek 15. Zastosowanie MEB w analizie FPP [7]

Oddziaływanie pomiędzy każdym palem a fundamentem odwzorowano w modelu jako skupioną siłę skierowaną ku górze, działającą w środku przypisanej jej strefy. Naprężenia kontaktowe

w obrębie pojedynczego pala modelowano poprzez podział na jednorodne strefy obciążenia: naprężenia normalne przenoszone przez podstawę pala oraz naprężenia styczne wzdłuż jego trzonu.

Osiadania analizowano wzdłuż osi fundamentu, przy czym dominującą rolę odgrywały przemieszczenia wynikające z pracy pali, a nie rozkład naprężeń pod płytą fundamentową. Interakcje pomiędzy strefami kontaktowymi uwzględniano przy użyciu rozwiązań analitycznych Mindlina dla izotropowego ośrodka sprężystego.

Relacje pomiędzy naprężeniami a przemieszczeniami względnymi określano traktując pale jako pręty poddane osiowemu ścisłaniu, natomiast fundament jako cienką płytę. W przyjętym modelu zakładano zgodność pionowych przemieszczeń gruntu i fundamentu w centrach poszczególnych stref kontaktowych, co umożliwiło sformułowanie układu równań służących do wyznaczenia naprężeń kontaktowych oraz momentów zginających w płycie fundamentowej.

Analizy wykazały istotną redukcję zarówno osiadań całkowitych, jak i różnicowych przy zastosowaniu pali pod fundamentem pasmowym. W przypadku fundamentów o średniej lub dużej sztywności efekt redukcji osiadań był zauważalnie mniejszy, szczególnie w rejonach występowania dodatnich momentów zginających, gdzie wpływ pracy pali był marginalny. Dodatkowo stwierdzono, że pale o większej długości i/lub sztywności wykazują wyższą efektywność w ograniczaniu osiadań w porównaniu do elementów krótkich i podatnych na odkształcenia osiowe.

### **Metod łącząca MES oraz metodę warstw skończonych**

Metoda warstw skończonych znajduje szerokie zastosowanie w analizie podłoża gruntowych o budowie warstwowej, charakteryzujących się zróżnicowanymi właściwościami geotechnicznymi. W podejściu tym rozkłady naprężeń i przemieszczeń w ośrodku wyrażane są z wykorzystaniem transformacji Fouriera lub funkcji Hankela, co pozwala na analityczne odwzorowanie odpowiedzi sprężystej ośrodka gruntowego.

Hain i Lee [27] opracowali procedurę obliczeniową dedykowaną analizie płyt fundamentowych o dowolnej sztywności, posadowionych na grupie pali o różnej podatności. W proponowanym rozwiązaniu płytę fundamentową modelowano za pomocą MES z zastosowaniem elementów płytowych, natomiast podłoże gruntowe odwzorowano przy zastosowaniu metody warstw skończonych.

Ośrodek gruntowy opisano jako liniowo sprężysty, jednorodny lub niejednorodny z uwzględnieniem zmienności sztywności z głębokością. Grupę pali przyjęto jako system wzmocnienia gruntu, a jej oddziaływanie z ośrodkiem gruntowym modelowano przy użyciu równań Mindlina, opisujących odpowiedź półprzestrzeni sprężystej na skupione obciążenie.

Współczynniki interakcji opisujące wzajemne oddziaływania pomiędzy składowymi układu fundamentowego zdefiniowano następująco:

- $\alpha_p$  - współczynnik interakcji pal-pal, definiowany jako stosunek dodatkowego przemieszczenia wywołanego jednostkowym obciążeniem sąsiedniego pala do przemieszczenia pala spowodowanego obciążeniem jednostkowym,
- $\beta_p$  - współczynnik interakcji pal-grunt, wyrażający stosunek dodatkowego przemieszczenia pala, wywołanego jednostkowym obciążeniem powierzchniowym, do przemieszczenia pala wywołanego jednostkowym obciążeniem,
- $\beta_s$  - współczynnik interakcji grunt-pal, określający stosunek dodatkowego przemieszczenia powierzchni podłoża, wywołanego jednostkowym obciążeniem pala, do przemieszczenia powierzchni poddanego jednostkowemu obciążeniu.

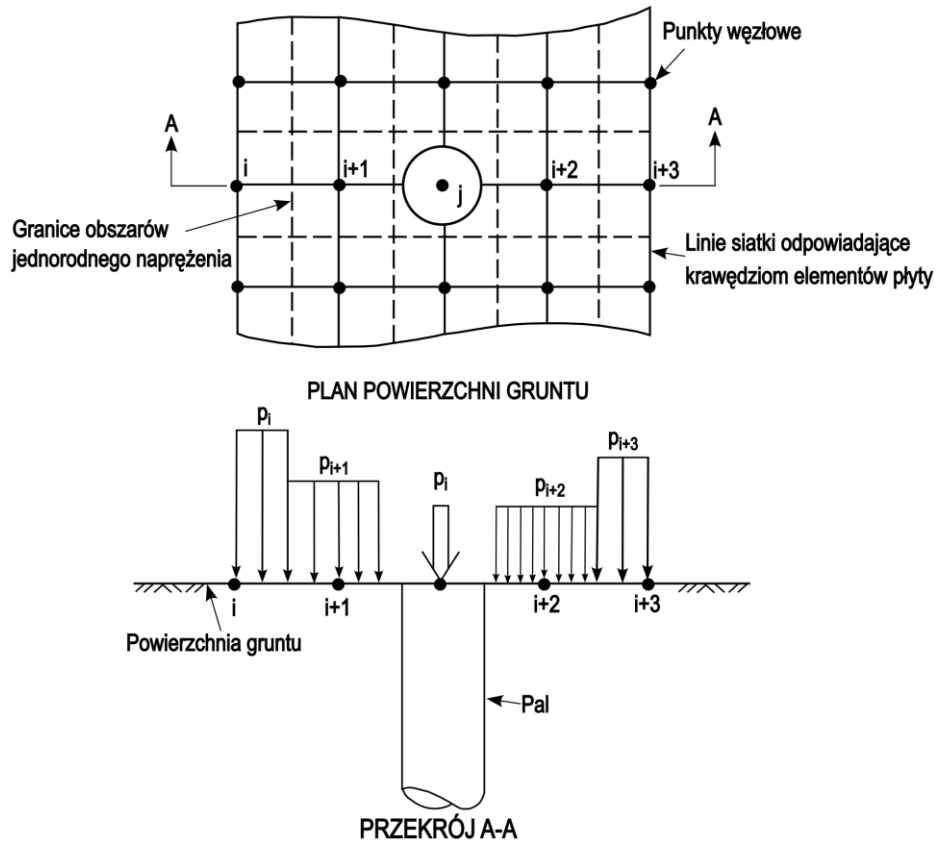
Na podstawie powyższych współczynników sformułowano równania sztywności dla układu obejmującego grupę pali oraz ośrodek gruntowy. Uwzględnienie warunków zgodności geometrycznej i równowagi statycznej pomiędzy gruntem, palami oraz płytą fundamentową umożliwiło sformułowanie układów równań sztywności, które opisują mechanizm współpracy tych elementów.

W celu wyprowadzenia równań przyjęto dwa kluczowe założenia:

1. obciążenia przekazywane z płyty na głowice pali mają wyłącznie charakter sił pionowych,
2. każdy pal jest przypisany do określonej strefy kontaktowej o stałym naprężeniu, skoncentrowanym wokół danego węzła.

Pierwsze założenie oznacza, że połączenie pal–płyta modelowane jest jako przegub kulisty, co implikuje pominięcie wpływu sił poziomych i momentów zginających. Drugie uproszczenie zakłada, że oddziaływania między płytą a podłożem skoncentrowane są w punktach węzłowych.

W analizie zastosowano procedurę ograniczenia obciążeń przenoszonych przez pale do wartości odpowiadających ich nośności granicznej, znaną jako metoda load cut-off. Zgodnie z jej założeniami, po osiągnięciu przez pal stanu granicznego, zostaje on wyłączony z układów równań zgodności, a przypisane mu obciążenie utrzymywane jest na poziomie maksymalnym. Nadwyżka siły zostaje redystrybuowana na sąsiednie pale. Schemat siatki dyskretyzacyjnej oraz przyjęty rozkład obciążeń przedstawiono na rys. 16.



Rysunek 16. Połączenie MES z metodą warstw skończonych. Schemat rozmieszczenia elementów podłoża i pali umożliwiający kompatybilną współpracę z płytą fundamentową [27]

Wartości osiadań fundamentu wyznaczone są zgodnie z równaniem:

$$\{W\} = [K'_R + K_{fp}] \{w\}, \quad (9)$$

gdzie:

$\{W\}$  – wektor obciążenia pionowego działającego na płytę,

$K'_R$  - macierz sztywności płyty na kierunku przemieszczeń pionowych,

$K_{fp}$  - macierz sztywności układu grunt-pale,

$\{w\}$  – wektor przemieszczenia pionowego płyty.

Na podstawie wyznaczonych przemieszczeń obliczane są następnie momenty zginające w płycie, siły osiowe w palach oraz naprężenia kontaktowe na styku płyty z podłożem gruntowym.

### MES w układzie osiowosymetrycznym i płaskim stanie odkształcenia

W uproszczonych analizach numerycznych opartych na MES, FPP modelowane są jako układy osiowosymetryczne (tzw. komórki elementarne reprezentujące najczęściej środkowy fragment FPP) bądź w warunkach płaskiego stanu odkształcenia (PSO) gdzie modeluje się wybrany przedprzekrój fundamentu uśredniając pracę rzędów pali. Zasady modelowania FPP w PSO zostały zaproponowane w pracy Prakoso i Kulhawego [62].

Modelowanie FPP w PSO polega na uproszczeniu rzeczywistej konstrukcji trójwymiarowej do pasmowego fundamentu palowego. Grupa pali zastępowana jest w analizie tzw. palem równoważnym, dla którego efektywny moduł Younga wyznacza się według następującego wyrażenia:

$$E_{eq} = \frac{n_{p-row} i A_p E_p}{L_r d}, \quad (10)$$

gdzie:

$n_{p-row}$  - liczba pali w jednym rzędzie,

$A_p$  - pole przekroju poprzecznego pala,

$E_p$  - moduł Younga pala,

$L_r$  - długość płyty w płaszczyźnie modelu,

$d$  - średnica pala.

Częstym założeniem jest pominięcie nośności podstaw pali, zwłaszcza przy dużych głębokościach posadowienia, natomiast opór pobocznic modeluje się z zastosowaniem elementów kontaktowych (interface). Równoważną wytrzymałość na ścinanie wzdłuż kontaktu, odpowiadającą rzeczywistemu oporowi na pobocznicę, wyznacza się z następującej zależności:

$$f_{s-eq} = \frac{n_{p-row} i A_s f_s}{2L_r}, \quad (11)$$

gdzie:

$A_s$  - powierzchnia pobocznicę pala na jednostkę głębokości,

$f_s$  - jednostkowy opór pobocznicę.

Skuteczność uproszczonych modeli w PSO została wielokrotnie poddana weryfikacji poprzez porównania z wynikami pełnych analiz trójwymiarowych. Ogólne wnioski wskazują, że modele w PSO mają tendencję do przeszacowywania wartości przemieszczeń – w większości przypadków poziom tego przeszacowania mieści się w przedziale od 5% do 25%. Natomiast, momenty zginające wyznaczone na podstawie analiz w PSO różniły się nieznacznie od tych uzyskanych z modeli przestrzennych.

Należy jednak zauważyć, że w warunkach z zastosowaniem modeli sprężysto-plastycznych podłoża rozkład naprężenia w ośrodku gruntowym odwzorowanym w modelu PSO gdzie geometria ograniczona jest pasmowym układem pali, znacząco odbiega od stanu naprężenia otrzymanego w bardziej realistycznym modelu trójwymiarowym. W związku z powyższym, interpretacja wyników uzyskiwanych z modeli w PSO powinna być prowadzona z dużą ostrożnością i przy pełnej świadomości ograniczeń wynikających z przyjętej idealizacji geometrycznej i uproszczeń modelowych.

### **MES w układzie przestrzennym, pełny model FPP**

Interakcje pomiędzy palami, płytą fundamentową i ośrodkiem gruntowym w przypadku FPP stanowią jedno z najbardziej złożonych zagadnień w inżynierii geotechnicznej. Dotychczasowe próby przeprowadzania precyzyjnych analiz [11, 7, 27, 69, 23, 62] nieuchronnie wiązały się z koniecznością wprowadzania uproszczeń dotyczących modelowania właściwości gruntu oraz wzajemnych oddziaływań między elementami systemu fundamentowego.

W podejściach opartych na MEB oraz w metodach łączących elementy skończone z warstwami skończonymi, odpowiedź układu grunt-pale zazwyczaj traktowana była jako liniowo sprężysta. Zastosowanie modelowania płyty fundamentowej jako cienkiej płyty zginanej może prowadzić do zawyżonych wartości naprężeń w gruncie. Powszechnie wykorzystywane w literaturze rozwiązanie Mindlina dla siły skupionej działającej na powierzchni półprzestrzeni sprężystej stanowiło podstawę wielu analiz grup pali, lecz ze względu na wysoki poziom idealizacji nie oddaje ono pełnego mechanizmu przekazywania obciążeń przez system fundamentowy.

Rozwój zaawansowanych narzędzi numerycznych znacząco ograniczył potrzebę stosowania tego rodzaju uproszczeń. Współczesne modelowanie trójwymiarowe z wykorzystaniem MES pozwala na bardzo realistyczną symulację FPP z punktu widzenia geometrii zagadnienia (elementy płytowe, kontaktowe, pale jako kontinuum lub specjalne elementy belkowe). Uwzględniając dodatkowo możliwość zaawansowanego opisu materiałowego gruntu (barotropia, nieliniowa degradacja lub wzmocnienie sztywności w zakresie małych i pośrednich odkształceń, anizotropia sztywności, pełzanie, sprzężenie hydro-mechaniczne) modelowanie numeryczne w układzie przestrzennym stanowi bardzo wiarygodne narzędzie badawcze pozwalające na udoskonalenie metod projektowania FPP. Taki kierunek został wykorzystany w niniejszej pracy i szczegóły modelowania przestrzennego zostaną przedstawione w jej dalszej części.

Pełna analiza zagadnienia równowagi statycznej FPP wiąże się z koniecznością rozwiązania układów równań o bardzo dużych rozmiarach. Skutkuje to dwoma kluczowymi ograniczeniami numerycznymi: bardzo dużym zapotrzebowaniem na pamięć operacyjną (ze względu na rozmiar macierzy sztywności i danych pomocniczych) oraz znacznym czasem trwania obliczeń.

Pomimo możliwości, jakie oferuje trójwymiarowe modelowanie numeryczne, w zastosowaniach inżynierskich wciąż uzasadnione pozostaje stosowanie uproszczonych modeli obliczeniowych. Wynika to głównie z wysokich kosztów obliczeniowych i czasu potrzebnego na opracowanie i analizę pełnych modeli 3D. Niemniej jednak, w kontekście badań naukowych, walidacji metod uproszczonych, oceny ich dokładności, a także w przypadku braku symetrii geometrycznej i/lub nierównomiernego rozkładu obciążeń – pełne modelowanie trójwymiarowe staje się nieodzowne, gdyż praca FPP jest ewidentnie zagadnieniem przestrzennym.

Dotychczas opublikowano szereg prac opartych na trójwymiarowych analizach MES dotyczących FPP. Poniżej przedstawiono wybrane przykłady.

Katzenbach, Schmitt, Turek [34] przeprowadzili przestrzenną analizę FPP pod wieżowiec Eurotheum (wysokość 110 m) we Frankfurcie. W analizie zastosowano heksaedryczne elementy pierwszego rzędu do odwzorowania kontinuum gruntowego oraz pali, natomiast płytę fundamentową zamodelowano przy użyciu elementów płytowych. Strefę kontaktową pomiędzy fundamentem (wraz z palami) i gruntem zrealizowano za pomocą cienkiej warstwy elementów objętościowych z przypisanymi parametrami kontaktu. Geometrię oraz siatkę elementów skończonych opracowano przy pomocy preprocesora PATRAN, a obliczenia wykonano w programie ABAQUS. Grunt zamodelowano jako jednorodny, przy pominięciu zjawisk konsolidacyjnych, wykorzystując sprężysto-plastyczny model ze wzmocnieniem objętościowym (tzw. cap model).

Reul i Randolph [66] dokonali porównania wyników uzyskanych z pełnych trójwymiarowych analiz MES z pomiarami in-situ. Analogicznie jak w przypadku badania Eurotheum, pale i grunt odwzorowano heksaedrycznymi elementami objętościowymi. Płytę fundamentową modelowano z wykorzystaniem trójkątnych i czworokątnych elementów płytowych. W celu uproszczenia modelu, grunt znajdujący się powyżej poziomu posadowienia zastąpiono jego ciężarem własnym. Pale o przekroju kołowym odwzorowano jako elementy o przekroju kwadratowym, przy zachowaniu identycznej powierzchni pobocznic. Do modelowania zachowania gruntu wykorzystano trójpowierzchniowy model sprężysto-plastyczny typu cap. Kontakt pomiędzy elementami konstrukcyjnymi i gruntem przyjęto jako szorstki; zamiast klasycznych elementów kontaktowych (interface) zastosowano cienką warstwę elementów objętościowych. Otrzymane wartości osiadań całkowitych i różnicowych wykazywały dobrą zgodność z danymi pomiarowymi, jednakże udział pali w przenoszeniu obciążeń został przeszacowany w porównaniu do wyników uzyskanych z pomiarów terenowych.

### 2.2.4. Stany graniczne

Zgodnie z obowiązującymi przepisami techniczno-budowlanymi, każdy system fundamentowania przeznaczony dla budynków wysokościowych oraz obiektów inżynierii lądowej podlega obligatoryjnej analizie w zakresie stateczności i użyteczności. Prowadzenie takich analiz wymaga uwzględnienia właściwości mechanicznych podłoża gruntowego oraz odpowiedniego odwzorowania interakcji na linii konstrukcja–grunt.

Ponad trzy dekady rozwoju i implementacji Eurokodów doprowadziły do wypracowania spójnego systemu regulacyjnego w obszarze analiz konstrukcyjnych i geotechnicznych w ramach inżynierii lądowej. Podstawą przyjętego podejścia jest koncepcja częściowych współczynników bezpieczeństwa, która zastąpiła wcześniej powszechnie stosowaną metodę globalnego współczynnika bezpieczeństwa.

Sytuacje projektowe według Eurokodu EN 1990 dzielą się na:

- Sytuacje stałe - odnoszące się do warunków występujących przez cały okres użytkowania obiektu, obejmujące trwałe obciążenia oraz oddziaływania środowiskowe;

- Sytuacje przejściowe - związane z czasowymi stanami konstrukcji, np. podczas budowy, montażu lub zmiany sposobu użytkowania;
- Sytuacje wyjątkowe - dotyczące zdarzeń rzadkich, takich jak wybuchy, uderzenia, pożary, awarie technologiczne;
- Sytuacje sejsmiczne - uwzględniające wpływ trzęsień ziemi na zachowanie konstrukcji.

Wartości współczynników bezpieczeństwa częściowego są różnicowane w zależności od rodzaju rozpatrywanej sytuacji projektowej.

Zgodnie z Eurokodie EN-1997-3:2025 Projektowanie Geotechniczne - Konstrukcje Geotechniczne [15] musi spełniać warunki stanów granicznych nośności (SGN) oraz użyteczności (SGU).

### **SGN - Stan graniczny nośności**

W odniesieniu do stanu granicznego nośności (SGN) wymagane jest spełnienie dwóch podstawowych kryteriów: nośności zewnętrznej oraz nośności wewnętrznej. Nośność zewnętrzna odnosi się do zdolności ośrodka gruntowego do przenoszenia obciążeń przekazywanych przez elementy fundamentowe, natomiast nośność wewnętrzna dotyczy wytrzymałości materiałowej poszczególnych komponentów FPP tj. pali, płyty fundamentowej oraz ich połączenia.

Ocena nośności FPP przeprowadzana jest na podstawie charakterystycznych parametrów mechanicznych gruntu oraz właściwości materiałowych konstrukcji. W przypadkach, w których ma to istotne znaczenie, należy uwzględnić zmienność tych parametrów w czasie. Ponadto, sztywność konstrukcji nadziemnej oraz jej wpływ na pracę fundamentu powinny być uwzględnione zarówno w analizach obliczeniowych, jak i w ocenie spełnienia warunków stanów granicznych.

### Nośność zewnętrzna (SGN)

Spełnienie warunku w zakresie nośności systemu fundamentowego zapewnia spełnienie następującej nierówności:

$$E_d = E_{G,k} \cdot \gamma_G + E_{Q,k} \cdot \gamma_Q \leq \frac{R_{1,tot,k}}{\gamma_R} = R_{1,tot,d}, \quad (12)$$

gdzie:

$E_d$  - obliczeniowa wartość efektu oddziaływań

$E_{G,k}$  - charakterystyczna wartość efektu oddziaływań stałych

$E_{Q,k}$  - charakterystyczna wartość efektu oddziaływań zmiennych

$R_{1,tot,k}$  - charakterystyczna wartość całkowitej nośności FPP

$R_{1,tot,d}$  - obliczeniowa wartość całkowitej nośności FPP

$\gamma_G$  - współczynnik częściowy dla oddziaływań stałych

$\gamma_Q$  - współczynnik częściowy dla oddziaływań zmiennych

$\gamma_R$  - współczynnik częściowy dla wytrzymałości

Charakterystyczna nośność FPP, oznaczana jako  $R_{1,tot,k}$ , w stanie granicznym nośności powinna być wyznaczona na podstawie analizy całego układu systemu fundamentowego z ośrodkiem gruntowym. Obliczenia należy przeprowadzić z wykorzystaniem modelu obliczeniowego uwzględniającego wszystkie istotne interakcje między płytą fundamentową, palami i gruntem, zgodnie z przedstawionym schematem (rys. 2).

Nośność  $R_{1,tot,k}$  powinna wynikać z analizy relacji obciążenie-osiadanie dla całego systemu fundamentowego. Wartość ta odpowiada obciążeniu, przy którym następuje wyraźna intensyfikacja osiadań fundamentu. Na wykresie zależności obciążenie-osiadanie punkt ten odpowiada przejściu z odcinka o łagodnym nachyleniu, reprezentującym fazę ograniczonych osiadań, do strefy o gwałtownym wzroście przemieszczeń pionowych.

W przypadkach prostych, dopuszcza się możliwość alternatywnego oszacowania wartości  $R_{1,tot,k}$  na podstawie charakterystycznej nośności podstawy płyty fundamentowej.

Proste przypadki występują, jeżeli spełnione są następujące warunki:

- Geometrycznie jednorodna konfiguracja FPP:
  - identyczna długość i średnica pali,
  - stała odległość między osiami pali,
  - prostokątna lub okrągła płyta fundamentowa,
  - zasięg płyty poza zewnętrzny obrys pali mniejszy bądź równy 3D, gdzie D to średnica pali.
- Jednorodny grunt podłoża (brak uwarstwienia)
  - brak wyraźnych różnic w sztywności między poszczególnymi warstwami, należy jednak uwzględnić wzrost sztywności z głębokością.
- Obciążenia:
  - centralnie obciążona płyta fundamentowa, tj. wypadkowe obciążenie jest skoncentrowane w środku ciężkości płyty,
  - brak dominujących efektów dynamicznych.

Poziom posadowienia w analizie nośności podłoża wyznacza dolna powierzchnia płyty fundamentowej. W tej analizie nie uwzględnia się pionowego komponentu nośności pali.

Z kolei pozioma nośność pali może być uwzględniona w ramach oceny nośności podłoża pod płytą fundamentową. Obliczenia należy przeprowadzać zgodnie z obowiązującymi krajowymi normami projektowymi.

Sprawdzenie nośności zewnętrznej całego FPP eliminuje konieczność odrębnej weryfikacji nośności poszczególnych pali. Takie podejście stanowi istotną korzyść ekonomiczną, umożliwiając optymalizację liczby i rozmieszczenia pali przy zachowaniu wymaganego poziomu bezpieczeństwa konstrukcji.

### Nośność wewnętrzna (SGN)

Dla zapewnienia wymaganego poziomu bezpieczeństwa przed zniszczeniem materiałowym w konstrukcji systemu fundamentowego typu FPP, konieczne jest przeprowadzenie analizy nośności wewnętrznej wszystkich jego komponentów, zgodnie z obowiązującymi normami projektowymi. Ocena ta powinna uwzględniać wszystkie istotne kombinacje obciążeń możliwych do wystąpienia w czasie eksploatacji obiektu.

W szczególności należy uwzględnić następujące czynniki:

- dla pali: oddziaływania rozciągające (zwłaszcza w fazach montażu i budowy), siły ściskające w połączeniu ze zginaniem oraz wpływy sił tnących,
- dla płyty fundamentowej: efekty zginania, sił tnących oraz przebicia w miejscach koncentracji sił pionowych, wynikających zarówno z działania nadziemnych elementów konstrukcyjnych (np. słupów), jak i z przekazywania obciążeń z pali.

Ze względu na nieliniową zależność pomiędzy osiadaniem a rozdziałem obciążeń między płytą a palami, należy przeprowadzić oddzielne analizy dla stanów granicznych nośności (SGN) oraz użyteczności (SGU). Współczynnik rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$  należy wyznaczyć indywidualnie dla każdego z tych stanów.

Na podstawie wyznaczonego współczynnika  $\alpha_{PRF}$  należy określić udział obciążenia przenoszonego przez płytę i przez pale oraz wyznaczyć odpowiednie siły wewnętrzne. Zgodnie z wytycznymi [35], do projektowania należy przyjmować wartości odpowiadające mniej korzystnemu wariantowi obliczeniowemu.

Weryfikacja nośności poszczególnych elementów konstrukcyjnych powinna być przeprowadzona zgodnie z wymaganiami odpowiednich norm. Wytyczne ISSMGE [35] dla FPP wskazują, że w przypadku braku szczegółowej analizy nośności poszczególnych pali, należy projektować je z zastosowaniem zbrojenia minimalnego lub przewidzianego w dokumentacji projektowej na całej długości pala.

### **SGU - Stan graniczny użyteczności**

Sprawdzenie stanu granicznego użyteczności składa się z dwóch przypadków, analogiczne jak w stanie granicznym nośności, należy sprawdzić przypadek zewnętrzny i wewnętrzny.

### Zewnętrzny stan graniczny użytkowności (SGU)

Spełnienie warunku użytkowności uznaje się za zapewnione, jeżeli zachowana jest poniższa nierówność:

$$E_{2,d} = E_{2,k} \leq C_d, \quad (13)$$

gdzie:

$E_{2,k}$  – charakterystyczna wartość efektu oddziaływań (osiadanie, różnica osiadań).

$E_{2,d}$  – obliczeniowa wartość efektu oddziaływań (osiadanie, różnica osiadań)

$C_d$  – obliczeniowa wartość graniczna kryterium użytkowności

Wartość efektów oddziaływań  $E$ , wynikające z działania charakterystycznych obciążeń  $F_{k,i}$ , należy wyznaczyć w modelu obliczeniowym, wykorzystując charakterystyczne wartości parametrów materiałowych. Obliczenia efektów oddziaływań prowadzi się dla całego układu konstrukcyjnego, w różnych wariantach obciążenia.

W fazie użytkowności obiektu efekty  $E$  - wyrażone w postaci wielkości takich jak osiadanie bezwzględne  $s_2$  czy osiadanie różnicowe  $\Delta s_2$  - nie mogą przekraczać granicznych wartości projektowych zdefiniowanych dla odpowiednich kryteriów użytkowności.

Dopuszczalna wartość graniczna w SGU, tj.  $C_d$  powinna być określona na podstawie charakterystyki projektowanego FPP oraz sąsiednich obiektów, które mogą zostać objęte oddziaływaniem inwestycji.

W przypadku osiadania  $s_2$  oraz  $\Delta s_2$ , wartości graniczne należy określić w zależności od czułości konstrukcji na odkształcenia.

### Wewnętrzny stan graniczny użytkowności (SGU)

Dla elementów fundamentowych należy wykazać spełnienie wymagań dotyczących stanu granicznego użytkowności (SGU) zgodnie z właściwymi normami.

W szczególności należy zweryfikować następujące elementy:

- Pale: kontrola szerokości rys w elementach żelbetowych,
- Płyta fundamentowa: kontrola szerokości rys, dopuszczalnych ugięć oraz/lub osiadania różnicowego, zgodnie z wymaganiami wynikającymi z wrażliwości konstrukcji nadziemnej.

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

Statyczny schemat FPP cechuje się wysokim stopniem złożoności wynikającym z jego geometrii, wzajemnych interakcji pomiędzy elementami systemu fundamentowego oraz często występującego zróżnicowania warstwowego podłoża gruntowego. Analiza takich złożonych układów, w których podłoże charakteryzuje się niejednorodnym uwarstwieniem, a tym samym zmiennością parametrów mechanicznych, warunków filtracji oraz przestrzennie i czasowo zmiennego sposobu obciążenia, jest zazwyczaj niemożliwa do przeprowadzenia w sposób analityczny. W praktyce inżynierskiej zagadnienia tego rodzaju rozwiązywane są poprzez modelowanie numeryczne.

Aby możliwe było przeprowadzenie wiarygodnej analizy rzeczywistego obiektu geotechnicznego, konieczne jest odpowiednie sformułowanie modelu numerycznego, który powinien uwzględniać następujące aspekty:

- sposób modelowania warunków filtracji i odpływu wody,
- wybór wymiaru przestrzennego modelu oraz granic obszaru obliczeniowego,
- sposób odwzorowania elementów konstrukcyjnych,
- wybór modelu materiałowego, adekwatnego do dostępnych danych i właściwości gruntów.

Na potrzeby analiz przedstawionych w niniejszej pracy wykorzystano program ZSOIL, głównie ze względu na jego zaawansowane możliwości w zakresie modelowania nieliniowego zachowania się gruntu. Szczególnie istotna była dostępność modeli konstytutywnych *Hardening Soil Brick* (HS-Brick) oraz *Anisotropic Hardening Soil Brick* (AHS-Brick), które umożliwiają uwzględnienie zmiennej sztywności ośrodka w zakresie małych i pośrednich odkształceń oraz efektów anizotropii sztywności. Cechy te są kluczowe dla realistycznego odwzorowania rzeczywistego zachowania się gruntów. W celach porównawczych przeprowadzono także obliczenia kontrolne w programie PLAXIS, jednak ich wyniki nie zostały uwzględnione w niniejszej pracy.

#### 3.1. Modele konstytutywne gruntu przyjęte do analiz

Podstawowym zagadnieniem badawczym niniejszej rozprawy doktorskiej jest szczegółowa analiza mechanizmów współpracy FPP z podłożem gruntowym. Konstrukcje tego rodzaju znajdują zastosowanie w warunkach gruntowych charakteryzujących się odpowiednio wysoką sztywnością i wytrzymałością, bez obecności warstw o znacznie odmiennych właściwościach mechanicznych.

Opis materiałowy podłoża gruntowego w analizowanych warunkach powinien koncentrować się na możliwie realistycznym odtworzeniu szczegółów zachowania się gruntu w zakresie przed zniszczeniem (*prefailure*), co umożliwi precyzyjne oszacowanie stanów granicznych użyteczności, tj. osiadań i odkształceń konstrukcji fundamentowej. Weryfikacja stanów

granicznych nośności dla FPP ma w większości przypadków charakter formalny i drugorzędny z punktu widzenia projektowego.

Przy wyborze modeli konstytutywnych gruntów uwzględniono kluczowe właściwości mechaniczne, w tym: nieliniową zależność sztywności od naprężenia (barotropię), degradację sztywności w zakresie małych i pośrednich odkształceń, anizotropię cech sprężystych oraz klasyczne kryterium wytrzymałości na ścinanie. Istotnym aspektem praktycznym, który uwzględniono przy wyborze modeli, była również dostępność ich sprawdzonych i niezawodnych implementacji bądź możliwości ich modyfikacji w komercyjnych programach obliczeniowych opartych na MES.

Pierwszym modelem, który został wykorzystany w analizach jest model *Hardening Soil* (HS) [70]. Rozwiązanie to jest stosowane coraz częściej w projektowaniu geotechnicznym ze względu na rosnącą podaż zaawansowanych badań laboratoryjnych parametrów tego modelu. Doświadczone firmy geotechniczne mają dobre doświadczenie z opłacalności dodatkowych kosztów badań przy realizacji ważnych obiektów inżynierskich, gdzie zastosowanie zaawansowanych modeli gruntu pozwala na uniknięcie błędów projektowych oraz możliwość optymalizacji rozwiązań. Główną zaletą modelu HS jest barotropia sztywności oparta na tzw. potęgowym prawie ściśliwości. Ponadto w modelu tym uwzględniono możliwość symulacji nieliniowości sztywności w zakresie przed zniszczeniem poprzez wprowadzenie wzmocnienia dewiatorowego i objętościowego opartego na ewolucji dodatkowej powierzchni plastyczności znajdującej się w zakresie naprężenia objętym poprzez kryterium wytrzymałości na ścinanie Mohra-Coulomba. Tym samym nieodwracalne zmiany objętości przy ścinaniu (dylatacja lub kontrakcja) mogą być także symulowane w zakresie przed zniszczeniem. Jest to ważny element pozwalający na realistyczne modelowanie przy utrudnionych warunkach drenażu wody w porach gruntu. Opis konstytutywny degradacji sztywności przed zniszczeniem w modelu HS oparty jest na modelu hiperbolicznym Duncana pozwalającym jedynie na realistyczne odtworzenie tej degradacji w obszarze odkształceń pośrednich (dolna część tzw. krzywej S). Sztywność w zakresie małych odkształceń nie jest odtwarzana poprawnie i zastępczym rozwiązaniem proponowanym w modelu HS jest zastosowanie barotropowej sprężystości opartej na ciecznym referencyjnym module Younga wyznaczanym w pętli odciążenie-obciążenie wtórne. Tym samym w zakresie małych odkształceń model ten nie jest konserwatywny termodynamicznie i należy do grupy modeli hiposprężystych (w zamkniętej pętli odkształcenia generowane jest naprężenie i energia). Kolejnym ograniczeniem jest brak możliwości uwzględnienia anizotropii sztywności, zarówno indukowanej naprężeniem jak i inherentnej.

Modelowanie sztywności w zakresie małych odkształceń zostało uwzględnione w modyfikacji modelu HS nazwanej *Hardening Soil Small* (HSS) sformułowanej w [5] i zaimplementowanej, podobnie jak model HS, w najważniejszych komercyjnych systemach MES zorientowanych na zagadnienia geotechniczne (Plaxis, ZSoil, Midas). Krzywa S degradacji referencyjnego modułu ścinania wprowadzona w tym modelu pozwala na wykorzystanie wyników badań sztywności w zakresie małych odkształceń metodami sejsmicznymi, które powoli stają się standardem

dotychczasowych badań laboratoryjnych w aparacie trójosiowego ściskania oferowanych w przemysłowych laboratoriach geotechnicznych. W założeniu model HSS oferuje opis histeretyczny w zakresie małych odkształceń. Niestety nie jest to spełnione i w sformułowaniu [5] występuje błąd polegający na niekontrolowanym resetowaniu sztywności aktualnej do początkowej, co prowadzi do niepożądanego zjawiska w modelowaniu histerezy nazywanego w literaturze jako *overshooting* [18]. Problem nie dotyczy tylko dynamiki gruntów lub obciążeń cyklicznych, ale także wszelkich zagadnień obliczeniowych, w których symulowany proces składa się z szeregu faz konstrukcyjnych. Ponadto w modelu HSS barotropia sztywności w zakresie małych odkształceń jest nadal opisana hiposprężystością. Ten ostatni aspekt nie ma jednak tak dużego znaczenia w modelowaniu z wykluczeniem dynamiki gruntów, co odpowiada analizom numerycznym zaplanowanym w pracy doktorskiej. Podobnie jak w modelu HS, w modyfikacji HSS nie uwzględniono anizotropii sztywności.

W założeniu pomysł i idea modelu HSS są bardzo atrakcyjne w modelowaniu numerycznym fundamentów płytowo-palowych. Kierując się schematem modelu HSS i jego zestawem parametrów materiałowych opracowano model, w którym oryginalny wadliwy moduł odpowiedzialny za symulację historii obciążenia został zastąpiony poprzez metodę modelowania opartą na pomysłach tzw. zagnieżdżonych powierzchniach plastyczności [18]. W odróżnieniu do standardowego podejścia powierzchni plastyczności w przestrzeni naprężenia, zastosowano powierzchnie plastyczności w przestrzeni odkształcenia, podobnie jak w modelu *Brick* [21]. Nowy model nazwano HS-Brick i po niezbędnych testach weryfikacyjnych zaimplementowano w komercyjnej wersji programu ZSoil. Niestety w pozostałych komercyjnych programach MES jak dotąd pozostaje oryginalna wersja HSS, którą charakteryzuje *overshooting*. Z tego względu w aktualnych pracach obliczeniowych związanych z realizacją pracy doktorskiej wykorzystano program ZSoil, który oferuje wszystkie ogólnie opisane powyżej modele konstytutywne. W programie doktoratu wykonano również analizę wpływu anizotropii sztywności sprężystej na zachowanie się FPP. Poniżej zamieszczono bardziej szczegółowy opis zastosowanych w pracy modeli konstytutywnych.

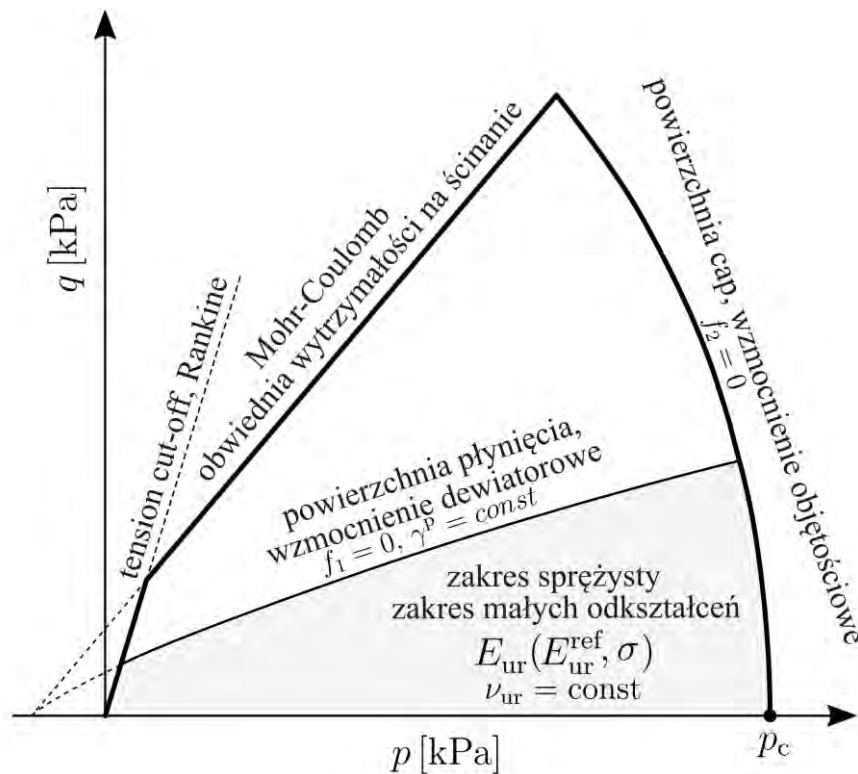
#### 3.1.1. Hardening Soil (HS)

Model *Hardening Soil* (HS) to zaawansowany model konstytutywny wielopowierzchniowy, w którym powierzchnie plastyczności nie są stałe w przestrzeni niezmienników naprężenia, lecz mogą ulegać wzmocnieniu w wyniku przyrostów odkształcenia plastycznego. Model ten obejmuje dwa niezależne mechanizmy wzmocnienia: mechanizm dewiatorowy oraz objętościowy. Pozwalają one na odwzorowanie nieodwracalnych deformacji plastycznych zachodzących podczas pierwotnego obciążenia dewiatorowego (ścínania) oraz w trakcie zmian objętości (ogólnie ściskania).

Model *Hardening Soil* został opracowany przez programistów firmy Plaxis i opublikowany przez Schanza (1998) oraz Schanza i in. (1999). Głównym celem sformułowania modelu było odwzorowanie podstawowych makroskopowych zjawisk obserwowanych w gruntach, takich jak:

- zagęszczenie polegające na zmniejszeniu objętości porów w wyniku odkształcenia plastycznego,
- zależność sztywności od naprężeń polegający na wzroście aktualnych wartości modułów sztywności wraz ze wzrostem poziomu naprężenia,
- historia obciążenia gruntu związana z uwzględnieniem efektów prekonsolidacji,
- uplastycznienie związane z osiągnięciem przez stan naprężenia kryteriów wytrzymałości na ścinanie,
- dylatacja lub kontraktacja, czyli odkształcenie objętościowe pojawiające się podczas ścinania.

Model *Hardening Soil* stanowi zatem zaawansowane narzędzie do modelowania zachowania różnych rodzajów gruntów. Jest on modelem izotropowym zarówno w zakresie zachowania sprężystego, jak i w obrębie mechanizmów plastyczności. Z tego względu jego stosowanie w przypadku mocno prekonsolidowanych, gruntów drobnoziarnistych wykazujących wyraźne cechy anizotropii, powinno być realizowane ze świadomością związaną z uproszczenia polegającego na założeniu izotropii.



Rysunek 17. Podstawowe elementy modelu HS [18]

Podstawowe elementy modelu HS (powierzchnie plastyczności i zmienne stanu) zilustrowano na rys. 17, na płaszczyźnie niezmienników naprężenia według Roscoe'a (p-q). Kryterium wytrzymałości Mohra-Coulomba stanowi kontrolę dopuszczalnych stanów naprężenia,

natomiast wzmocnienia objętościowe wzmocnienie i dewiatorowe są kontrolowane poprzez dwie niezależne powierzchnie plastyczności ( $f_1, f_2$ ).

### Mechanizm plastyczności dewiatorowej

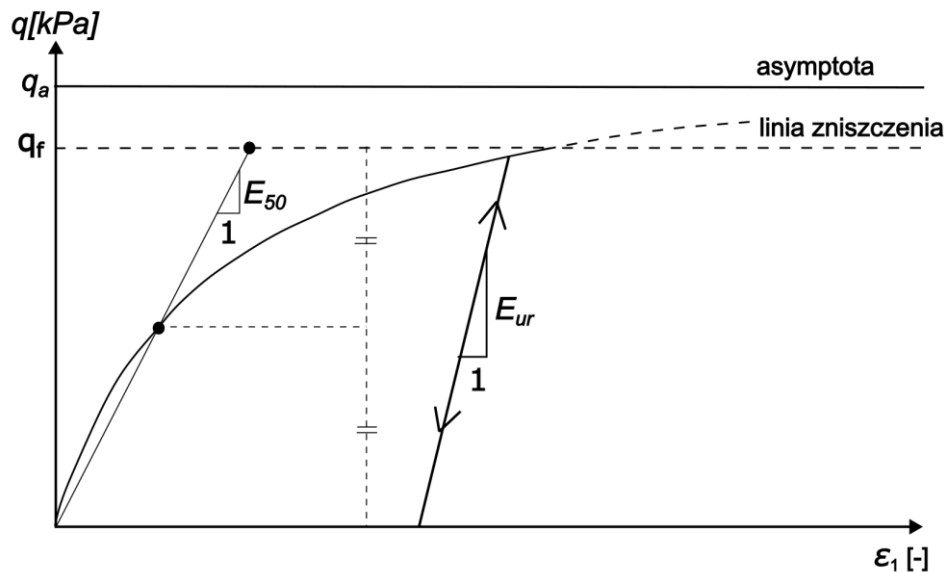
Funkcja plastyczności we wzmocnieniu dewiatorowym  $f_1$  opisana jest na podstawie koncepcji hiperbolicznej aproksymacji relacji pomiędzy odkształceniem pionowym  $\varepsilon_1$  a naprężeniem dewiatorowym  $q$  [37, 20] w standardowym, badaniu trójosiowym z drenażem (CID) (rys. 18).

Warunek plastyczności wyraża się za pomocą równania:

$$f_1 = \frac{q_a}{E_{50}} \frac{q}{q_a - q} - 2 \frac{q}{E_{ur}} - \gamma^{PS} \text{ dla } q < q_f, \quad (14)$$

gdzie  $\gamma^{PS}$  jest parametrem wzmocnienia związanego z plastycznym odkształceniem dewiatorowym (niezmiennik), a  $q_a$  to asymptotyczne naprężenie dewiatorowe, które jest definiowane przez graniczne naprężenie dewiatorowe  $q_f$  oraz współczynnik zniszczenia  $R_f$ , zdefiniowany jako:

$$q_a = \frac{q_f}{R_f}, \quad (15)$$



Rysunek 18. Hiperboliczna relacja naprężenie – odkształcenie [4]

Oznacza to, że po osiągnięciu znacznych wartości  $\gamma^{PS}$ , krzywa  $\varepsilon_1 - q$  odcięta graniczną wartością naprężenia dewiatorowego  $q_f$ , którego wartość wyznacza się z kryterium Mohr-Coulomba (rys. 22):

$$q_f = \frac{2 \sin(\phi)}{1 - \sin(\phi)} (\sigma_3 + c \cot \phi), \quad (16)$$

gdzie:  $c$  oznacza spójność efektywną a  $\phi$  efektywny kąt tarcia wewnętrznego.

### Barotropia sztywności

Moduł sieczny  $E_{50}$  będący parametrem, który w istotny sposób wpływa na wielkość odkształceń plastycznych przy działaniu wzmocnienia dewiatorowego, odpowiada wartości odkształcenia osiowego w badaniu CID przy 50% naprężenia  $q_f$ . Jego wartość zależna jest od stanu naprężenia i w obliczeniach przeprowadzonych w pracy przyjęto następującą funkcję barotropii:

$$E_{50} = E_{50}^{ref} \left( \frac{p}{\sigma_{ref}} \right)^m, \quad (17)$$

gdzie  $p = \max(p, \sigma_L)$ , natomiast  $\sigma_L$  stanowi dolną granicę stosowania barotropii. W obliczeniach przyjęto domyślną wartość sugerowaną w programie ZSOIL, tj.  $\sigma_L = 10 \text{ kPa}$ .  $\sigma_{ref}$  jest średnim naprężeniem referencyjnym przy którym wyznaczano wartość  $E_{50}^{ref}$ .

Analogicznie jak w przypadku  $E_{50}$ , moduł  $E_{ur}$ , definiujący nachylenie krzywej odciążenie-obciążenie wtórne w badaniu CID wyznacza się z następującej funkcji barotropii:

$$E_{ur} = E_{ur}^{ref} \left( \frac{p}{\sigma_{ref}} \right)^m. \quad (18)$$

Parametr  $m$  jest wykładnikiem w funkcji barotropii i jego wartość przyjmuje się z reguły na podstawie zaleceń dla poszczególnych gruntów, np.  $m=0,5$  w piaskach, natomiast w prekonsolidowanych iłach przyjmuje się  $m=0,7-0,8$ .

### Prawo płynięcia i dylatacji

Model HS wykorzystuje niestowarzyszone prawo płynięcia do wyznaczenia prędkości odkształcenia plastycznego, co stanowi powszechną praktykę w modelowaniu konstytutywnym gruntów w celu realistycznego odwzorowania dylatacji lub kontratacji podczas ścinania. W związku z tym, oprócz funkcji plastyczności związanej ze wzmocnieniem dewiatorowym  $f_1$ , wprowadza się niezależną funkcję potencjału plastycznego oznaczoną jako  $g_1$ . Funkcja potencjału plastycznego może zostać zapisana w następującej postaci:

$$g_1 = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{2} - \frac{\sigma_1 + \sigma_3}{2} \sin \psi_m, \quad (19)$$

gdzie zmobilizowany kąt dylatacji  $\psi_m$  jest obliczany według wzoru Rowe'a:

$$\sin \psi_m = \frac{\sin \phi_m - \sin \phi_{cs}}{1 - \sin \phi_m \sin \phi_{cs}} \text{ jeżeli } \phi_m \geq \phi_{cs}, \quad (20.1)$$

$$\sin \psi_m = 0 \text{ jeżeli } \phi_m < \phi_{cs}, \quad (20.2)$$

gdzie  $\phi_{cs}$  jest kątem tarcia dla stanu krytycznego (*critical state*). Wyznacza się z następującego z następującego wzoru:

$$\sin \phi_{cs} = \frac{\sin \phi - \sin \psi}{1 - \sin \phi \sin \psi}. \quad (21)$$

Zmobilizowany kąt tarcia  $\phi_m$ , który wyznacza się z następującego wzoru:

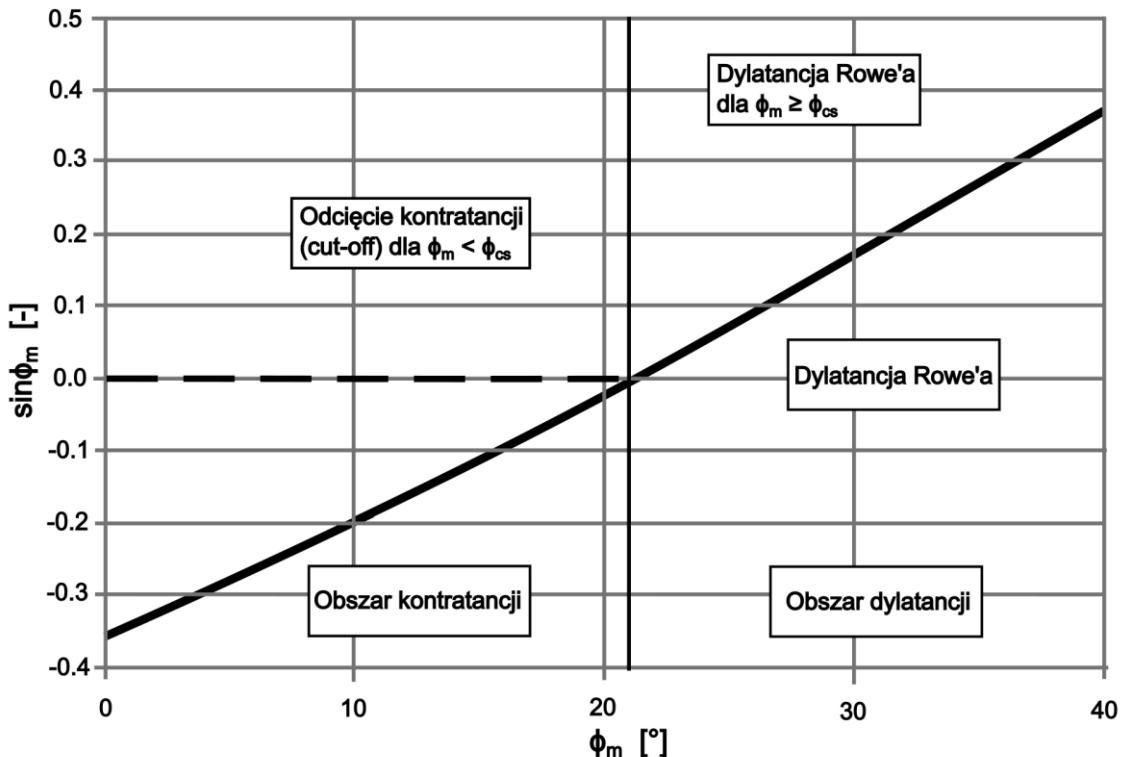
$$\sin \phi_m = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3 - 2c \cot \phi}. \quad (22)$$

Przyrost objętościowego odkształcenia plastycznego we wzmacnieniu dewiatorowym wyznacza się z następującej funkcji płynięcia:

$$d\varepsilon_v^p = d\lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \sigma_1} + d\lambda_1 \frac{\partial g_1}{\partial \sigma_3} = -d\lambda_1 \sin\psi, \quad (23)$$

gdzie  $\lambda_1$  jest mnożnikiem plastyczności.

Dylatacja może wystąpić przy  $\phi_m > \phi_{cs}$ , natomiast przy niższym poziomie dewiatorowym ( $q/p$ ) gdy  $\phi_m < \phi_{cs}$ , materiał podlega zjawisku kontraktacji, a kąt  $\psi_m$  jest kontrolowany przez kryterium odcięcia jak na rys. 19.



Rysunek 19. Prawo dylatacji Rowe'a z kryterium odcięcia obszarze kontraktacji w modelu HS [51]

### Mechanizm wzmacnienia objętościowego

Kolejnym istotnym elementem modelu HS jest mechanizm wzmacnienia objętościowego kontrolowany za pomocą funkcji plastyczności  $f_2$  (tzw. *cap*). Dzięki jego implementacji model umożliwia adekwatne odwzorowanie zachowania zarówno gruntów o wysokiej i niskiej sztywności. Bez zastosowania funkcji *cap* nie byłoby możliwe zdefiniowanie w modelu dwóch niezależnych modułów sztywności:  $E_{50}$  oraz  $E_{oed}$ . Funkcja *cap* pozwala na uwzględnienie w modelu naprężenia prekonsolidacji, po którego przekroczeniu występują znaczne odkształcenia plastyczne typowe dla gruntów normalnie skonsolidowanych.

Z uwagi na fakt, że mechanizm wzmacnienia dewiatorowego nie generuje plastycznego odkształcenia objętościowego w obszarze kontraktacji, pominięcie mechanizmu wzmacnienia objętościowego mogłoby prowadzić do znacznego przeszacowania sztywności gruntu podczas

obciążenia pierwotnego, zwłaszcza w przypadku gruntów normalnie i lekko prekonsolidowanych.

Funkcja plastyczności *cap* zdefiniowana jest następująco:

$$f_2 = \frac{q^2}{M^2 r^2(\theta)} + p^2 - p_c^2. \quad (24)$$

W powyższym równaniu funkcja  $r(\theta)$ , pozwalająca na wprowadzenie zależności wytrzymałości na ścinanie od kąta Lodego  $\theta$ , określona jest według wzoru Ekelena:

$$r(\theta) = \left( \frac{1 - \sin(3\theta)}{1 - \alpha} \right)^n, \quad (25)$$

$$\sin(3\theta) = -\frac{3\sqrt{3}}{2} \cdot \frac{J_3}{J_2^{3/2}}, \quad (26)$$

$$\alpha = \frac{k^{1/n} - 1}{k^{1/n} + 1}, \quad (27)$$

$$k = \frac{3 - \sin\phi}{3 + \sin\phi}. \quad (28)$$



Rysunek 20. Trójwymiarowa reprezentacja modelu HS z kryterium Mohra Coulomba oraz powierzchnią *cap* [4]

$M$  jest parametrem modelu określającym kształt powierzchni *cap* i związanym z  $K_0^{NC}$  a  $p_c$  oznacza naprężenie prekonsolidacji, które definiuje punkt przecięcia powierzchni *cap* z osią hydrostatyczną  $p$ . Graficzna interpretacja powierzchni *cap* przedstawiona został na rys. 20.

Ewolucja zmiennej stanu wzmocnienia objętościowego jaką jest średnie naprężenie prekonsolidacji  $p_c$ , opisana jest za pomocą następującego prawa wzmocnienia:

$$dp_c = H \left( \frac{p_c}{\sigma_{ref}} \right)^m d\varepsilon_v^p, \quad (29)$$

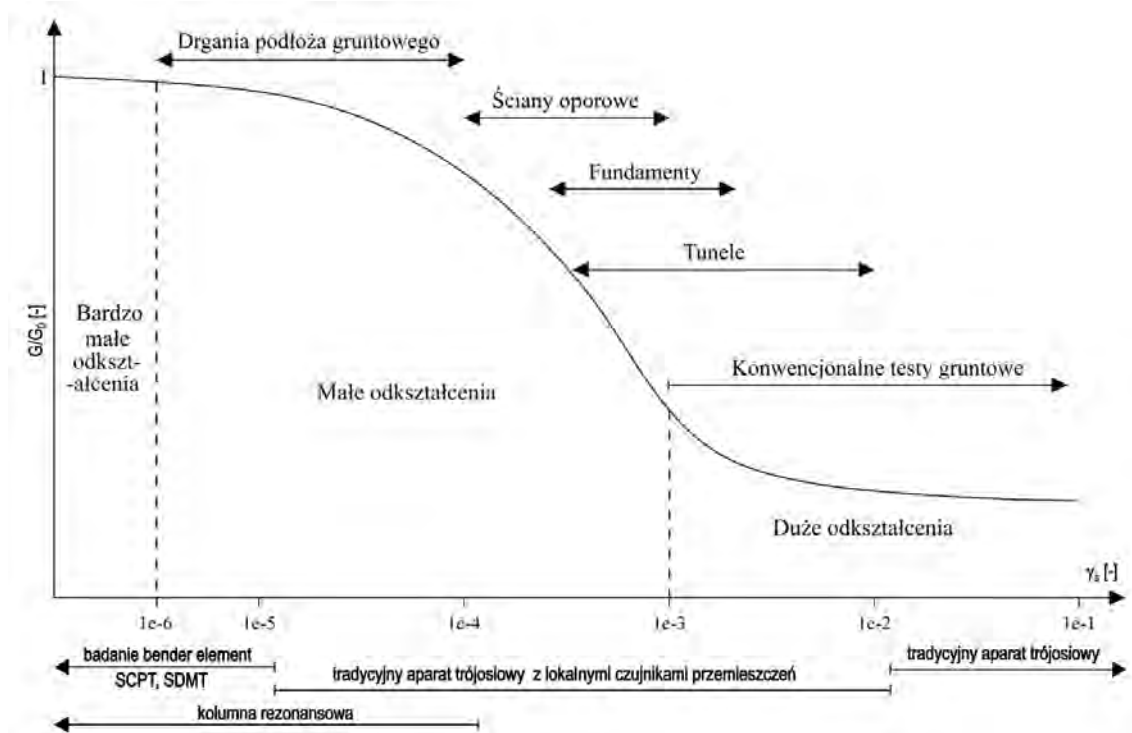
gdzie  $H$  jest parametrem kontrolującym prędkość plastycznego odkształcenia objętościowego i związanym z aktualnym modułem edometrycznym  $E_{oed}$ . Prędkość plastycznego odkształcenia objętościowego oblicza się następująco

$$d\varepsilon_v^p = d\lambda_2 2p, \quad (30)$$

gdzie  $\lambda_2$  jest mnożnikiem plastyczności.

### Szytywność w zakresie małych odkształceń w modelu HS

Model *Hardening Soil Small* (HSS) stanowi rozwinięcie modelu HS, umożliwiając uwzględnienie zachowania szytywności gruntu w zakresie bardzo małych odkształceń. Ta część charakterystyki gruntu była przedmiotem wielu badań m.in. Seeda i Idrissa (1970), Burlanda (1989), Atkinsona (2000) oraz Benza (2007) i została uznana za kluczową w analizach geotechnicznych.



Rysunek 21. Szytywność gruntu w funkcji odkształcenia tzw. krzywa S wraz zakresami odkształceń w badaniach laboratoryjnych oraz zagadnieniach geotechnicznych [4]

W obszarze bardzo małych odkształceń większość gruntów wykazuje znacznie wyższą sztywność od tej przyjmowanej konwencjonalnie np. w modelu Mohra-Coulomba. Zmiana sztywności jest nieliniowa: moduły sztywności maleją wraz ze wzrostem poziomu odkształcenia, co zostało schematycznie zilustrowane na rys. 21 w postaci tzw. krzywej S.

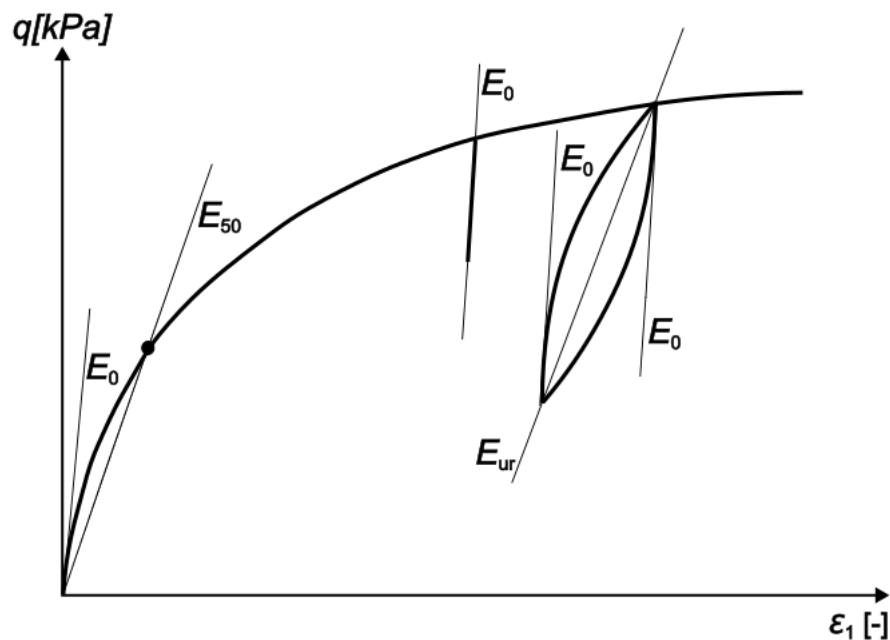
Znaczenie wysokiej sztywności gruntu w zakresie bardzo małych odkształceń oraz jej zastosowanie w praktyce inżynierskiej zostało potwierdzone m.in. w pracy Benza (2007), której wyniki stanowiły podstawę opracowania modelu HSS. Głównym założeniem tego modelu było zachowanie wszystkich elementów modelu HS przy jednoczesnym rozszerzeniu jego

możliwości o realistyczne odwzorowanie charakterystyk sztywności w zakresie małych odkształceń.

Z założenia model HSS miał pozwolić na uwzględnienie następujących charakterystyk mechanicznych gruntu w zakresie małych odkształceń:

- wysoką początkową sztywność sprężystą gruntu, opisywaną przez moduł ścinania przy małych odkształceniach  $G_0$ ,
- degradację sztywności przy obciążeniu monotonicznym,
- ponowny wzrost wysokiej sztywności po zmianie kierunku obciążenia,
- prawidłowe modelowanie historii obciążenia oraz zachowania hysteretycznego.

Charakterystyki te przedstawiono schematycznie na rys. 22.



Rysunek 22. Parametry sztywności  $E_{50}$ ,  $E_{ur}$  oraz  $E_0 = 2G_0(1 + \nu_{ur})$  modelu HSS badania trójosiowym CID [4]

Wysoka sztywność początkowa gruntu, reprezentowana przez moduł ścinania  $G_0$  występuje przy bardzo małym odkształceniu, najczęściej nieprzekraczającym  $10^{-5}$  (Atkinson i Sällfors, 1991). Zakres tych deformacji pozostaje poza możliwościami rejestracji w standardowych badaniach laboratoryjnych i wymaga zastosowania wyspecjalizowanych technik pomiarowych. Najczęściej są to metody oparte na pomiarach prędkości fal sejsmicznych.

Degradację sztywności w funkcji przyrastającego odkształcenia opisano przy użyciu zmodyfikowanej formy funkcji hiperbolicznej, zaproponowanej przez Hardina i Drnevicha (1972), gdzie aktualny moduł sieczny  $G_s$  zależny jest od wartości niezmiennika odkształcenia ścinającego  $\gamma$ :

$$G_s = \frac{G_0}{1+a\frac{\gamma}{\gamma_{0.7}}} \quad (31)$$

Nowym parametrem jest  $\gamma_{0.7}$  będącym odkształceniem ścinającym powodującym spadek modułu  $G_s$  do wartości równej  $0.7G_0$ . Parametr  $a$  o zaproponowanej wartości 0,385 wpływa na kształt krzywej  $S$ . Zarówno moduł styczny jak i sieczny ulegają degradacji aż do osiągnięcia wartości granicznej  $G_{ur}$  przy której dalszy spadek nie zachodzi. Miarą odkształcenia ścinającego jest niezmiennik dewiatora odkształcenia  $\mathbf{e}$ :

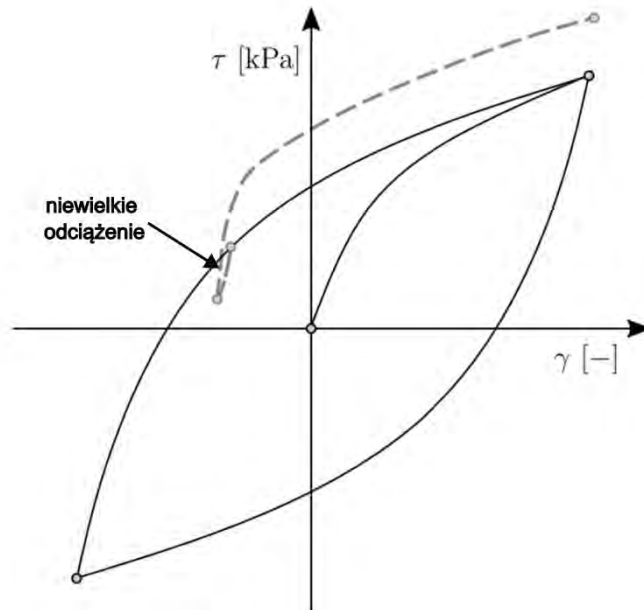
$$\gamma = \sqrt{\frac{3}{2}e_{ij}e_{ij}} \quad (32)$$

W celu umożliwienia kontroli zmian aktualnej sztywności wynikających ze zmiennych kierunków obciążania, w modelu HSS wprowadzono tzw. tensor historii odkształcenia  $\mathbf{H}$ . Jego ewolucja determinowana jest przez przyrosty odkształcenia dewiatorowego  $\Delta \mathbf{e}$ . Na podstawie tego tensora oraz aktualnego przyrostu odkształcenia dewiatorowego definiowana jest miara odkształcenia ścinającego  $\gamma_{Hist}$ , która w dalszej kolejności zastępuje miarę  $\gamma$  w równaniu (31).

W przypadku obciążenia monotonicznego, wartości  $\gamma_{Hist}$  i  $\gamma$  są tożsame. Jednak w cyklach odciążania i ponownego obciążania może wystąpić zjawisko nadmiernego odzyskiwania początkowej sztywności, co skutkuje nieadekwatnym odwzorowaniem zachowania materiałowego. Zjawisko to, znane w literaturze jako „overshooting”, prowadzi do przeszacowania modułu sztywności po niewielkich cyklach obciążeń.

Pomimo istnienia wskazanego ograniczenia, model HS-Small był przez długi czas z powodzeniem stosowany w praktyce inżynierskiej. Jednak badania przeprowadzone w [49] wykazały istotny problem związany z niekontrolowanym resetowaniem historii obciążeń oraz sztucznym odzyskiwaniem wysokiej sztywności po krótkich cyklach odciążenia-ponownego obciążenia.

W odpowiedzi na te niedoskonałości, Cudny i Truty [18] opracowali nową wersję modelu HS uwzględniającego wysoką sztywność w zakresie małych odkształceń. Nowy model nazwano *Hardening Soil Brick* (HS-Brick), której bardziej szczegółowy opis zostanie zaprezentowany w kolejnym rozdziale.

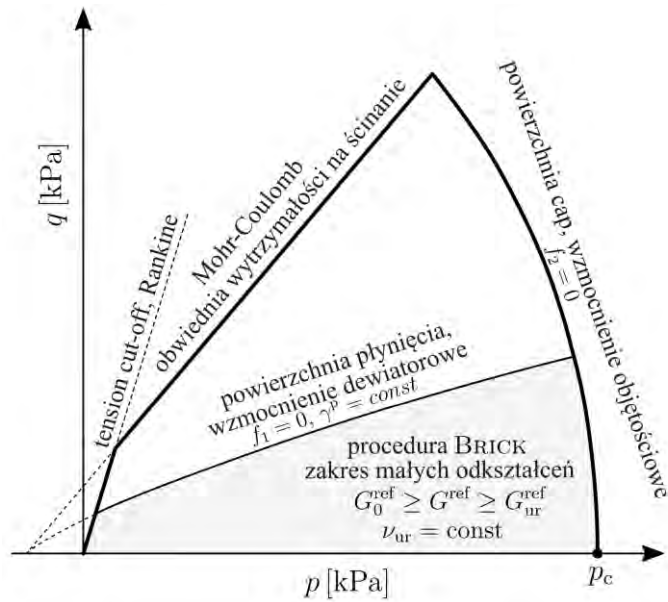


Rysunek 23. Zjawisko overshooting w modelowaniu zachowania hysteretycznego podczas cyklicznego ścinania. Niewielka zmiana kierunku obciążenia, po której następuje ponowne obciążenie, prowadzi do resetu tensora historii w modelu HSS [18].

### 3.1.2. Hardening Soil Brick (HS-Brick)

Model HS-Brick [18] został opracowany w celu eliminacji istotnego ograniczenia modelu HSS, znanego w literaturze jako zjawisko *overshooting* (rys. 23). Polega ono na niekontrolowanym resetowaniu historii obciążeń oraz sztucznym odzyskiwaniu wysokiej początkowej sztywności po niewielkich cyklach odciążania i ponownego obciążania. W celu jego wyeliminowania zaproponowano nową formułę numeryczną, zastępującą procedurę opartą na tensorze historii odkształceń  $\mathbf{H}$ , stosowaną wcześniej w modelu HSS. Nowy model zachowuje zarówno zestaw parametrów materiałowych, jak i podstawowe założenia modelu HSS. Główne elementy modelu HS-Brick przedstawiono na płaszczyźnie p-q rys. 24. Podobnie jak w modelu HS, graniczne stany naprężenia są ograniczone przez kryterium wytrzymałości Mohra-Coulomba, natomiast objętościowe wzmocnienie dewiatorowe modelowane jest za pomocą dwóch powierzchni plastyczności.

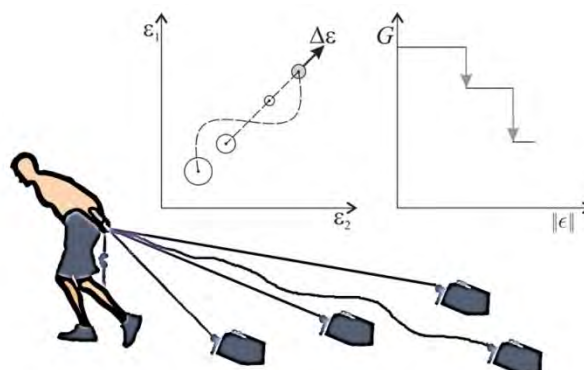
Sztywność gruntu w zakresie małych odkształceń zależna jest zarówno od poziomu naprężenia, jak i od zakumulowanego odkształcenia ścinającego. W trakcie monotonicznego obciążania aktualny referencyjny moduł styczny  $G^{ref}$  degraduje się aż do osiągnięcia wartości granicznej  $G_{ur}^{ref}$ . Po gwałtownym odciążeniu wartość ta jest odzyskiwana do poziomu początkowego  $G_0^{ref}$ . Opisane zachowanie kontrolowane jest przez procedurę „Brick” [71], która zapewnia stabilne i realistyczne odwzorowanie ewolucji sztywności w całym zakresie pracy materiału.



Rysunek 24. Powierzchnie plastyczności oraz zakres małych odkształceń w izotropowym modelu HS-Brick [16]

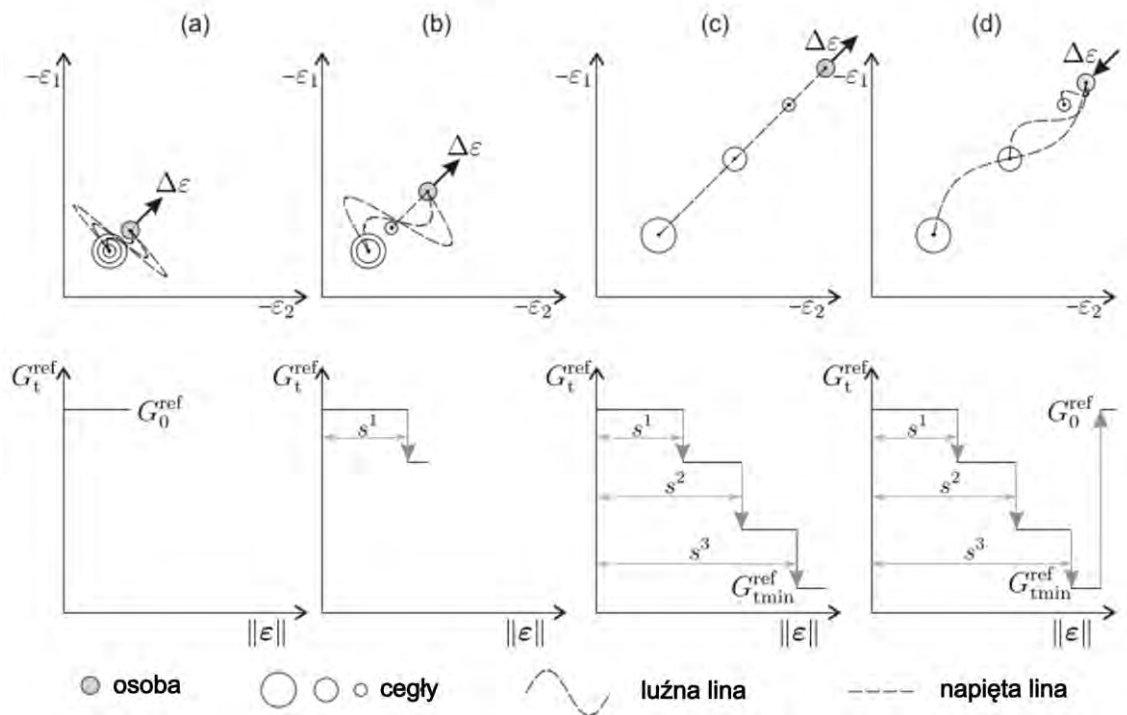
W procedurze „Brick” zastosowano koncepcję zagnieżdżonych powierzchni plastyczności o kształcie kołowym, pierwotnie zaproponowaną przez Mroza [47]. Ze względu na łatwiejszą kontrolę sztywności zagnieżdżone powierzchnie plastyczności zdefiniowano w przestrzeni odkształcenia. Przyjęto oryginalne ujęcie tego mechanizmu zgodnie z propozycją Simpsona, zawartą w modelu BRICK [71].

Model BRICK można zilustrować za pomocą analogii, w której człowiek ciągnie za sobą skończoną liczbę cegieł („bricks”) za pomocą lin (rys. 25, rys. 26). Początkowo liny mają różne długości i pozostają luźne. W miarę jednostajnego ruchu w zadanym kierunku kolejne liny napinają się, aktywując kolejne cegły, które zaczynają przesuwac się. Ruch człowieka odpowiada przyrostowi odkształcenia, natomiast długości lin symbolizują promienie kolistych powierzchni plastyczności zdefiniowanych w przestrzeni odkształcenia.



Rysunek 25. Model HS-Brick – analogia [51]

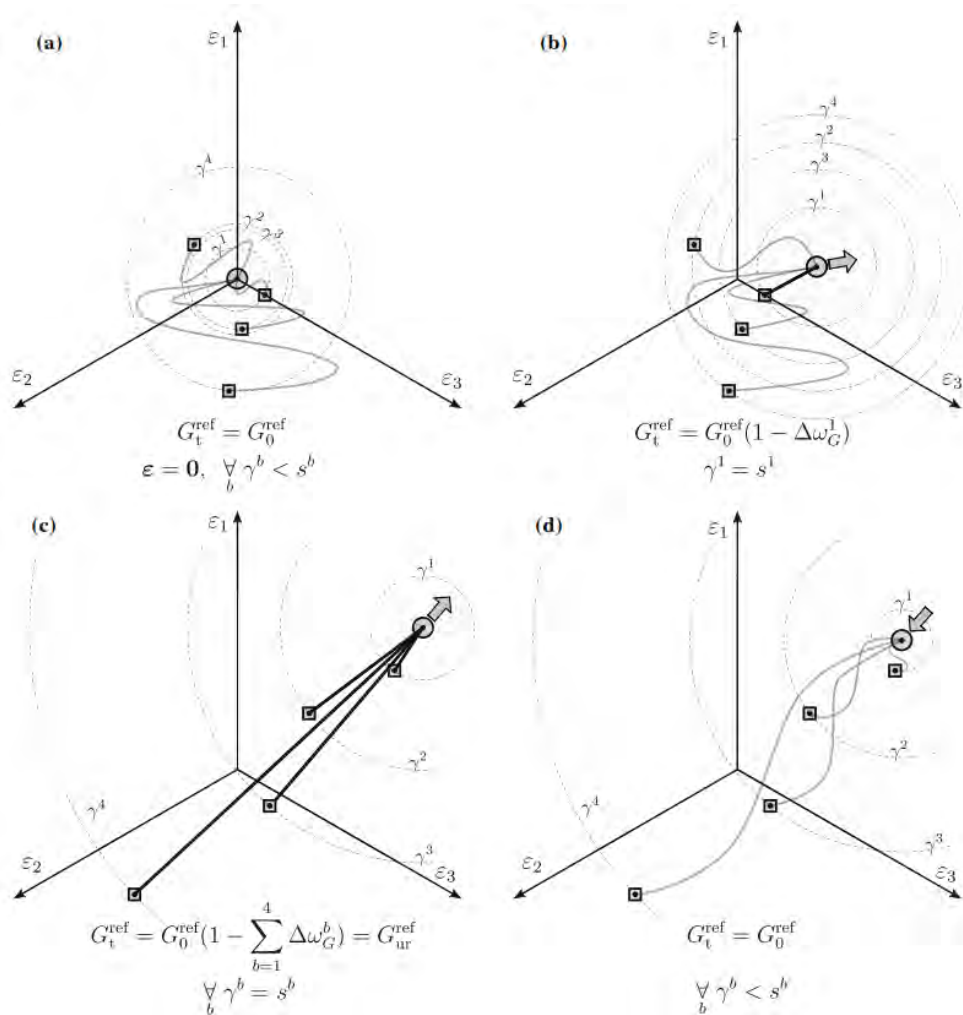
Za każdym razem, gdy napinana zostaje kolejna lina i uaktywniana się nowa cegła, następuje skokowa degradacja referencyjnego modułu ścinania. W konsekwencji, przebieg charakterystyki typu „S” nie jest odwzorowywany w sposób ciągły.



Rysunek 26. Degradacja sztywności w modelu Model HS-Brick została zilustrowana dla przykładowej monotonicznej ścieżki odkształcenia (a-c), następnie gwałtownego odciążenia (d). Model można zobrazować jako osobę ciągnącą  $N_b=3$  cegły, których przesunięcie powoduje skokowy spadek referencyjnego stycznego modułu ścinania  $G_t^{\text{ref}}$ , od wartości początkowej  $G_0^{\text{ref}}$  aż do minimalnej  $G_{\text{tmin}}^{\text{ref}}$ . Wkład każdej „cegły” w proces degradacji można określić osobno, definiując odpowiednie proporcje spadku sztywności [17].

W sytuacji, gdy następuje zmiana kierunku obciążenia w przestrzeni odkształceń i dochodzi do luzowania lin, możliwe staje się odzyskanie wysokiej, początkowej sztywności materiału. W modelu HS-Brick mechanizm „ciągnięcia” został przeniesiony do ogólnej, sześciowymiarowej przestrzeni odkształceń. W tym ujęciu względne przemieszczenia między „człowiekiem” a kolejną, oznaczoną indeksem  $b$  cegłą są wyrażane poprzez niezmiennik odkształcenia ścinającego  $\gamma^b$ , który stanowi miarę tej odległości w przestrzeni odkształceń.

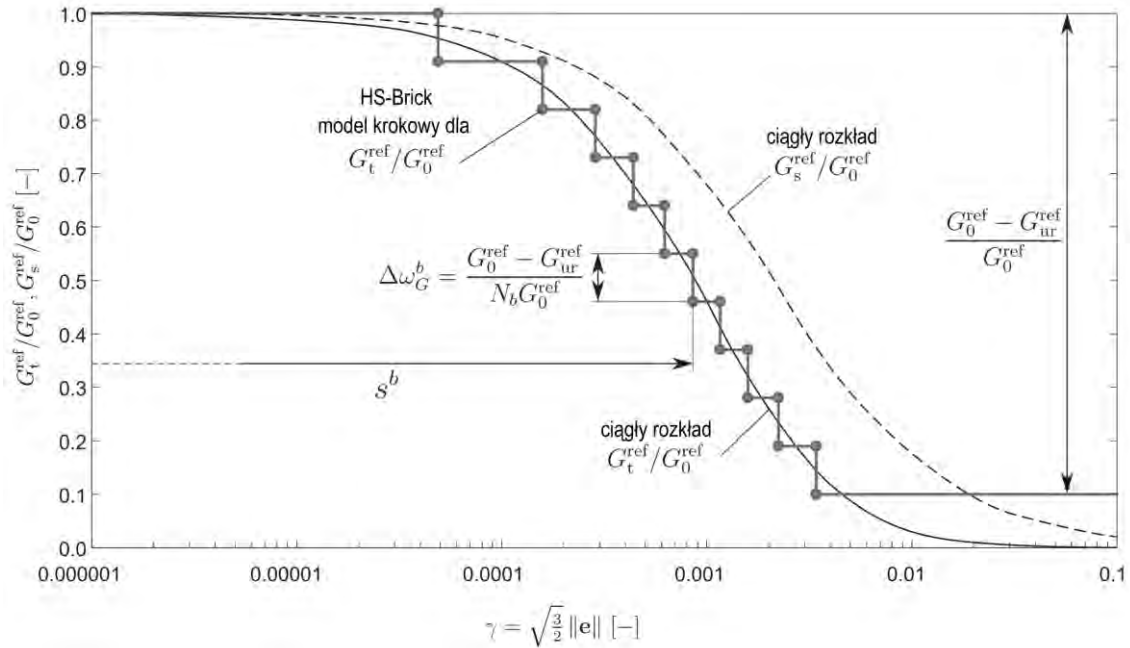
Tym samym, proces ciągnięcia jest odwzorowywany jako rzut trajektorii odkształceń na płaszczyznę dewiatorową, co pozwala na precyzyjne śledzenie degradacji sztywności w zmieniających się warunkach obciążeniowych. Przykładowe scenariusze zmian obciążeń zilustrowano na rys. 27.



Rysunek 27. Kontrola sztywności w zakresie małych odkształceń oraz historii obciążenia w modelu HS-Brick [18]

- Możliwa sytuacja początkowa, w której wszystkie liny są luźne, a historia odkształceń jest wyzerowana, rozmieszczenie cegieł może odzwierciedlać historię sedimentacji, jednak w obliczeniach wszystkie cegły znajdują się w pozycji  $\epsilon=0$ ;
- Początek degradacji modułu  $G_t^{\text{ref}}$ , pierwsza cegła zostaje „pociągnięta”;
- Maksymalna degradacja aktualnego modułu  $G_t^{\text{ref}}$  do wartości  $G_{\text{ur}}^{\text{ref}}$ , wszystkie liny są napięte i ciągną cegły;
- Gwałtowna zmiana kierunku obciążenia i odzyskanie wysokiej sztywności ścinającej - wszystkie liny stają się luźne.

Uzyskany przebieg degradacji sztywności odkształceniowej jest zgodny z charakterystyką przewidywaną przez model HSS. Istotna różnica polega jednak na tym, że ciągła, wygładzona krzywa typu „S”, typowa dla modelu HSS, została w modelu HS-Brick zastąpiona dyskretnym mechanizmem degradacji sztywności, opartym na skokowej zmianie sztywności jak zilustrowano na rys. 28.

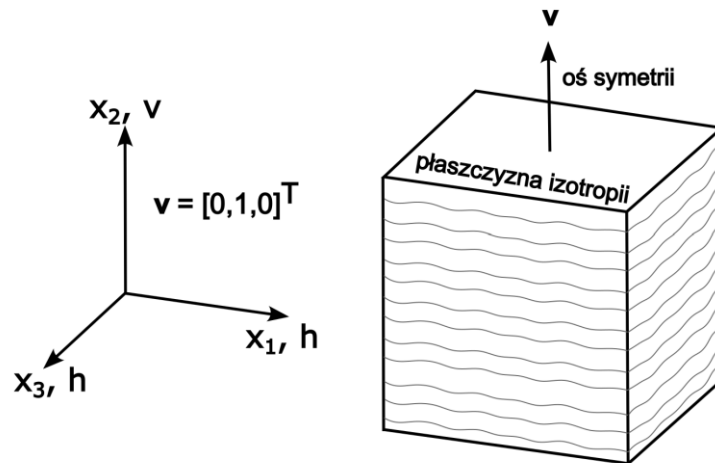


Rysunek 28. Skokowy model krzywej typu S zastosowany w proponowanym modelu HS-Brick. Jako miarę odległości odkształcenia między „człowiekiem” a cegłą wykorzystano niezmiennik dewiatora odkształcenia  $\gamma$ . W modelu zastosowano  $N_b=10$  cegieł, z równomiernym podziałem sztywności (tj.  $\Delta\omega_G^b=\text{const}$ ) [18].

Podsumowując, w modelu HS-Brick, w zakresie zachowania sprężystego, aktualny referencyjny moduł styczny ścinania  $G_t^{ref}$  przyjmuje wartości z przedziału od  $G_{ur}^{ref}$  a  $G_0^{ref}$ . Jego zmienność kontrolowana jest skokowo, zgodnie z procedurą Brick aktualizacji historii odkształcenia. Jednocześnie uwzględniana jest również barotropia sztywności w zakresie małych odkształceń. W rezultacie, aktualna wartość modułu ścinania stycznego  $G_t$  zależy zarówno od historii odkształcenia, jak i od aktualnego stanu naprężenia.

### 3.1.3. Anisotropic Hardening Soil Brick (AHS-Brick)

W literaturze ostatnich lat wykazano, że uwzględnienie anizotropii w modelach konstytutywnych pozwala na prowadzenie analiz MES interakcji grunt-konstrukcja, których wyniki w większym stopniu odzwierciedlają rzeczywiste zachowanie obiektów inżynierskich, obserwowane w monitoringu [38, 48, 24, 63, 32, 17]. W trakcie realizacji niniejszej pracy, w ramach współpracy naukowej pomiędzy Politechniką Gdańską i Politechniką Krakowską opracowano modyfikację modelu HS-Brick polegającą na wprowadzeniu anizotropii sztywności w zakresie małych odkształceń [16]. Nowy model nazwano *Anisotropic hardening Soil Brick* (AHS-Brick). Autor pracy brał czynny udział w walidacji nowego modelu i przeprowadził serię obliczeń wpływu uwzględnienia anizotropii w analizach FPP. W modelu wprowadzono charakterystyczny w gruntach rodzaj anizotropii sztywności zwany izotropią transversalną (transversal isotropy, cross-anisotropy) w zakresie małych odkształceń, stosując specjalne skalowanie hiposprężystej izotropowej macierzy sztywności [50] w modelu HS-Brick.

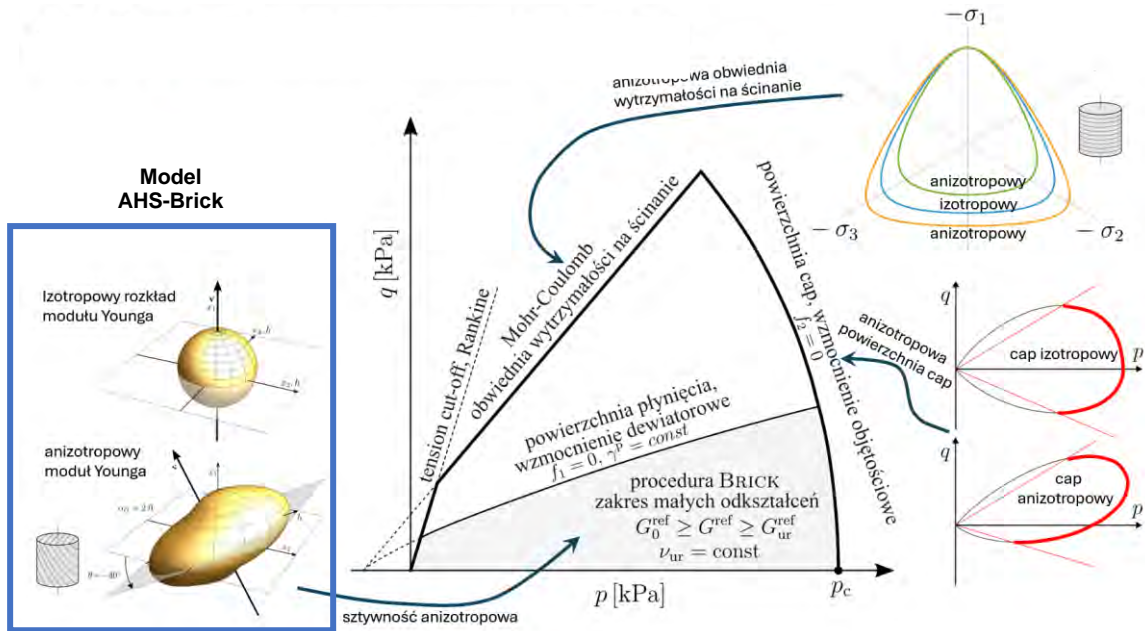


Rysunek 29. Schemat Izotropii poprzecznej

Izotropia poprzeczna jest szczególnym przypadkiem anizotropii materiałowej, w którym ośrodek gruntowy lub skalny wykazuje zachowanie izotropowe w jednej płaszczyźnie (najczęściej poziomej, nazywanej płaszczyzną izotropii), natomiast właściwości mechaniczne w kierunku ortogonalnym (zwykle pionowym, wyznaczanym tzw. osią symetrii) są odmienne (rys. 29). W praktyce oznacza to, że sztywność, wytrzymałość oraz przepuszczalność są jednakowe we wszystkich kierunkach należących do płaszczyzny izotropii, lecz różnią się od odpowiadających im wartości w kierunku osi symetrii. Płaszczyzna izotropii jest z reguły związana z płaszczyzną, na której układają się ziarna prekonsolidowanego gruntu lub laminacje mikrostruktury.

Model AHS-Brick został opracowany z myślą o realistycznym odwzorowaniu zachowania mechanicznego sztywnych gruntów drobnoziarnistych wykazujących izotropię poprzeczną przed osiągnięciem stanu granicznego zniszczenia. Oprócz uwzględnienia efektów anizotropii, model ten analogicznie do modelu HS-Brick odzwierciedla również zjawiska związane z barotropią, dylatacją, nieliniową sztywnością w zakresie małych odkształceń oraz wytrzymałością na ścinanie.

W modelu AHS-Brick zastosowano poprzecznie izotropowy obszar sprężysty pozostawiając izotropowe kryterium wytrzymałości na ścinanie oraz funkcje plastyczności odpowiedzialne za mechanizmy wzmocnienia dewiatorowego i objętościowego. Jednakże, w konsekwencji anizotropia modelu sprężystego oddziałuje nie tylko w zakresie małych, ale także przy pośrednich odkształceniach, aż do momentu osiągnięcia wytrzymałości na ścinanie. Należy tutaj dodać, że anizotropia sztywności wpływa także na przebieg ścieżek naprężenia w warunkach bez odpływu i tym samym na wytrzymałość bez odpływu bez konieczności stosowania anizotropowego kryterium wytrzymałości na ścinanie. Model AHS-Brick może zostać bardziej rozbudowany w kierunku anizotropii co przedstawiono schematycznie na rys. 30.



Rysunek 30. Model HS-Brick – możliwości wprowadzenia anizotropii: obszar sprężysty, powierzchnia cap oraz kryterium wytrzymałości na ścinanie. W modelu AHS-Brick wprowadzono tylko anizotropowy obszar sprężysty.

### Isotropowo poprzeczna sztywność hiposprężysta

Isotropowa sztywność hiposprężysta zastosowana w modelu HS-Brick bazuje na liniowej sprężystości ze stałym współczynnikiem Poissona  $\nu$  oraz stycznym modułem Younga zależnym od poziomu naprężenia:

$$E(\sigma) = E^{ref} \left( \frac{p}{p_{ref}} \right)^m, \quad (33)$$

gdzie  $E^{ref}$  to referencyjny isotropowy moduł Younga, wyznaczony przy naprężeniu średnim  $p = p_{ref}$ , parametr  $m$  jest wykładnikiem funkcji potęgowej.

Tensor sztywności stycznej w modelu isotropowym hiposprężystym przyjmuje postać:

$$D_{ijkl}^{iso}(\sigma) = \frac{E(\sigma)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \left[ \nu \delta_{ij} \delta_{kl} + \frac{1-2\nu}{2} (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{jk} \delta_{il}) \right]. \quad (34)$$

W klasycznej liniowej izotropii poprzecznej wymagane jest pięć niezależnych stałych materiałowych. Najczęściej są to:

- $E_v$  moduł Younga w kierunku pionowym,
- $E_h$  moduł Younga w płaszczyźnie poziomej,
- $\nu_{vh}$  współczynnik Poissona dla odkształcenia poziomego spowodowanego odkształceniem pionowym,
- $G_{vh} = G_{hv}$  moduł ścinania w płaszczyznach zawierających oś symetrii,
- $G_{hh}$  moduł ścinania w płaszczyźnie izotropii.

Mašín i Rott [42] wprowadzili trzy współczynniki izotropii poprzecznej odpowiadające odpowiednio modułom Younga, modułom ścinania oraz współczynnikom Poissona:

$$\alpha_E = \frac{E_h}{E_v}, \quad (35)$$

$$\alpha_G = \frac{G_{hh}}{G_{vh}}, \quad (36)$$

$$\alpha_v = \frac{v_{hh}}{v_{vh}}, \quad (37)$$

gdzie  $v_{hh}$  to współczynnik Poissona określający poziome odkształcenie w odpowiedzi na poziome odkształcenie wzajemne występujące w tej samej płaszczyźnie.

W celu porównania współczynników izotropii poprzecznej, zaproponowano dwa wykładniki izotropii poprzecznej:  $x_{GE}$  i  $x_{Gv}$ :

$$\alpha_G = \alpha_E^{x_{GE}}, \quad (38)$$

$$\alpha_G = \alpha_v^{x_{Gv}}. \quad (39)$$

Niemunis i Staszewska [50] wprowadzili transformację  $x_{A_2}$ , pozwalającą przekształcić izotropowy tensor sztywności  $\mathbf{D}^{iso}$  w tensor sztywności izotropii poprzecznej:

$$D_{ijkl}^{xA_2} = Q_{abij} D_{abcd}^{iso} Q_{cdkl}. \quad (40)$$

Uzyskany tensor sztywności poprzecznie anizotropowej  $\mathbf{D}^{xA_2}$  spełnia następującą zależność pomiędzy współczynnikami anizotropii:

$$\alpha_G = \alpha_E^{\beta/2} = \alpha_v^{\beta}, \quad (41)$$

gdzie stała  $\beta$  narzuca wartości wykładników anizotropii:  $x_{GE} = \beta/2$ ,  $x_{Gv} = \beta$ .

Tensor anizotropii  $\mathbf{Q}$  definiuje się jako:

$$Q_{ijkl} = \mu_{ik}\mu_{jl} + cI_{ijkl}, \quad (42)$$

z:

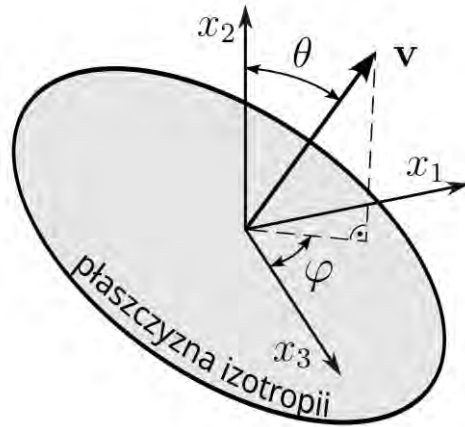
$$\mu_{ij} = a\delta_{ij} + bM_{ij}, \quad (43)$$

$a, b, c$  są stałymi obliczanymi na podstawie dwóch parametrów anizotropii poprzecznej w transformacji tj.  $\alpha_G$  oraz  $\beta$ .

Tensor  $\mathbf{M}$  opisuje mikrostrukturę izotropowo poprzeczną i jest następująco zdefiniowany:

$$\mathbf{M}_{ij} = v_i v_j, \quad (44)$$

gdzie  $v$  jest jednostkowym wektorem wskazującym oś anizotropii (rys. 31).



$$v = [\sin\varphi\sin\theta, \cos\theta, \cos\varphi\sin\theta]^T$$

Rysunek 31. Schemat przedstawiający wektor jednostkowy  $v$  wskazujący oś symetrii [16]

W tensorze sztywności oprócz parametrów anizotropii  $\alpha_G$  i  $\beta$ , występują wciąż podstawowe parametry izotropowe  $E^{ref}$  i  $\nu$ .

W celu powiązania parametrów izotropowych z parametrami izotropii poprzecznej wykonuje się testy elementowe na tensorze sztywności  $D^{xA_2}$ . W rezultacie otrzymuje się następujące relacje dotyczące referencyjnych modułów ścinania:

$$G_{vh}^{ref} = \frac{\Delta\sigma_{12}}{\Delta\gamma_{12}^e} = E^{ref} \frac{\alpha_G^{\frac{2}{\beta}-1}}{2(1+\nu)}, \quad (45)$$

$$G_{hh}^{ref} = \frac{\Delta\sigma_{31}}{\Delta\gamma_{31}^e} = E^{ref} \frac{\alpha_G^{\frac{2}{\beta}}}{2(1+\nu)}. \quad (46)$$

W przypadku modułów Younga oraz współczynników Poissona odpowiednie relacje są następujące.

$$E_v^{ref} = \frac{\Delta\sigma_{22}}{\Delta\varepsilon_{22}^e} = E^{ref}, \quad (47)$$

$$E_h^{ref} = \frac{\Delta\sigma_{11}}{\Delta\varepsilon_{11}^e} = E^{ref} \alpha_G^{\frac{2}{\beta}}, \quad (48)$$

$$\nu_{vh} = \frac{-\Delta\varepsilon_{11}^e}{\Delta\varepsilon_{22}^e} = \nu \alpha_G^{-\frac{1}{\beta}}, \quad (49)$$

$$\nu_{hh} = \frac{-\Delta\varepsilon_{33}^e}{\Delta\varepsilon_{11}^e} = \nu, \quad (50)$$

$$\nu_{hv} = \frac{-\Delta\varepsilon_{22}^e}{\Delta\varepsilon_{11}^e} = \nu \alpha_G^{\frac{1}{\beta}}, \quad (51)$$

gdzie  $\nu_{hv}$  jest dodatkowym współczynnikiem Poissona dla odkształcenia pionowego wywołanego odkształceniem poziomym.

Moduły ścinania  $G_{vh}^{ref}$  i  $G_{hh}^{ref}$  można wyznaczyć w aparacie trójosiowym przy izotropowym stanie naprężenia  $p = p_{ref}$  z użyciem elementów sejsmicznych bender (pomiar prędkości fali

ściągającej propagującej pionowo i poziomo przy poziomej polaryzacji). Pozwala to a wyznaczenie współczynnika  $\alpha_G$ . Następnie, poprzez przeprowadzenie ściskania trójosiowego z drenażem, można wyznaczyć współczynnik Poissona  $\nu_{vh}$ . Warunkiem jest tutaj zastosowanie możliwie dokładnych pomiarów odkształcenia osiowego i radialnego za pomocą czujników napróbkowych.

Wewnętrzne stałe izotropowe  $E^{ref}$  i  $\nu$ , wymagane do ogólnego opisu sztywności izotropowo-poprzecznej, mogą zostać obliczone przyjmując wartość paramentu  $\beta$  i wykorzystując równanie (49), a następnie równanie (45):

$$\nu = \nu_{hh} = \nu_{vh} \alpha_G^{\frac{1}{\beta}}, \quad (52)$$

$$E^{ref} = E_v^{ref} = 2G_{vh}(1 + \nu) \alpha_G^{1 - \frac{2}{\beta}}. \quad (53)$$

Wyznaczenie wartości wykładnika  $\beta$  wymaga analizy różnych badań gruntu anizotropowego. Studia takie przeprowadzili Mašin i Rott [42]. Wartością, którą rekomenduje się do opisu zachowania się prekonsolidowanych gruntów drobnoziarnistych jest  $\beta = 1,6$  ( $x_{GE} = 0,8$ ).

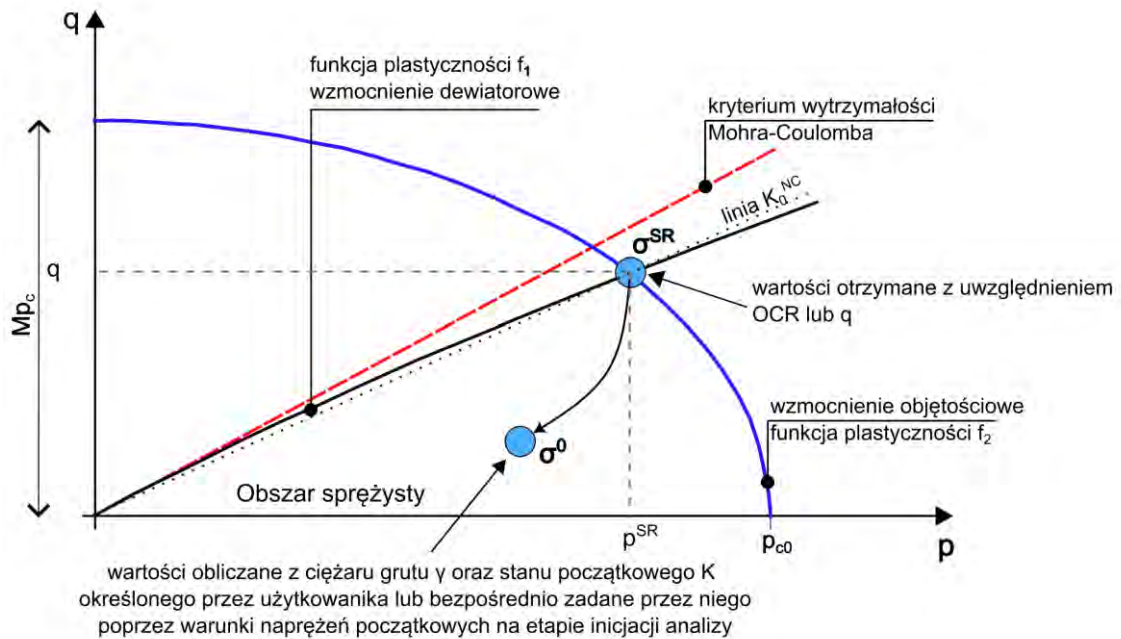
Podsumowując, do opisu anizotropowej sztywności sprężystej w modelu AHS-Brick można przyjąć następujący zestaw parametrów:  $G_{vh}^{ref}$ ,  $\alpha_G$ ,  $\nu_{vh}$ ,  $\beta$ ,  $p_{ref}$ . W praktyce najczęściej bada się jednak jedynie  $G_{vh}^{ref}$  oraz  $\alpha_G$  (na podstawie pomiarów  $G_{hh}^{ref}$ ), pozostałe parametry można przyjąć na podstawie zaleceń literaturowych [2, 3, 26, 30].

## 3.2. Stan początkowy oraz zmienne stanu podłoża

Przyjęcie początkowego stanu naprężenia w podłożu w geotechnicznych analizach numerycznych MES jest bardzo ważnym warunkiem początkowym zagadnienia, który musi zostać zdefiniowany przed rozpoczęciem modelowania i wprowadzania zmian obciążenia.

Podstawowe czynniki mające wpływ na generowany stan początkowy to: ukształtowanie terenu, historia obciążenia gruntu, warunki wodne oraz obciążenia od istniejących już obiektów.

Generacja początkowego stanu naprężenia składa się z dwóch etapów. W pierwszym należy wyznaczyć tzw. historyczny stan naprężenia  $\sigma^{SR}$ , który jest związany z maksymalnym historycznym obciążeniem gruntu. Zakłada się z reguły, że jest to stan normalnej konsolidacji, w której można przyjąć znaną formułę Jakyego ( $K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$ ) do obliczenia poziomej składowej naprężenia ( $\sigma_{xx} = \sigma_{zz}$ ). W drugim, znacznie trudniejszym etapie, należy przyjąć scenariusz odciążenia do aktualnej wartości składowej pionowej naprężenia. Proces ten związany jest ze zmianami stopnia prekonsolidacji oraz współczynnika  $K_0$ . Najczęściej bazuje się tutaj na rozwiązaniach empirycznych lub próbuje się zasymulować odciążenie za pomocą wykorzystywanego modelu konstytutywnego, co jest bardzo trudne ze względu na ograniczenia modeli związanych z ich uproszczeniami.



Rysunek 32. Ustalenie początkowego stanu naprężenia. W gruntach normalnie skonsolidowanych naprężenie  $\sigma^{SR}$  pokrywa się z  $\sigma^0$ , a zatem początkowy stan  $K_0 = K_0^{OC}$ , który musi zostać określony przez użytkownika, odpowiada wartości  $K_0^{NC}$ . W przypadku gruntów prekonsolidowanych współczynnik stanu początkowego  $K_0$  jest zazwyczaj większy od  $K_0^{NC}$  [4].

Wyznaczenie historycznego stanu naprężenia umożliwia wyznaczenie początkowych parametrów stanu co z kolei pozwala na określenie położenia powierzchni plastyczności odpowiadających wzmocnieniu objętościowemu i dewiatorowemu. W przypadku powierzchni wzmocnienia objętościowego przebiega ona przez punkty  $p_{c0}$  oraz  $\sigma^{SR}$ , a jej eliptyczny kształt definiuje parametr  $M$ . Natomiast powierzchnia wzmocnienia ścinającego przechodzi przez punkt  $\sigma^{SR}$ .

Aby wyznaczyć na rysunku 42 wartość  $p_{c0}$  oraz aktualny i historyczny stan naprężenia konieczne jest kolejne wyznaczenie:

1. Historii naprężenia, którą można określić na dwa sposoby:

- poprzez współczynnik prekonsolidacji  $OCR = \frac{\sigma_{yy}^{max}}{\sigma_{yy}^0}$ , gdzie  $\sigma_{yy}^{max}$  to pionowa składowa naprężenia prekonsolidacji (rys. 33); wybór tej opcji skutkuje uzyskaniem stałego profilu OCR.
- poprzez obciążenie prekonsolidacyjne  $q^{POP} = \sigma_{yy}^{max} - \sigma_{yy}^0$ , (rys. 34). Ta opcja jest przydatna w sytuacji zmiennego profilu OCR.

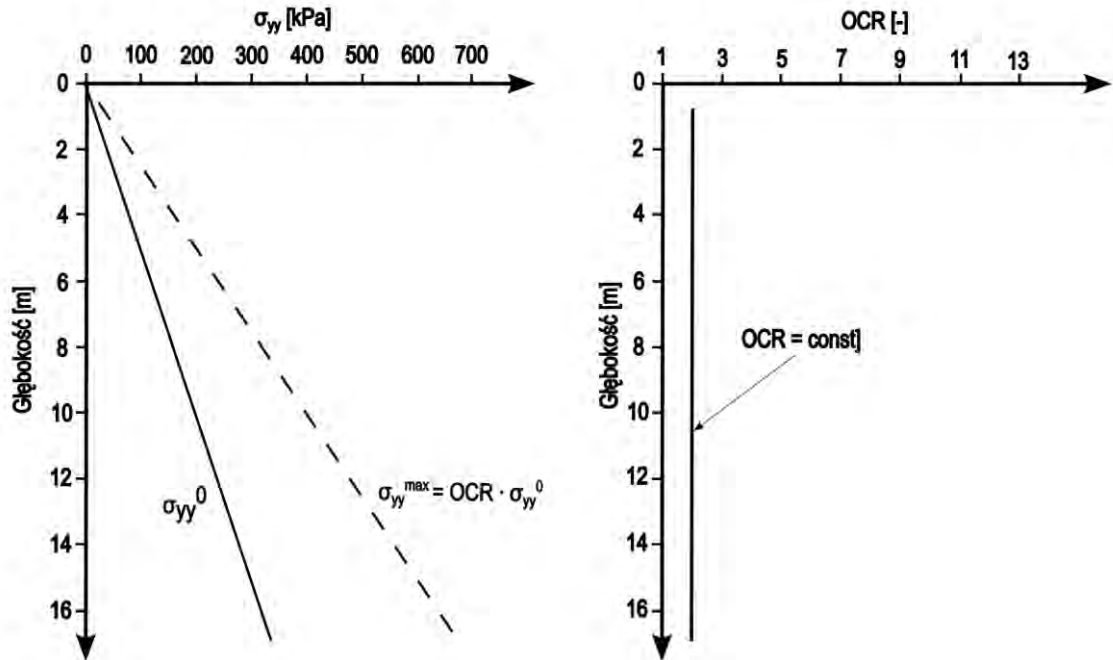
2. Historycznego współczynnika parcia spoczynku  $K_0^{SR}$  do wyznaczenia  $\sigma^{SR}$ .

Mogą to być następujące wartości:

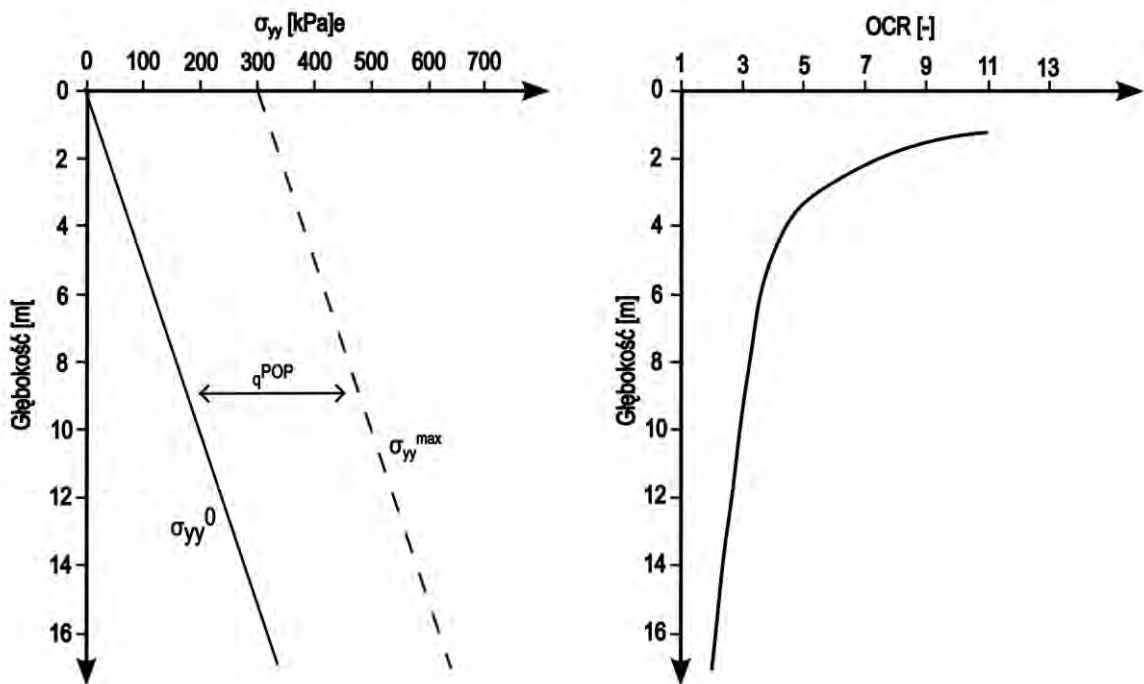
- $K_0^{SR} = K_0^{NC} = 1 - \sin\phi$ , co jest stosowne w większości przypadków, gdy grunt podlegał normalnej konsolidacji w warunkach edometrycznych.

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

- $K_0^{SR} = 1,0$ , co zakłada izotropowy stan naprężenia w przeszłości (np. przy szybkiej konsolidacji).
- $K_0^{SR}$ , czyli dowolną wartość założoną w procesie konsolidacji.



Rysunek 33. Określenie początkowego stanu składowej pionowej naprężenia prekonsolidacji poprzez zastosowanie stałej wartości wskaźnika prekonsolidacji (OCR) [51]



Rysunek 34. Określenie początkowego stanu prekonsolidacji za pomocą  $q^{POP}$  oraz wyników zmienny profil współczynnika prekonsolidacji (OCR). W takim przypadku zaleca się także uwzględnić zmienność współczynnika  $K_0$ . [51].

3. Aktualnej wartości składowej pionowej naprężenia:  $\sigma_{yy}^0 = \rho \cdot g \cdot y$ ,
4. Ustalenie historycznego stanu naprężenia  $\sigma^{SR}(\sigma_{xx}^{max}, \sigma_{yy}^{max}, \sigma_{zz}^{max})$  oraz  $p_{c0}$  i  $\gamma_0^{PS}$ .

Wyznaczanie  $\sigma^{SR}$ :

$$\sigma_{yy}^{max} = \sigma_{yy}^0 + q^{POP} \text{ lub } \sigma_{yy}^{max} = OCR \cdot \sigma_{yy}^0, \quad (54a)$$

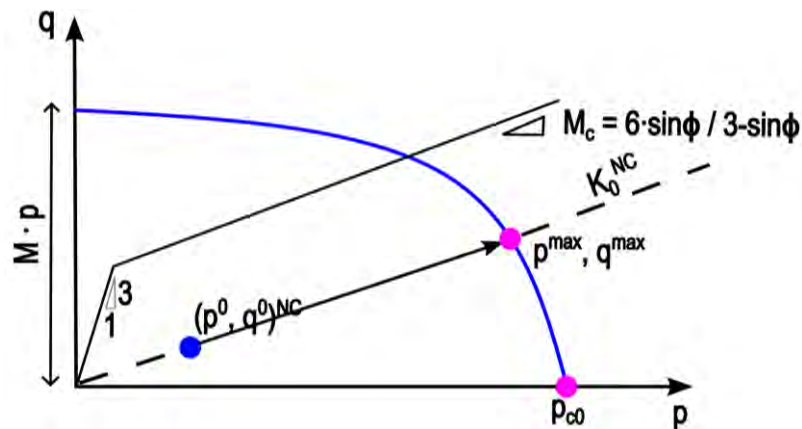
$$\sigma_{xx}^{max} = \sigma_{zz}^{max} = K_0^{SR} \cdot \sigma_{yy}^0. \quad (54b)$$

Położenie punktu  $\sigma^{SR}(p^{max}, q^{max})$  na płaszczyźnie p-q:

$$p^{max} = \frac{1}{3}(\sigma_{yy}^{max} + 2\sigma_{xx}^{max}), \quad (55a)$$

$$q^{max} = \sigma_{yy}^{max} - \sigma_{xx}^{max}. \quad (55b)$$

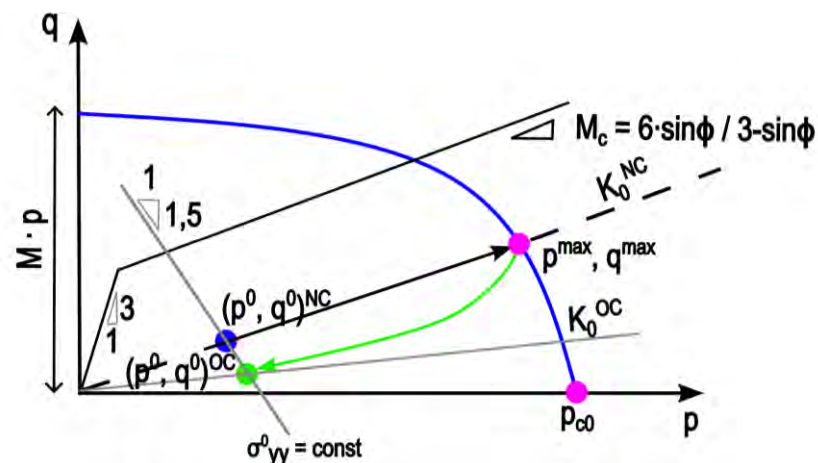
Następnie za pomocą obliczonego stanu naprężenia  $\sigma^{SR}$  wyznacza się początkowe wartości parametrów wzmocnienia:  $\gamma_0^{PC}$  z warunku  $f_1(\sigma^{SR}) = 0$  oraz  $p_{c0}$  z warunku  $f_2(\sigma^{SR}) = 0$ .



Rysunek 35. Ustalenie naprężenia historycznego  $\sigma^{SR}(p^{max}, q^{max})$ .

5. Ustalanie aktualnego stanu naprężenia  $\sigma^0$  w gruncie prekonsolidowanym.

Aby wyznaczyć składową poziomą  $\sigma_{xx}^0$  i konsekwentnie  $p^0, q^0$  w gruncie prekonsolidowanym potrzebne jest przyjęcie profilu  $K_0^{OC}$ .



Rysunek 36. Ustalenie naprężenia historycznego  $\sigma^{SR}(p^{max}, q^{max})$ .

Najczęściej wykorzystuje się tutaj głównie w gruntach drobnoziarnistych następująca formułę zależną od wartości OCR oraz  $\phi$  [45].

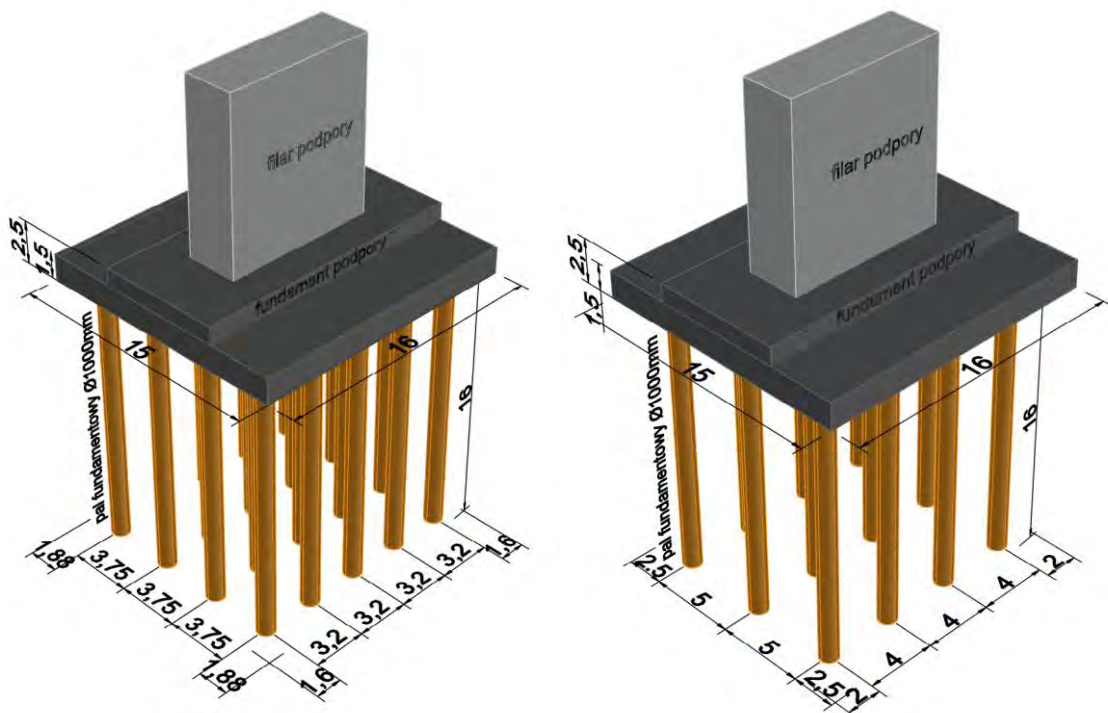
$$K_0^{OC} = K_0^{NC} OCR^{\sin\phi}, \quad (56)$$

Górną granicą wartości  $K_0^{OC}$  współczynnik parcia biernego gruntu:

$$K_p = \frac{1+\sin\phi}{1-\sin\phi}. \quad (57)$$

### 3.3. Przyjęte schematy FPP oraz obciążenia

Rozwiązanie FPP może dotyczyć różnych obiektów inżynierskich. W klasycznym rozwiązaniu płyta fundamentowa jest konstruowana w stosunkowo płytkim wykopie podobnie jak fundamenty bezpośrednie. Dotyczy to przede wszystkim fundamentów obiektów mostowych, wież lub elektrowni wiatrowych. FPP stosowane są także w posadowieniu wysokich budynków i w takiej funkcji bardzo często płyta fundamentowa znajduje się w głębokim wykopie. Rozwiązanie to jest znacznie bardziej skomplikowane w analizie, w zasadzie wymaga każdorazowo oryginalnego sposobu modelowania – trudnego do uogólnienia. Jest to związane z dużym odciążeniem podłoża wywołanym głębokim wykopem jak również często różnymi podejściami związanymi z odwodnieniem, np. pompowanie lub wykorzystanie naturalnego lub wykonstruowanego korka odcinającego dopływ wody do wykopu.



Rysunek 37. Schemat geometrii analizowanego FPP posadowionego na 20 palach i 12 palach

W niniejszej pracy skoncentrowano się na analizie i badaniu interakcji FPP z podłożem w rozwiązaniu klasycznym. Plan analiz obejmuje stworzenie realistycznego modelu FPP

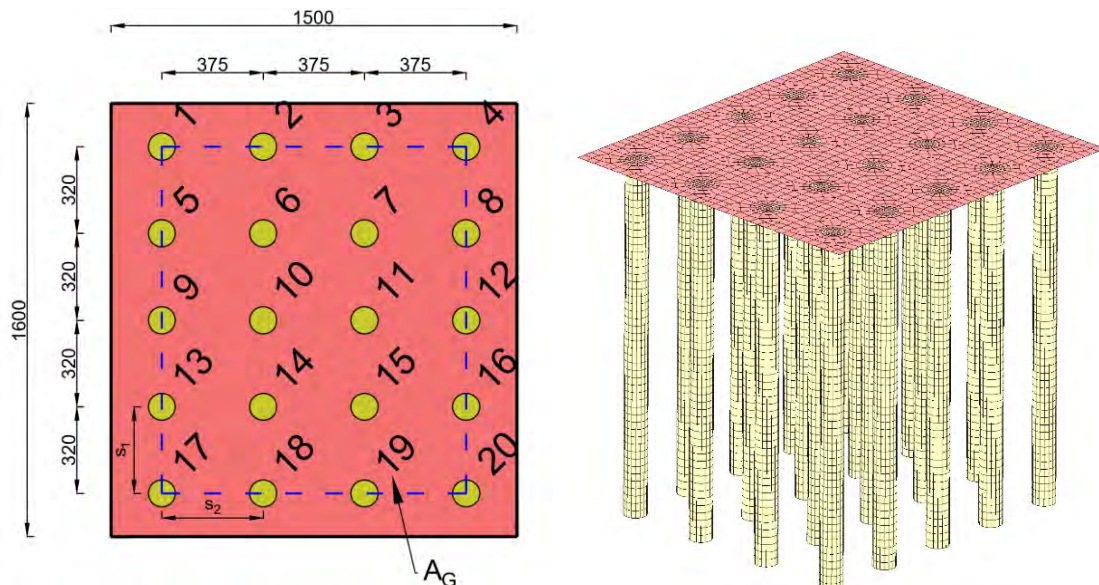
z wariantowym układem pali w podłożu jednorodnym genetycznie (prekonsolidowane ły), jednakże z uwzględnieniem zmiennością sztywności i wytrzymałości gruntu z głębokością. W celu zbadania wpływu barotropii, nieliniowości sztywności w zakresie małych i pośrednich odkształceń, anizotropii sztywności oraz parametrów stanu (prekonsolidacji i stanu naprężenia początkowego) na współpracę FPP z podłożem gruntowym, przeprowadzono analizy numeryczne modelu fundamentu podpory mostowej w dwóch wariantach.

Pierwszy z rozpatrywanych wariantów dotyczył fundamentu posadowionego na 20 palach, natomiast drugi na 12 palach. Z uwagi na przyjętą w modelu budowę geologiczną (jednorodne grunty drobnoziarniste) można założyć, że technologią wykonawstwa pali będzie wiercenie. W symulacji wprowadzenia pali do modelu pominięto efekty związane z ich instalacją (tj. oddziaływanie wiercenia na stan naprężenia). Geometryczne schematy obu analizowanych konfiguracji fundamentów przedstawiono na rys. 37.

#### Schemat 1 FPP - model podpory mostowej posadowionej na siatce pali 5 x 4

W analizowanym wariantcie rozważano podporę mostową posadowioną na 20 palach o długości 16 m i średnicy 1,0 m. Pali rozmieszczono w siatce o rozstawie 3,75 m w kierunku podłużnym oraz 3,20 m w kierunku poprzecznym (rys. 38). Obszar zajmowany przez układ pali wynosił  $A_G = 144 \text{ m}^2$ , natomiast powierzchnia płyty fundamentowej, o wymiarach 15 m x 16 m, wynosiła  $A_F = 240 \text{ m}^2$ . Średni rozstaw pali oszacowano jako  $s_{avg} = 3,475 \text{ m}$ , przy średnicy pali  $D = 1,0 \text{ m}$ . Obliczony współczynnik geometryczny, określający stosunek uśrednionego rozstawu pali do ilorazu powierzchni zajętej przez pale względem całkowitej powierzchni fundamentu, wynosi:

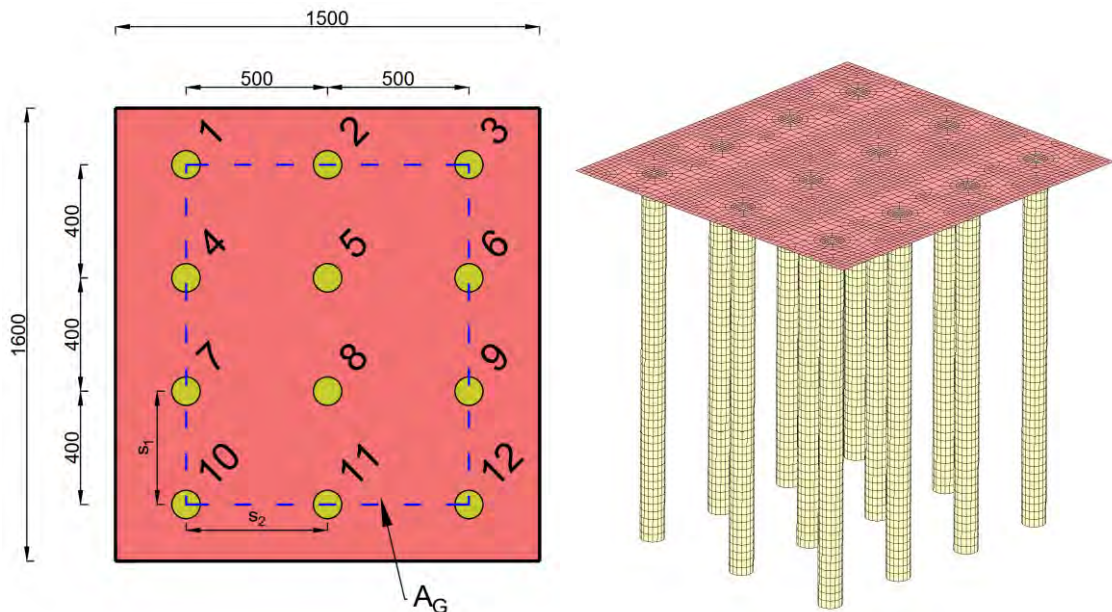
$$(s_{avg}/D)/(A_G/A) = 3,475/0,6 = 5,79.$$



Rysunek 38. Schemat geometrii analizowanego fundamentu posadowionego na 20 palach

**Schemat 2 FFP - model podpory mostowej posadowionej na siatce pali 4 x 3**

W drugim wariantie rozważano podporę mostową posadowioną na 12 palach o długości 16 m i średnicy 1,0 m. Pale rozmieszczono w siatce o rozstawie 5,00 m w kierunku podłużnym oraz 4,00 m w kierunku poprzecznym (rys. 39). Obszar zajmowany przez układ pali wynosił  $A_G = 120 \text{ m}^2$ , natomiast powierzchnia płyty fundamentowej o wymiarach 15 m x 16 m wynosiła  $A_F = 240 \text{ m}^2$ . Uśredniony rozstaw pali przyjęto jako  $s_{avg} = 4,50 \text{ m}$ , a średnicę pali jako  $D = 1,0 \text{ m}$ . Współczynnik geometryczny, określający stosunek uśrednionego rozstawu pali do ilorazu powierzchni zajętej przez pale względem całkowitej powierzchni fundamentu, wyraża się wzorem:

$$(s_{avg}/D)/(A_G/A) = 4,5/0,5 = 9,0.$$


Rysunek 39. Schemat geometrii analizowanego fundamentu posadowionego na 12 palach.

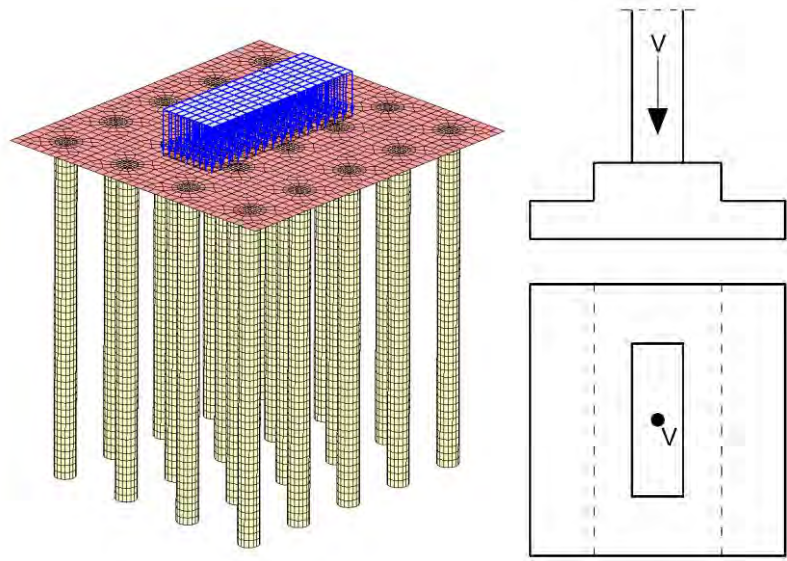
**Schemat obciążenia**

Zarówno geometria płyty fundamentowej, warunki gruntowe oraz przebiegi i wartości obciążenia dotyczą rzeczywistego projektu podpory mostowej estakady zlokalizowanej na obwodnicy Koszalina.

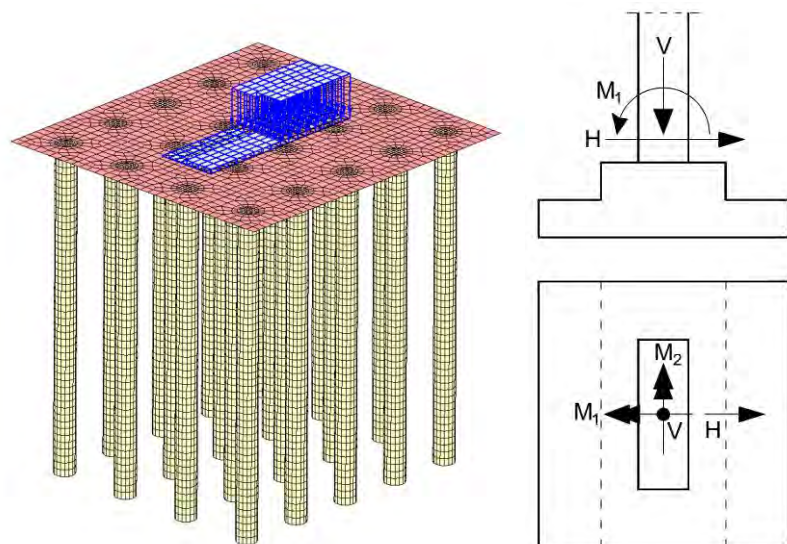
Fundament podpory mostowej został przeanalizowany dla dwóch kombinacji obciążenia. W pierwszym przypadku uwzględniono jedynie siły pionowe działające na fundament (rys. 40). W drugim przypadku, oprócz obciążeń pionowych, uwzględniono również siły poziome oraz momenty zginające (rys. 41).

Wprowadzenie obciążenia rozpoczyna się od 35 dnia z czasu obejmującego całą symulację numeryczną. W początkowym okresie 35 dni symulowano wykonanie wykopu pod płytę oraz wykonanie pali. Wykonanie wykopu oraz wprowadzenie pali do modelu zasymulowano odpowiednio poprzez stopniową deaktywację elementów objętościowych wykopu oraz zmianę opisu materiałowego w objętości pali i aktywację elementów kontaktowych pobocznic i podstaw

pali. Ten wstępny etap budowy nie jest przedstawiony w wynikach i analizach z uwagi na pomijalne deformacje powstające w tym etapie.



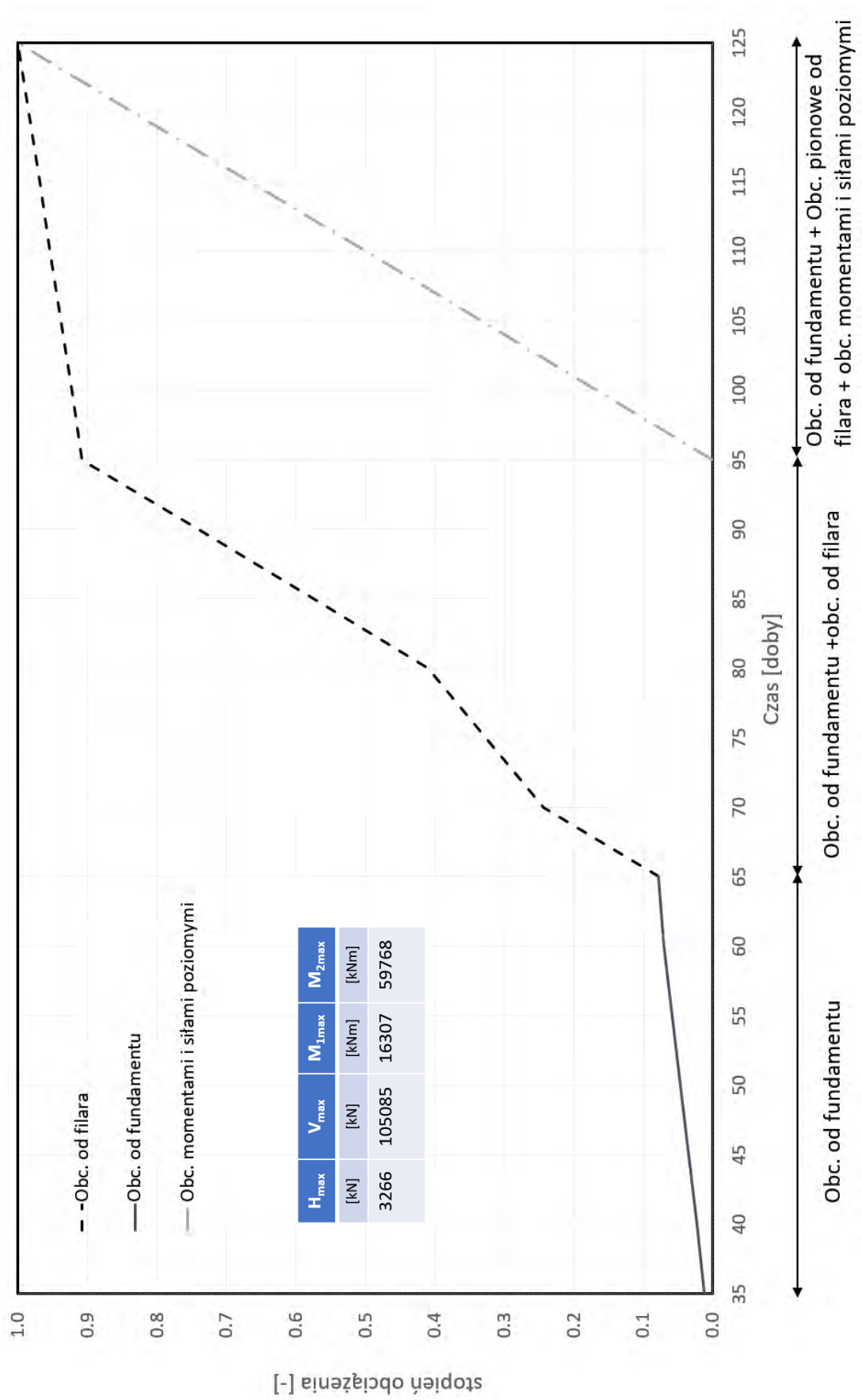
Rysunek 40. Pierwsza kombinacja obciążenia składająca się z obciążenia pionowego



Rysunek 41. Druga kombinacja obciążenia składająca się z obciążenia pionowego oraz poziomego i momentu

W pierwszej kombinacji obciążeń ciężar własny płyty fundamentowej był stopniowo wprowadzany do modelu numerycznego w czasie od 35. do 65. dnia. Następnie, w czasie od 65. do 125. dnia, do obciążenia wynikającego z ciężaru własnego płyty sukcesywnie dodawano siły pochodzące od filara podpory mostowej oraz przęsła mostowego. Łączna wartość obciążenia pionowego w tej kombinacji wyniosła 105 085 kN.

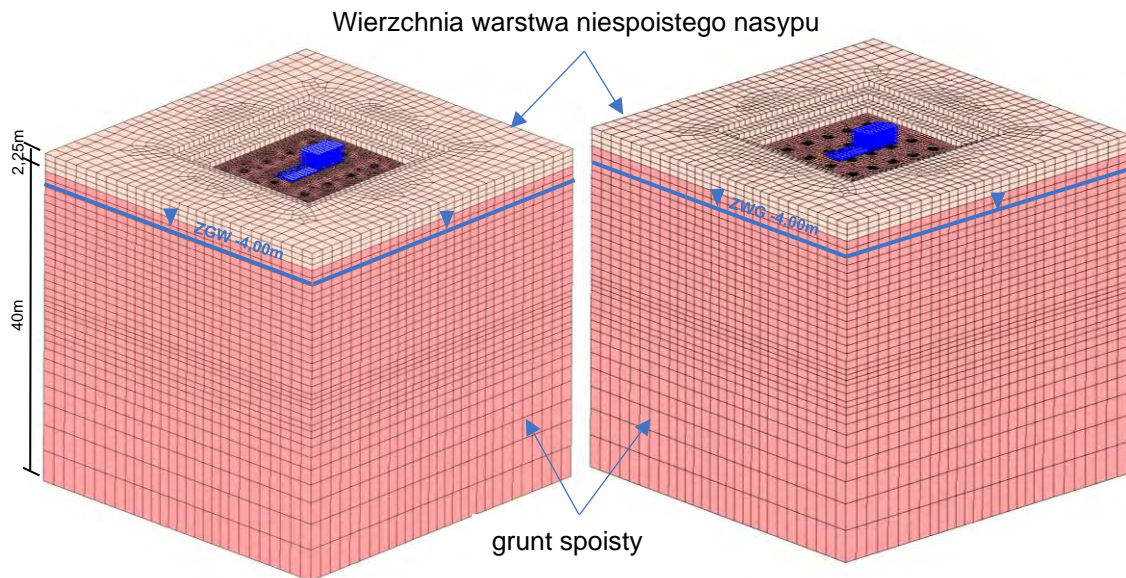
W drugiej kombinacji, oprócz obciążenia pionowego o identycznej wartości, fundament został dodatkowo obciążony siłą poziomą oraz momentami. Obciążenia te wynikały głównie od sił poziomych przekazywanych z przęsła mostowego. Końcowa wartość siły poziomej wynosi 3266 kN, natomiast momenty wynoszą 59 768 kNm w kierunku podłużnym i 16 307 kNm w kierunku poprzecznym. Przebieg narastania obciążeń w czasie został zilustrowany na rys. 42.



Rysunek 42. Schematy przebiegu obciążenia w czasie

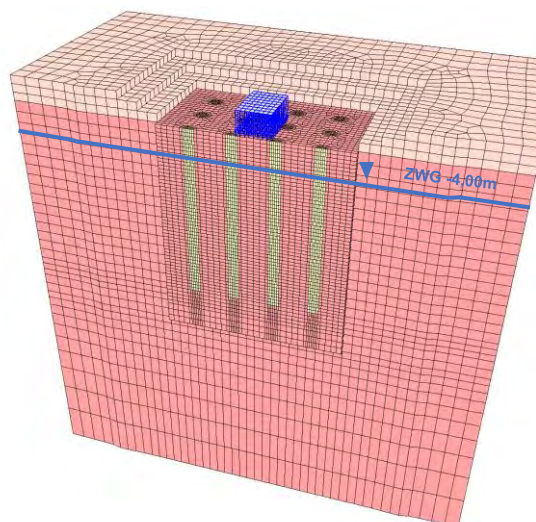
### 3.4. Opracowany model numeryczny FPP

Geometria, dyskretyzacja obciążenia. Trójwymiarowe modele numeryczne przyjętych do analiz schematów FPP zostały opracowane w systemie MES ZSOIL [73]. Na rys. 43 przedstawiono dwa warianty modeli uwzględnionych w analizach przeprowadzonych w ramach niniejszej pracy: po lewej stronie zaprezentowano model fundamentu mostowego posadowionego na 12 palach, natomiast po prawej model fundamentu opartego na 20 palach.



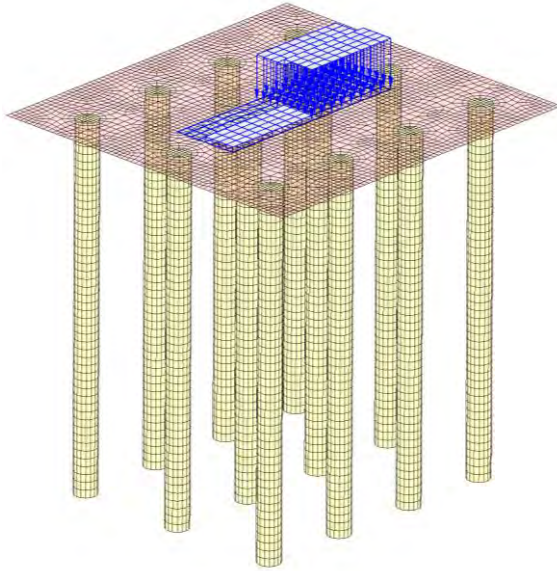
Rysunek 43. Siatka elementów skończonych modelu numerycznego

Modele numeryczne zbudowano z sześciociennych elementów objętościowych odwzorowujących kontinuum gruntowe oraz pale fundamentowe (rys. 44, rys. 45).

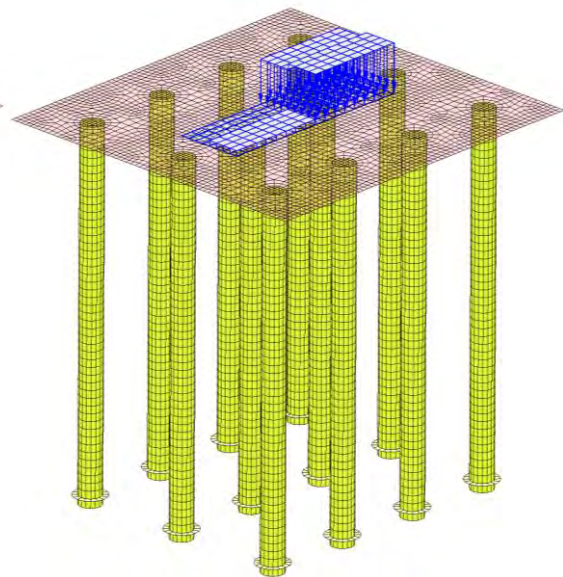


Rysunek 44. Przekrój modelu pokazujący pale fundamentowe modelowane za pomocą elementów objętościowych

W modelu numerycznym zastosowano elementy kontaktowe typu *interface* w celu realistycznego odwzorowania współpracy pomiędzy gruntem i palami fundamentowymi. Rozwiązanie to umożliwia uwzględnienie zjawisk zachodzących na styku powierzchni kontaktowych, takich jak tarcie, adhezja, odrywanie wynikające z relatywnego przemieszczania się tych powierzchni. Zamodelowane elementy kontaktowe typu *interface* przedstawiono na rys. 46.



Rysunek 45. Pale jako elementy objętościowe



Rysunek 46. Elementy kontaktowe

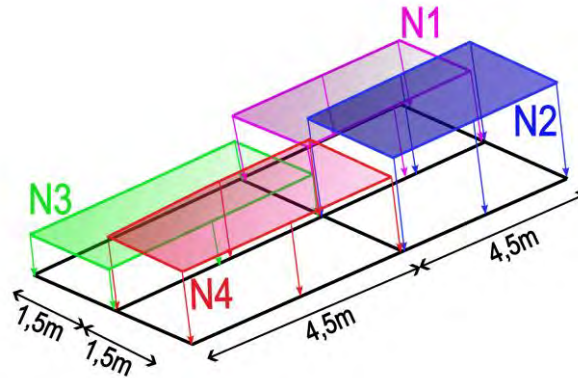
Zastosowanie elementów kontaktowych typu *interface* umożliwia precyzyjne odwzorowanie rzeczywistych rozkładów naprężeń i przemieszczeń w strefie styku, które nie mogą być poprawnie uchwycone przy bezpośrednim, „sztywnym” połączeniu siatek gruntu i konstrukcji. W celu zwiększenia realizmu odwzorowania interakcji na podstawie pala, elementy te zostały poszerzone u podstawy i przedłużone poniżej spodu pali, co pozwoliło ograniczyć nienaturalne skoki naprężeń oraz zminimalizować efekt „przebicia”.

W analizach numerycznych zastosowanie elementów *interface* okazało się niezbędne do prawidłowego odwzorowania procesu mobilizacji oporu tarcia wzdłuż trzonu pala oraz oporu podstawy. Umożliwiło to również uwzględnienie ich nieliniowego i zależnego od przemieszczeń charakteru pracy, co stanowi kluczowy aspekt w modelowaniu interakcji konstrukcja-grunt. Dokładność odwzorowania tych zjawisk jest bardzo ważna dla rzetelnej oceny nośności oraz prognozowania osiadań FPP.

Do modelowania płyty fundamentowej oraz obciążeń powierzchniowych zastosowano jednowarstwowe elementy powłokowe (rys. 45, rys. 46) o zadanej grubości i właściwościach mechanicznych. Tego rodzaju elementy umożliwiają uwzględnienie zarówno deformacji w płaszczyźnie powłoki (membranowych), jak i poza jej płaszczyzną (zginania i skręcania), co zapewnia wierne odwzorowanie rozkładów sił wewnętrznych oraz przemieszczeń w cienkich

strukturach powierzchniowych, bez konieczności stosowania złożonej dyskretyzacji w kierunku grubości.

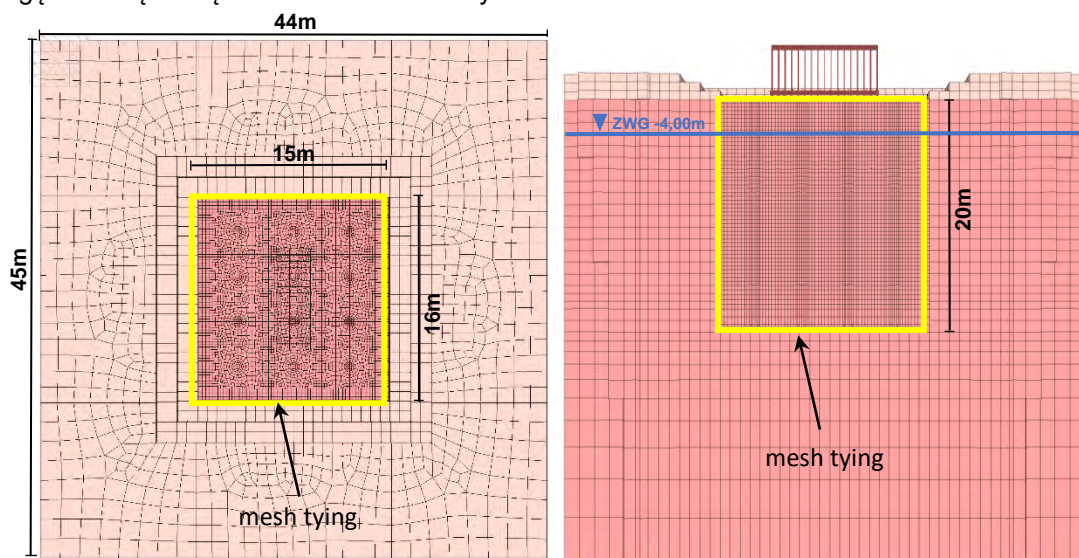
Siły pionowe, poziome oraz momenty zostały przekształcone na równomiernie rozłożone obciążenia powierzchniowe (N1; N2; N3; N4), przypisane do czterech wydzielonych obszarów w obrysie filara podpory (rys. 45, rys. 46, rys. 47). Takie podejście umożliwiło prawidłowe wprowadzenie obciążeń do modelu obliczeniowego.



Rysunek 47. Schemat obciążenia

Przyrost obciążenia został odwzorowany w czasie przy użyciu funkcji „load function”, odzwierciedlającej rzeczywisty przebieg prac budowlanych. Podejście to jest szczególnie istotne w analizach uwzględniających warunki filtracyjne i konsolidację, gdzie zmiany ciśnienia porowego wpływają bezpośrednio na stan naprężenia efektywnego i zachowanie ośrodka gruntowego.

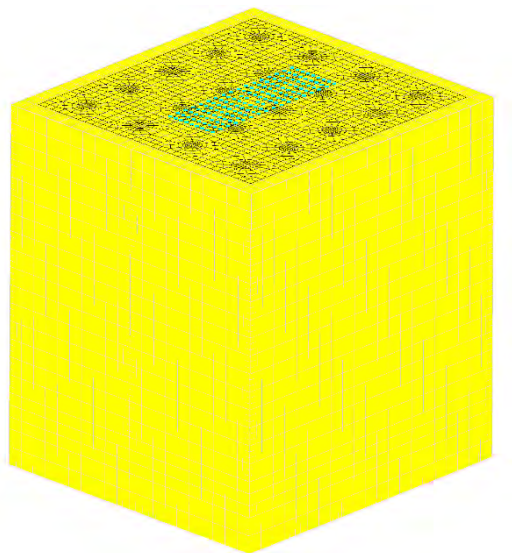
W celu zapewnienia odpowiedniej precyzji w odwzorowaniu złożonych interakcji pomiędzy fundamentem, palami i ośrodkiem gruntowym, w obrębie fundamentu zastosowano zagęszczoną siatkę elementów skończonych.



Rysunek 48. Strefy zagęszczonej siatki elementów skończonych

Poza obszarem fundamentu, gdzie nie występują duże zmiany stanu naprężenia, zastosowano siatkę elementów skończonych o mniejszej gęstości, co umożliwiło optymalizację czasu obliczeń przy jednoczesnym zachowaniu wymaganej dokładności w strefach kluczowych z punktu widzenia rozkładu przemieszczeń i naprężeń. Dyskretyzację modelu zróżnicowano również w kierunku pionowym: w górnej części modelu, obejmującej pełną długość pali wraz z odpowiednim naddatkiem poniżej ich podstaw, zastosowano zagęszczoną siatkę elementów, zapewniającą wysoką rozdzielczość w rejonie intensywnych gradientów naprężeń i przemieszczeń. Poniżej tej strefy, w obszarach o ograniczonym znaczeniu dla lokalnych koncentracji naprężeń, siatka została skokowo rozrzedzona. Takie podejście do dyskretyzacji umożliwia efektywne wykorzystanie zasobów obliczeniowych, skracając czas analiz przy jednoczesnym zachowaniu wysokiej jakości wyników w zakresie oceny współpracy fundamentu z podłożem gruntowym. Strukturę siatki elementów skończonych, z uwzględnieniem strefy zagęszczenia, zilustrowano na rys. 48.

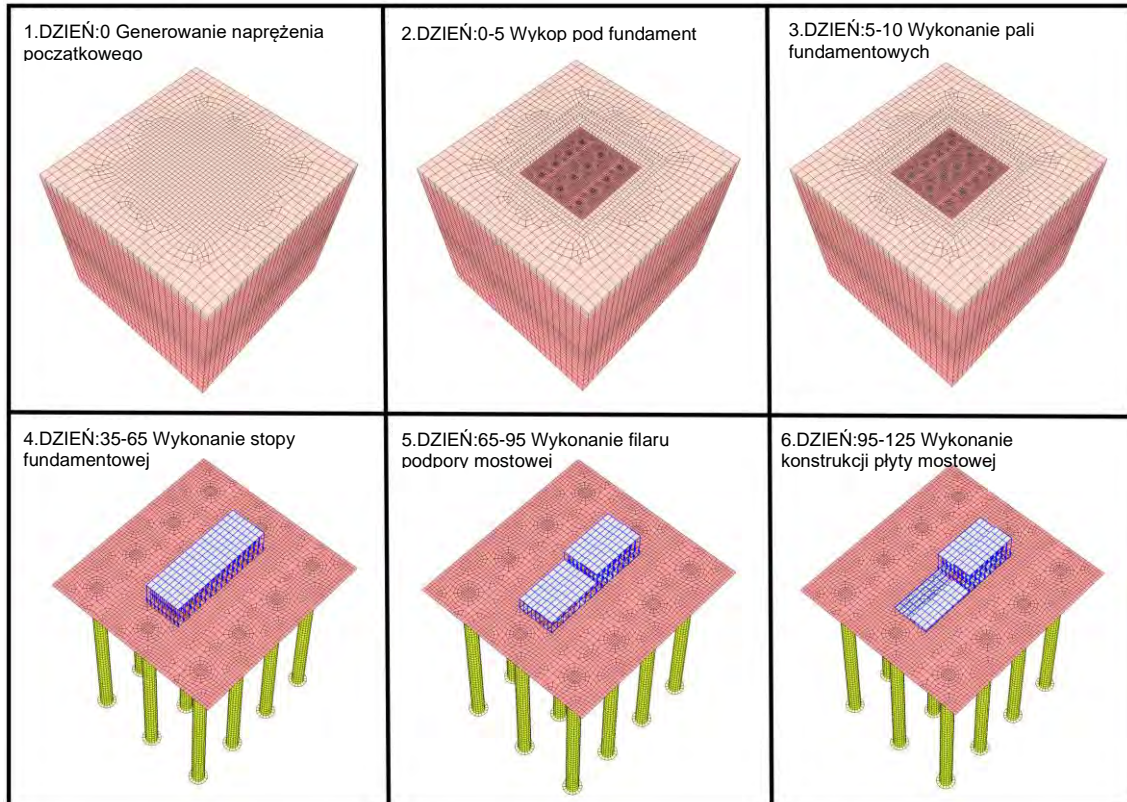
Model numeryczny podpory posadowionej na dwunastu palach składał się z 180 852 elementów objętościowych oraz 16640 elementów kontaktowych typu *interface* w przypadku modelu podpory posadowionej na dwudziestu palach składał się on odpowiednio z 284 322 elementów objętościowych oraz 9984 elementów kontaktowych typu *interface*. W celu zapewnienia ciągłości kinematycznej i statycznej na granicach obszarów o zróżnicowanej gęstości siatki, zastosowano dedykowane narzędzie do łączenia siatek (ang. *mesh tying*). Rozwiązanie to umożliwia poprawne przenoszenie przemieszczeń oraz sił pomiędzy sąsiednimi strefami modelu, niezależnie od ich lokalnej rozdzielczości dyskretyzacji, eliminując potencjalne nieciągłości w opisie zachowania układu. Przykład zastosowania elementów *mesh tying* zilustrowano na rys. 48 oraz rys. 49. Etapy budowy FPP zostały odzwierciedlone w modelu numerycznym zgodnie z typowym harmonogramem robót budowlanych, przy wykorzystaniu tzw. funkcji egzystencji (*existence function*).



Rysunek 49. Mesh tying – element do łączenia siatek o różnym rozmiarze lub różnej gęstości siatki lub rozkładzie dyskretyzacji

W pierwszym etapie (Dzień 0) wygenerowano stan naprężenia początkowego w ośrodku gruntowym. Następnie, w przedziale czasowym dzień 0-5, zasymulowano wykonanie wykopu

pod stopę fundamentową. W kolejnym etapie (dzień 5-10) wprowadzono pale, wraz z przypisaniem odpowiednich elementów kontaktowych typu *interface*. W okresie dzień 35-65 zamodelowano montaż płyty fundamentowej, po czym wprowadzono etap obciążenia montażowego (dzień 65-95), a następnie obciążenie docelowe (dzień 95-125).



Rysunek 50. Główne etapy konstrukcyjne przyjęte w modelu numerycznym

Wszystkie fazy realizacji zostały przypisane do konkretnych przedziałów czasowych, umożliwiając realistyczne odwzorowanie historii obciążenia oraz zachowania ośrodka gruntowego od momentu rozpoczęcia prac budowlanych. Stopniowe wprowadzanie obciążeń w poszczególnych etapach przeprowadzono za pomocą dedykowanych funkcji obciążeń, których szczegółowy opis przedstawiono w rozdziale 3.3. Główne etapy realizacyjne przyjęte w modelu obliczeniowym zilustrowano na rys. 50.

#### Warunki gruntowe

Warunki gruntowe w analizowanym modelu zostały uproszczone w celu ułatwienia analizy wpływu badanych czynników (sztywność z zakresie małych i pośrednich odkształceń, parametry, stan naprężenia, anizotropia) na pracę fundamentu zespolonego. Zadane zostały dwie warstwy gruntowe, pierwsza przypowierzchniowa, w postaci nasypu z gruntu niespoistego sięgająca spodu fundamentu, poniżej druga w postaci prekonsolidowanych gruntów drobnoziarnistych (iły).

Analizy numeryczne przeprowadzone zostały przy następujących ustawieniach modelu w gruncie drobnoziarnistym:

- Model gruntowy *Hardening Soil* ( $K_0 = K_0^{OC} = 1$ ;  $K_0 = K_0^{OC} = 2$ ;  $K_0 = K_0^{OC} \neq const$ ).

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

- Model gruntowy *Hardening Soil Brick* ( $K_0 = K_0^{OC} = 1$ ;  $K_0 = K_0^{OC} = 2$ ;  $K_0 = K_0^{OC} \neq const$ ).
- Model gruntowy *Anisotropic Hardening Soil Brick* ( $K_0 = K_0^{OC} = 1.0$ ).

Parametry gruntowe dla poszczególnych analiz przedstawione zostały w tabelicy 1. Analizy wpływu anizotropii przeprowadzone były dla dwóch grup parametrów anizotropowych, które przedstawione są w tabelicy 2. W przypadku parametrów filtracyjnych przyjęto  $k_x=k_y=k_z = 0,0001$  m/d, natomiast w obliczeniach konsolidacyjnych objętościowy moduł sprężystości wody wynosił  $K_F=1000000$  kN/m<sup>2</sup>.

Tabela 1. Parametry materiałowe izotropowych modeli konstytutywnych (HS i HS-Brick)

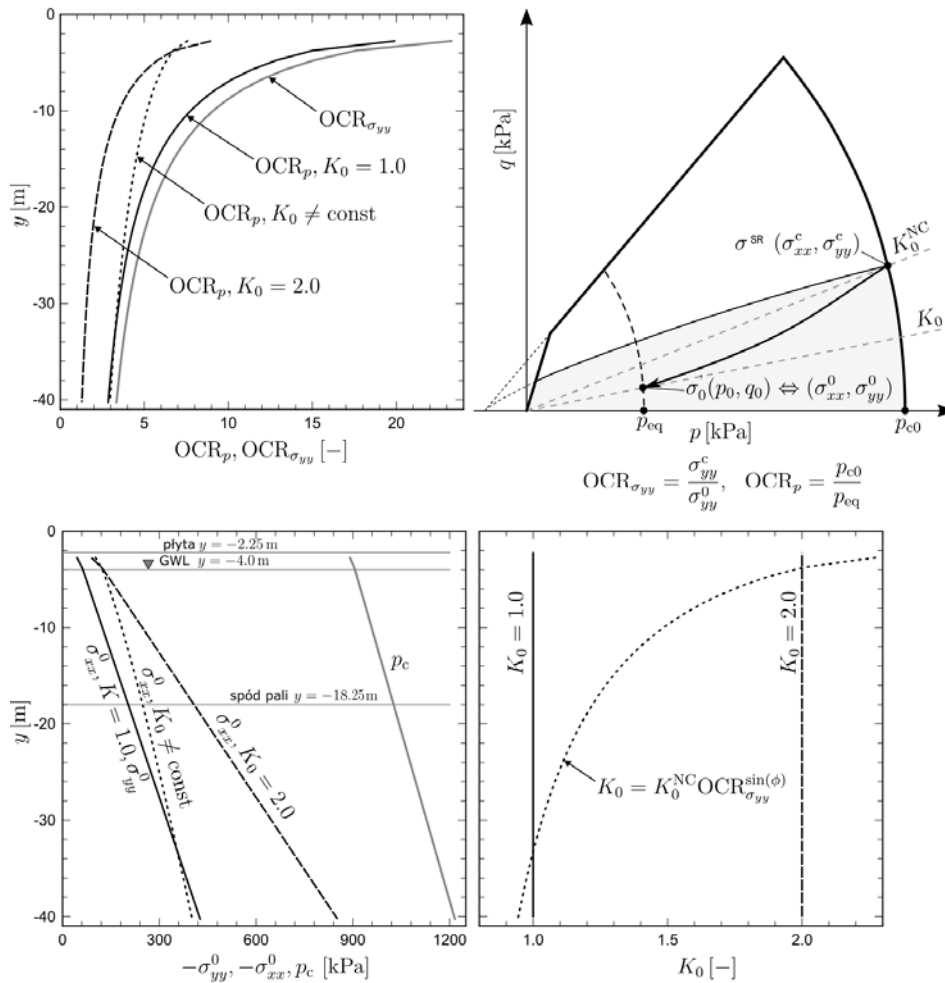
Parametry	Symbol	Grunt ziarnisty	Grunt drobnoziarnisty (ił)			Jednostka
			Hardening Soil	HS-Brick	AHS-Brick	
<b>Ogólne</b>						
Model gruntowy		Mohr Coulomb	Hardening Soil	HS-Brick	AHS-Brick	
Typ drenażu		Drenaż	Drenaż/ Konsolidacja	Drenaż/ Konsolidacja	Konsolidacja	
Ciężar gruntu nie nawodniony	$\gamma_D$	13.04	16.26	16.26	16.26	kN/m <sup>3</sup>
Ciężar gruntu nawodniony	$\gamma$	18	20	20	20	kN/m <sup>3</sup>
<b>Mechaniczne</b>						
Moduł Younga	$E$	60000	-	-	-	kN/m <sup>2</sup>
Współczynnik Poissona	$\nu$	0.3	-	-	-	-
Sieczny moduł Younga	$E_{50}^{ref}$	-	20000	20000	Tablica 2	kN/m <sup>2</sup>
Styczny moduł edometryczny	$E_{oed}^{ref}$	-	20000	20000	Tablica 2	kN/m <sup>2</sup>
Sieczny moduł Younga – odciążenie i obciążenie wtróne	$E_{ur}^{ref}$	-	60000	60000	Tablica 2	kN/m <sup>2</sup>
Moduł Younga w zakresie małych odkształceń	$E_0^{ref}$	-	200000	200000	Tablica 2	kN/m <sup>2</sup>
Graniczne odkształcenie ścinające	$\gamma_{0.7}$	-	0.0002	0.0002	0.0002	-
Współczynnik Poissona HS	$\nu_{ur}$	-	0.25	0.25	Tablica 2	-
Wykładnik barotropii	$m$	-	0.7	0.7	0.7	-
Spójność efektywna	$c$	1	20	20	20	kPa
Efektywny kąt tarcia	$\phi$	30	27	27	27	
Kąt dylatacji	$\psi$	0	0	0	0	
<b>Kontakty</b>						
Względna sztywność normalna	$K_n$	1	1	1	1	-
Stosunek sztywności stycznej do normalnej	$K_t/K_n$	0.2	0.2	0.2	0.2	-
<b>Parametry stanu</b>						
Przeciążenie prekonsolidacyjne	$q^{POP}$	-	1000	1000	1000	kN/m <sup>2</sup>
Współczynnik parcia spoczynkowego w stanie normalnej konsolidacji	$K_0^{NC}$	0.50	0.55	0.55	0.55	-
Współczynnik parcia spoczynkowego gruntu prekonsolidowanego	$K_0$	-	1; 2; $\neq const$	1; 2; $\neq const$	1; 2; $\neq const$	-

Tablica 2. Parametry sztywności w zakresie małych odkształceń w modelu anizotropowym AHS-Brick

Anizotropia Grupa 1	$v_{hh} = const; E_0 = const$	$\alpha_G = 1.5$	$\alpha_G = 2.0$	$\alpha_G = 2.5$	Jednostka
Sieczny moduł Younga – odciążenie i obciążenie wtórne	$E_{vur}^{ref}$	60000	60000	60000	kN/m <sup>2</sup>
Moduł Younga w zakresie małych odkształceń	$E_{v0}^{ref}$	2000000	200000	200000	kN/m <sup>2</sup>
Sieczny moduł Younga	$E_{v50}^{ref}$	20000	20000	20000	kN/m <sup>2</sup>
Styczny moduł edometryczny	$E_{oed}$	20000	20000	20000	kN/m <sup>2</sup>
Współczynnik Poissona	$\nu_{ur} = \nu_{hh}$	0.25	0.25	0.25	-
Współczynnik anizotropii sztywności	$\alpha_G = G_{hh}/G_{vh}$	1.5	2.0	2.5	-
Współczynnik anizotropii sztywności	$\beta$	1.6	1.6	1.6	-
Współczynnik Poissona dla odkształcenia poziomego spowodowanego odkształceniem pionowym	$\nu_{vh} = \nu_{hh} \cdot \alpha_G^{-\frac{1}{\beta}}$	0.194	0.162	0.141	-
Moduł ścinania w płaszczyźnie zawierającej oś symetrii	$G_{vh}^{ref} = \frac{E_{v0}^{ref}}{2(1 + \nu_{hh})\alpha_G^{1-\frac{2}{\beta}}}$	88534.55	95136.57	100594.7	kN/m <sup>2</sup>
Anizotropia Grupa 2	$\nu_{vh} = const; G_{vh} = const$	$\alpha_G = 1.5$	$\alpha_G = 2.0$	$\alpha_G = 2.5$	Jednostka
Sieczny moduł Younga – odciążenie i obciążenie wtórne	$E_{vur}^{ref}$	57343	55925	55093	kN/m <sup>2</sup>
Moduł Younga w zakresie małych odkształceń	$E_{v0}^{ref}$	191145	186417	183644	kN/m <sup>2</sup>
Sieczny moduł Younga	$E_{v50}^{ref}$	19114	18641	18364	kN/m <sup>2</sup>
Styczny moduł edometryczny	$E_{oed}$	19114	18641	18364	kN/m <sup>2</sup>
Współczynnik Poissona	$\nu_{ur} = \nu_{hh}$	0.322	0.385	0.443	-
Współczynnik anizotropii sztywności	$\alpha_G = G_{hh}/G_{vh}$	1.5	2.0	2.5	-
Współczynnik anizotropii sztywności	$\beta$	1.6	1.6	1.6	-
Współczynnik Poissona dla odkształcenia poziomego spowodowanego odkształceniem pionowym	$\nu_{vh} = \nu_{hh} \cdot \alpha_G^{-\frac{1}{\beta}}$	0.25	0.25	0.25	-
Moduł ścinania w płaszczyźnie zawierającej oś symetrii	$G_{vh} = \frac{E_{v0}^{ref}}{2(1 + \nu_{hh})\alpha_G^{1-\frac{2}{\beta}}}$	80000	80000	80000	kN/m <sup>2</sup>

### Stan początkowy, zmienne stanu

Wszystkie przeprowadzone analizy wykonane zostały z uwzględnieniem prekonsolidacji gruntu. W celu wyznaczenia zmiennych stanu  $p_{c0}$  oraz  $\sigma^{SR}$  koniecznych dla zdefiniowania początkowego położenia powierzchni wzmocnienia dewiatorowego i objętościowego przyjęto przeciążenie prekonsolidacyjne  $q^{POP} = \sigma_{yy}^{max} - \sigma_{yy}^0 = 1000 \text{ kPa}$ .



Rysunek 51. Zastosowane warianty przyjętych profili zmienności parametrów prekonsolidacji, wartości  $K_0^{OC}$  oraz składowych naprężenia początkowego

Takie podejście daje bardziej realistyczny rozkład wartości parametru OCR na głębokości profilu gruntowego niż przy zastosowaniu stałej wartości OCR.

Szczegóły dotyczące przyjętych wariantów, stanu początkowego i zmiennych stanu przedstawiono na rys. 51. W przypadku prekonsolidacji wyróżniono dwie definicje OCR, tj. definicję inżynierską  $OCR_{\sigma_{yy}}$  dotyczącą składowej pionowej naprężenia oraz definicję ogólną bazującą na niezmienniku naprężenia średniego.

### 3.5. Analizy numeryczne

Głównym celem analiz było zbadanie przebiegu interakcji w FPP podczas obciążenia statycznego. Zaplanowano serię obliczeń, w którym badano zmiany rozkładu obciążenia pomiędzy palami i płyty ( $\alpha_{PRF}$ ) siły w palach z ich rozdziałem pomiędzy podstawę i pobocznice, osiadania średnie i różnicowe fundamentu oraz uplastycznienie ośrodka gruntowego.

Analizowany przebieg interakcji w FPP był analizowany pod kątem wpływu warunków drenażu w gruncie, początkowego stanu naprężenia, opisu materiałowego gruntu, schematu obciążenia oraz samej geometrii FPP, tj. gęstości siatki pali.

W przypadku warunków drenażu porównano dwa warianty. W pierwszym wariantcie założono warunki odpływu, w których czas obciążenia spełniał jedynie funkcję porządkową kolejnych faz obliczeń, natomiast rozkład aktywnego ciśnienia wody w porach był stały i odpowiadał przyjętemu w fazie inicjacji naprężenia efektywnego rozkładowi hydrostatycznemu. W drugim wariantcie obliczenia przeprowadzono jako konsolidacyjne tj. w pełnym sprzężeniu hydro-mechanicznemu, co odpowiada bardziej warunkom rzeczywistym, chociaż w praktyce podejście to jest często pomijane przy dłuższej sztywności prekonsolidowanych iltów z reguły w celu uproszczenia zadania obliczeniowego i skróceniu czasu obliczeń.

Wpływ początkowego stanu naprężenia na zachowanie się FPP analizowany był dla trzech przypadków. W pierwszym i drugim przyjęto odpowiednio stały izotropowy stan naprężenia ( $K_0 = K_0^{OC} = 1.0$ ) oraz anizotropowy stan naprężenia ( $K_0 = K_0^{OC} = 2.0$ ). Podejścia takie stosuje się w praktyce obliczeniowej w przypadku gruntów prekonsolidowanych. W trzecim przypadku przyjęto zmienny z głębokością początkowy stosunek składowych głównych naprężenia ( $K_0 = K_0^{OC} \neq const$ ) wykorzystując popularną zależność empiryczną  $K_0 = K_0^{OC} = OCR^{sin\phi} \cdot (1 - sin\phi)$  [51]. Szczegóły dotyczące początkowego stanu naprężenie i prekonsolidacji opisano w rozdziale 3.2.

Bardzo ważnym elementem analizy FPP jest odpowiedni opis materiałowy podłoża. Założono, że prawidłowa i wiarygodna analiza numeryczna interakcji w FPP nie może być oparta na modelu ze stałą sztywnością w zakresie przez zniszczeniem (np. model Mohra-Coulomba). Referencyjnym modelem konstytutywnym jest w niniejszej pracy model HS w wersji opracowanej w systemie ZSOIL. Model ten pozwala na uwzględnienie barotropii sztywności oraz jej nieliniowej charakterystyki przy obciążeniu pierwotnym wg. modelu hiperbolicznego. Hierarchicznie w kierunku zaawansowania modelu przyjęto model HS-Brick, w którym wprowadzono nieliniowość sztywności w zakresie małych odkształceń wg. tzw. krzywej S. Model ten uwzględnia także nieliniowość przy odciążeniach i obciążeniach wtórnych, co w modelu HS opisane jest tylko modelem sprężystym z barotropią. Kolejnym etapem analizy wpływu modelu materiałowego w symulacjach numerycznych FPP jest zastosowanie anizotropowej wersji modelu HS-Brick, th. AHS-Brick, w której sztywność w zakresie małych odkształceń charakteryzuje się izotropią poprzeczną (*cross-anisotropy*). Zastosowanie tego modelu miało pionierski charakter w analizach geotechnicznych zagadnień brzegowo-początkowych i było związane z walidacją modelu rozwijanego we współpracy z firmą ZSOIL. Bardziej szczegółowy opis zastosowanych modeli gruntu przedstawiono w rozdziale 3.1.

W przeprowadzonych analizach zastosowano dwa schematy obciążenia. W pierwszym (schemat oznaczony jako V) przyjęto jedynie pionowe składowe obciążenia w celu uproszczenia porównań otrzymanych wyników. Obciążenie pionowe jest również najważniejszym obciążeniem stałym i długoterminowym od którego głównie powstają osiadania trwałe. W drugim schemacie (schemat oznaczony jako MHV) uwzględniono dodatkowo siły poziome oraz momenty przekazywane z przęsła obiektu mostowego. Szczegóły obciążenia znajdują się w rozdziale 3.3.

Parametry wszystkich przeprowadzonych w pracy obliczeń zestawiono w tab. 3, tab. 4 i tab. 5.

Tablica 3. Badania wpływu początkowego stanu naprężenia oraz modelu gruntowego przy złożonym schemacie obciążenia (MHV)

LP	Model gruntowy	Model 1 – 20 pali fundamentowych	Model 2 – 12 pali fundamentowych	Załącznik 1	
				Wpływ modelu konstytutywnego	Wpływ początkowego stanu naprężenia
1	HS, drenaż	$K_0 = 1.0$	-	Wyk.1-6 str.3-6	Wyk.166-176 str.87-92
2	HS, drenaż	$K_0 = 2.0$	-	Wyk.7-14 str.7-10	Wyk.166-176 str.87-92
3	HS, drenaż	$K_0 \neq \text{const}$	-	Wyk.15-22 str.11-14	Wyk.166-176 str.87-92
4	HS-Brick, drenaż	$K_0 = 1.0$	-	Wyk.1-6 str.3-6	Wyk.177-187 str.93-98
5	HS-Brick, drenaż	$K_0 = 2.0$	-	Wyk.7-14 str.7-10	Wyk.177-187 str.93-98
6	HS-Brick, drenaż	$K_0 \neq \text{const}$	-	Wyk.15-22 str.11-14	Wyk.177-187 str.93-98
7	HS, konsolidacja	$K_0 = 1.0$	-	Wyk.46-55 str.27-31	Wyk.210-223 str.111-117
8	HS, konsolidacja	$K_0 = 2.0$	-	Wyk.56-65 str.32-36	Wyk.210-223 str.111-117
9	HS, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Wyk.66-75 str.37-41	Wyk.210-223 str.111-117
10	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$	-	Wyk.15-22 str.11-14	Wyk.224-236 str.118-124
11	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 2.0$	-	Wyk.46-55 str.27-31	Wyk.224-236 str.118-124
12	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Wyk.56-65 str.32-36	Wyk.224-236 str.118-124
13	HS, drenaż	-	$K_0 = 1.0$	Wyk.23-30 str.15-18	Wyk.188-198 str.99-104
14	HS, drenaż	-	$K_0 = 2.0$	Wyk.31-37 str.19-22	Wyk.188-198 str.99-104
15	HS, drenaż	-	$K_0 \neq \text{const}$	Wyk.38-45 str.23-26	Wyk.188-198 str.99-104
16	HS-Brick, drenaż	-	$K_0 = 1.0$	Wyk.23-30 str.15-18	Wyk.199-209 str.105-110
17	HS-Brick, drenaż	-	$K_0 = 2.0$	Wyk.31-37 str.19-22	Wyk.199-209 str.105-110
18	HS-Brick, drenaż	-	$K_0 \neq \text{const}$	Wyk.38-45 str.23-26	Wyk.199-209 str.105-110
19	HS, konsolidacja	-	$K_0 = 1.0$	Wyk.75-85 str.42-46	Wyk.237-250 str.125-131
20	HS, konsolidacja	-	$K_0 = 2.0$	Wyk.86-95 str.47-51	Wyk.237-250 str.125-131
21	HS, konsolidacja	-	$K_0 \neq \text{const}$	Wyk.96-105 str.52-56	Wyk.237-250 str.125-131
22	HS-Brick, konsolidacja	-	$K_0 = 1.0$	Wyk.75-85 str.42-46	Wyk.251-264 str.132-138
23	HS-Brick, konsolidacja	-	$K_0 = 2.0$	Wyk.86-95 str.47-51	Wyk.251-264 str.132-138
24	HS-Brick, konsolidacja	-	$K_0 \neq \text{const}$	Wyk.96-105 str.52-56	Wyk.251-264 str.132-138

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

Tablica 4. Badania wpływu początkowego stanu naprężenia oraz modelu gruntowego przy obciążeniu osiowym (V)

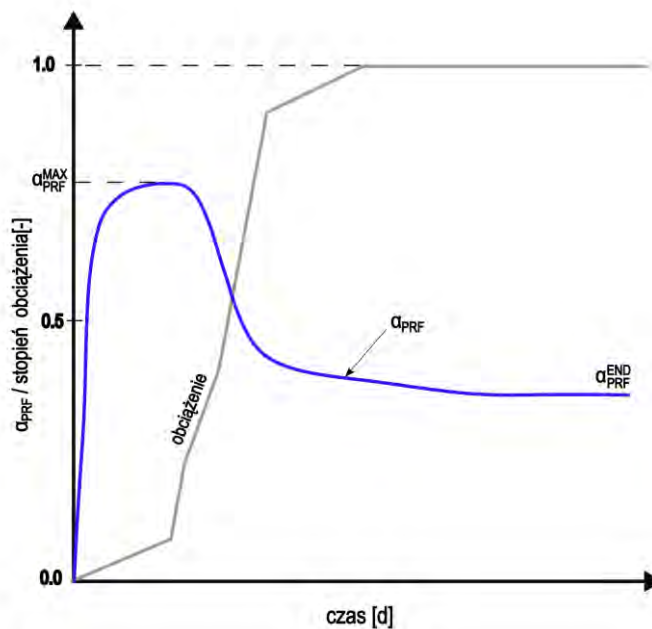
LP	Model gruntowy	Model 1 – 20 pali fundamentowych	Model 2 – 12 pali fundamentowych	Załącznik 1	
				Wpływ modelu konstytutywnego	Wpływ początkowego stanu naprężenia
1	HS, konsolidacja	$K_0 = 1.0$	-	Wyk.106-115 str.57-61	Wyk.265-278 str.139-145
2	HS, konsolidacja	$K_0 = 2.0$	-	Wyk.116-125 str.62-66	Wyk.265-278 str.139-145
3	HS, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Wyk.126-135 str.67-71	Wyk.265-278 str.139-145
4	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$	-	Wyk.106-115 str.57-61	Wyk.279-292 str.146-152
5	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 2.0$	-	Wyk.116-125 str.62-66	Wyk.279-292 str.146-152
6	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Wyk.126-135 str.67-71	Wyk.279-292 str.146-152
7	HS, konsolidacja		$K_0 = 1.0$	Wyk.136-145 str.72-76	Wyk.293-306 str.153-159
8	HS, konsolidacja		$K_0 = 2.0$	Wyk.146-155 str.77-81	Wyk.293-306 str.153-159
9	HS, konsolidacja		$K_0 \neq \text{const}$	Wyk.156-165 str.82-86	Wyk.293-306 str.153-159
10	HS-Brick, konsolidacja		$K_0 = 1.0$	Wyk.126-135 str.67-71	Wyk.307-320 str.160-166
11	HS-Brick, konsolidacja		$K_0 = 2.0$	Wyk.136-145 str.72-76	Wyk.307-320 str.160-166
12	HS-Brick, konsolidacja		$K_0 \neq \text{const}$	Wyk.156-165 str.82-86	Wyk.307-320 str.160-166

Tablica 5. Badania wpływu anizotropii sztywności gruntu w małych odkształceń przy złożonym schemacie obciążenia (MHV)

LP	Model gruntowy	Model 1 – 20 pali fundamentowych	Model 1 – 12 pali fundamentowych	Ustawienie parametrów anizotropii	Załącznik 1
1	AHS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$		Grupa 1 $\alpha_G = 1.0$	Wyk.321-337 str.167-177
2	AHS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$		Grupa 1 $\alpha_G = 1.5$	Wyk.321-337 str.167-177
3	AHS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$		Grupa 1 $\alpha_G = 2.0$	Wyk.321-337 str.167-177
4	AHS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$		Grupa 1 $\alpha_G = 2.5$	Wyk.321-337 str.167-177
5	AHS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$		Grupa 2 $\alpha_G = 1.0$	Wyk.338-355 str.178-188
6	AHS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$		Grupa 2 $\alpha_G = 1.5$	Wyk.338-355 str.178-188
7	AHS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$		Grupa 2 $\alpha_G = 2.0$	Wyk.338-355 str.178-188
8	AHS-Brick, konsolidacja	$K_0 = 1.0$		Grupa 2 $\alpha_G = 2.5$	Wyk.338-355 str.178-188
9	AHS-Brick, konsolidacja		$K_0 = 1.0$	Grupa 2 $\alpha_G = 1.0$	Wyk.356-377 str.189-199
10	AHS-Brick, konsolidacja		$K_0 = 1.0$	Grupa 2 $\alpha_G = 1.5$	Wyk.356-377 str.189-199
11	AHS-Brick, konsolidacja		$K_0 = 1.0$	Grupa 2 $\alpha_G = 2.0$	Wyk.356-377 str.189-199
12	AHS-Brick, konsolidacja		$K_0 = 1.0$	Grupa 2 $\alpha_G = 2.5$	Wyk.356-377 str.189-199

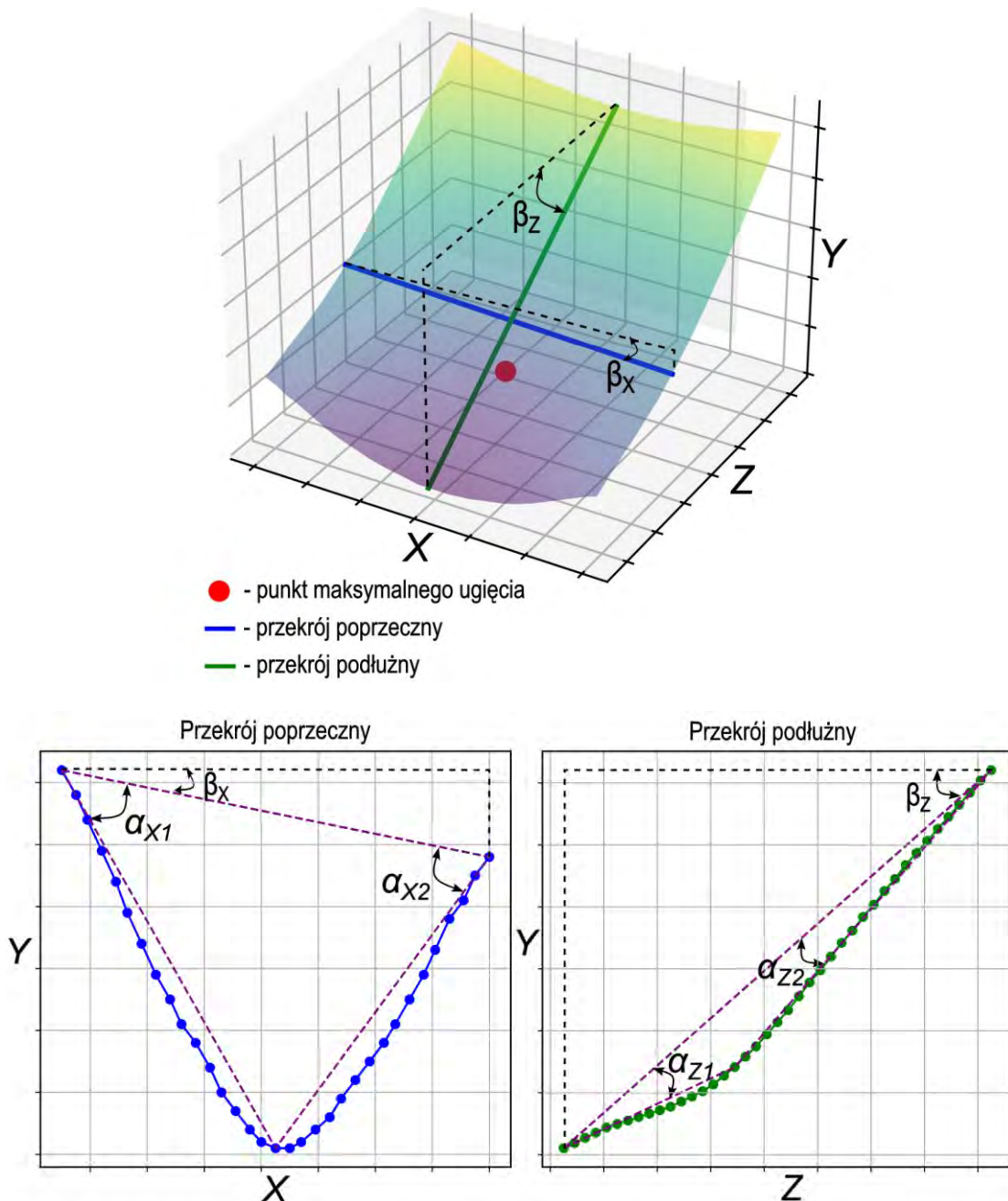
### 3.5.1. Przyjęty sposób analizy wyników obliczeń

Podczas przeglądania bezpośrednich wyników analiz numerycznych (rozkład naprężenia, odkształcenia, przemieszczenia, ciśnienia wody w porach gruntu, naprężenia i przemieszczenia w elementach kontaktowych, czy sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych) wypracowano sposób porównywania interakcji FPP z podłożem w różnych schematach, warunkach początkowych oraz opisach materiałowych. Podstawowym wykresem opisującym pracę FPP jest krzywa zależności współczynnika  $\alpha_{PRF}$  od czasu. Wykresy te przedstawiono z podwójną osią pionową: wspólnie  $\alpha_{PRF}$  oraz stopień obciążenia (mnożnika). Wykresy te przedstawiają zatem krzywe zależności  $\alpha_{PRF}$  i obciążenia w czasie, co pozwala na jednoczesne połączenie informacji o fazie obciążenia, jego wysokości oraz reakcji FPP. Charakterystyczny przebieg wykresu zmian wartości  $\alpha_{PRF}$  pokazano na rys. 52.



Rysunek 52. Przykładowy wykres zmian wartości  $\alpha_{PRF}$  oraz stopnia obciążenia w czasie. Na rysunku zdefiniowano analizowane w pracy wartości graniczne  $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ,  $\alpha_{PRF}^{END}$ .

Wykresy zmian  $\alpha_{PRF}$  oraz obciążenia są sparowane z wykresami osiadania środka fundamentów w czasie. Wykresy osiadania przedstawiono także wspólnie ze stopniem obciążenia stosując dwie osie pionowe: po lewej obciążenie, po prawej osiadanie. Do obliczenia aktualnej wartości  $\alpha_{PRF}$  dla całego fundamentu stworzono skrypty w języku Python sumujące składową pionową naprężenia na brzegach elementów skończonych reprezentujących grunt i zlokalizowanych bezpośrednio pod płytą. Siły przekazywane na pale objętościowe obliczane były za pomocą narzędzi dostępnych w systemie ZSOIL. Wykresy  $\alpha_{PRF}$  oraz osiadania z wszystkich obliczeń zamieszczono w załączniku do niniejszej pracy. Część tych wykresów została zamieszczona na rysunkach zbiorczych w pracy ilustrujących wpływ analizowanych warunków i założeń na badane interakcje FPP.



Rysunek 53. Schemat wyznaczania przekrojów i ugięć fundamentu

Dodatkowo, w załączniku zamieszczono wykresy i ilustrujące obciążenie i pracę pali. Są to diagramy pokazujące siatkę okręgów o środku pokrywającym się z osiami pali. Średnice tych okręgów są proporcjonalne do reakcji w głowicach pali. Wypełnienie okręgów stanowi wykres sektorowy (*pie chart*) pokazujący część obciążenia przeniesionego przez pobocznice (część wypełniona szarym kolorem). Reakcja pobocznic była liczona poprzez sumowanie przyrostów składowej stycznej naprężenia w elementach kontaktowych pobocznic za pomocą skryptów Python.

W zakresie analizy przemieszczeń FPP, oprócz wartości osiadania środka płyty fundamentowej, rozpatrzono również jej przekrzywienia oraz ugięcia. Szczegółowe wyniki obliczeń

przedstawiono w formie tabelarycznej w Załączniku 1. Wartości przechyłów  $\beta$  oraz ugięć  $\alpha$  analizowano w dwóch głównych kierunkach: podłużnym Z (oznaczenia:  $\beta_Z, \alpha_{Z1}, \alpha_{Z2}$ ) oraz poprzecznym X (oznaczenia:  $\beta_X, \alpha_{X1}, \alpha_{X2}$ ).

W celu automatyzacji obliczeń opracowano skrypt w języku Python. Po zaimportowaniu współrzędnych punktów zdeformowanej powierzchni fundamentu, algorytm identyfikował punkt maksymalnego ugięcia płyty, a następnie generował dwa przekroje: podłużny (Z) i poprzeczny (X), przechodzące przez ten punkt – zgodnie ze schematem przedstawionym na rys. 53. Na podstawie tych przekrojów skrypt obliczał wartości przechyłów i ugięć, wykorzystując zaimplementowane zależności matematyczne.

Do obliczenia aktualnej wartości  $\alpha_{PRF}$  dla całego fundamentu stworzono skrypty w języku Python sumujące składową pionową naprężenia na brzegach elementów skończonych reprezentujących grunt i zlokalizowanych bezpośrednio pod płytą.

#### 3.5.2. Wpływ warunków drenażu

Częstą praktyką w analizach geotechnicznych MES jest przyjęcie warunków drenażu w obciążanym podłożu. Wpływają na to różne czynniki takie jak: brak możliwości obliczeń sprężonych (hydro-mechanicznych) w dostępnym systemie obliczeniowym, zbyt długi czas obliczeń uwzględniających konsolidację, ograniczone informacje dotyczące przebiegu obciążenia w czasie, czy też obecność podłoża zbudowanego z gruntów ziarnistych o dobrej przepuszczalności. W przypadku gruntów drobnoziarnistych, które przyjęto jako charakterystyczne w analizach FPP, zmiany ciśnienia wody w porach gruntu w wyniku niskiej przepuszczalności i związanymi z tym warunkami braku drenażu wpływającymi na zachowanie się gruntu mogą być jednak znaczne. Należy tutaj podkreślić niższą wytrzymałość na ścinanie oraz sztywność gruntu w wyniku niższego przyrostu poziomu naprężenia efektywnego spowodowanego obciążeniem w porównaniu do analogicznej sytuacji w warunkach drenażu. Efekt ten został zbadany w symulacjach obciążenia FPP w niniejszej pracy. Porównanie zachowania się FPP (siatki pali 5x4 i 4x3) w warunkach pełnego drenażu oraz konsolidacji przeprowadzona w obliczeniach w schemacie obciążenia MHV przy różnych stanach początkowych naprężenia efektywnego oraz z zastosowaniem modeli HS i HS-Brick.

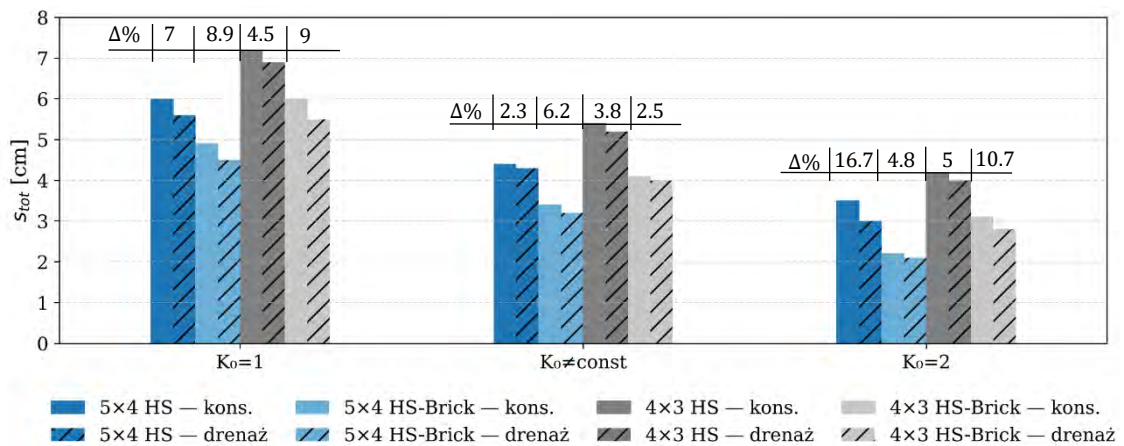
#### Osiadanie

Zestawienie porównawcze wartości osiadania w analizach z drenażem oraz konsolidacyjnych przedstawiono w tabelicy 6 oraz graficznie na rys. 54. Ogólny wniosek wskazuje na większe wartości osiadania w przypadku obliczeń konsolidacyjnych. Prawidłowość taką zaobserwowano niezależnie od geometrii siatki pali, warunków naprężenia początkowego czy też modelu gruntu. Różnice procentowe w końcowych wartościach osiadania mieszczą się w granicach 5-15%.

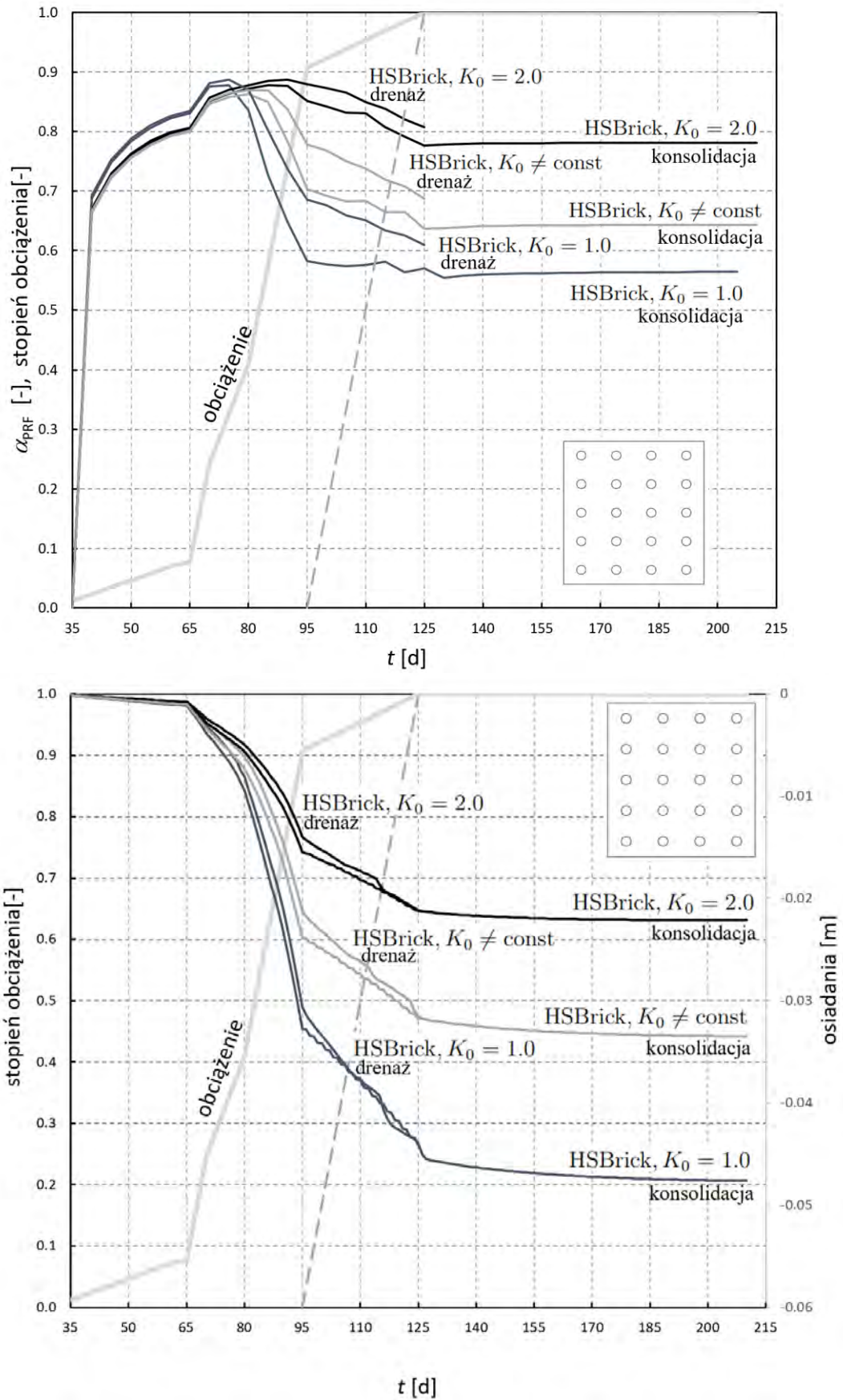
Tablica 6. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości  $\alpha_{PRF}$  w zależności od warunków drenażu

$K_0$	Model	Siatka 5x4: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 4x3: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]
$K_0=1.0$	HS, konsolidacja	6.0	7.2	0.90	0.55	0.80	0.38
	HS, drenaż	5.6	6.9	0.91	0.62	0.82	0.40
$K_0=1.0$	HS-Brick, konsolidacja	4.9	6.0	0.88	0.56	0.76	0.38
	HS-Brick, drenaż	4.5	5.5	0.88	0.62	0.79	0.40
$K_0 \neq const$	HS, konsolidacja	4.4	5.4	0.90	0.63	0.81	0.39
	HS, drenaż	4.3	5.2	0.90	0.69	0.81	0.42
$K_0 \neq const$	HS-Brick konsolidacja	3.4	4.1	0.87	0.62	0.75	0.40
	HS-Brick, drenaż	3.2	4.0	0.87	0.69	0.77	0.42
$K_0=2.0$	HS, konsolidacja	3.5	4.2	0.91	0.78	0.83	0.51
	HS, drenaż	3.0	4.0	0.92	0.82	0.85	0.53
$K_0=2.0$	HS-Brick, konsolidacja	2.2	3.1	0.88	0.78	0.78	0.51
	HS-Brick, drenaż	2.1	2.8	0.89	0.81	0.80	0.53

Wpływ przyjęcia warunków drenażu na średnie osiadania końcowe jest zatem niewielki w analizowanych schematach FPP. Na rys. 55 przedstawiono to poprzez porównanie krzywych osiadania w czasie w wybranej analizie FPP z siatką 5x4, modelem HS-Brick dla warunków drenażu i konsolidacji.



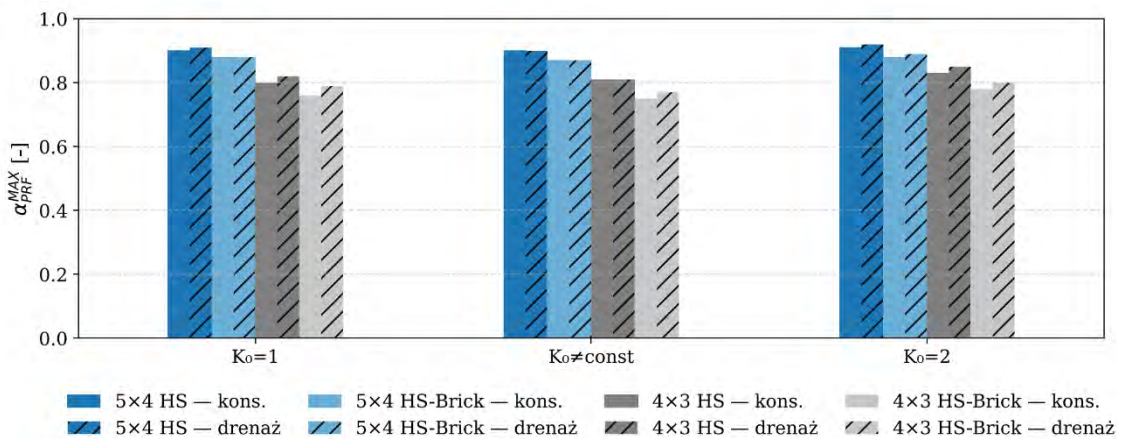
Rysunek 54. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od warunków drenażu



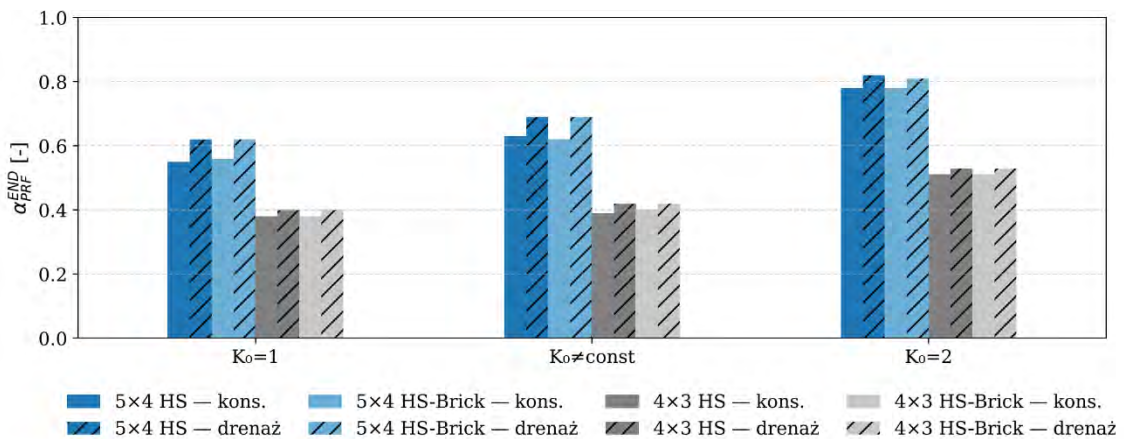
Rysunek 55. Wykresy rozdziału obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ ) oraz osiadania w czasie w zależności od warunków drenażu

### Rozdział obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ )

Porównanie charakterystycznych wartości wykresu zmian ( $\alpha_{PRF}$ ) w zależności od warunków drenażu przedstawiono w tablicy 6 oraz graficznie na rys. 56 i rys. 57. W odniesieniu do końcowej wartości udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ), różnice pomiędzy wynikami analiz uwzględniających drenaż oraz konsolidację są znaczące, przede wszystkim w przypadku siatki pali 5x4. W przypadku siatki pali 4x3 różnice są małe i nie mają znaczenia praktycznego. W przypadku wartości maksymalnego udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ) można zauważyć, że wpływ przyjęcia warunków z drenażem lub konsolidacyjnymi jest pomijalny.



Rysunek 56. Porównanie wartości ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ) w zależności od warunków drenażu



Rysunek 57. Porównanie wartości ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) w zależności od warunków drenażu

Zarejestrowane w analizach numerycznych różnice w przebiegu zmian wartości ( $\alpha_{PRF}$ ) pojawiają się przy wyższych wartościach obciążenia. Na tym etapie wzrost ciśnienia wody w porach w analizie konsolidacyjnej obniża znacznie naprężenia efektywne w gruncie pomiędzy palami powodując spadek wytrzymałości na ścinanie w warstwie kontaktowej pal-grunt i tym samym powodując uplastycznienie na pobocznicach pali. W efekcie, w analizach konsolidacyjnych następuje większy spadek wartości ( $\alpha_{PRF}$ ) niż w przypadku analiz z drenażem.

Zilustrowano to na rys. 55. Obserwacja ta spowodowała, że w dalszych analizach w niniejszej pracy analiza konsolidacyjna pozostanie podejściem standardowym.

#### **Siły w palach**

W celu porównania przyjętych warunków drenażu na przebieg zmian sił w podporach palowych (przyjęta konwencja ściskania dodatniego) w czasie obciążenia, wyznaczono cztery charakterystyczne punkty czasowe, w których zestawiono wartości tych sił. Są to:

- $t=65d$ , zakończenie budowy płyty fundamentowej;
- $t=95d$ , zakończenie etapu wprowadzania obciążenia osiowego fundamentu,
- $t=125d$ , zakończenie etapu wprowadzania obciążenia złożonego (momentów, sił poziomych i dodatkowych sił osiowych – MHV),
- $t=210d$ , przyjęty czas zakończenia konsolidacji.

Obliczenia z drenażem kończą się w  $t=125d$ , natomiast z konsolidacją w  $t=210d$ . Z tego względu porównanie sił w palach pod kątem wpływu warunków drenażu przeprowadzono również dla  $t=125d$  (drenaż) i  $t=210$  (konsolidacja).

Porównanie minimalnych i maksymalnych wartości reakcji dla charakterystycznych punktów czasowych zestawiono w tablicy 7.

W 65. dniu nie odnotowano większych różnic w zakresie sił minimalnych pomiędzy analizami z konsolidacją i drenażem. Minimalne wartości sił, różnią się w zakresie od 1 do 22 kN. Średnia wartość tej różnicy wyniosła 6.2 kN, co stanowiło 1.4%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w zakresie od 3 do 73 kN, przy średniej wynoszącej 17.4 kN, co odpowiadało 2.0%.

W dniu 95. sytuacja ulega znacząco zmianie, w przypadku minimalnych wartości sił, różnice pomiędzy analizą z konsolidacją i drenażem wahały się od 298 do 896 kN. Średnia różnica wyniosła 681.8 kN, co odpowiadało 18.5%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w przedziale od 126 do 610 kN. Średnia wartość różnicy wyniosła 435.6 kN, co stanowiło 10.9%.

W dniu 125. w przypadku minimalnych wartości sił, różnice pomiędzy analizą z konsolidacją i drenażem wahały się od 61 do 448 kN. Średnia różnica wyniosła 281.3 kN, co odpowiadało 98.3%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w przedziale od 53 do 454 kN (z pominięciem obserwacji skrajnych, dla których różnice między porównywanymi wartościami osiągały rząd wielokrotności). Średnia wartość różnicy wyniosła 297.4 kN, co stanowiło 5.4%.

W porównaniu wartości minimalnych uzyskanych w 125. dniu analizy z drenażem oraz w 210. dniu analizy z konsolidacją stwierdzono, że różnice mieściły się w zakresie od 51 do 437 kN (z pominięciem obserwacji skrajnych, dla których rozbieżności pomiędzy porównywanymi wartościami miały charakter kilkukrotny), średnia wartość tej różnicy wyniosła 231.7 kN, co odpowiadało 54.3%.

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

Tablica 7. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od warunków drenażu

Ko	Model	Siatka	65d [kN] MIN KONSOLIDACJA	65d [kN] MIN DRENAŻ	Różnica [kN]	Różnica [%]	65d [kN] MAX KONSOLIDACJA	65d [kN] MAX DRENAŻ	Różnica [kN]	Różnica [%]
1	HS	5x4	354	345	9	2.61	807	819	12	1.49
1	HS-Brick	5x4	435	433	2	0.46	673	681	8	1.19
2	HS	5x4	378	371	7	1.89	761	771	10	1.31
2	HS-Brick	5x4	450	449	1	0.22	611	615	4	0.65
#const	HS	5x4	349	371	22	6.30	778	787	9	1.16
#const	HS-Brick	5x4	426	425	1	0.24	628	631	3	0.48
1	HS	4x3	623	643	20	3.21	1098	1066	32	3.00
1	HS-Brick	4x3	701	698	3	0.43	954	881	73	8.29
2	HS	4x3	646	643	3	0.47	1049	1066	17	1.62
2	HS-Brick	4x3	697	698	1	0.14	872	881	9	1.03
#const	HS	4x3	602	598	4	0.67	1048	1067	19	1.81
#const	HS-Brick	4x3	662	663	1	0.15	872	885	13	1.49
średnia wartość			<b>526.9</b>	<b>528.1</b>	<b>6.2</b>	<b>1.4</b>	<b>845.9</b>	<b>845.8</b>	<b>17.4</b>	<b>2.0</b>
Ko	Model	Siatka	95d [kN] MIN KONSOLIDACJA	95d [kN] MIN DRENAŻ	Różnica [kN]	Różnica [%]	95d [kN] MAX KONSOLIDACJA	95d [kN] MAX DRENAŻ	Różnica [kN]	Różnica [%]
1	HS	5x4	2779	3482	703	25.30	3331	3667	336	10.09
1	HS-Brick	5x4	2738	3475	737	26.92	3218	3638	420	13.05
2	HS	5x4	4438	4747	309	6.96	4821	5104	283	5.87
2	HS-Brick	5x4	4508	4806	298	6.61	4667	4793	126	2.70
#const	HS	5x4	3427	3991	564	16.46	3806	4305	499	13.11
#const	HS-Brick	5x4	3439	3971	532	15.47	3811	4204	393	10.31
1	HS	4x3	2983	3879	896	30.04	3563	4145	582	16.33
1	HS-Brick	4x3	2986	3870	884	29.60	3564	4063	499	14.00
2	HS	4x3	4854	5575	721	14.85	5248	5858	610	11.62
2	HS-Brick	4x3	4986	5499	513	10.29	5325	5723	398	7.47
#const	HS	4x3	3576	4331	755	21.11	4098	4680	582	14.20
#const	HS-Brick	4x3	3651	4321	670	18.35	4101	4600	499	12.17
średnia wartość			<b>3697.1</b>	<b>4328.9</b>	<b>631.8</b>	<b>18.5</b>	<b>4129.4</b>	<b>4565.0</b>	<b>435.6</b>	<b>10.9</b>
Ko	Model	Siatka	125d [kN] MIN KONSOLIDACJA	125d [kN] MIN DRENAŻ	Różnica [kN]	Różnica [%]	125d [kN] MAX KONSOLIDACJA	125d [kN] MAX DRENAŻ	Różnica [kN]	Różnica [%]
1	HS	5x4	81	223	142	175.31	4588	4641	53	1.16
1	HS-Brick	5x4	97	158	61	62.89	4726	4569	157	3.44
2	HS	5x4	1370	1623	253	18.47	5866	6228	362	6.17
2	HS-Brick	5x4	1221	1351	130	10.65	5805	6134	329	5.67
#const	HS	5x4	528	976	448	84.85	5027	5254	227	4.52
#const	HS-Brick	5x4	455	809	354	77.80	4817	5087	270	5.61
1	HS	4x3	155	253	98	63.23	4894	1035	3859	372.85
1	HS-Brick	4x3	148	379	231	156.08	4758	1430	3328	232.73
2	HS	4x3	1161	1595	434	37.38	6418	6872	454	7.07
2	HS-Brick	4x3	1156	1581	425	36.76	6292	6711	419	6.66
#const	HS	4x3	132	527	395	299.24	5189	5630	441	8.50
#const	HS-Brick	4x3	258	663	405	156.98	5263	5525	262	4.98
średnia wartość			<b>563.5</b>	<b>844.8</b>	<b>281.3</b>	<b>98.3</b>	<b>5303.6</b>	<b>4926.3</b>	<b>297.4</b>	<b>5.4</b>
Ko	Model	Siatka	210d [kN] MIN KONSOLIDACJA	125d [kN] MAX DRENAŻ	Różnica [kN]	Różnica [%]	210d [kN] MAX KONSOLIDACJA	125d [kN] MAX DRENAŻ	Różnica [kN]	Różnica [%]
1	HS	5x4	7	223	216	3085.71	4437	4641	204	4.60
1	HS-Brick	5x4	25	158	133	532.00	4439	4569	130	2.93
2	HS	5x4	1407	1623	216	15.35	6005	6228	223	3.71
2	HS-Brick	5x4	1300	1351	51	3.92	5928	6134	206	3.48
#const	HS	5x4	539	976	437	81.08	4907	5254	347	7.07
#const	HS-Brick	5x4	573	809	236	41.19	4928	5087	159	3.23
1	HS	4x3	128	253	125	97.66	5099	1035	4064	392.66
1	HS-Brick	4x3	159	379	220	138.36	5115	1430	3685	257.69
2	HS	4x3	1284	1595	311	24.22	6652	6872	220	3.31
2	HS-Brick	4x3	1296	1581	285	21.99	6457	6711	254	3.93
#const	HS	4x3	309	527	218	70.55	5390	5630	240	4.45
#const	HS-Brick	4x3	445	663	218	48.99	5413	5525	112	2.07
średnia wartość			<b>622.7</b>	<b>844.8</b>	<b>231.7</b>	<b>54.3</b>	<b>5397.5</b>	<b>4926.3</b>	<b>209.5</b>	<b>3.9</b>

W przypadku wartości maksymalnych różnice zawierały się w przedziale od 112 do 347 kN, również z wyłączeniem przypadków skrajnych, dla których rozbieżności pomiędzy porównywanymi wartościami osiągały poziom kilku tysięcy kN. Średnia różnica w tym przypadku wyniosła 209.5 kN, co stanowiło 3.9%.

Najczęściej różnica pomiędzy wartościami minimalnymi i maksymalnymi sił wynikających z analiz z uwzględnieniem konsolidacji i drenażu mieściła się w przedziale 5-11%, z wyjątkiem 95. dnia, gdy średnia różnica dla wartości minimalnych wyniosła 98.3%, oraz przypadku porównania minimalnych sił z 125. dnia analizy z drenażem z wynikami z 210. dnia analizy z konsolidacją, gdzie średnia różnica (z wykluczeniem wartości skrajnych) osiągała 54%.

Podsumowując, w 65. dniu wyniki analiz z konsolidacją i drenażem wykazywały zbliżone wartości sił minimalnych i maksymalnych. W 95. dniu analiza z konsolidacją prowadziła do niższych wartości sił w obu przypadkach. Po przyłożeniu pełnego obciążenia (125. dzień), wartości maksymalne z analizy z konsolidacją okazały się wyższe, co powtórzyło się również w przypadku porównania wyników z 125. dnia (analiza z drenażem) z wynikami z 210. dnia (analiza z konsolidacją).

#### 3.5.3. Wpływ początkowego stanu naprężenia ( $K_0$ )

Jednym z ważniejszych, nie zawsze odpowiednio rozpoznanym warunkiem początkowym analiz geotechnicznych MES jest odpowiednie przyjęcie początkowego stanu naprężenia w gruntach prekonsolidowanych.

Przyjęcie początkowego stanu naprężenia musi zostać zdefiniowane przed rozpoczęciem obliczeń i wprowadzaniem zmian w modelu. W niniejszej pracy zdecydowano się na zbadanie wpływu początkowego stanu naprężenia poprzez wykonanie obliczeń FPP przy założeniu następujących wartości: współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0 = 1.0$ ,  $K_0 = 2.0$  oraz  $K_0 \neq const$ . Wszystkie obliczenia zostały wykonane przy ustawieniu prekonsolidacji za pomocą przeciążenia o wartości  $q^{POP} = 1000kN$ , co opisano szczegółowo w rozdziale 3.4.

Wpływ początkowego stanu naprężenia sprawdzono w obliczeniach konsolidacyjnych dla dwóch siatek pali FPP, modeli HS i HS-Brick oraz schematów obciążenia MHV.

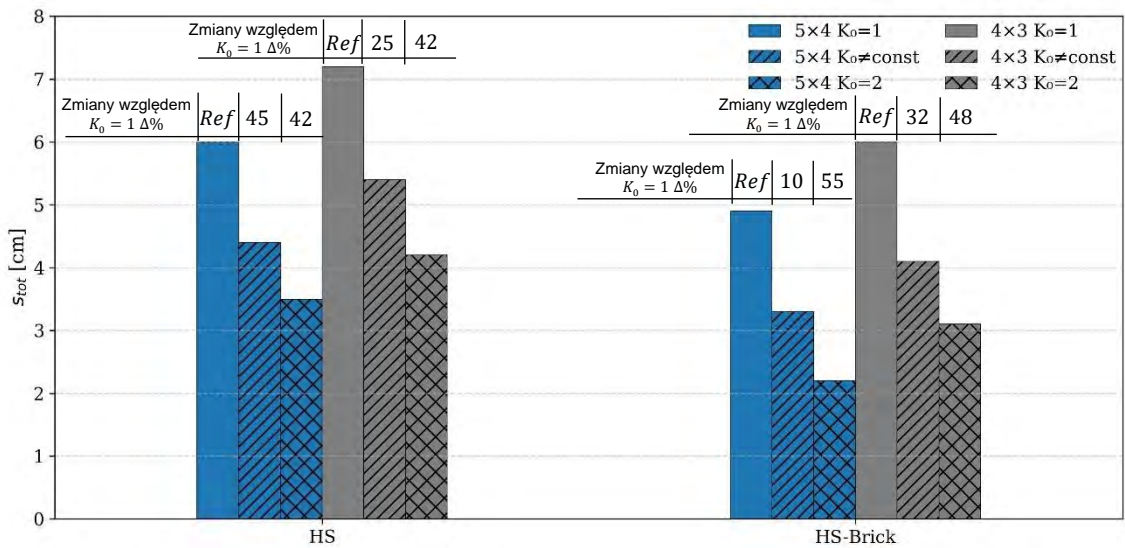
#### Osiadanie

Zestawienie porównawcze wartości osiadania środka pyty fundamentowej w analizach wpływu początkowego stanu naprężenia przedstawiono w tabelicy 8 oraz graficznie na rys. 58. Ogólny wniosek wskazuje na większe wartości osiadania w przypadku niższych wartości współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$ . Prawdopodobnie taką zaobserwowano niezależnie od geometrii siatki pali, czy też modelu gruntu. We wszystkich analizowanych przypadkach zastosowanie parametru  $K_0 \neq const$  prowadzi do redukcji osiadania w zakresie od około 10% do 45%, natomiast przyjęcie  $K_0 = 2.0$  skutkuje jeszcze większym ograniczeniem osiadania, mieszczącym się w przedziale od około 42% do 55% w porównaniu z przypadkiem referencyjnym, w którym przyjęto  $K_0 = 1.0$ .

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

Tablica 8. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości  $\alpha_{PRF}$  w zależności od początkowego stanu naprężenia

$K_0$	Model	Siatka 5x4: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 4x3: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]
1.0	HS	6.0	7.2	0.9	0.55	0.80	0.38
2.0	HS	3.5	4.2	0.91	0.78	0.83	0.51
$\neq const$	HS	4.4	5.4	0.90	0.63	0.81	0.39
1.0	HS-Brick	4.9	6.0	0.88	0.56	0.76	0.38
2.0	HS-Brick	2.2	3.1	0.88	0.78	0.78	0.51
$\neq const$	HS-Brick	3.3	4.1	0.87	0.62	0.75	0.40



Rysunek 58. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od początkowego stanu naprężenia, modele gruntu HS i HS-Brick oraz dwie siatki pali

Wpływ przyjęcia warunków początkowego stanu naprężenia ma znaczący wpływ na średnie osiadanie końcowe. Relacja pomiędzy wartością  $K_0$  i przebiegiem krzywej osiadania w czasie jest w przypadku przyjęcia stałej wartości  $K_0$  w podłożu zawsze proporcjonalna. Krzywe osiadania przy ustawieniu  $K_0 \neq const$  przebiegały we wszystkich przeprowadzonych analizach odpowiednio pomiędzy krzywymi  $K_0 = 1.0$  i  $K_0 = 2.0$ . W celu ilustracji tej tendencji, na rys. 60 przedstawiono porównanie krzywych osiadania oraz zmienności  $\alpha_{PRF}$  w czasie (HS-Brick, siatka pali 5x4).

Tablica 9. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od warunków początkowego stanu naprężenia – siatka pali 5x4

	HS-Brick			HS		
	$K_0=1$ Wartość referencyjna	$K_0 \neq const$	$K_0 = 2$	$K_0=1$ Wartość referencyjna	$K_0 \neq const$	$K_0 = 2$
Przechył $\beta_x$ [°]	-0.01	-20%	-40%	-0.011	-9%	-27%
Przechył $\beta_z$ [°]	0.148	-27%	-45%	0.161	-27%	-43%
Ugięcie $\alpha_{x1}$ [°]	0.044	$\approx 0$	0.002	0.044	$\approx 0$	-0.001
Ugięcie $\alpha_{x2}$ [°]	0.044	$\approx 0$	0.002	0.044	$\approx 0$	-0.001
Ugięcie $\alpha_{z1}$ [°]	0.038	0.001	$\approx 0$	0.039	0.002	$\approx 0$
Ugięcie $\alpha_{z2}$ [°]	0.025	0.001	$\approx 0$	0.026	0.001	$\approx 0$

Tablica 10. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od warunków początkowego stanu naprężenia – siatka pali 4x3

	HS-Brick			HS		
	$K_0 = 1$ Wartość referencyjna	$K_0 \neq \text{const}$	$K_0 = 2$	$K_0 = 1$ Wartość referencyjna	$K_0 \neq \text{const}$	$K_0 = 2$
Przechył $\beta_x$ [°]	-0.01	-10%	-30%	-0.012	-8%	-25%
Przechył $\beta_z$ [°]	0.183	-30%	-42%	0.199	-27%	-41%
Ugięcie $\alpha_{x1}$ [°]	0.041	0.001	$\approx 0$	0.041	0.001	0.001
Ugięcie $\alpha_{x2}$ [°]	0.041	0.001	$\approx 0$	0.041	0.001	0.001
Ugięcie $\alpha_{z1}$ [°]	0.04	$\approx 0$	-0.002	0.041	0.001	$\approx 0$
Ugięcie $\alpha_{z2}$ [°]	0.026	$\approx 0$	-0.001	0.027	$\approx 0$	$\approx 0$

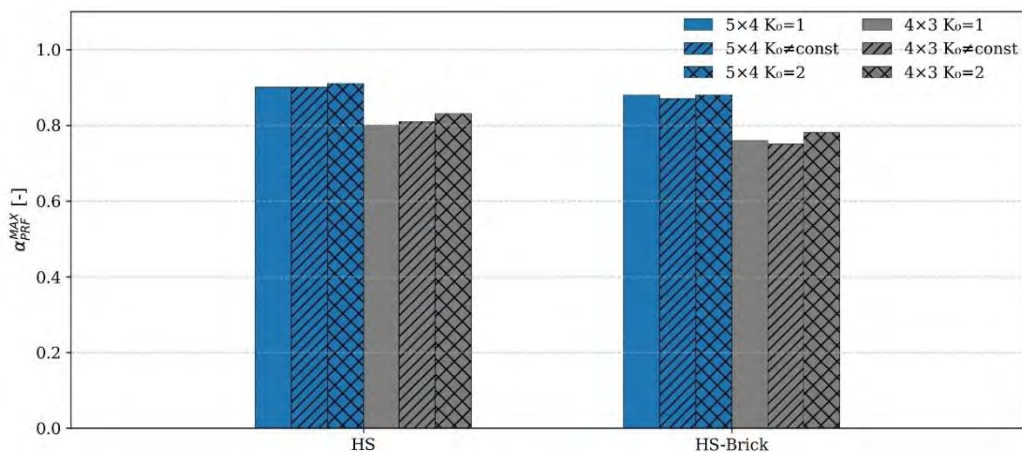
Stan początkowy ma istotny wpływ na wartości przechyłów konstrukcji. Największe wartości przechyłów odnotowano dla współczynnika  $K_0 = 1.0$ , natomiast najmniejsze, dla  $K_0 = 2.0$ . Przechyły w kierunku podłużnym ( $\beta_z$ ) uległy redukcji o 41-45% przy porównaniu wyników dla  $K_0 = 1.0$  i  $K_0 = 2.0$ . Ugięcia liniowe ( $\alpha_{x1}, \alpha_{x2}, \alpha_{z1}, \alpha_{z2}$ ) przyjmują bardzo małe wartości i mieszczą się w przedziale  $0.041-0.044^\circ$  dla  $\alpha_x$  oraz  $0.025-0.042^\circ$  dla  $\alpha_z$ . Zmiany tych parametrów wywołane różnymi wartościami współczynnika spoczynkowego  $K_0$  są nieznaczne i w analizowanym przypadku można uznać je za nieistotne.

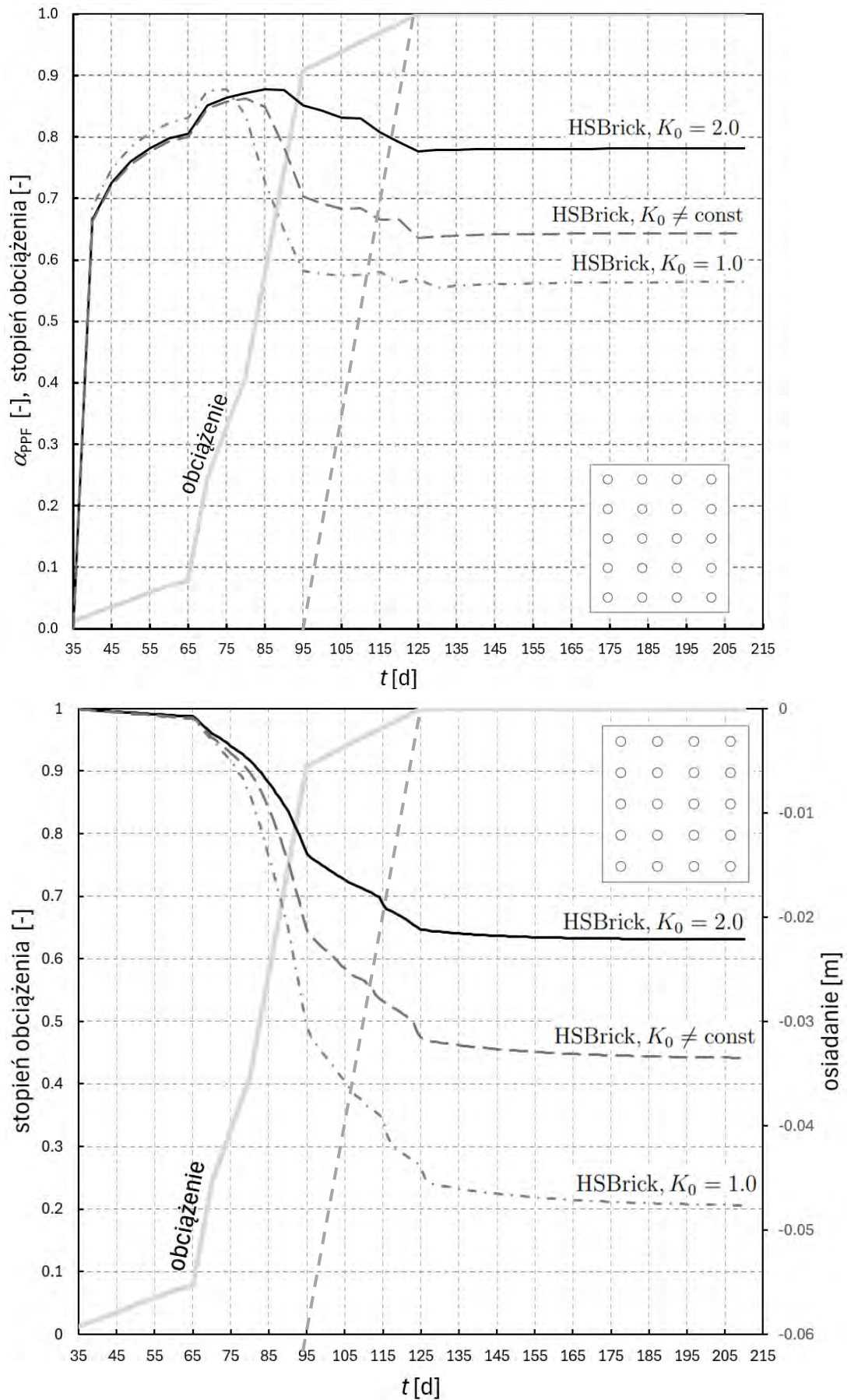
### Rozdział obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ )

Porównanie charakterystycznych wartości przebiegu zmian wskaźnika udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ ) w zależności od początkowego stanu naprężenia przedstawiono w tablicy 8 oraz graficznie na rys. 59 i rys. 61.

W odniesieniu do końcowej wartości tego wskaźnika ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ), zauważalne są istotne różnice pomiędzy wynikami analiz wykonanych dla różnych wartości współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$  -zarówno w układzie siatki pali 5x4, jak i 4x3. Najwyższy udział pali w przenoszeniu obciążenia odnotowano dla  $K_0 = 2.0$ , natomiast najniższy dla  $K_0 = 1.0$ , przy czym skrajne przypadki różnią się wartością ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) o 0.23.

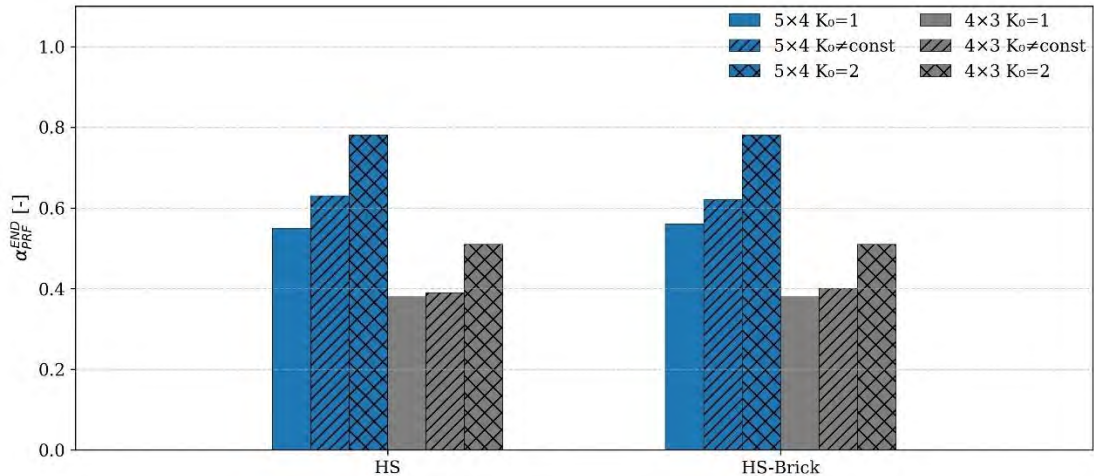
Dla maksymalnej wartości wskaźnika udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ), zaobserwowane, że różnice pomiędzy analizowanymi przypadkami są nieznaczne i nie mają istotnego znaczenia praktycznego, niezależnie od rozstawu pali.

Rysunek 59. Porównanie wartości ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ) w zależności od początkowego stanu naprężenia



Rysunek 60. Wykresy rozdziału obciążenia  $\alpha_{pRF}$  oraz osiadania w czasie w zależności od wartości początkowego stanu naprężenia

Zaobserwowane w ramach analiz numerycznych różnice w przebiegu wartości ( $\alpha_{PRF}$ ) stają się wyraźne przy wyższych poziomach obciążenia, osiągając największe wartości na końcu procesu konsolidacji. Dla przypadku  $K_0 = 2.0$ , spadek udziału pali w przenoszeniu obciążenia w trakcie konsolidacji jest najmniejszy, natomiast przy  $K_0 = 1.0$  jest największy w porównaniu do wartości  $\alpha_{PRF}^{MAX}$ .



Rysunek 61. Porównanie wartości ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) w zależności od początkowego stanu naprężenia

Zjawisko to można wyjaśnić wyższym poziomem naprężenia początkowego w przypadku większych wartości współczynnika  $K_0$ , co pozytywnie wpływa na efektywność pracy pobocznych pali i przy dyssypacji ciśnienia porowego pozwala na przenoszenie większej wartości obciążenia przez pale. Ilustrację tego efektu przedstawiono na rys. 59.

#### Siły w palach

Porównania przeprowadzono w wybranych charakterystycznych punktach czasowych, zgodnie z opisem zawartym w punkcie 3.5.2. Porównanie minimalnych i maksymalnych wartości reakcji dla charakterystycznych punktów czasowych zestawiono w tab. 11.

W 65. dniu nie odnotowano większych różnic w przypadku sił minimalnych pomiędzy analizami wykonanymi przy różnych wartościach współczynnika parcia  $K_0$ . Minimalne wartości sił, różnią się w stosunku do wartości referencyjnej przyjętej dla  $K_0 = 1.0$  w zakresie od 4 do 39 kN. Średnia wartość tej różnicy wyniosła 17.5 kN, co stanowiło 3.4%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w zakresie od 29 do 82 kN, przy średniej wynoszącej 55.6 kN, co odpowiadało 6.4%.

W dniu 95. sytuacja zmieniła się znacząco, różnice w zakresie sił minimalnych różnią się w stosunku do wartości referencyjnej przyjętej dla  $K_0 = 1$  od 593 do 2000 kN. Średnia wartość tej różnicy wyniosła 1238.4 kN, co stanowiło 43.1%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w zakresie od 537 do 1685 kN, przy średniej wynoszącej 1065.6 kN, co odpowiadało 31.2%.

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

Tablica 11. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od początkowego stanu naprężenia

Ko	Model	Siatka	65 d [kN] MIN	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [kN]	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [%]	65 d [kN] MAX	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [kN]	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [%]
1	HS	5x4	354	Ref		807	Ref	
2	HS	5x4	378	24	6.78	761	46	5.70
#const	HS	5x4	349	5	1.41	778	29	3.59
1	HS-Brick	5x4	435	Ref		673	Ref	
2	HS-Brick	5x4	450	15	3.45	611	62	9.21
#const	HS-Brick	5x4	426	9	2.07	628	45	6.69
1	HS	4x3	623	Ref		1098	Ref	
2	HS	4x3	646	23	3.69	1049	49	4.46
#const	HS	4x3	602	21	3.37	1048	50	4.55
1	HS-Brick	4x3	701	Ref		954	Ref	
2	HS-Brick	4x3	697	4	0.57	872	82	8.60
#const	HS-Brick	4x3	662	39	5.56	872	82	8.60
średnia wartość				17.5	3.4		55.6	6.4
Ko	Model	Siatka	95 d [kN] MIN	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [kN]	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [%]	95 d [kN] MAX	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [kN]	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [%]
1	HS	5x4	2779	Ref		3331	Ref	
2	HS	5x4	4438	1659	59.70	4821	1490	44.73
#const	HS	5x4	3427	648	23.32	3806	475	14.26
1	HS	5x4	2738	Ref		3218	Ref	
2	HS	5x4	4508	1770	64.65	4667	1449	45.03
#const	HS	5x4	3439	701	25.60	3811	593	18.43
1	HS	5x4	2983	Ref		3563	Ref	
2	HS	5x4	4854	1871	62.72	5248	1685	47.29
#const	HS	5x4	3576	593	19.88	4098	535	15.02
1	HS	5x4	2986	Ref		3564	Ref	
2	HS	5x4	4986	2000	66.98	5325	1761	49.41
#const	HS	5x4	3651	665	22.27	4101	537	15.07
średnia wartość				1238.4	43.1		1065.6	31.2
Ko	Model	Siatka	125 d [kN] MIN	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [kN]	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [%]	125 d [kN] MAX	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [kN]	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [%]
1	HS	5x4	81	Ref		4588	Ref	
2	HS	5x4	1370	1289	1591.36	5866	1278	27.86
#const	HS	5x4	528	447	551.85	5027	439	9.57
1	HS	5x4	97	Ref		4726	Ref	
2	HS	5x4	1221	1124	1158.76	5805	1079	22.83
#const	HS	5x4	455	358	369.07	4817	91	1.93
1	HS	5x4	155	Ref		4894	Ref	
2	HS	5x4	1161	1006	649.03	6418	1524	31.14
#const	HS	5x4	132	23	14.84	5189	295	6.03
1	HS	5x4	148	Ref		4758	Ref	
2	HS	5x4	1156	1008	681.08	6292	1534	32.24
#const	HS	5x4	258	110	74.32	5263	505	10.61
średnia wartość				670.6	636.3		843.1	17.8
Ko	Model	Siatka	210 d [kN] MIN	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [kN]	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [%]	210 d [kN] MAX	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [kN]	Zmiana w stosunku do wartości Referencyjnej [%]
1	HS	5x4	7	Ref		4437	Ref	
2	HS	5x4	1407	1400	20000.00	6005	1568	35.34
#const	HS	5x4	539	532	7600.00	4907	470	10.59
1	HS	5x4	25	Ref		4439	Ref	
2	HS	5x4	1300	1275	5100.00	5928	1489	33.54
#const	HS	5x4	573	548	2192.00	4928	489	11.02
1	HS	5x4	128	Ref		5099	Ref	
2	HS	5x4	1284	1156	903.13	6652	1553	30.46
#const	HS	5x4	309	181	141.41	5390	291	5.71
1	HS	5x4	159	Ref		5115	Ref	
2	HS	5x4	1296	1137	715.09	6457	1342	26.24
#const	HS	5x4	445	286	179.87	5413	298	5.83
średnia wartość				814.4	4603.9		937.5	19.8

W dniu 125, różnice w zakresie sił minimalnych różnią się w stosunku do wartości referencyjnej przyjętej dla  $K_0 = 1$  od 23 do 1289 kN. Średnia wartość tej różnicy wyniosła 670.6 kN, co stanowiło 636%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w zakresie od 91 do 1534 kN, przy średniej wynoszącej 843.1 kN, co odpowiadało 17.8%.

W dniu 210, różnice w zakresie sił minimalnych różnią się w stosunku do wartości referencyjnej przyjętej dla  $K_0 = 1$  od 181 do 1400 kN. Średnia wartość tej różnicy wyniosła 814.4 kN, co stanowiło 4603%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w zakresie od 298 do 1553 kN, przy średniej wynoszącej 937 kN, co odpowiadało 19.8%.

Najczęściej różnica pomiędzy wartościami minimalnymi w zależności od początkowego stanu naprężenia pojawiają się z końcem konsolidacji. Natomiast różnice w przypadku sił maksymalnych pozostają na wysokim poziomie od dnia 95.

#### 3.5.4. Wpływ modelu konstytutywnego

W analizach wybranych wariantów zagadnienia FPP zastosowano zasadniczo trzy modele konstytutywne uwzględniające w różny sposób nieliniową charakterystykę sztywności gruntu przed osiągnięciem wytrzymałości na ścinanie (pre-failure). Są to: model HS, w którym zmiany sztywności w zakresie małych i pośrednich odkształceń symulowane są za pomocą klasycznej relacji hiperbolicznej Duncana z podstawowym parametrem  $E_{50}^{ref}$ ; model HS-Brick, gdzie oprócz relacji hiperbolicznej wprowadzony jest oddzielny mechanizm kontroli wysokiej sztywności ( $E_0^{ref}, \gamma_{0.7}$ ) w zakresie małych odkształceń oraz model AHS-Brick, w którym dodatkowo w charakterystyce sztywności w zakresie małych odkształceń wprowadzono możliwość uwzględnienia anizotropii, dokładniej jej szczególnego przypadku izotropii poprzecznej, której intensywność sterowana jest współczynnikiem izotropii poprzecznej  $\alpha_G$  oraz wykładnikiem  $\beta$ .

W niniejszym rozdziale wpływ modelu konstytutywnego zbadano tylko w świetle izotropowego opisu materiałowego sztywności w zakresie przed zniszczeniem porównując wyniki analiz FPP z modelami HS i HS-Brick przy różnych warunkach początkowego stanu naprężenia. Wpływ anizotropii w obliczeniach interakcji FPP z podłożem gruntowym z zastosowaniem modelu AHS-Brick przeanalizowano oddzielnie przy izotropowym stanie naprężenia początkowego ( $K_0 = 1.0$ ) w rozdziale 3.5.5. Metodykę taką przyjęto w celu uniknięcia zbyt dużej komplikacji oceny wpływu modelu konstytutywnego na zachowanie się FPP w przypadku superpozycji dwóch rodzajów anizotropii: anizotropii początkowego stanu naprężenia ( $K_0 \neq 1.0$ ) oraz anizotropii sztywności początkowej ( $\alpha_G \neq 1.0$ ).

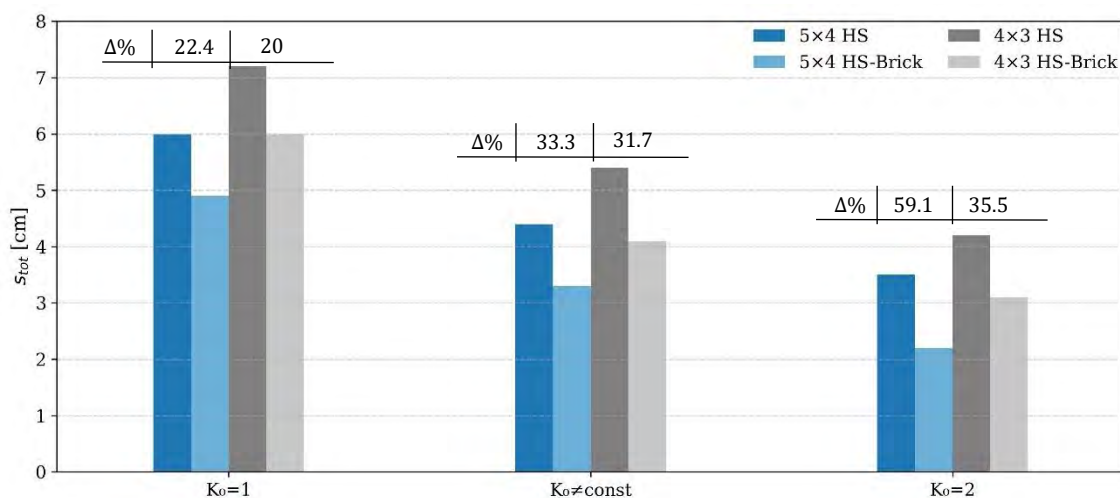
Praktycznym i badawczym aspektem porównań w niniejszym rozdziale jest zatem wpływ uwzględnienia zaawansowanego opisu materiałowego sztywności w zakresie małych odkształceń w modelowaniu numerycznym FPP.

## Osiadanie

Zestawienie porównawcze wartości osiadania w analizach sprawdzających wpływ modelu gruntowego przedstawiono w tabelicy 12 oraz graficznie na rys. 62. Ogólny wniosek wskazuje na większe wartości osiadania w przypadku modelu HS w porównaniu do wartości osiadania uzyskiwanych z analizy wykonanych przy użyciu modelu HS-Brick. Prawidłowość taką zaobserwowano niezależnie od geometrii siatki pali, czy też wartości  $K_0$ . We wszystkich analizowanych przypadkach zastosowanie modelu HS-Brick prowadzi do redukcji osiadania w zakresie od około 20% do 59%.

Tabela 12. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości  $\alpha_{PRF}$  w zależności od modelu gruntowego

$K_0$	Model	Siatka 5x4: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 4x3: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]
1.0	HS	6.0	7.2	0.9	0.55	0.80	0.38
1.0	HS-Brick	4.9	6.0	0.88	0.56	0.76	0.38
$\neq const$	HS	4.4	5.4	0.90	0.63	0.81	0.39
$\neq const$	HS-Brick	3.3	4.1	0.87	0.62	0.75	0.40
2.0	HS	3.5	4.2	0.91	0.78	0.83	0.51
2.0	HS-Brick	2.2	3.1	0.88	0.78	0.78	0.51



Rysunek 62. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od modelu gruntu

Wpływ przyjęcia modelu gruntowego ma znaczący wpływ na średnie osiadania końcowe. Na rys. 63 i rys. 64 zostało to przedstawione poprzez porównanie krzywych osiadania w czasie w wybranej analizie FPP z siatką pali 5x4 (rys. 64) i siatką pali 4x3 (rys. 63).

Porównania przechyłów i ugięć zestawione zostało w tab. 13 dla siatki pali 5x4 oraz w tab. 14 dla siatki pali 4x3.

Tablica 13. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od modelu gruntowego – siatka pali 5x4

	$K_0=1$			$K_0 \neq \text{const}$			$K_0=2$		
	HS	HS-Brick	Różnica	HS	HS-Brick	Różnica	HS	HS-Brick	Różnica
Przechył $\beta_X$ [°]	-0.011	-0.01	10%	-0.01	-0.008	20%	-0.008	-0.006	33%
Przechył $\beta_Z$ [°]	0.161	0.148	8.70%	0.117	0.108	7.70%	0.092	0.081	13.50%
Ugięcie $\alpha_{X1}$ [°]	0.044	0.044	$\approx 0$	0.044	0.044	$\approx 0$	0.043	0.042	0.001
Ugięcie $\alpha_{X2}$ [°]	0.044	0.044	$\approx 0$	0.044	0.044	$\approx 0$	0.043	0.042	0.001
Ugięcie $\alpha_{Z1}$ [°]	0.039	0.038	0.001	0.041	0.039	0.002	0.039	0.038	0.001
Ugięcie $\alpha_{Z2}$ [°]	0.026	0.025	0.001	0.027	0.026	0.001	0.026	0.025	0.001

Tablica 14. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od modelu gruntowego – siatka pali 4x3

	$K_0=1$			$K_0 \neq \text{const}$			$K_0=2$		
	HS	HS-Brick	Różnica	HS	HS-Brick	Różnica	HS	HS-Brick	Różnica
Przechył $\beta_X$ [°]	-0.012	-0.01	20%	-0.011	-0.009	22.20%	-0.009	-0.007	28.50%
Przechył $\beta_Z$ [°]	0.199	0.183	8.70%	0.145	0.129	12.40%	0.118	0.107	10.20%
Ugięcie $\alpha_{X1}$ [°]	0.041	0.041	$\approx 0$	0.042	0.042	$\approx 0$	0.042	0.041	0.001
Ugięcie $\alpha_{X2}$ [°]	0.041	0.041	$\approx 0$	0.042	0.042	$\approx 0$	0.042	0.041	0.001
Ugięcie $\alpha_{Z1}$ [°]	0.041	0.04	0.001	0.042	0.04	0.002	0.041	0.038	0.003
Ugięcie $\alpha_{Z2}$ [°]	0.027	0.026	0.001	0.027	0.026	0.001	0.027	0.025	0.002

Zastosowanie modelu HS-Brick prowadzi do nieznacznego obniżenia wartości przechyłów w porównaniu z modelem HS. Różnice w przechyłach podłużnych ( $\beta_Z$ ) mieszczą się w przedziale od 7.7% do 13.5%. W przypadku przechyłów poprzecznych ( $\beta_X$ ) odnotowano niewielkie wartości, a różnice pomiędzy modelami gruntowymi zawierają się w zakresie od 10% do 28,8%.

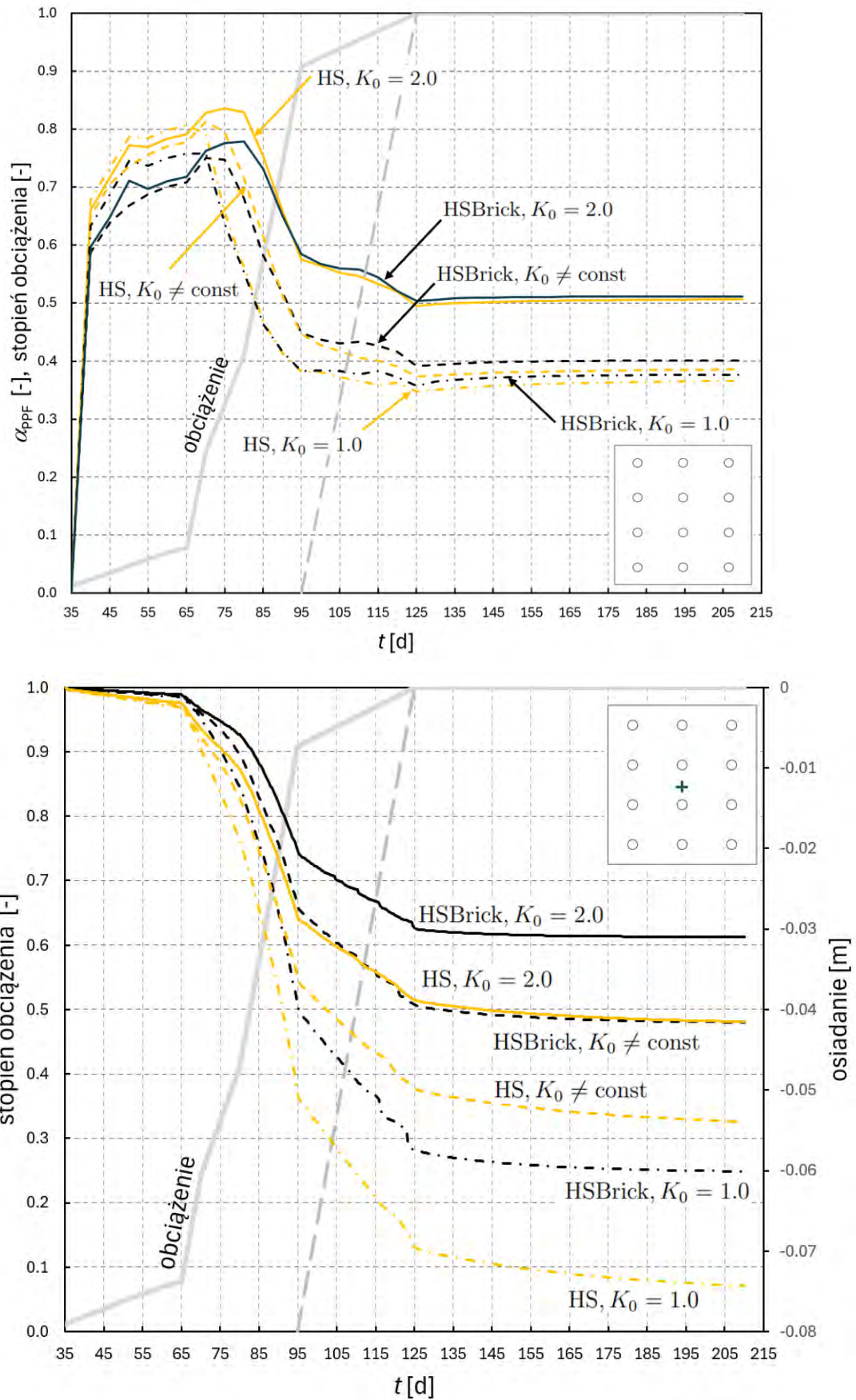
Ugięcia liniowe ( $\alpha_{X1}$ ,  $\alpha_{X2}$ ,  $\alpha_{Z1}$ ,  $\alpha_{Z2}$ ) są bardzo małe i mieszczą się w przedziałach: 0.041-0.044° dla  $\alpha_x$  oraz 0.025-0.042° dla  $\alpha_z$ . Wpływ przyjętego modelu konstytutywnego na ich wartości, w analizowanym przypadku, jest pomijalny.

### Rozdział obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ )

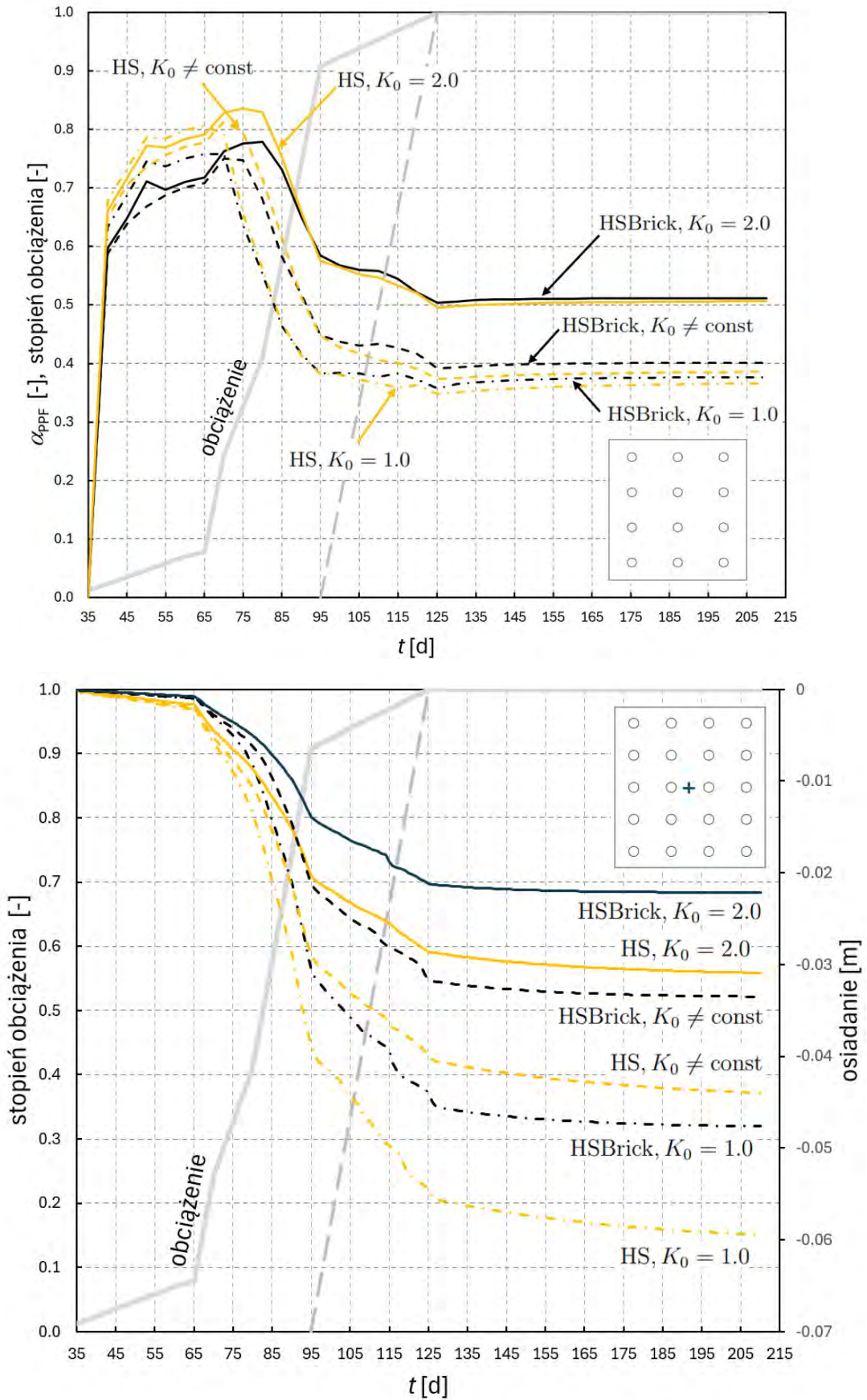
Porównanie charakterystycznych wartości przebiegu zmian wskaźnika udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ ) w zależności od modelu gruntowego przedstawiono w tablicy 12 oraz graficznie na rys. 65 i rys. 66. W odniesieniu do końcowej wartości tego wskaźnika ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ), różnice pomiędzy wynikami analiz wykonanych dla różnych modeli są niewielkie i nie mają znaczenia praktycznego - zarówno w układzie siatki pali 5x4, jak i 4x3.

W przypadku maksymalnej wartości wskaźnika udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ), zaobserwowane różnice pomiędzy analizowanymi przypadkami są wyraźniejsze niż w przypadku końcowej wartości ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ). Niezależnie od siatki pali model gruntu HS daje większy udział pali w przenoszeniu obciążenia niż model HS-Brick. Średnia różnica pomiędzy modelem HS i HS-Brick dla siatki pali 5x4 wynosi 0.026 punktu a dla siatki pali 4x3 0.05 punktu.

Zaobserwowane w ramach analiz numerycznych różnice w przebiegu wartości ( $\alpha_{PRF}$ ) stają się wyraźne przy początkowych wzrostach obciążenia pomiędzy dniem 45. i 85. Większy udział pali w przenoszeniu obciążenia w początkowej fazie jego przyrostu, zaobserwowany w analizach wykonanych z wykorzystaniem modelu HS, można przypisać niższej sztywności początkowej

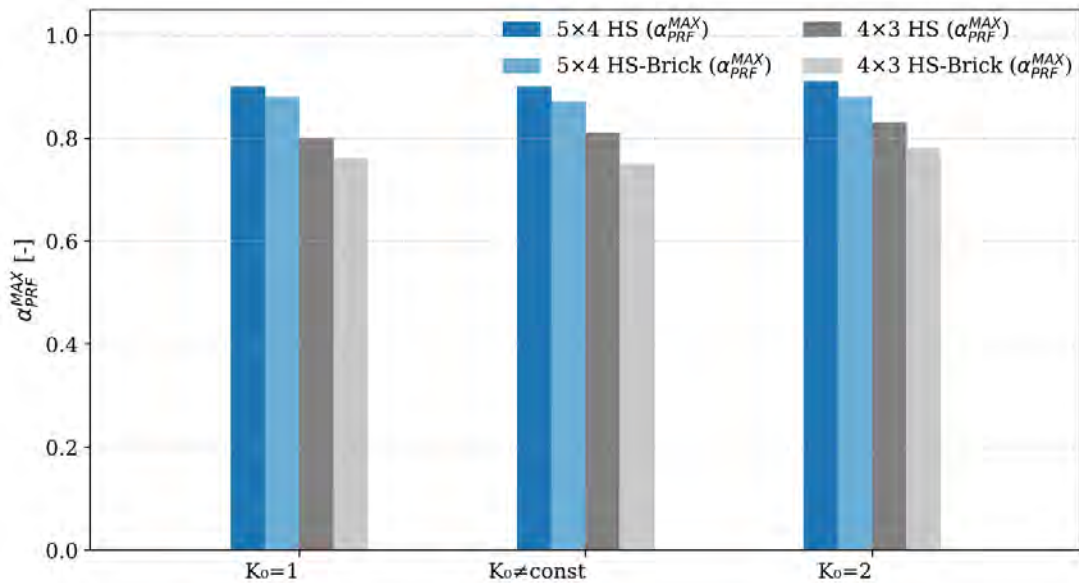


Rysunek 63. Porównanie wykresów rozdziału obciążenia  $\alpha_{PPF}$  oraz osiadania w czasie obciążenia w zależności od modelu gruntowego – siatka pali 4x3

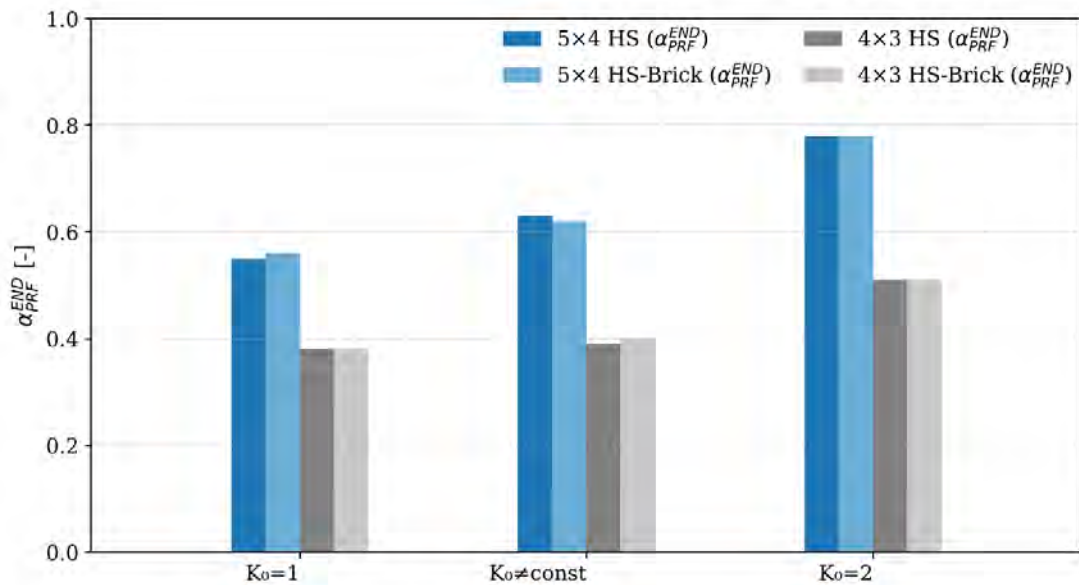


Rysunek 64. Wykresy rozdziału obciążenia  $\alpha_{PPF}$  oraz osiadania w czasie w zależności od modelu gruntowego – siatka pali 5x4

ośrodka gruntowego. Jest to konsekwencją braku implementacji w tym modelu konstytutywnym mechanizmu uwzględniającego wysoką sztywność początkową gruntu ( $E_0^{ref}$ ) w zakresie małych odkształceń. Ilustrację tego efektu przedstawiono na rys. 63 i rys. 64.



Rysunek 65. Porównanie wartości ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ) w zależności od modelu gruntu



Rysunek 66. Porównanie wartości ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) w zależności od modelu gruntu

### Siły w palach

Porównania przeprowadzono w wybranych charakterystycznych punktach czasowych, zgodnie z opisem zawartym w punkcie 3.5.2. Porównanie minimalnych i maksymalnych wartości reakcji dla charakterystycznych punktów czasowych zestawiono w tab. 15.

W 65. dniu nie odnotowano większych różnic w zakresie sił minimalnych pomiędzy analizami wykonanymi modelami gruntowymi HS i HS-Brick. Minimalne wartości sił, różnią się w zakresie

od 51 do 22 kN. Średnia wartość tej różnicy wyniosła 69.8 kN, co stanowiło 15.7%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w zakresie od 134 do 177 kN, przy średniej wynoszącej 155.2 kN, co odpowiadało 20.7%.

W dniu 95. sytuacja nie zmienia się znacząco, ale zarówno w przypadku sił minimalnych jak i maksymalnych zauważyć można mniejsze różnice w otrzymanyach wartościach. W przypadku sił minimalnych, różnice pomiędzy analizami wykonanymi modelami gruntowymi HS i HS-Brick wahały się od 3 do 132 kN. Średnia różnica wyniosła 55.5 kN, co odpowiadało 1.4%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w przedziale od 1 do 154 kN. Średnia wartość różnicy wyniosła 58.8 kN, co stanowiło 1.4%.

W dniu 125. sytuacja jest podobną jak w dniu 95. W przypadku minimalnych wartości sił, różnice wahały się od 5 do 149 kN. Średnia różnica wyniosła 62.7 kN, co odpowiadało 24,8%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w przedziale od 61 do 210 kN. Średnia wartość różnicy wyniosła 124.2 kN, co stanowiło 2.5%.

W dniu 210. sytuacja nie zmieniła się. W przypadku minimalnych wartości sił, różnice wahały się od 12 do 136 kN. Średnia różnica wyniosła 56.3 kN, co odpowiadało 56.8%. W przypadku wartości maksymalnych różnice mieściły się w przedziale od 2 do 195 kN. Średnia wartość różnicy wyniosła 55,7 kN, co stanowiło 0.9%.

Różnica pomiędzy wartościami minimalnymi i maksymalnymi w zależności od przyjętego w obliczeniach modelu gruntowego można uznać za nie niewielkie i określić je jako nieistotne ze względów praktycznych.

#### **3.5.5. Wpływ anizotropii sztywności początkowej**

Uwzględnienie anizotropii cech mechanicznych gruntu w modelowaniu numerycznym współpracy konstrukcji inżynierskich z podłożem jest bardzo rzadkie nie tylko w projektowaniu geotechnicznym, ale również w pracach ukierunkowanych naukowo. Głównymi przyczynami takiego stanu są, przede wszystkim, brak niezawodnych numerycznie implementacji anizotropowych modeli konstytutywnych o stosunkowo prostym sformułowaniu oraz brak standaryzacji badań parametrów materiałowych opisujących anizotropię. W analizach przykładowych wariantów FPP w niniejszej pracy przyjęto jednak jako typowe podłoże zbudowane z prekonsolidowanych gruntów drobnoziarnistych o dużej sztywności, które ze względu na swoją historię depozycji, diagenезę i wynikającą z tego anizotropową mikrostrukturę charakteryzują się również anizotropowymi właściwościami - najczęściej jest to przypadek izotropii poprzecznej. Dotyczy to przede wszystkim sztywności, przepuszczalności oraz w mniejszym stopniu, wytrzymałości. Anizotropia charakteryzująca sztywność prekonsolidowanych ilów opisywana jest jako inherentna, czyli stała i niezależna od aktualnego stanu naprężenia. Dla porównania, zmienna anizotropia indukowana aktualnym stanem naprężenia, w przypadku podłoża nośnego adekwatnego do zastosowania systemu FPP, charakterystyczna jest w gruntach ziarnistych. Anizotropia indukowana naprężeniem w piaskach charakteryzuje się, jednakże znacznie mniejszą intensywnością i wpływem w modelowaniu zagadnień praktycznych w porównaniu do anizotropii inherentnej w ilach.

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

Tablica 15. Porównanie skrajnych wartości sił w palach w zależności od modelu gruntu

Ko	Model	Siatka	65 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	65 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]
1	HS	5x4	354	81	22.9	807	134	19.9
1	HS-Brick	5x4	435			673		
2	HS	5x4	378	72	19.0	761	150	24.5
2	HS-Brick	5x4	450			611		
#const	HS	5x4	349	77	22.1	778	150	23.9
#const	HS-Brick	5x4	426			628		
1	HS	4x3	623	78	12.5	1098	144	15.1
1	HS-Brick	4x3	701			954		
2	HS	4x3	646	51	7.9	1049	177	20.3
2	HS-Brick	4x3	697			872		
#const	HS	4x3	602	60	10.0	1048	176	20.2
#const	HS-Brick	4x3	662			872		
wartość średnia				<b>69.8</b>	<b>15.7</b>		<b>155.2</b>	<b>20.7</b>
Ko	Model	Siatka	95 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica[%]	95 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica[%]
1	HS	5x4	2779	41	1.5	3331	113	3.5
1	HS-Brick	5x4	2738			3218		
2	HS	5x4	4438	70	1.6	4821	154	3.3
2	HS-Brick	5x4	4508			4667		
#const	HS	5x4	3427	12	0.4	3806	5	0.1
#const	HS-Brick	5x4	3439			3811		
1	HS	4x3	2983	3	0.1	3563	1	0.0
1	HS-Brick	4x3	2986			3564		
2	HS	4x3	4854	132	2.7	5248	77	1.5
2	HS-Brick	4x3	4986			5325		
#const	HS	4x3	3576	75	2.1	4098	3	0.1
#const	HS-Brick	4x3	3651			4101		
wartość średnia				<b>55.5</b>	<b>1.4</b>		<b>58.8</b>	<b>1.4</b>
Ko	Model	Siatka	125 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica[%]	125 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica[%]
1	HS	5x4	81	16	19.8	4588	138	3.0
1	HS-Brick	5x4	97			4726		
2	HS	5x4	1370	149	12.2	5866	61	1.1
2	HS-Brick	5x4	1221			5805		
#const	HS	5x4	528	73	16.0	5027	210	4.4
#const	HS-Brick	5x4	455			4817		
1	HS	4x3	155	7	4.7	4894	136	2.9
1	HS-Brick	4x3	148			4758		
2	HS	4x3	1161	5	0.4	6418	126	2.0
2	HS-Brick	4x3	1156			6292		
#const	HS	4x3	132	126	95.5	5189	74	1.4
#const	HS-Brick	4x3	258			5263		
wartość średnia				<b>62.7</b>	<b>24.8</b>		<b>124.2</b>	<b>2.5</b>
Ko	Model	Siatka	210 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica[%]	210 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica[%]
1	HS	5x4	7	18	257.1	4437	2	0.0
1	HS-Brick	5x4	25			4439		
2	HS	5x4	1407	107	8.2	6005	77	1.3
2	HS-Brick	5x4	1300			5928		
#const	HS	5x4	539	34	6.3	4907	21	0.4
#const	HS-Brick	5x4	573			4928		
1	HS	4x3	128	31	24.2	5099	16	0.3
1	HS-Brick	4x3	159			5115		
2	HS	4x3	1284	12	0.9	6652	195	3.0
2	HS-Brick	4x3	1296			6457		
#const	HS	4x3	309	136	44.0	5390	23	0.4
#const	HS-Brick	4x3	445			5413		
wartość średnia				<b>56.3</b>	<b>56.8</b>		<b>55.7</b>	<b>0.9</b>

W czasie realizacji analiz numerycznych do niniejszej pracy, równolegle na Politechnice Gdańskiej i Politechnice Krakowskiej, sformułowany został model będący rozszerzeniem modelu HS-Brick o anizotropowy opis sztywności w zakresie małych odkształceń.

Model ten AHS-Brick, opisany bardziej szczegółowo w rozdziale 3.1.3 zaimplementowany został w systemie ZSoil i pojawiła się możliwość zastosowania go w oryginalnych i pionierskich analizach zagadnienia FPP ukierunkowanych na zbadania efektów jakie daje uwzględnienie anizotropii bardzo ważnej charakterystyki mechanicznej w modelowaniu FPP, tj. sztywności w zakresie małych odkształceń.

Czysty wpływ anizotropii inherentnej na zachowanie się gruntu jest najbardziej widoczny w przypadku izotropowego stanu naprężenia. Warunki takie należy zatem zawsze zapewnić przy badaniu parametrów anizotropii inherentnej w laboratorium. W analizach wpływu anizotropii na zachowanie się FPP przyjęto również taką zasadę. Program obliczeń zaplanowano zatem przyjmując izotropowy stan naprężenia początkowego ( $K_0 = 1.0$ ) oraz zmienną wartość współczynnika anizotropii  $\alpha_G$ . W przypadku prekonsolidowanych gruntów drobnoziarnistych charakteryzujących się izotropią poprzeczną, sztywność w płaszczyźnie izotropii jest zawsze wyższa niż w kierunku osi symetrii, przyjęto zatem w analizach, oprócz referencyjnej wartości izotropowej ( $\alpha_G = 1.0$ ), następujące wartości współczynnika izotropii poprzecznej:  $\alpha_G = 1.5, 2.0, 2.5$ . Wartości te dobrze odzwierciedlają zakres zmienności tego współczynnika znany z literatury [42].

Zwiększanie wartości  $\alpha_G$  w modelu AHS-Brick zmienia relacje pomiędzy pięcioma standardowymi parametrami izotropii poprzecznej jak w równaniach (45-51) (wzory na parametry izotropii poprzecznej). Preferowanym zestawem parametrów sztywności w zakresie małych odkształceń w modelu AHS-Brick jest ( $G_{vh}^{reg}, v_{vh}, \alpha_G, p_{ref}$ ). W pracy zestaw ten oznaczony jest jako  $G_2$ . Zmieniając wartość  $\alpha_G$  wpływa się zatem na pozostałe parametry izotropii poprzecznej co zestawiono w tab. 2. W celach porównawczych przyjęto w analizach także zestaw parametrów oznaczony jako  $G_1 (E_{v0}, v_{hh}, \alpha_G, p_{ref})$ , który może być preferowany przez użytkowników stosujących zwykle modele izotropowe.

#### **Osiadanie**

Zestawienie porównawcze wartości osiadania środka fundamentu w analizach sprawdzających wpływ anizotropii sztywności w zakresie małych odkształceń przedstawiono w tab. 16. Na rys. 67 i rys. 68 przedstawiono graficznie porównanie wartości osiadania w zależności od stopnia izotropii poprzecznej modelu AHS-Brick odpowiednio zestawu parametrów  $G_2$  (siatka pali 5x4 i 4x3) i zestawu parametrów  $G_1$  (siatka pali 4x3). Ogólnym wnioskiem dotyczącym wpływu anizotropii na osiadanie jest rosnąca zależność redukcji osiadania od stopnia izotropii poprzecznej ( $\alpha_G$ ). Zestawienia tabelaryczne oraz graficzne osiadania otrzymanego w różnych wariantach przeprowadzonych analiz należy zawsze odnieść do izotropowego wariantu referencyjnego, tj. przy  $\alpha_G = 1.0$ ,  $K_0 = 1.0$ , w którym dwa zestawy parametrów izotropii poprzecznej są równoważne ( $G_1 \leftrightarrow G_2$ ). Zwiększającą się redukcja osiadania fundamentu

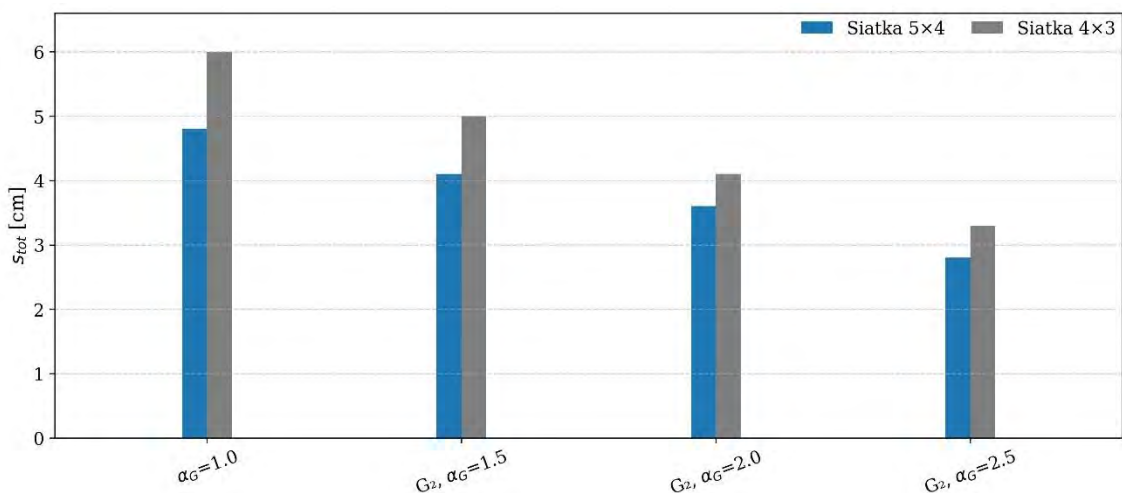
### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

w stosunku do przypadku izotropowego ze wzrostem  $\alpha_G$  została zaobserwowana we wszystkich analizowanych wariantach obliczeniowych bez względu na siatkę pali oraz zestaw parametrów izotropii poprzecznej. Stosując zestaw parametrów  $G_1$  różnice osiadania pomiędzy skrajnymi wartościami  $\alpha_G$  wynoszą 3.9 cm, co stanowi 23%. W przypadku zestawu parametrów  $G_2$  różnice osiadania pomiędzy skrajnymi wartościami  $\alpha_G$  wynoszą 2.0cm, co stanowi 71% dla siatki pali 5x4 oraz 2.7cm, co stanowi 81% dla siatki pali 4x3.

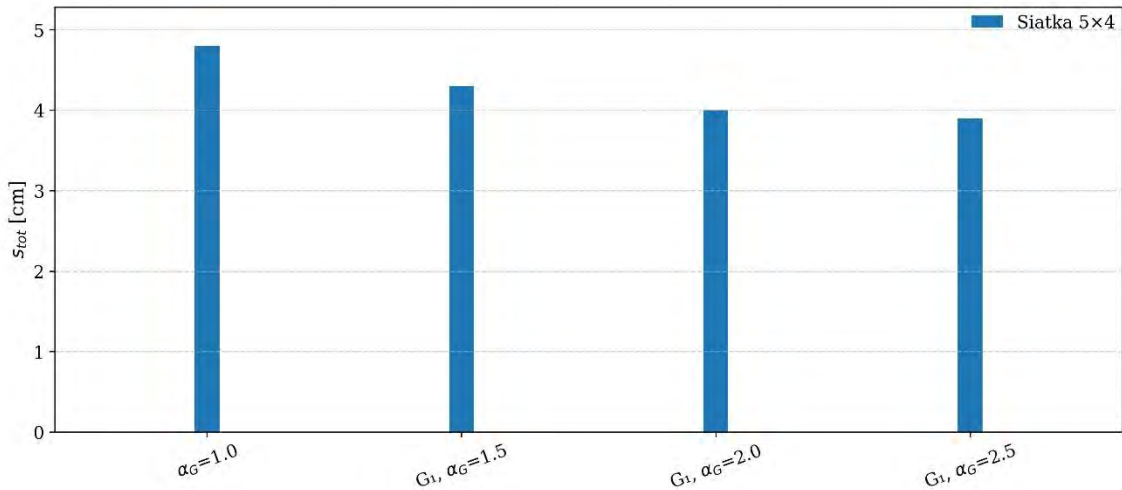
Tablica 16. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości  $\alpha_{PRF}$  w zależności od stopnia izotropii poprzecznej

Anizotropia	$K_0$	Model	Siatka 5x4: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 4x3: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]
$G_1 \leftrightarrow G_2$ , $\alpha_G=1.0$	1.0	AHS-Brick	4.8	-	88	58		
$G_1$ , $\alpha_G=1.5$			4.3	-	88	59		
$G_1$ , $\alpha_G=2.0$			4.0	-	88	60		
$G_1$ , $\alpha_G=2.5$			3.9	-	88	61		
$G_2$ , $\alpha_G=1.5$			4.1	-	88	60	-	-
$G_2$ , $\alpha_G=2.0$			3.6	-	84	60	-	-
$G_2$ , $\alpha_G=2.5$			2.8	-	84	63		-
$\alpha_G=1.0$			-	6.0	-	-	76	38
$G_2$ , $\alpha_G=1.5$			-	5.0	-	-	76	39
$G_2$ , $\alpha_G=2.0$			-	4.1	-	-	76	41
$G_2$ , $\alpha_G=2.5$			-	3.3			71	41

Przykładowe wykresy osiadania fundamentu w zależności od stopnia izotropii poprzecznej oraz zestawu parametrów przedstawiono na rys. 67, rys. 68 i rys. 69.



Rysunek 67. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od stopnia izotropii poprzecznej, zestaw parametrów  $G_2$



Rysunek 68. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od stopnia izotropii poprzecznej, zestaw parametrów  $G_1$

W przypadku siatki pali 5x4 przechyły fundamentu w kierunku dominującego momentu zginającego wykazują istotną zależność od współczynnika anizotropii  $\alpha_G$ . Przy zastosowaniu zestawu parametrów  $G_2$  różnica kąta przechyłu ( $\beta_Z$ ) pomiędzy izotropowym zestawem parametrów  $\alpha_G = 1.0$  a skrajnym zestawem parametrów  $\alpha_G = 2.5$  wynosi 194% natomiast w przypadku zastosowania zestawu parametrów  $G_1$  różnica ta wynosi 36% a przy siatce pali 4x3 56%. Różnice w przypadku przechyłów ( $\beta_X$ ) w kierunku prostopadłym do dominującego momentu zginającego wynoszą odpowiednio 200%, 34% i 83%.

Ugięcia fundamentu ( $\alpha_{X1}, \alpha_{X2}, \alpha_{Z1}, \alpha_{Z2}$ ) nie wykazują istotnej wrażliwości na zmiany ustawienia stopnia anizotropii.

W tab. 17, tab. 18 i tab. 19 przedstawiono zmiany przechyłów i ugięć FPP w stosunku do przypadku referencyjnego ( $\alpha_G = 1.0$ )

Tablica 17. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od stopnia izotropii poprzecznej – przy zestawie parametrów  $G_1$  i siatce palii 5x4

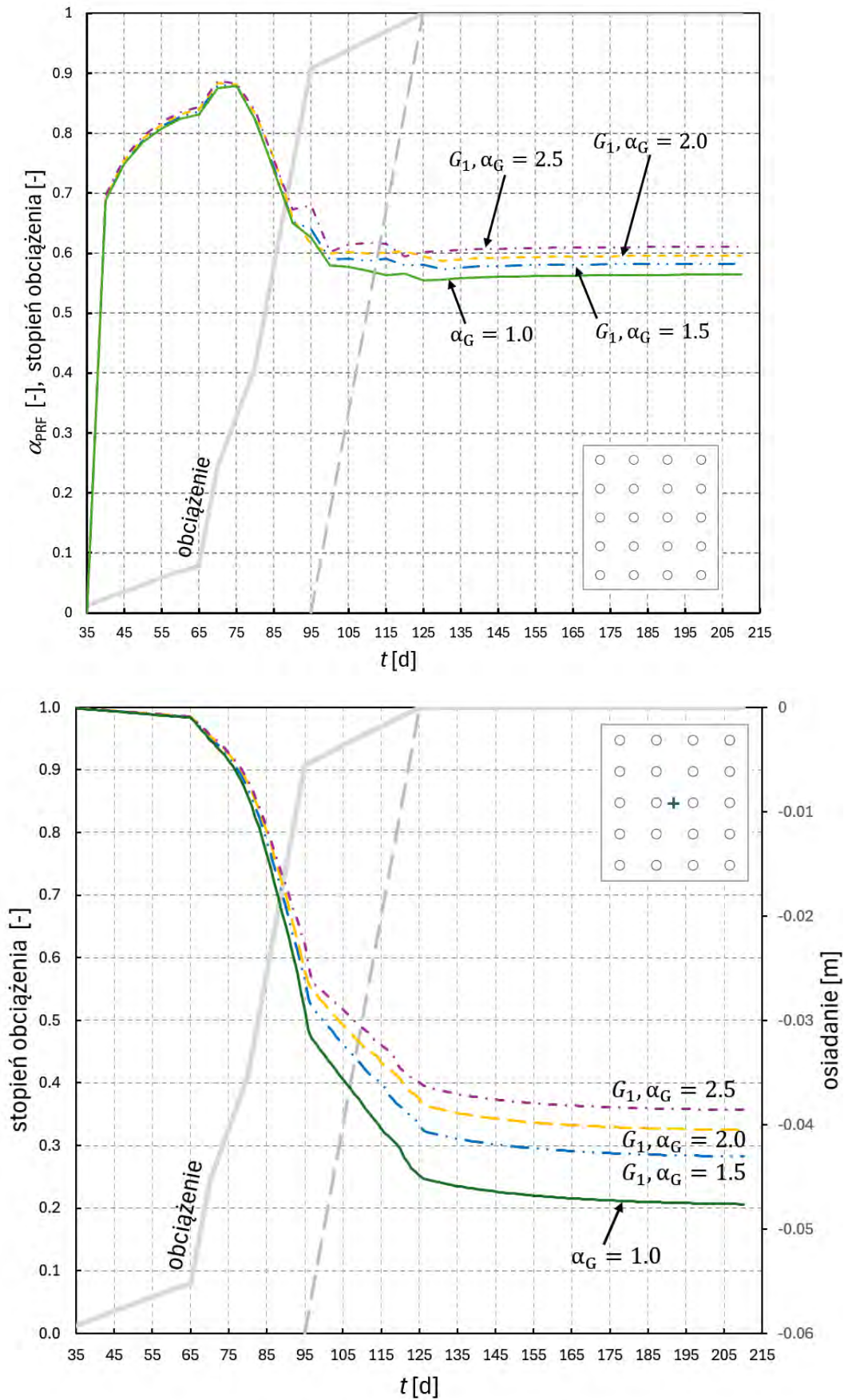
	$\alpha_G = 1.0$ $G_1 \Leftrightarrow G_2$ Wartość referencyjna	$G_1, \alpha_G = 1.5$	$G_1, \alpha_G = 2.0$	$G_1, \alpha_G = 2.5$
Przechył $\beta_X$ [°]	-0.01	25%	25%	43%
Przechył $\beta_Z$ [°]	0.151	16%	26%	36%
Ugięcie $\alpha_{X1}$ [°]	0.044	0.001	0.001	0.001
Ugięcie $\alpha_{X2}$ [°]	0.044	0.001	0.001	0.005
Ugięcie $\alpha_{Z1}$ [°]	0.039	≈ 0	≈ 0	≈ 0
Ugięcie $\alpha_{Z2}$ [°]	0.026	≈ 0	≈ 0	≈ 0

Tablica 18. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od stopnia izotropii poprzecznej – przy zestawie parametrów  $G_2$  i siatce palii 5x4

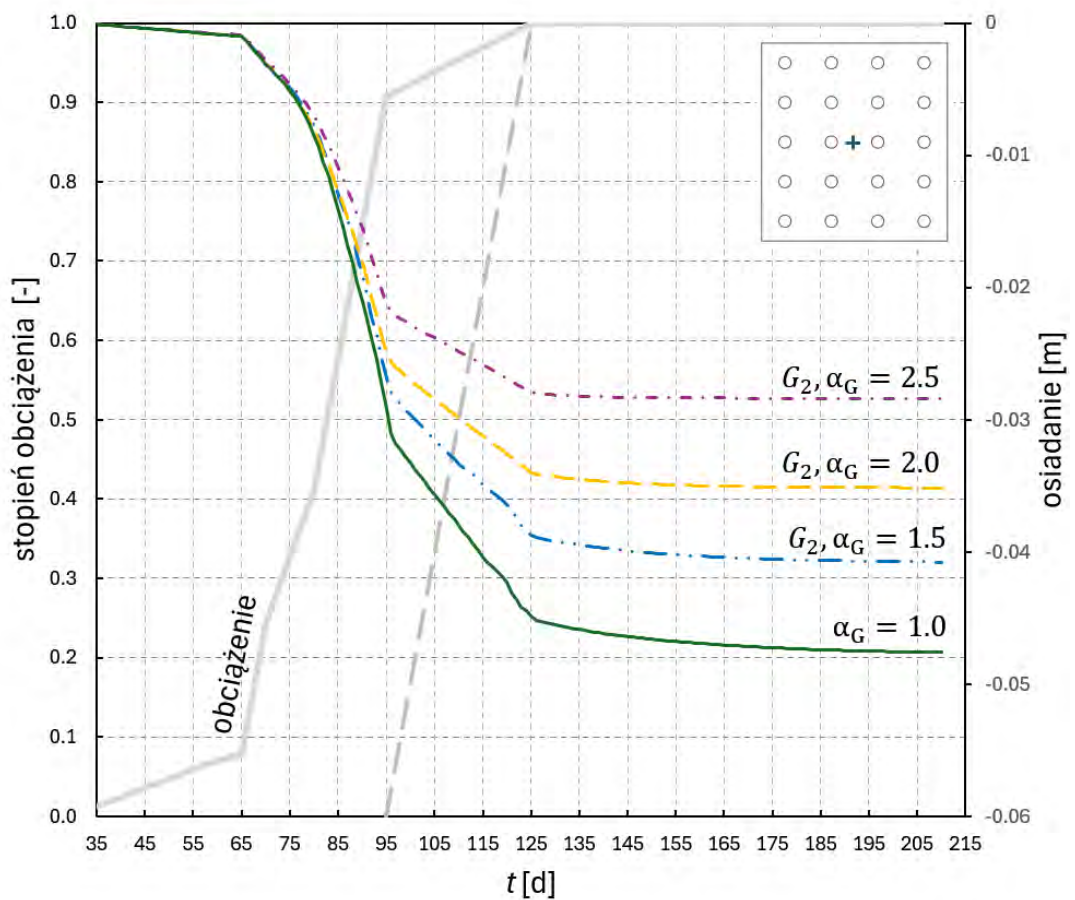
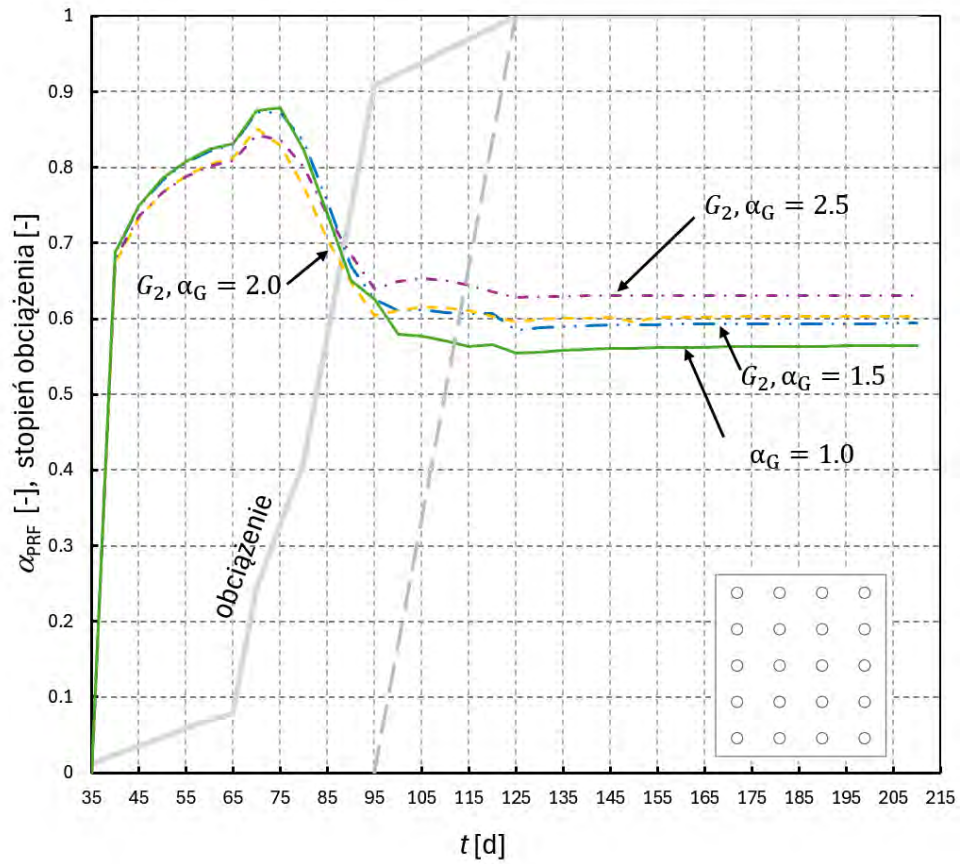
	$\alpha_G = 1.0$ $G_1 \Leftrightarrow G_2$ Wartość referencyjna	$G_2, \alpha_G = 1.5$	$G_2, \alpha_G = 2.0$	$G_2, \alpha_G = 2.5$
Przechył $\beta_X$ [°]	-0.01	25%	43%	200%
Przechył $\beta_Z$ [°]	0.151	26%	57%	194%
Ugięcie $\alpha_{X1}$ [°]	0.044	-0.001	-0.001	-0.001
Ugięcie $\alpha_{X2}$ [°]	0.044	$\approx 0$	-0.001	-0.001
Ugięcie $\alpha_{Z1}$ [°]	0.039	$\approx 0$	-0.001	-0.001
Ugięcie $\alpha_{Z2}$ [°]	0.026	$\approx 0$	-0.001	-0.001

Tablica 19. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od stopnia izotropii poprzecznej – przy zestawie parametrów  $G_2$  i siatce palii 4x3

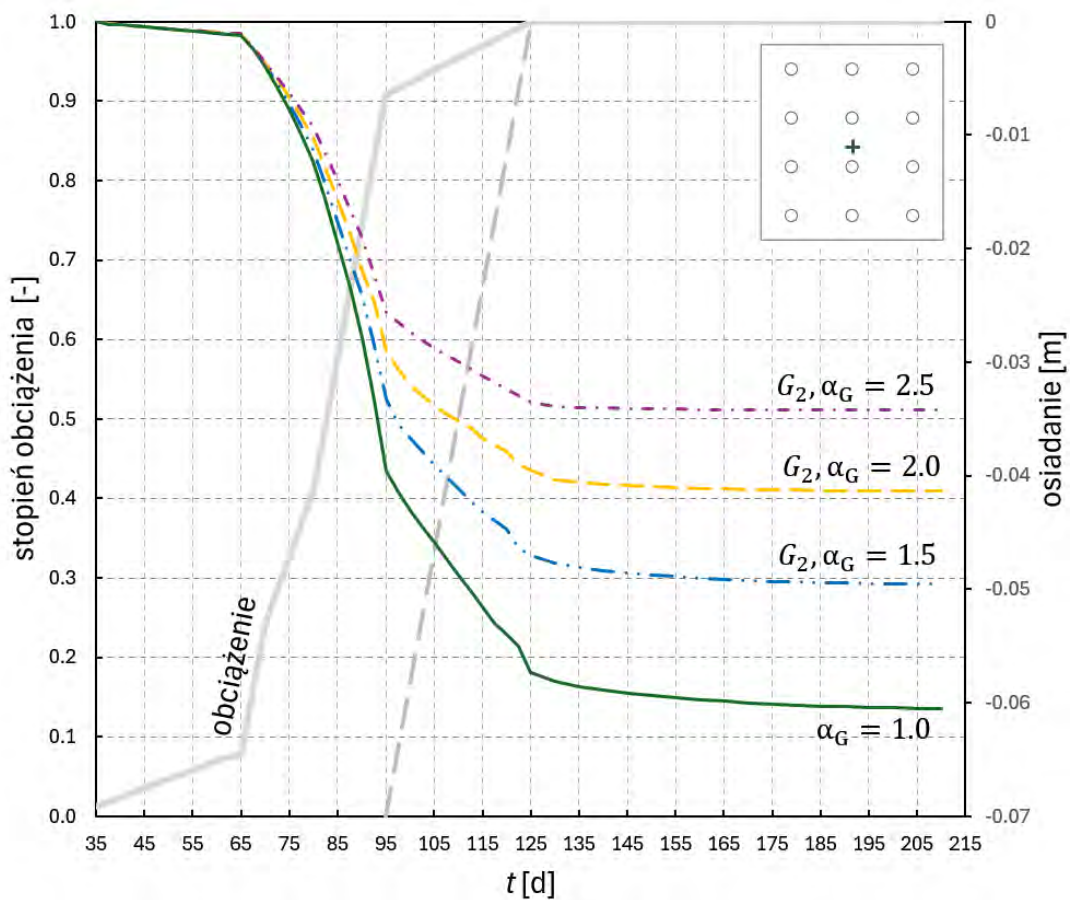
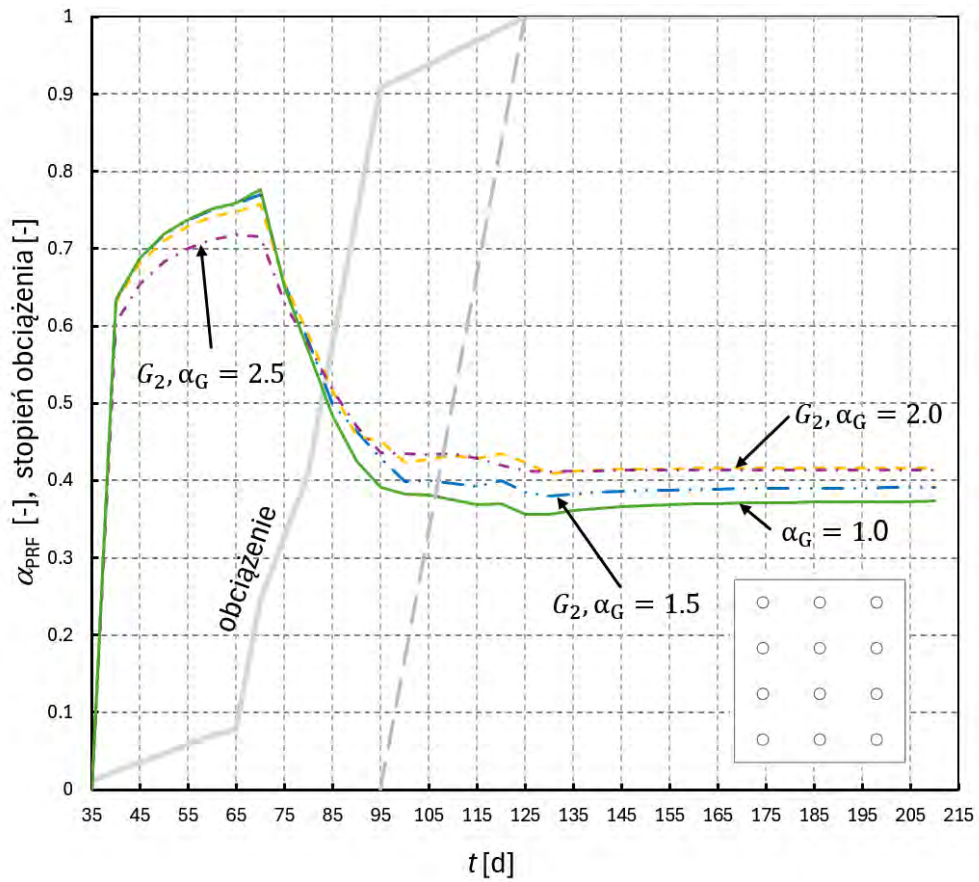
	$\alpha_G = 1.0$ $G_1 \Leftrightarrow G_2$ Wartość referencyjna	$G_2, \alpha_G = 1.5$	$G_2, \alpha_G = 2.0$	$G_2, \alpha_G = 2.5$
Przechył $\beta_X$ [°]	-0.011	22%	57%	83%
Przechył $\beta_Z$ [°]	0.19	4%	31%	56%
Ugięcie $\alpha_{X1}$ [°]	0.041	-0.001	-0.002	-0.002
Ugięcie $\alpha_{X2}$ [°]	0.041	-0.001	-0.002	-0.002
Ugięcie $\alpha_{Z1}$ [°]	0.04	-0.001	-0.001	-0.002
Ugięcie $\alpha_{Z2}$ [°]	0.026	-0.001	-0.001	-0.001



Rysunek 69. Wykresy rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$  oraz osiadania w czasie w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – siatka pali 5x4, zestaw parametrów  $G_1$



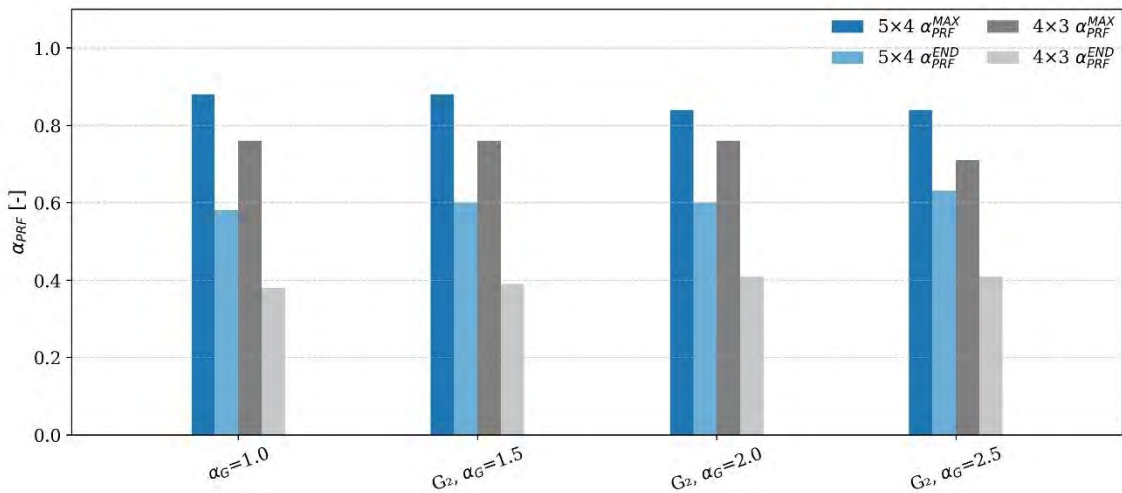
Rysunek 70. Wykresy rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$  oraz osiadania w czasie w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – siatka pali 5x4, zestaw parametrów  $G_2$



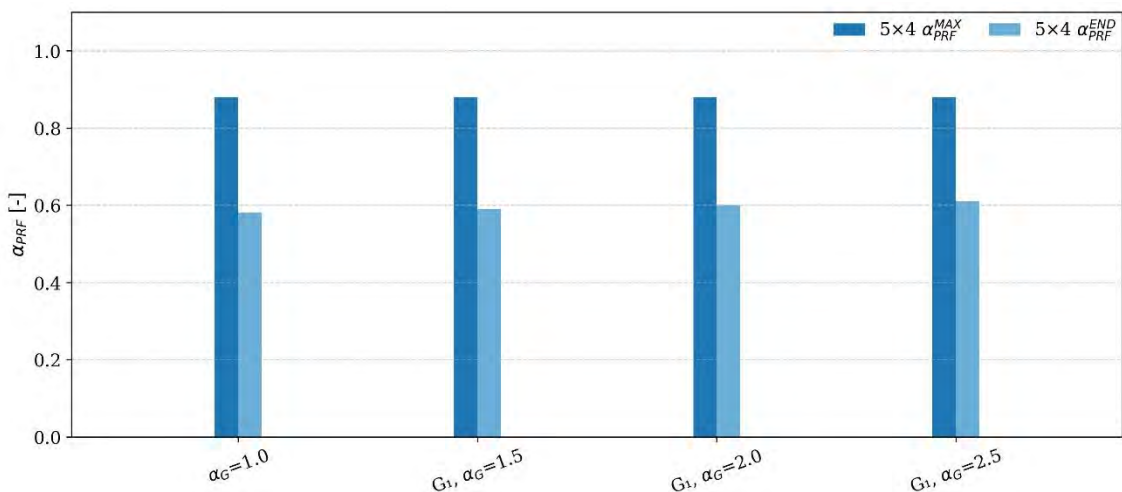
Rysunek 71. Wykresy rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$  oraz osiadania w czasie w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – siatka pali 4x3, zestaw parametrów  $G_2$

**Rozdział obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ )**

Porównanie charakterystycznych wartości przebiegu zmian wskaźnika udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ ) w zależności od stopnia anizotropii przedstawiono w tabelicy 16 oraz graficznie na rys. 69, rys. 70 i rys. 71. Porównanie wartości granicznych ( $\alpha_{PRF}$ ) przedstawiono na rys. 72 oraz rys. 73.



Rysunek 72. Porównanie wartości granicznych  $\alpha_{PRF}$  w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – zestaw parametrów  $G_2$ .



Rysunek 73. Porównanie granicznych wartości  $\alpha_{PRF}$  w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – zestaw parametrów  $G_1$ .

W przypadku siatki pali 5x4 przy zestawie parametrów  $G_1$  maksymalny udział pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ) wynosi 0.88 dla wszystkich  $\alpha_G$ , natomiast wartości końcowe ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) wynoszą odpowiednio 0.59, 0.60, 0.61 dla  $\alpha_G=1.5$ , 2.0 i 2.5. Dla modelu izotropowego maksymalne wartości udziału pali w przenoszeniu obciążenia wynoszą ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ) 0.88 a końcowe wartości ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) 0.58. W przypadku ustawień  $G_2$ , wartości ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ) dla  $\alpha_G=1.5$  wynosi 0.88 tak jak w przypadku ustawień  $G_1$ . Dla  $\alpha_G=2.0$  i 2.5 udział pali w przenoszeniu obciążenia spada do

0.84. Wartości ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) wynoszą: 0.60 dla  $\alpha_G = 1.5$  oraz 0.63 dla  $\alpha_G = 2.5$ . Różnice pomiędzy  $G_1$  a  $G_2$  wynoszą maksymalnie 4%.

Dla siatki pali 4x3 maksymalny udział pali w przenoszeniu obciążenia wynosi 0.76 przy wartościach współczynnika anizotropii  $\alpha_G$  równych 1.5 oraz 2.0, natomiast przy  $\alpha_G = 2.5$  spada do 0.71. Odpowiadające temu wartości współczynnika ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) wynoszą odpowiednio: 0.39 ( $\alpha_G = 1.5$ ), 0.41 ( $\alpha_G = 2.0$ ) oraz 0.41 ( $\alpha_G = 2.5$ ).

W przypadku obu konfiguracji siatek pali, przy zastosowaniu parametrów gruntowych zgodnych z zestawami  $G_1$  oraz  $G_2$ , różnice w wartościach obciążenia przenieszonego przez pale zarówno w odniesieniu do wartości maksymalnych, jak i końcowych nie przekraczają 8%.

#### **Siły w palach**

Porównania przeprowadzono w wybranych charakterystycznych punktach czasowych, zgodnie z opisem zawartym w punkcie 3.5.2. Porównanie minimalnych i maksymalnych wartości reakcji dla charakterystycznych punktów czasowych zestawiono w tab. 20.

W 65. dniu rozkłady sił w palach pozostają zbliżone niezależnie od przyjętego ustawienia stopnia izotropii poprzecznej. Dla siatki pali 5x4 przy zestawie parametrów  $G_1$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 13 do 27 kN, średnia różnica wynosi 4%. W przypadku zestawu parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 2 do 18 kN, średnia różnica wynosi 2%. Różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych dla zestawu parametrów  $G_1$  zawierają się w przedziale od 5 do 6 kN, średnia różnica 1%. W przypadku zestawu parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych zawierają się w przedziale od 4 do 24 kN, średnia różnica wynosi 2%.

Dla siatki pali 4x3 przy zestawie parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 3 do 56 kN, średnia różnica wynosi 6%. Różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych dla zestawu parametrów  $G_2$  zawierają się w przedziale od 3 do 60 kN, średnia różnica 3%.

W 95. dniu dla siatki pali 5x4 przy zestawie parametrów  $G_1$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 37 do 297 kN, średnia różnica wynosi 6%. W przypadku zestawu parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 149 do 349 kN, średnia różnica wynosi 9%. Różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych dla zestawu parametrów  $G_1$  zawierają się w przedziale od 33 do 221 kN, średnia różnica 4%. W przypadku zestawu parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych zawierają się w przedziale od 129 do 301 kN, średnia różnica wynosi 6%.

Dla siatki pali 4x3 przy zestawie parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 211 do 434 kN, średnia różnica wynosi 10%. Różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych dla zestawu parametrów  $G_2$  zawierają się w przedziale od 407 do 570 kN, średnia różnica 12%.

W dniu 125 zauważalne są znaczne różnice w wartościach minimalnych sił - mogą one mieć charakter wielokrotny - natomiast maksymalne wartości sił różnią się w zakresie kilku procent.

W przypadku siatki pali 5x4 przy zestawie parametrów  $G_1$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 87 do 199 kN, różnice są kilkukrotne. W przypadku zestawu parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 59 do 204 kN, różnice są kilkukrotne. Różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych dla zestawu parametrów  $G_1$  zawierają się w przedziale od 187 do 292 kN, średnia różnica 5%. W przypadku zestawu parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych zawierają się w przedziale od 110 do 441 kN, średnia różnica wynosi 5%.

Dla siatki pali 4x3 przy zestawie parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 150 do 435 kN, średnia różnica wynosi 129%. Różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych dla zestawu parametrów  $G_2$  zawierają się w przedziale od 557 do 1263 kN, średnia różnica 16%.

W dniu 210 zauważalne są znaczne różnice w wartościach minimalnych sił natomiast maksymalne wartości sił różnią się w zakresie kilku procent.

W przypadku siatki pali 5x4 przy zestawie parametrów  $G_1$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 8 do 97 kN, średnia różnica 27%. W przypadku zestawu parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 62 do 134 kN, średnia różnica 50%. Różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych dla zestawu parametrów  $G_1$  zawierają się w przedziale od 156 do 398 kN, średnia różnica 6%. W przypadku zestawu parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych zawierają się w przedziale od 238 do 671 kN, średnia różnica wynosi 9%.

Dla siatki pali 4x3 przy zestawie parametrów  $G_2$  różnice pomiędzy wartościami sił minimalnych zawierają się w przedziale od 2 do 100 kN, średnia różnica wynosi 13%. Różnice pomiędzy wartościami sił maksymalnych dla zestawu parametrów  $G_2$  zawierają się w przedziale od 368 do 796 kN, średnia różnica 9%.

Z wyjątkiem przypadków skrajnych, które występują głównie w 125. i 210. dniu analizy, różnice pomiędzy minimalnymi i maksymalnymi siłami w poszczególnych wariantach izotropii poprzecznej, w porównaniu z wynikami analiz izotropowych, mieszczą się w zakresie kilkunastu procent.

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP

Tablica 20. Porównanie skrajnych wartości sił w palach w zależności od stopnia izotropii poprzecznej

Anizotropia	Ko	Model	Siatka	65 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	65 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]	
$\alpha_G=1.0$	K0=1.0	AHS-Brick	5x4	433	Ref	Ref	678	Ref	Ref	
$G_1, \alpha_G=1.5$			5x4	446	13	2.9	673	5	0.7	
$G_1, \alpha_G=2.0$			5x4	454	21	4.6	672	6	0.9	
$G_1, \alpha_G=2.5$			5x4	460	27	5.9	672	6	0.9	
$G_2, \alpha_G=1.5$			5x4	435	2	0.5	674	4	0.6	
$G_2, \alpha_G=2.0$			5x4	422	11	3.6	659	19	2.9	
$G_2, \alpha_G=2.5$			5x4	415	18	4.3	654	24	3.7	
$G_1, \alpha_G=1.0$			4x3	701	Ref	Ref	960	Ref	Ref	
$G_2, \alpha_G=1.5$			4x3	698	3	0.4	957	3	0.3	
$G_2, \alpha_G=2.0$			4x3	645	56	8.7	945	15	1.6	
$G_2, \alpha_G=2.5$			4x3	648	53	8.2	900	60	6.7	
			wartość średnia $G_1$ - siatka 5x4	20	4		6	1		
			wartość średnia $G_2$ - siatka 5x4	10	2		16	2		
			wartość średnia $G_2$ - siatka 4x3	37	6		26	3		
Anizotropia	Ko	Model	Siatka	95 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	95 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]	
$\alpha_G=1.0$	K0=1.0	AHS-Brick	5x4	3172	Ref	Ref	3606	Ref	Ref	
$G_1, \alpha_G=1.5$			5x4	3018	154	5.1	3573	33	0.9	
$G_1, \alpha_G=2.0$			5x4	2875	297	10.3	3419	187	5.8	
$G_1, \alpha_G=2.5$			5x4	3209	37	1.2	3827	221	5.8	
$G_2, \alpha_G=1.5$			5x4	2930	242	8.3	3445	161	4.7	
$G_2, \alpha_G=2.0$			5x4	2823	349	12.4	3305	301	9.1	
$G_2, \alpha_G=2.5$			5x4	3023	149	4.9	3477	129	3.7	
$G_1, \alpha_G=1.0$			4x3	3144	Ref	Ref	3601	Ref	Ref	
$G_2, \alpha_G=1.5$			4x3	3355	211	6.3	4008	407	10.2	
$G_2, \alpha_G=2.0$			4x3	3578	434	12.1	4171	570	13.7	
$G_2, \alpha_G=2.5$			4x3	3497	353	10.1	4043	442	10.9	
			wartość średnia $G_1$ - siatka 5x4	163	6		147	4		
			wartość średnia $G_2$ - siatka 5x4	247	9		197	6		
			wartość średnia $G_2$ - siatka 4x3	333	10		473	12		
Anizotropia	Ko	Model	Siatka	125 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	125 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]	
$\alpha_G=1.0$	K0=1.0	AHS-Brick	5x4	197	Ref	Ref	4989	Ref	Ref	
$G_1, \alpha_G=1.5$			5x4	-2	199	9950.0	4697	292	6.2	
$G_1, \alpha_G=2.0$			5x4	52	145	278.8	4792	197	4.1	
$G_1, \alpha_G=2.5$			5x4	110	87	79.1	4802	187	3.9	
$G_2, \alpha_G=1.5$			5x4	-7	204	2914.3	4548	441	9.7	
$G_2, \alpha_G=2.0$			5x4	138	59	42.8	4776	213	4.5	
$G_2, \alpha_G=2.5$			5x4	374	177	47.3	5099	110	2.2	
$G_1, \alpha_G=1.0$			4x3	-53	Ref	Ref	4821	Ref	Ref	
$G_2, \alpha_G=1.5$			4x3	97	150	154.6	5378	557	10.4	
$G_2, \alpha_G=2.0$			4x3	305	358	117.4	6084	1263	20.8	
$G_2, \alpha_G=2.5$			4x3	382	435	113.9	5859	1038	17.7	
			wartość średnia $G_1$ - siatka 5x4	144	3436		225	5		
			wartość średnia $G_2$ - siatka 5x4	147	1001		255	5		
			wartość średnia $G_2$ - siatka 4x3	314	129		953	16		
Anizotropia	Ko	Model	Siatka	210 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	210 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]	
$\alpha_G=1.0$	K0=1.0	AHS-Brick	5x4	278	Ref	Ref	4472	Ref	Ref	
$G_1, \alpha_G=1.5$			5x4	181	97	53.6	4628	156	3.4	
$G_1, \alpha_G=2.0$			5x4	224	54	24.1	4725	253	5.4	
$G_1, \alpha_G=2.5$			5x4	286	8	2.8	4870	398	8.2	
$G_2, \alpha_G=1.5$			5x4	144	134	93.1	4710	238	5.1	
$G_2, \alpha_G=2.0$			5x4	216	62	28.7	4908	436	8.9	
$G_2, \alpha_G=2.5$			5x4	395	117	29.6	5143	671	13.0	
$G_1, \alpha_G=1.0$			4x3	309	Ref	Ref	5034	Ref	Ref	
$G_2, \alpha_G=1.5$			4x3	311	2	0.6	5402	368	6.8	
$G_2, \alpha_G=2.0$			4x3	365	56	15.3	5806	772	13.3	
$G_2, \alpha_G=2.5$			4x3	409	100	24.4	5830	796	13.7	
			wartość średnia $G_1$ - siatka 5x4	53	27		269	6		
			wartość średnia $G_2$ - siatka 5x4	104	50		448	9		
			wartość średnia $G_2$ - siatka 4x3	53	13		645	11		

### 3.5.6. Wpływ schematu obciążenia

Większość analiz wpływów poszczególnych elementów modelu numerycznego FPP została przeprowadzona przy obciążeniu złożonym MHV, które odpowiada rzeczywistemu obciążeniu projektowemu przykładowej podpory mostowej. Zginanie oraz siły poziome pojawiają się w końcowym etapie obciążenia (od 95. do 125. dnia) i są one przyjmowane najczęściej jako siły zastępcze od zmiennych i stałych obciążeń użytkowych. Oczywistym efektem działania tych sił będą zmiany reakcji w skrajnych palach FPP oraz większe różnice osiadania, czy też przechyły płyty fundamentowej, jednakże zasadniczym aspektem badawczym było sprawdzenie wpływu schematu obciążenia na rozdział obciążenia (przebiegi zmian  $\alpha_{PRF}$ ) oraz osiadanie średnie FPP, szczególnie w końcowej fazie konsolidacji (po 125. dniu). Referencyjnym schematem obciążenia do schematu MHV było przyjęcie czystego obciążenia osiowego fundamentu (schemat V). Szczegóły tych schematów omówiono w opisie modelu numerycznego FPP w rozdziale 3.4.

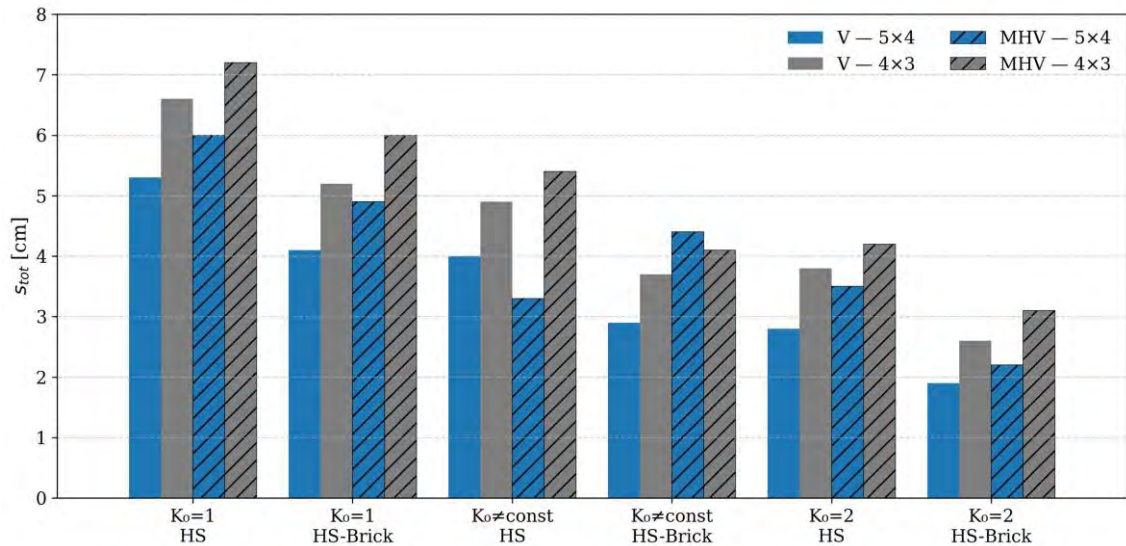
#### Osiadanie

Zestawienie porównawcze wartości osiadania środka płyty fundamentowej w analizach wpływu schematu obciążenia przedstawiono w tab. 21 oraz graficznie na rys. 74. Ogólny wniosek wskazuje na większe wartości osiadania w przypadku schematu obciążenia V niż w przypadku schematu obciążenia MHV. Prawidłowość taką zaobserwowano niezależnie od geometrii siatki pali, czy też modelu gruntu i początkowego stanu naprężenia.

Tablica 21. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości  $\alpha_{PRF}$  w zależności od schematu obciążenia

K <sub>0</sub>	Model	Siatka 5x4:	Siatka 5x4:	Siatka 4x3: $S_{tot}$	Siatka 4x3: $S_{tot}$	Siatka 5x4:	Siatka 5x4:	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{END}$	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{END}$
		$S_{tot}$ [cm]	$S_{tot}$ [cm]	[cm]	[cm]	$\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	$\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	[-]	[-]
		V	MHV	V	MHV	V	MHV	V	MHV
1	HS	5.3	6	6.6	7.2	62	55	42	38
1	HS-Brick	4.1	4.9	5.2	6	62	56	42	38
#const	HS	4	3.3	4.9	5.4	71	63	47	39
#const	HS-Brick	2.9	4.4	3.7	4.1	72	62	47	40
2	HS	2.8	3.5	3.8	4.2	85	78	59	51
2	HS-Brick	1.9	2.2	2.6	3.1	86	78	59	51

Średnia różnica osiadania dla siatki pali 5x4, wyznaczona dla wszystkich analizowanych warunków pomiędzy schematami obciążenia V i MHV, wynosi 0,8 cm, co odpowiada 24%. W przypadku siatki 4x3 średnia różnica pomiędzy tymi samymi schematami obciążenia wynosi 0,5 cm, co stanowi 12,5%.



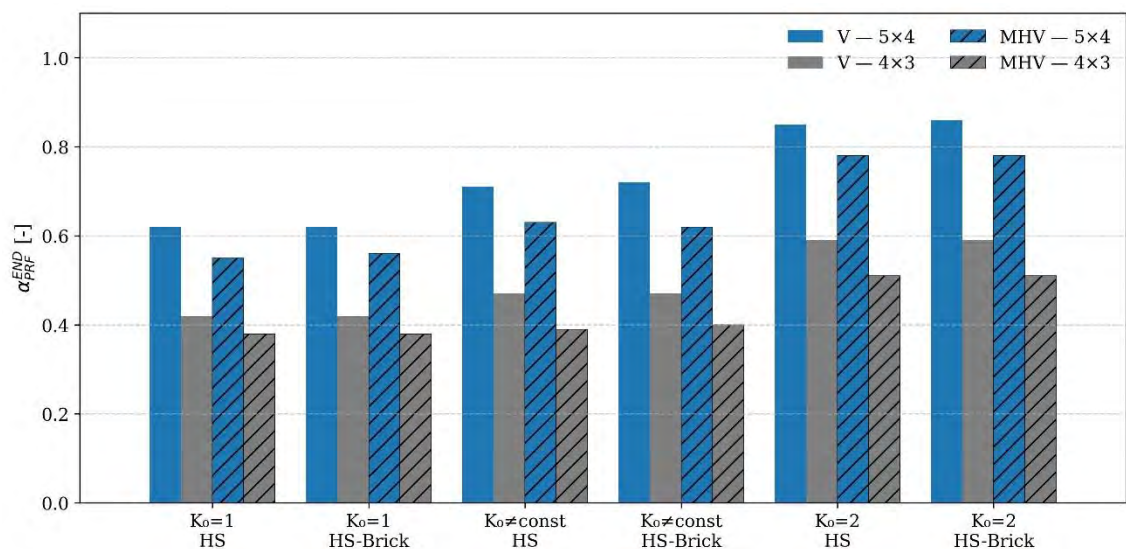
Rysunek 74. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności schematu obciążenia

### Rozdział obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ )

Porównanie granicznych wartości współczynnika udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ ) w zależności od schematu obciążenia przedstawiono w tab. 21 oraz graficznie na rys. 75.

Ze względu na identyczny przebieg obciążenia do 95. dnia analizy w schematach V i MHV (rys. 42), wartości maksymalnego udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ), przypadające na ten okres, są takie same. W związku z tym ich porównanie zostało pominięte.

W odniesieniu do końcowej wartości udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ), różnice pomiędzy schematami obciążenia V i MHV osiągają wartości kilkunastu procent.



Rysunek 75. Porównanie wartości granicznej ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) w zależności od schematu obciążenia

Średnia różnica pomiędzy wszystkimi przypadkami dla siatki pali 5x4 wynosi 0.08 a dla siatki pali 4x3 0.07, co daje odpowiednio średnią różnicę 11.9% i 15.1%.

**Siły w palach**

Porównań dokonano w wybranych charakterystycznych punktach czasowych, zgodnie z opisem zawartym w punkcie 3.5.2. Porównanie minimalnych i maksymalnych wartości reakcji dla charakterystycznych punktów czasowych zestawiono w tab. 22.

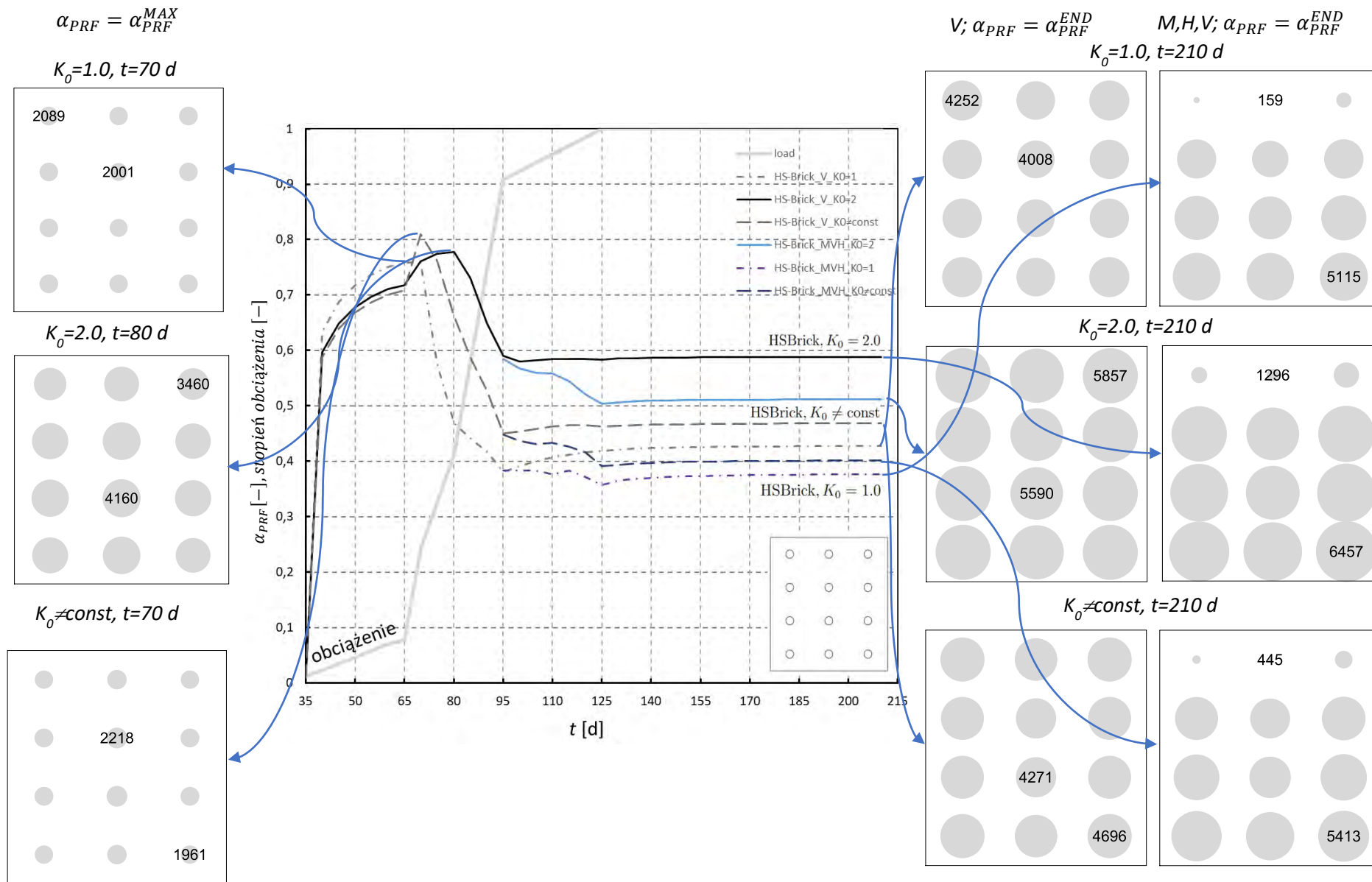
W 65. i 95. dniu nie odnotowano różnic w wartościach sił minimalnych ani maksymalnych pomiędzy analizami wykonanymi dla schematów obciążenia V i MHV, co wynika z identycznego przebiegu obciążenia w tym przedziale czasowym (rys. 42).

W 125. i 210. dniu różnice w zakresie sił minimalnych pomiędzy schematami V i MHV osiągają wartości przekraczające kilkakrotność porównywanych wielkości. W odniesieniu do sił maksymalnych, dla siatki pali 5x4 średnia wartość różnicy dla analizowanych przypadków wyniosła odpowiednio 785.8 kN (18.9%) w 125. dniu oraz 706 kN (16.3%) w 210. dniu. W przypadku siatki 4x3 uzyskano odpowiednio 643.7 kN (16.3%) i 756.8 kN (15.8%).

Tablica 22. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od schematu obciążenia

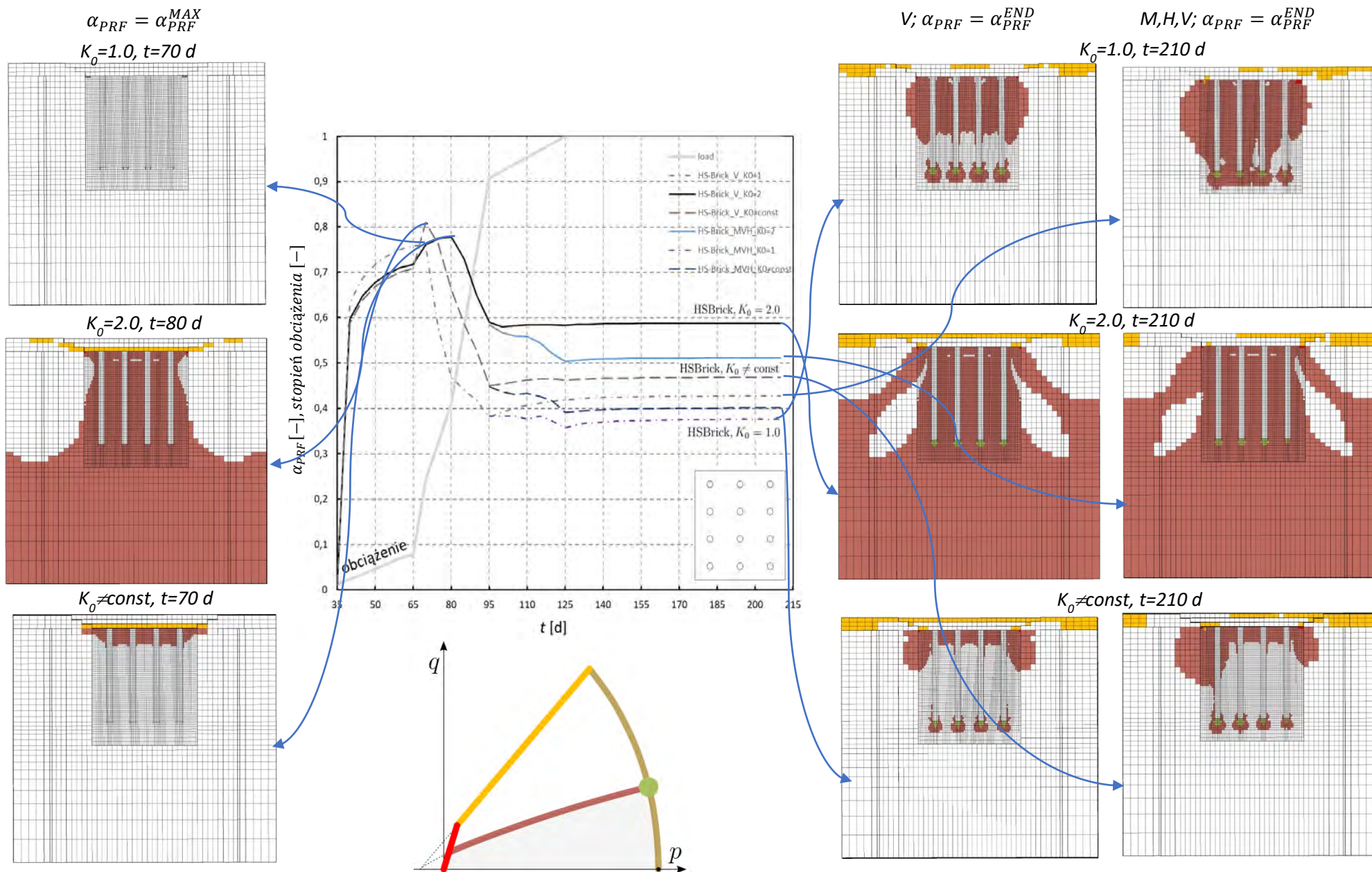
Ko	Model	Siatka	125 [kN] MIN V	125 [kN] MIN MHV	Różnica [kN]	Różnica [%]	125 [kN] MAX V	125 [kN] MAX MHV	Różnica [kN]	Różnica [%]
1	HS	5x4	3244	81	3163.0	3904.9	3652	4588	936.0	25.6
1	HS-Brick	5x4	3299	97	3202.0	3301.0	3671	4726	1055.0	28.7
2	HS	5x4	4858	1370	3488.0	254.6	5207	5866	659.0	12.7
2	HS-Brick	5x4	4954	1221	3733.0	305.7	5132	5805	673.0	13.1
#const	HS	5x4	3776	528	3248.0	615.2	4201	5027	826.0	19.7
#const	HS-Brick	5x4	3900	455	3445.0	757.1	4251	4817	566.0	13.3
			wartość średnia		<b>3379.8</b>	<b>1523.1</b>	wartość średnia		<b>785.8</b>	<b>18.9</b>
1	HS	4x3	3778	155	3623.0	2337.4	4097	4894	797.0	19.5
1	HS-Brick	4x3	3893	148	3745.0	2530.4	4149	4758	609.0	14.7
2	HS	4x3	5417	1161	4256.0	366.6	5780	6418	638.0	11.0
2	HS-Brick	4x3	5549	1156	4393.0	380.0	5793	6292	499.0	8.6
#const	HS	4x3	4038	132	3906.0	2959.1	4520	5189	669.0	14.8
#const	HS-Brick	4x3	4206	258	3948.0	1530.2	4613	5263	650.0	14.1
			wartość średnia		<b>3978.5</b>	<b>1684.0</b>	wartość średnia		<b>643.7</b>	<b>13.8</b>
Ko	Model	Siatka	210 [kN] MIN V	210 [kN] MIN MHV	Różnica [kN]	Różnica [%]	210 [kN] MAX V	210 [kN] MAX MHV	Różnica [kN]	Różnica [%]
1	HS	5x4	3287	7	3280.0	46857.1	3724	4437	713.0	19.1
1	HS-Brick	5x4	3345	25	3320.0	13280.0	3704	4439	735.0	19.8
2	HS	5x4	4869	1407	3462.0	246.1	5268	6005	737.0	14.0
2	HS-Brick	5x4	4944	1300	3644.0	280.3	5145	5928	783.0	15.2
#const	HS	5x4	3801	539	3262.0	605.2	4274	4907	633.0	14.8
#const	HS-Brick	5x4	3912	573	3339.0	582.7	4293	4928	635.0	14.8
			wartość średnia		<b>3384.5</b>	<b>10308.6</b>	wartość średnia		<b>706.0</b>	<b>16.3</b>
1	HS	4x3	3912	128	3784.0	2956.3	4239	5099	860.0	20.3
1	HS-Brick	4x3	4008	159	3849.0	2420.8	4258	5115	857.0	20.1
2	HS	4x3	5480	1284	4196.0	326.8	5889	6652	763.0	13.0
2	HS-Brick	4x3	5590	1296	4294.0	331.3	5857	6457	600.0	10.2
#const	HS	4x3	4124	309	3815.0	1234.6	4646	5390	744.0	16.0
#const	HS-Brick	4x3	4271	445	3826.0	859.8	4696	5413	717.0	15.3
			wartość średnia		<b>3960.7</b>	<b>1354.9</b>	wartość średnia		<b>756.8</b>	<b>15.8</b>

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP



Rysunek 76. Wpływ schematu obciążenia na pracę FPP przy różnych stanach naprężenia początkowego w odniesieniu do zmian sił w palach

### 3. Wielowariantowa analiza numeryczna FPP



Rysunek 77. Wpływ schematu obciążenia na pracę FPP przy różnych stanach naprężenia początkowego w odniesieniu do uplastycznienia podłoża gruntowego

Próbie zintegrowania wyników analiz numerycznych wpływu schematu obciążenia na pracę FPP przy różnych stanach naprężenia początkowego przeprowadzonych z użyciem modelu materiałowego HS-Brick przedstawiono na rys. 76 oraz rys. 77. Jakościowo wpływ ten jest podobny w dwóch wariantach analizowanej siatki pali, prezentację ograniczono więc do rzadkiej siatki 4x3. Centralnie zlokalizowany wykres referencyjny na tych rysunkach dotyczy przebiegów współczynnika  $\alpha_{PRF}$  w analizowanych wariantach. Szczegółowe porównanie tych przebiegów oraz wartości granicznych  $\alpha_{PRF}$  przedstawiono powyżej. Na rysunkach przebiegi  $\alpha_{PRF}$  połączono z wynikami dotyczącymi zmian sił w palach (rys. 76) oraz stref uplastycznienia gruntu (rys. 77) w punktach czasowych osiągnięcia wartości granicznych  $\alpha_{PRF}^{MAX}$  oraz  $\alpha_{PRF}^{END}$ . W przypadku wartości  $\alpha_{PRF}^{END}$  zarówno diagramy sił w palach jak i mapy uplastycznienia gruntu w środkowym przekroju modelu pokazano w obu schematach obciążenia (V oraz MHV). W diagramach sił w palach dodatkowo naniesiono graniczne wartości sił występujące w poziomie głowic pali.

W początkowym czasie wprowadzania obciążenia pionowego fundamentu (do osiągnięcia wartości  $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ) rozkład sił w palach charakteryzuje się małą nierównomiernością i w zależności od początkowego stanu naprężenia największe siły lokalizują się w środkowej części płyty ( $K_0 = 2.0$  oraz  $K_0 \neq const$ ) lub na jej brzegu ( $K_0 = 1.0$ ). Po przekroczeniu wartości maksymalnej następuje charakterystyczny w pracy FPP spadek  $\alpha_{PRF}$  i po konsolidacji, w przypadku kontynuacji tylko obciążenia pionowego (V), zmienia się układ sił w palach i bez względu na początkowy stan naprężenia siły maksymalne lokalizują się na brzegach płyty. Wprowadzenie momentów i sił poziomych w schemacie MHV powoduje oczywistą redystrybucję sił w palach. Należy jednak zauważyć, że w przeciwieństwie do klasycznych rozwiązań opierających się na metodzie sztywnego oczepu największe zmiany sił w palach zachodzą jedynie w skrajnym rzędzie pali po stronie ulegającej odciążeniu. Efekt ten jest najprawdopodobniej wywołany wzrostem sztywności gruntu przy odciążeniu i szybszym spadkiem oporu pobocznic skrajnych pali. Jest to zatem efekt wywołany charakterystyką mechaniczną gruntu a nie dużą sztywnością płyty fundamentowej. We wszystkich analizowanych przypadkach w schemacie MHV wartość  $\alpha_{PRF}^{END}$  spada w stosunku do analogicznej wartości w schemacie V.

Reakcję gruntu można przeanalizować jakościowo poprzez obserwację zmian stanu uplastycznienia gruntu (mobilizacji poszczególnych powierzchni plastyczności). Ze względu na prekonsolidację gruntu, głównym mechanizmem uplastycznienia jest wzmocnienie dewiatorowe (kolor ciemnobrązowy). Obszary osiągnięcia kryterium wytrzymałości na ścinanie (kolor pomarańczowy) występują głównie powierzchniowo w warstwie symulowanej modelem Mohra-Coulomba ze względu na niski poziom naprężenia, co ma pomijalny wpływ na analizowaną pracę FPP. Wytrzymałość na ścinanie osiągana jest też w pojedynczych elementach w obszarze podstaw pali, gdzie oprócz mobilizacji wzmocnienia dewiatorowego pojawiają się pojedyncze elementy, w których osiągane jest wzmocnienie objętościowe (kolor jasnobrązowy) oraz jednocześnie wzmocnienie dewiatorowe i objętościowe (kolor zielony). W przypadku stanu początkowego naprężenia  $K_0 = 2.0$ . obszar wzmocnienia dewiatorowego obejmuje znaczny obszar gruntu znajdującego się w podstawie modelu. Jest to związane z faktem zainicjowania dewiatorowości stanu naprężenia bardzo bliskiej lub większej od tej wynikającej z historycznej wartości  $K_0$  przyjętej przy działaniu przeciążenia  $q^{POP}$ , czyli  $K_0^{NC}$ .

## 4. Uproszczenia w analizie numerycznej FPP w projektowaniu

W analizach numerycznych z wykorzystaniem MES w przypadku fundamentów palowych o niewielkiej liczbie pali, możliwe jest ich modelowanie za pomocą trójwymiarowych elementów kontinuum wraz z elementami kontaktowymi typu *interface*. Ze względu na relatywnie małe wymiary przekroju poprzecznego pala w porównaniu do skali całego fundamentu, konieczne jest wówczas istotne zagęszczenie siatki MES w objętości pala. Jednakże w większości przypadków liczba pali w FPP jest znaczna, a prowadzone analizy wymagają wielu iteracji, podczas których modyfikacji podlegają parametry takie jak średnica, długość czy rozstaw pali, w celu wyznaczenia rozwiązania optymalnego. W takich sytuacjach wykorzystanie modeli 3D w których pale modeluje się za pomocą elementów kontinuum istotnie wydłuża czas obliczeń. Z tego względu warto rozważyć zastosowanie elementów belkowych osadzonych w ośrodku gruntowym (*embedded beams*), które nie wymagają zagęszczania siatki w obrysie pali i w ich bezpośrednim sąsiedztwie.

Początkowo elementy belkowe osadzone w gruncie były stosowane głównie do modelowania mikropali, przy czym pomijano udział podstawy w przenoszeniu obciążeń. W metodzie tej położenie węzłów elementów belkowych mogło być dowolnie definiowane względem węzłów siatki ośrodka ciągłego. Takie podejście klasyfikuje się jako metoda lokalna, ponieważ więzy kinematyczne ograniczające względny ruch węzła belki względem przypisanego węzła ośrodka ciągłego były spełniane punktowo.

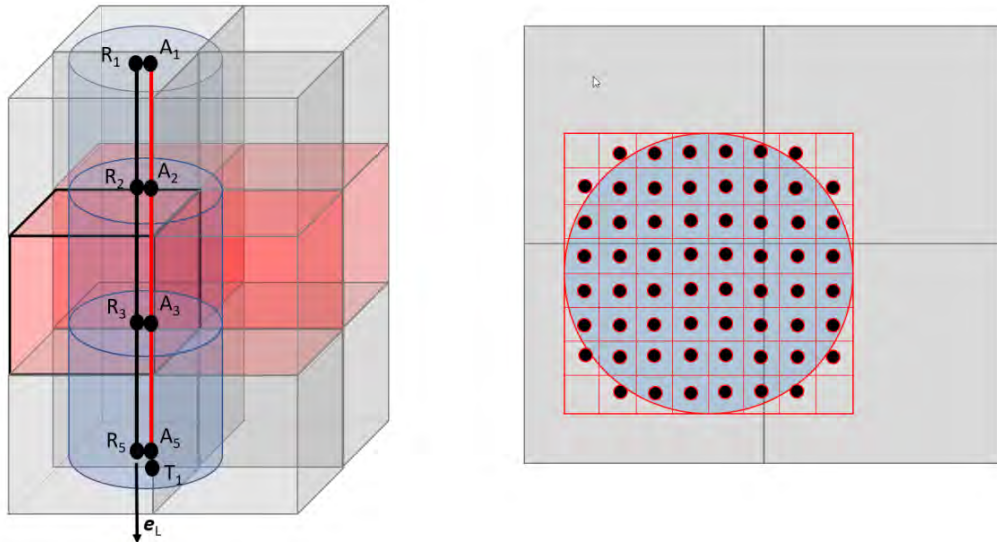
Dalsze rozwinięcia tej metody, wprowadzone m.in. przez Trutego (2009), uwzględniały modelowanie kontaktu na poboczniczy i podstawie pala z tarciem lub adhezją w ujęciu lokalnym. Badania weryfikacyjne wykazały jednak istotną wadę metody lokalnej, polegającą na dużej wrażliwości wyników na gęstość siatki. W celu ograniczenia tej niedoskonałości wprowadzono efekt nielokalności poprzez zastosowanie tzw. wirtualnej powierzchni interakcji zlokalizowanej wzdłuż rzeczywistego obwodu pala.

Stosowana w niniejszej analizie metoda opiera się na nielokalnym modelowaniu pali jako elementów belkowych w ośrodku gruntowym, przy czym definiowana jest zarówno wirtualna powierzchnia wzdłuż rzeczywistego obwodu pala, jak i wirtualna objętość odpowiadająca faktycznej objętości pala. Przemieszczenie węzłów elementu belkowego względem otaczającego ośrodka kontinuum, zarówno wzdłuż kontaktu na poboczniczy, jak i w rejonie podstawy obliczany jest z wykorzystaniem nielokalnej postaci więzów kinematycznych. Podejście to pozwala ograniczyć wrażliwość wyników na gęstość siatki elementów, która charakteryzuje metody lokalne.

Nielokalne więzy kinematyczne znajdują również zastosowanie w modelowaniu połączeń konstrukcyjnych pomiędzy elementami belkowymi a płytą fundamentową, co eliminuje zależność rozkładu sił wewnętrznych w palach lub kolumnach od gęstości dyskretyzacji siatki w tych strefach.

### Nielokalne elementy belkowe osadzone w ośrodku kontinuum

Metoda nielokalnego elementu polega na rozdzieleniu sztywności elementu na większy zbiór węzłów siatki kontinuum niż ma to miejsce w podejściu lokalnym. W tym celu zastosowana została metoda nielokalnych węzłów kinematycznych, która uwzględnia rzeczywisty kształt i wymiar przekroju poprzecznego pala.



Rysunek 78. Schemat pala modelowanego elementami belkowymi osadzonymi w siatce ośrodka kontinuum, z elementami kontaktowymi stycznymi do trzonu typu segment – segment oraz elementami kontaktowymi na końcach pala typu węzeł – węzeł, z pomocniczą siatką w przekroju poprzecznym pala [72]

W każdym węźle odniesienia  $R$  generowana jest regularna siatka prostokątna w przekroju poprzecznym pala (rys. 78), a następnie obliczane są kartezjańskie współrzędne środków ciężkości komórek siatki oraz lokalne wagi tych środków. Zważywszy na fakt, że środki ciężkości komórek osadzone są w kilku sąsiednich elementach ruch punktów odniesienia zależy od ruchu zbioru tych środków w odróżnieniu od podejścia lokalnego, gdzie jeden element decyduje o przemieszczeniu węzła odniesienia.

#### 4.1. Analizy numeryczne

W celu zbadania pracy FPP, w którym pale odwzorowano za pomocą jednowymiarowych, nielokalnych elementów belkowych, przeprowadzono dodatkowe analizy numeryczne przy wykorzystaniu modelu HS-Brick do modelowania warstwy gruntów droбноziarnistych w warunkach z konsolidacją. Zestawienie wykonanych analiz przedstawiono w tab. 23. Obliczenia przeprowadzono dla trzech wariantów siatek elementów skończonych (rys. 79):

- siatka gęsta odpowiadająca dyskretyzacji w modelu z palami objętościowymi,
- siatka rzadka,
- siatka rzadka z lokalnym zagęszczeniem w strefie spodu pali fundamentowych.

Obliczenia wykonano przy dwóch schematach obciążenia: pierwszy obejmujący jednocześnie działanie sił pionowych, poziomych oraz momentów zginających (MHV); drugi ograniczony wyłącznie do sił pionowych (V).

Tablica 23. Badania wpływu zastosowania nielokalnych elementów belkowych do modelowania pali

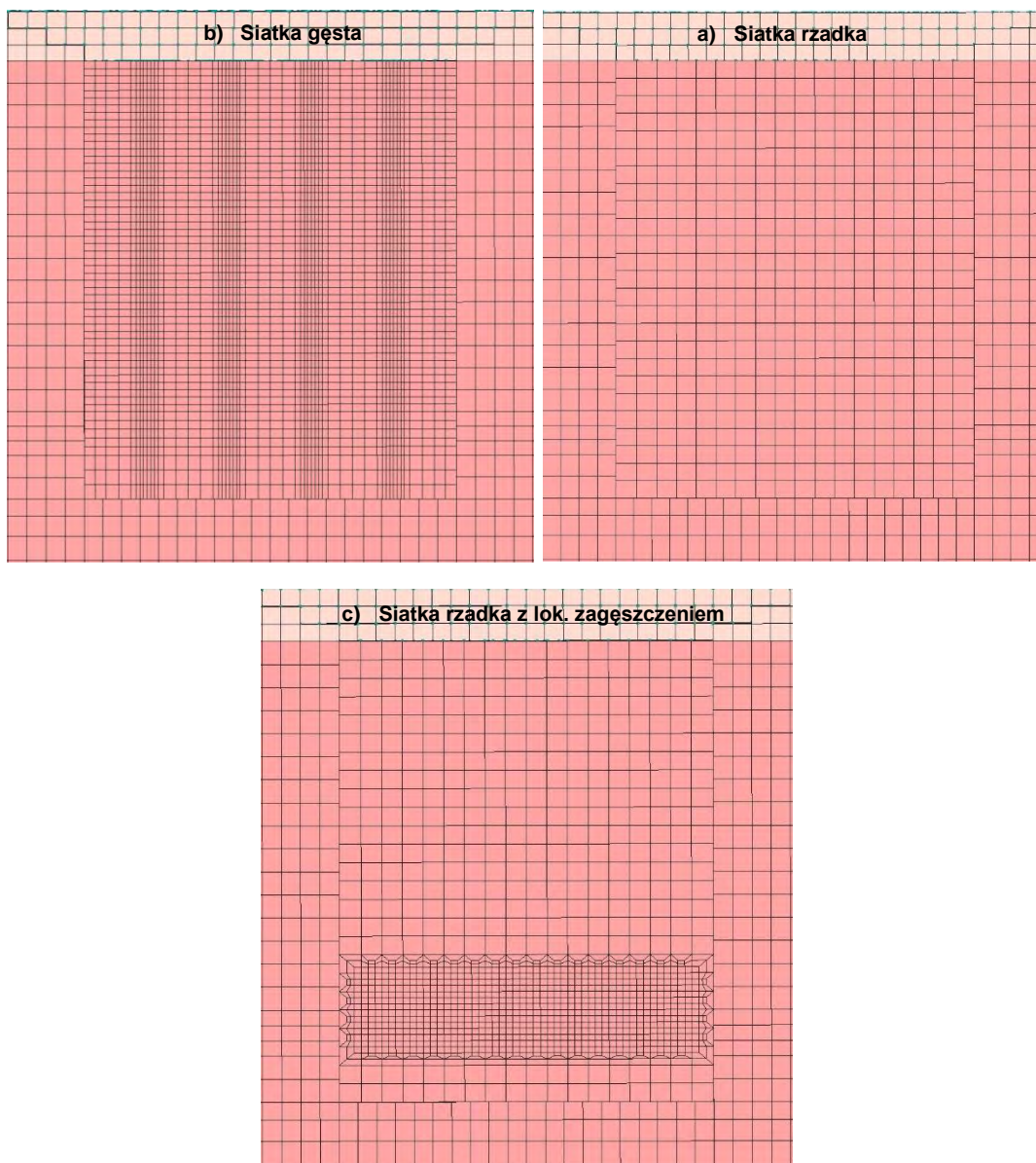
LP	Model gruntowy	Model 1 – 20 pali fundamentowych	Model 2 – 12 pali fundamentowych	USTAWIENIA SIATKI	TYP OBCIĄŻENIA	Załącznik 1
1	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Gęsta	MHV	Wyk.378-387 str.201-205.
2	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Rzadka	MHV	Wyk.418-427 str.221-225.
3	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Rzadka z lok. zagęszczeniem	MHV	Wyk.458-465 str.241-245
4	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Gęsta	V	Wyk.398-407 str.211-215
5	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Rzadka	V	Wyk.438-447 str.231-235
6	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	-	Rzadka z lok. zagęszczeniem	V	Wyk.476-485 str.251-255
7	HS-Brick, konsolidacja		$K_0 \neq \text{const}$	Gęsta	MHV	Wyk.388-397 str.206-210.
8	HS-Brick, konsolidacja		$K_0 \neq \text{const}$	Rzadka	MHV	Wyk.428-437 str.226-230.
9	HS-Brick, konsolidacja		$K_0 \neq \text{const}$	Rzadka z lok. zagęszczeniem	MHV	Wyk.466-475 str.246-250
10	HS-Brick, konsolidacja		$K_0 \neq \text{const}$	Gęsta	V	Wyk.408-417 str.216-220
11	HS-Brick, konsolidacja		$K_0 \neq \text{const}$	Rzadka	V	Wyk.448-457 str.236-240
12	HS-Brick, konsolidacja		$K_0 \neq \text{const}$	Rzadka z lok. zagęszczeniem	V	Wyk.486-495 str.256-260

Wyniki analiz przeprowadzone przy modelowaniu pali za pomocą jednowymiarowych, nielokalnych elementów belkowych porównane zostały z wynikami uzyskanymi przy modelowaniu pali za pomocą elementów kontinuum. Zestawienie wszystkich wyników zamieszczono w Załączniku nr 1 do niniejszej pracy natomiast w dalszej części rozdziału zamieszczono wyniki dla analiz wykonanych dla złożonego stanu obciążenia MHV.

#### 4.1.1. Przyjęty sposób analizy wyników

W analizach dotyczących wpływu zastosowania belek do modelowania pracy pali, analogicznie jak w poprzednich przypadkach, podstawowym narzędziem oceny zachowania fundamentu palowego były wykresy ilustrujące zależność współczynnika  $\alpha_{PRF}$  od czasu oraz osiadania środkowego punktu fundamentu w funkcji czasu. Szczegółowy opis tych wykresów przedstawiono w rozdziale 3.5.1.

Podobnie jak w przypadku modeli wykorzystujących elementy objętościowe, fundament analizowany z zastosowaniem belek został oceniony pod względem przechyłów oraz ugięć.



Rysunek 79. Warianty siatek elementów skończonych: a) siatka gęsta; b) siatka rzadka; c) siatka rzadka z lokalnym zagęszczeniem w strefie spodu pali fundamentowych

W celu dokładniejszej identyfikacji ewentualnych różnic bądź potwierdzenia ich braku, w analizie wpływu belek nielokalnych na pracę FPP, dodatkowo przeprowadzono porównanie sumarycznych sił w palach dla wybranych, charakterystycznych etapów czasowych: 65., 95., 125. i 210. dnia analizy.

Zasadniczym celem przeprowadzonych badań było porównanie wyników analiz, w których modelowano pale przy użyciu belek, z rezultatami uzyskanymi w modelu opartym na elementach objętościowych (traktowanych jako wartości referencyjne). Takie zestawienie miało na celu ocenę zasadności i skuteczności zastosowania belek w modelowaniu pali w ramach analiz FPP.

#### 4.1.2. Wpływ modelowania pali za pomocą belek na pracę FPP

##### Osiadanie

Osiadania FPP w przypadku modelowania pali jako elementy kontinuum różnią się nieznacznie od osiadań uzyskanych w modelach, gdzie pale modelowane były jako belki. Największe różnice osiadań dla obciążenia prostego (V) zanotowano w przypadku siatki pali 4x3, gdy siatka elementów skończonych pozostała bez zmian (siatka gęsta) o wartości 0.5cm, co stanowi różnicę w stosunku do osiadania zanotowanego dla pali kontinuum 13.8%. W przypadku siatki pali 5x4 największa różnica odnotowana została dla rzadkiej siatki elementów skończonych i osiągnęła wartość 0.3cm, co stanowiło 11.1% różnicy.

W przypadku złożonego stanu obciążenia (MHV) największe różnice osiadań zanotowano w przypadku siatki pali 4x3 w wariancie z rozrzedzoną i lokalnie zagęszczoną siatką elementów skończonych w strefie spodów pali - różnice te osiągnęły wartość około 10.5%. W pozostałych przypadkach rozbieżności w osiadaniach mieściły się w granicach 6% dla siatki pali 5x4 oraz około 7% dla siatki pali 4x3 przy zastosowaniu gęstej siatki elementów skończonych. Zestawie graficzne osiadania przedstawiono na rys. 80 i rys. 81 oraz w tab. 24 i tab. 25.

Tablica 24. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości  $\alpha_{PRF}$  w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – schemat obciążenia V

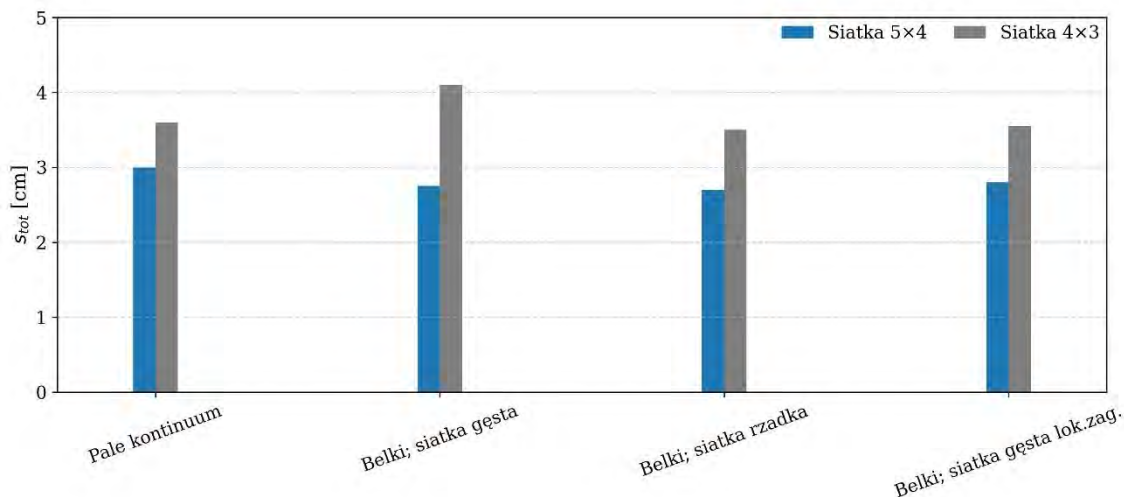
Typ pali	$K_0$	Model	Siatka 5x4: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 4x3: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]
Pale kontinuum	$K_0 \neq const$	HS-Brick	3.0	3.6	0.86	0.71	0.81	0.48
Belki siatka gęsta			2.75	4.10	0.78	0.71	0.70	0.48
Belki siatka rzadka			2.7	3.5	0.84	0.73	0.74	0.51
Belki siatka rzadka lok. zagęszczona			2.8	3.55	0.84	0.72	0.74	0.50

Tablica 25. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości  $\alpha_{PRF}$  w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – schemat obciążenia MHV

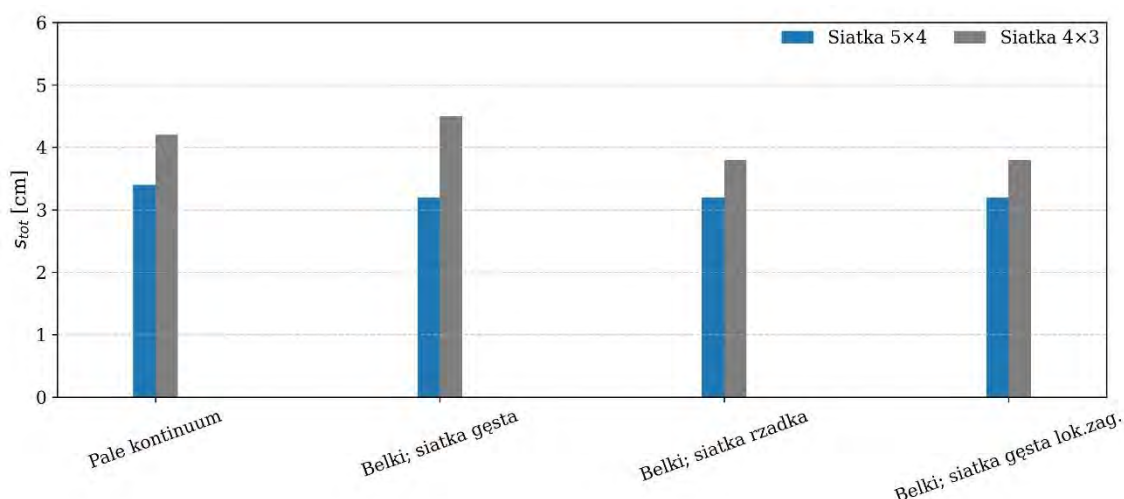
Typ pali	$K_0$	Model	Siatka 5x4: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 4x3: $S_{tot}$ [cm]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 5x4: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{MAX}$ [-]	Siatka 4x3: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]
Pale kontinuum	$K_0 \neq const$	HS-Brick	3.4	4.2	0.86	0.63	0.74	0.40
Belki siatka gęsta			3.2	4.5	0.71	0.62	0.70	0.41
Belki siatka rzadka			3.2	3.8	0.84	0.68	0.74	0.42
Belki siatka rzadka lok. zagęszczona			3.2	3.8	0.84	0.68	0.74	0.42

Znikome różnice pomiędzy analizowanymi podejściami wskazują, że modelowanie pali za pomocą belek nielokalnych niezależnie od stopnia zagęszczenia siatki elementów skończonych umożliwia bardzo dobre odwzorowanie zachowania FPP modelowanego w całości

z wykorzystaniem elementów typu kontinuum. Uzyskane wyniki pozwalają również stwierdzić, że zagęszczenie siatki w obszarze lokalizacji belek nie wpływa istotnie na poprawę zbieżności wyników względem modelu z palami typu kontinuum, natomiast znacząco wydłuża czas obliczeń.



Rysunek 80. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od sposobu modelowania pali fundamentowych – schemat obciążenia V



Rysunek 81. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od sposobu modelowania pali fundamentowych – schemat obciążenia MHV

W przypadku schematu prostego obciążenia (MHV) modelując pale za pomocą belek przechyły fundamentu w kierunku działania dominującego momentu zginającego ( $\beta_z$ ) wahały się od  $0.103^\circ$  do  $0.097^\circ$  dla siatki pali 5x4 oraz od  $0.135^\circ$  do  $0.117^\circ$  dla siatki pali 4x3. W przypadku gęstej siatki elementów skończonych różnice pomiędzy modelami z belkami i palami modelowanymi objętościowo wynosiły  $0.05^\circ$  dla siatki pali 5x4 oraz  $0.06^\circ$  dla siatki pali 4x3. Dla rozrzedzonej siatki elementów skończonych wynosiły odpowiednio  $0.11^\circ$  oraz  $10^\circ$ , w przypadku rozrzedzonej siatki elementów skończonych z dogęszczeniem w strefie podstaw pali różnice wynosiły  $0.12^\circ$  niezależnie od siatki pali. Dla prostego schematu obciążenia (V) ze względu na charakter obciążenia przechyły ( $\beta_z, \beta_x$ ) nie występują.

#### 4. Uproszczenia w analizie numerycznej FPP w projektowaniu

Tablica 26. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; schemat obciążenia V

	Czas	Przechyły $\beta_X$	Przechyły $\beta_Z$	Ugięcie $\alpha_{X_1}$	Ugięcie $\alpha_{X_2}$	Ugięcie $\alpha_{Z_1}$	Ugięcie $\alpha_{Z_2}$
HSB_K0#const	[dni]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
Pale Kontinuum	210	0.000	0.000	0.036	0.036	0.036	0.036
Belki gęsta siatka elem. skończonych	210	0.000	0.000	0.038	0.038	0.038	0.038
Belki rzadka siatka elem. skończonych	210	0.000	0.000	0.035	0.035	0.035	0.035
Belki rzadka siatka elem. skończonych z lok. zagęszczeniem	210	0.000	0.000	0.035	0.035	0.035	0.035

Tablica 27. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 5x4; schemat obciążenia V

	Czas	Przechyły $\beta_X$	Przechyły $\beta_Z$	Ugięcie $\alpha_{X_1}$	Ugięcie $\alpha_{X_2}$	Ugięcie $\alpha_{Z_1}$	Ugięcie $\alpha_{Z_2}$
HSB_K0#const	[dni]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
Pale Kontinuum	210	0.000	0.000	0.036	0.036	0.036	0.036
Belki gęsta siatka elem. skończonych	210	0.000	0.000	0.035	0.035	0.033	0.033
Belki rzadka siatka elem. skończonych	210	0.000	0.000	0.035	0.035	0.033	0.033
Belki rzadka siatka elem. skończonych z lok. zagęszczeniem	210	0.000	0.000	0.035	0.035	0.033	0.033

Tablica 28. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 5x4; schemat obciążenia MHV

	Czas	Przechyły $\beta_X$	Przechyły $\beta_Z$	Ugięcie $\alpha_{X_1}$	Ugięcie $\alpha_{X_2}$	Ugięcie $\alpha_{Z_1}$	Ugięcie $\alpha_{Z_2}$
HSB; K0#const	[dni]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
Pale Kontinuum	210	-0.008	0.108	0.044	0.044	0.039	0.026
Belki gęsta siatka elem. skończonych	210	-0.008	0.103	0.043	0.043	0.039	0.026
Belki rzadka siatka elem. skończonych	210	-0.007	0.097	0.043	0.043	0.040	0.026
Belki rzadka siatka elem. skończonych z lok. zagęszczeniem	210	-0.007	0.097	0.043	0.043	0.040	0.027

Tablica 29. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; schemat obciążenia MHV

	Czas	Przechyły $\beta_X$	Przechyły $\beta_Z$	Ugięcie $\alpha_{X_1}$	Ugięcie $\alpha_{X_2}$	Ugięcie $\alpha_{Z_1}$	Ugięcie $\alpha_{Z_2}$
HSB; K0#const	[dni]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]	[°]
Pale Kontinuum	210	-0.009	0.129	0.041	0.041	0.039	0.025
Belki gęsta siatka elem. skończonych	210	-0.009	0.135	0.045	0.045	0.045	0.030
Belki rzadka siatka elem. skończonych	210	-0.008	0.119	0.041	0.041	0.037	0.029
Belki rzadka siatka elem. skończonych z lok. zagęszczeniem	210	-0.008	0.117	0.041	0.041	0.037	0.029

W przypadku ugięć płyty fundamentowej ( $\alpha_{X1}$ ,  $\alpha_{X2}$ ,  $\alpha_{Z1}$ ,  $\alpha_{Z2}$ ), zarówno przy schemacie prostym (V), jak i złożonym (MHV), różnice pomiędzy wynikami uzyskanymi w analizach z palami modelowanymi jako kontinuum a wynikami analiz, w których zastosowano model belek, miały charakter marginalny i nie przekraczały 0.002°.

#### **Rozkład obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ )**

W odniesieniu do rozkładu obciążenia pomiędzy pale a grunt ( $\alpha_{PRF}$ ), rezultaty uzyskane przy modelowaniu pali za pomocą belek wykazały wysoki stopień zgodności z wynikami analiz, w których pale odwzorowano jako elementy typu kontinuum.

Wartości maksymalnego oraz końcowego udziału pali w przenoszeniu obciążenia dla prostego schematu obciążenia (V), uzyskane dla dwóch analizowanych siatek pali, przedstawiono na rys. 82. Odpowiednie wartości dla złożonego schematu obciążenia (MHV) zaprezentowano na rys. 83.

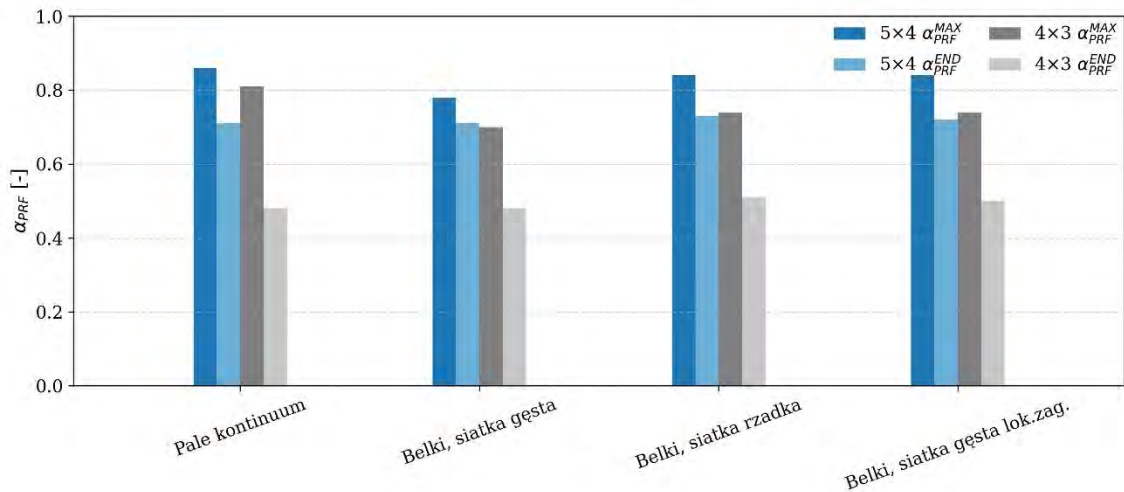
Rozkład współczynnika rozdziału obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ ) oraz osiadania punktu centralnego fundamentu w czasie, przy prostym schemacie obciążenia (V), przedstawiono na rys. 84 w odniesieniu do siatki pali 5x4 oraz na rys. 85 w odniesieniu do siatki 4x3. Z kolei rys. 86 i rys. 87 ilustrują analogiczne zależności uzyskane przy złożonym schemacie obciążenia (MHV).

W przypadku prostego schematu obciążenia (V) największą rozbieżność pomiędzy maksymalnymi wartościami współczynnika rozdziału obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ), uzyskanymi przy modelowaniu pali jako elementów typu kontinuum oraz jako belek, zaobserwowano w układzie siatki pali 4x3 przy niezmienionej siatce MES; różnica wyniosła 0.11. Przy zastosowaniu rzadkiej siatki elementów skończonych zarówno z lokalnym dogęszczeniem w strefie podstawy pali, jak i bez niego różnice te nie przekraczały wartości 0.07. W przypadku siatki 5x4 uzyskano różnice na poziomie 0.08 przy siatce gęstej oraz 0,02 w analizach z rzadką siatką elementów skończonych, również w wariancie z lokalnym dogęszczeniem.

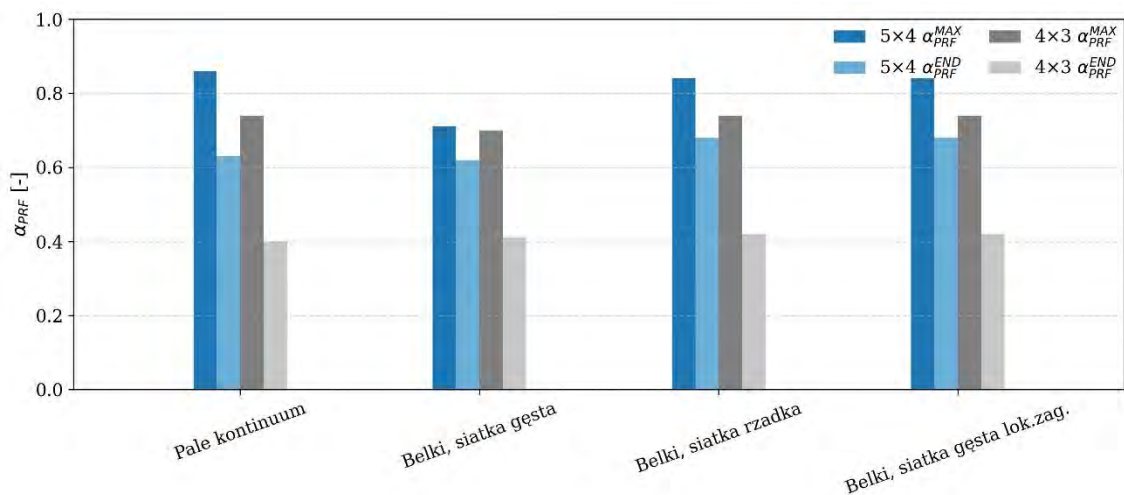
Końcowa wartość udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) w modelu z zastosowaniem belek była identyczna z wartością uzyskaną w analizie z wykorzystaniem elementów typu kontinuum przy zagęszczonej siatce MES zarówno w układzie siatki pali 4x3, jak i 5x4. Natomiast w analizach z rozrzedzoną siatką elementów skończonych, niezależnie od obecności lokalnego dogęszczenia, różnice wartości ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) pomiędzy modelem z palami kontinuum a modelem belkowym osiągały poziom około 0.03.

W przypadku złożonego stanu obciążenia (MHV) największą rozbieżność pomiędzy maksymalnymi wartościami współczynnika rozdziału obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ), uzyskanymi przy modelowaniu pali jako elementów typu kontinuum oraz jako belek, zaobserwowano w układzie siatki pali 5x4 przy niezmienionej siatce MES; różnica wyniosła 0.15. Dla rozrzedzonej siatki elementów skończonych, zarówno z lokalnym dogęszczeniem w strefie podstawy pali, jak i bez niego, różnice te nie przekraczały wartości 0.02 dla obu typów siatek pali.

#### 4. Uproszczenia w analizie numerycznej FPP w projektowaniu

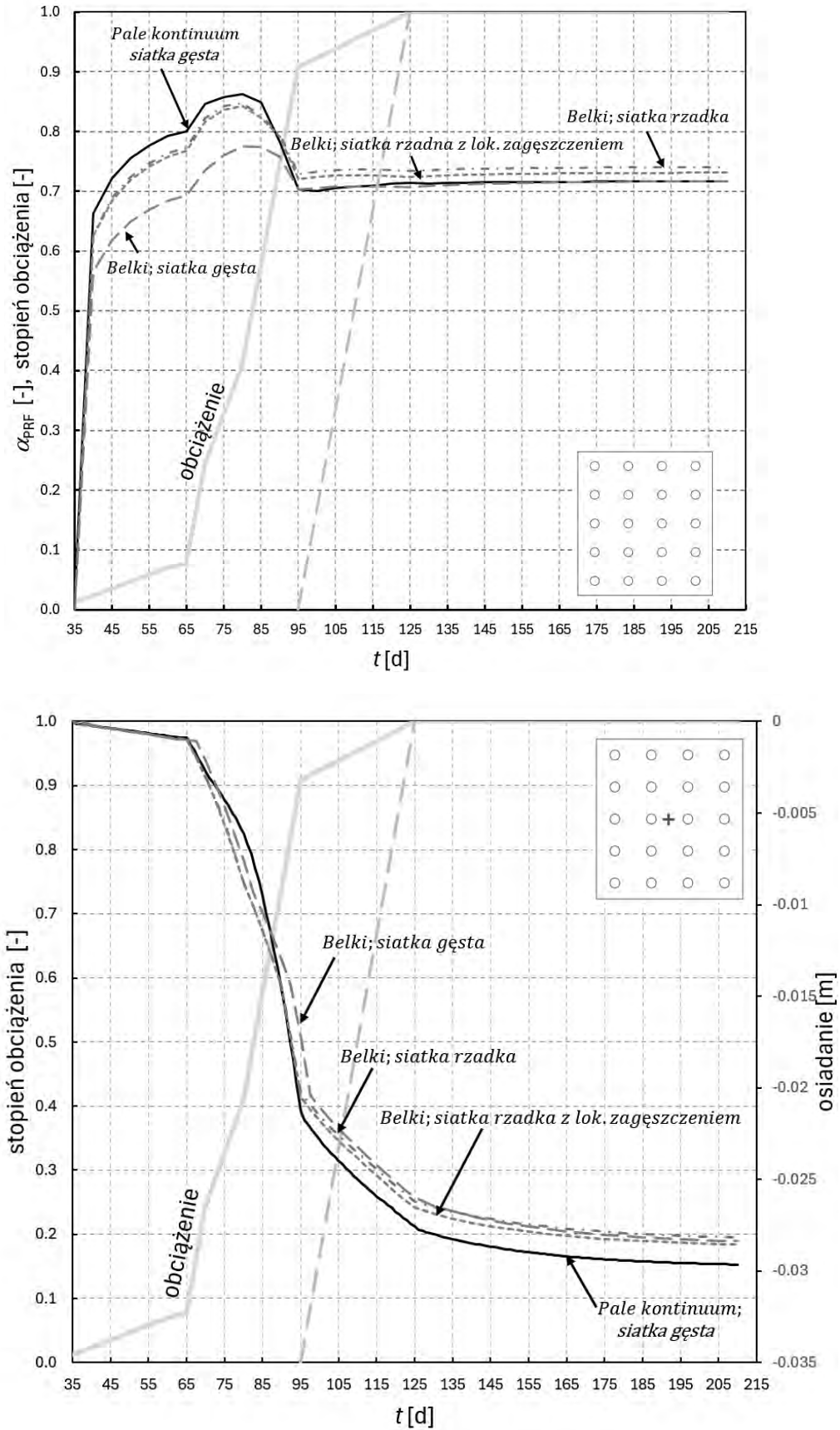


Rysunek 82. Porównanie wartości granicznych ( $\alpha_{PRF}$ ) w zależności sposobu modelowania pali - schemat obciążenia V

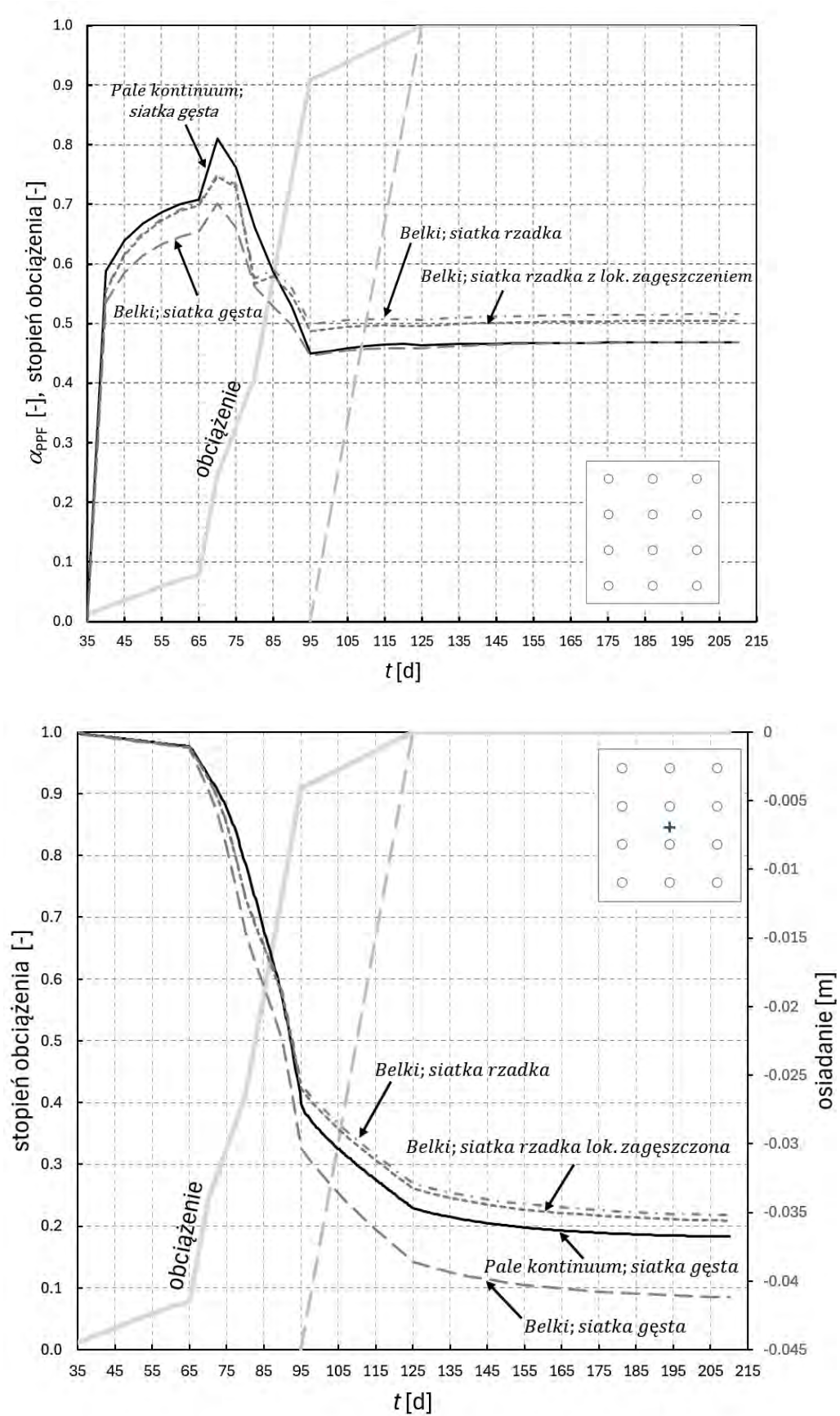


Rysunek 83. Porównanie wartości granicznych ( $\alpha_{PRF}$ ) w zależności sposobu modelowania pali - schemat obciążenia MHV

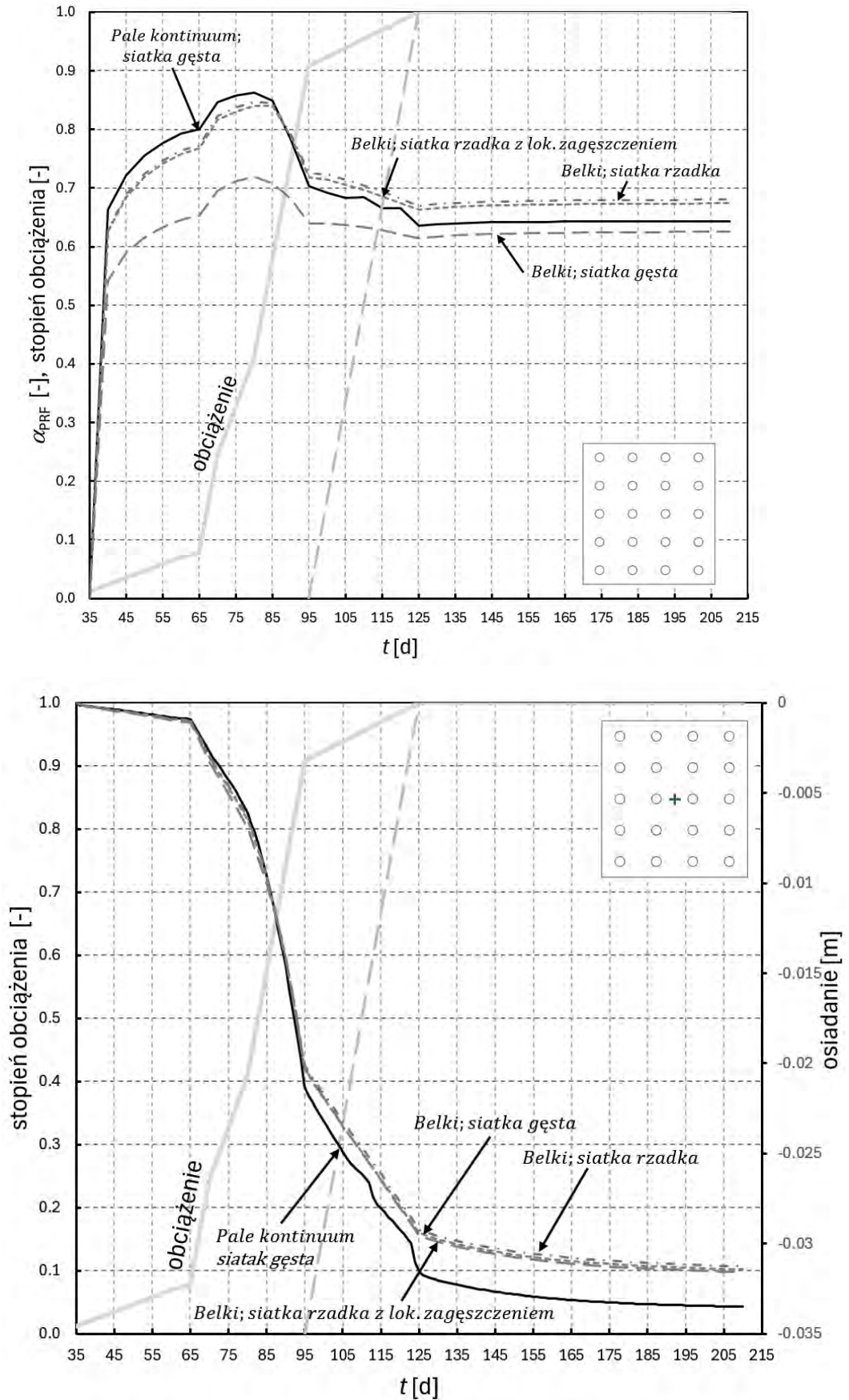
Końcowa wartość udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) w modelu z zastosowaniem belek była zbliżona do wartości uzyskanej w analizie z zastosowaniem elementów objętościowych przy zagęszczonej siatce MES - różnica mieściła się w granicy 0.01. Natomiast dla rozrzedzonej siatki, zarówno z dogęszczeniem, jak i bez niego, różnice pomiędzy wartościami ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) osiągały poziom około 0.05.



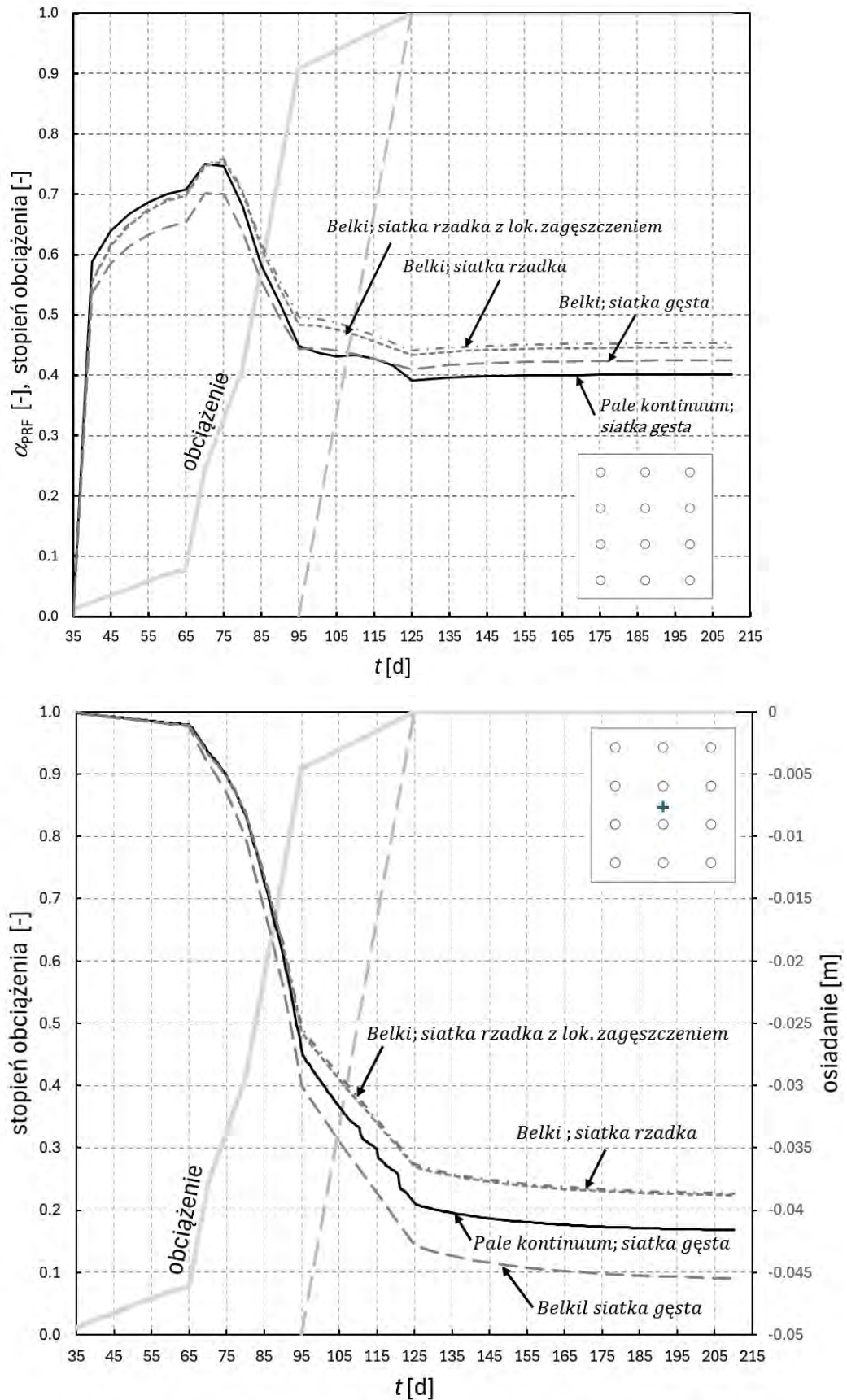
Rysunek 84. Wykresy rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$  oraz osiadania w czasie w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; prosty schemat obciążenia (V)



Rysunek 85. Wykresy rozdziału obciążenia  $\alpha_{PPF}$  oraz osiadania w czasie w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; prosty schemat obciążenia (V)



Rysunek 86. Wykresy rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$  oraz osiadania w czasie w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 5x4; złożony schemat obciążenia (MHV)



Rysunek 87. Wykresy rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$  oraz osiadania w czasie w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; złożony schemat obciążenia (MHV)

##### **Siły w palach**

Porównań dokonano w wybranych charakterystycznych punktach czasowych, zgodnie z opisem zawartym w punkcie 3.5.2. Zestawienie porównania minimalnych i maksymalnych wartości reakcji w tych punktach czasowych przedstawiono w tab. 30.

Występowanie sił minimalnych i maksymalnych w palach w przypadku użycia belek różni się nieznacznie od rozkładu otrzymanego przy użyciu pali kontinuum zarówno dla prostego schematu obciążenia (V) jak i złożonego (MHV). W przypadku prostego schematu obciążenia zaobserwowano pewno różnice w rozkładzie sił minimalnych i maksymalnych. Mianowicie od dnia 95 do 125 minimalne wartości sił w przypadku belek występowały w palach skrajnych, a maksymalne w środkowych, co było odwrotnością tendencji obserwowanej dla modeli z palami kontinuum.

W Załączniku 1 przedstawiono porównanie sumy reakcji w elementach belkowych, uzyskanych przy zastosowaniu siatek elementów skończonych o różnym zagęszczeniu: gęstej, rzadkiej oraz rzadkiej z lokalnym dogęszczeniem, względem wyników analiz, w których pale modelowano jako elementy typu kontinuum.

Na stronie 262, w tab. 34, 35 i 36, zestawiono wyniki dla siatki pali 5x4 przy złożonym schemacie obciążenia (MHV). Odpowiednie zestawienie dla siatki pali 4x3, również przy schemacie MHV, zamieszczono na stronie 264 w tab. 38, 39 i 40.

Zestawienia dotyczące prostego schematu obciążenia (V) znajdują się odpowiednio na stronie 266 (tab. 42, 43 i 44 — siatka 5x4) oraz na stronie 268 (tab. 46, 47 i 48 - siatka 4x3).

W przypadku schematu obciążenia złożonego (MHV), dla siatki pali 5x4, największe różnice w sumarycznych siłach osiowych w palach występują w 65. dniu analizy przy zastosowaniu belek w modelu z gęstą siatką elementów skończonych osiągając wartość 15,6% względem wyników uzyskanych z zastosowaniem elementów typu kontinuum. W modelach z siatką rzadką oraz rzadką z lokalnym dogęszczeniem różnice te spadają odpowiednio do 2,6% i 3,7%. W kolejnych punktach czasowych (95., 125. oraz 210. dzień) odnotowane różnice mieszczą się w przedziale od 0,1% do 2,4%.

W przypadku siatki pali 4x3 obserwuje się podobną tendencję, z wyjątkiem 125. i 210. dnia, w których różnice dla modelu z gęstą siatką osiągają odpowiednio 9,7% oraz 10,7%.

Dla prostego schematu obciążenia (V) największe rozbieżności podobnie jak w analizach ze złożonym stanem obciążenia występują również w 65. dniu, przy zastosowaniu gęstej siatki elementów skończonych: 22,9% dla siatki pali 5x4 oraz 13,7% dla układu 4x3. W pozostałych przypadkach różnice w sumie reakcji osiowych w palach, pomiędzy modelami z belkami a elementami typu kontinuum, nie przekraczają 5,1% dla obu siatek.

#### 4. Uproszczenia w analizie numerycznej FPP w projektowaniu

Tablica 30. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od sposobu modelowania pali i stopnia zagęszczenia siatki elementów skończonych – schemat obciążenia V

Rodzaj pali	Ko	Model	Siatka	65 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	65 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]
Pale continuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	5x4	426	Ref	Ref	627	Ref	Ref
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	5x4	371	55	14.8	483	144	29.8
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	5x4	395	31	7.8	569	58	10.2
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	5x4	391	35	9.0	562	65	11.6
wartość średnia				40.3	10.5		89.0	17.2	
Pale continuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	4x3	662			872		
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	4x3	595	67	11.3	759	113	14.9
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	4x3	921	259	39.1	1085	213	24.4
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	4x3	620	42	6.8	783	89	11.4
wartość średnia				122.7	19.1		138.3	16.9	
Rodzaj pali	Ko	Model	Siatka	95 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	95 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]
Pale continuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	5x4	3440	Ref	Ref	3811	Ref	Ref
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	5x4	3539	99	2.9	3612	199	5.5
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	5x4	3610	170	4.9	3684	127	3.4
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	5x4	3537	97	2.8	3610	201	5.6
wartość średnia				122.0	3.5		175.7	4.8	
Pale continuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	4x3	3599			4099		
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	4x3	4090	491	13.6	4177	78	1.9
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	4x3	4216	617	17.1	4330	231	5.6
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	4x3	3805	206	5.7	4007	92	2.3
wartość średnia				438.0	12.2		133.7	3.3	
Rodzaj pali	Ko	Model	Siatka	125 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	125 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]
Pale continuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	5x4	3900	Ref	Ref	4252	Ref	Ref
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	5x4	3904	4	0.1	3999	253	6.3
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	5x4	3945	45	1.2	4074	178	4.4
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	5x4	3887	13	0.3	3998	254	6.4
wartość średnia				20.7	0.5		228.3	5.7	
Pale continuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	4x3	4206			4613		
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	4x3	4629	423	10.1	4765	152	3.3
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	4x3	4679	473	1.1	4828	215	1.3
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	4x3	4284	78	9.2	4398	215	9.8
wartość średnia				324.7	6.8		194.0	4.8	
Rodzaj pali	Ko	Model	Siatka	210 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	210 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]
Pale continuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	5x4	3912	Ref	Ref	4293	Ref	Ref
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	5x4	3992	80	2.0	4056	237	5.8
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	5x4	4022	110	0.8	4102	191	4.7
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	5x4	3964	52	1.5	4028	265	6.6
wartość średnia				80.7	1.4		231.0	5.7	
Pale continuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	4x3	4271			4696		
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	4x3	4760	489	11.4	4878	182	3.9
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	4x3	4777	506	0.4	4895	199	4.2
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	4x3	4402	131	8.5	4460	236	5.3
wartość średnia				375.3	6.8		205.7	4.5	

#### 4. Uproszczenia w analizie numerycznej FPP w projektowaniu

Tablica 31. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od sposobu modelowania pali i stopnia zagęszczenia siatki elementów skończonych – schemat obciążenia MHV

Rodzaj pali	Ko	Model	Siatka	65 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	65 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]
Pale kontinuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	5x4	426	Ref	Ref	627	Ref	Ref
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	5x4	371	55	14.8	483	144	29.8
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	5x4	395	31	7.3	569	58	10.2
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	5x4	391	35	9.0	562	65	11.6
				wartość średnia	40.3	10.5		89.0	17.2
Pale kontinuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	4x3	662			872		
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	4x3	595	67	11.3	759	113	14.9
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	4x3	921	259	39.1	1085	213	24.4
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	4x3	620	42	6.8	783	89	11.4
				wartość średnia	122.7	19.1		138.3	16.9
Rodzaj pali	Ko	Model	Siatka	95 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	95 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]
Pale kontinuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	5x4	3440	Ref	Ref	3811	Ref	Ref
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	5x4	3539	99	2.9	3612	199	5.5
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	5x4	3610	170	4.9	3684	127	3.4
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	5x4	3537	97	2.8	3610	201	5.6
				wartość średnia	122.0	3.5		175.7	4.8
Pale kontinuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	4x3	3599			4099		
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	4x3	4090	491	13.6	4177	78	1.9
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	4x3	4216	617	17.1	4330	231	5.6
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	4x3	3805	206	5.7	4007	92	2.3
				wartość średnia	438.0	12.2		133.7	3.3
Rodzaj pali	Ko	Model	Siatka	125 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	125 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]
Pale kontinuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	5x4	455	Ref	Ref	4817	Ref	Ref
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	5x4	1125	670	147.3	4635	182	3.9
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	5x4	851	395	87.0	4491	326	7.3
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	5x4	877	422	92.7	4463	354	7.9
				wartość średnia	496.0	109.0		287.3	6.4
Pale kontinuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	4x3	258			5263		
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	4x3	1119	861	333.7	5467	204	3.9
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	4x3	884	626	26.6	4917	346	11.2
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	4x3	783	525	12.9	4899	364	0.4
				wartość średnia	670.7	124.4		304.7	5.1
Rodzaj pali	Ko	Model	Siatka	210 d [kN] MIN	Różnica [kN]	Różnica [%]	210 d [kN] MAX	Różnica [kN]	Różnica [%]
Pale kontinuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	5x4	574	Ref	Ref	4928	Ref	Ref
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	5x4	1238	664	115.7	4813	115	2.4
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	5x4	948	374	30.6	4653	275	5.9
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	5x4	972	398	2.5	4628	300	6.5
				wartość średnia	478.7	49.6		230.0	4.9
Pale kontinuum	K <sub>0</sub> /const	HS-Brick	4x3	444			5412		
Siatka elementów bez zmian		HS-Brick	4x3	1302	858	193.2	5712	300	5.5
Rozrzedzona siatka elementów		HS-Brick	4x3	1041	597	25.1	5149	263	5.1
Rozrzedzona siatka elementów z zagęszczonymi strefami na spodzie pali		HS-Brick	4x3	930	486	11.9	5134	278	5.4
				wartość średnia	647.0	76.8		280.3	5.4

Analizę różnic pomiędzy siłami minimalnymi i maksymalnymi, uzyskanymi w zależności od sposobu modelowania pali, zestawiono w tab. 30 dla prostego schematu obciążenia (V) oraz w tab. 31 dla złożonego schematu obciążenia (MHV).

W 65. i 95. dniu analizy niezależnie od przyjętego schematu obciążenia różnice pomiędzy siłami minimalnymi i maksymalnymi w modelach z palami typu kontinuum i modelach belkowych nie przekraczają 259 kN. Największe odchylenia odnotowano przy zastosowaniu rzadkiej siatki elementów skończonych.

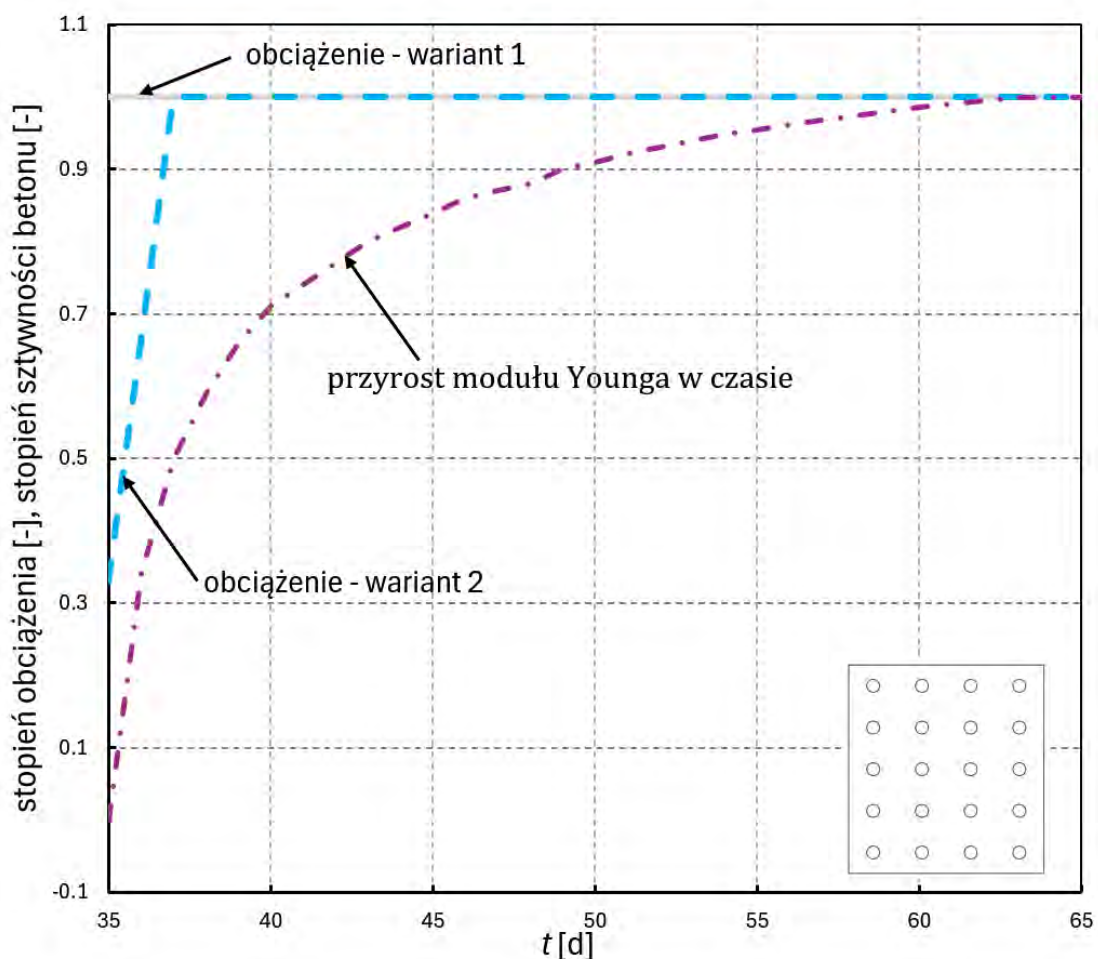
W dniach 125. i 210., dla prostego schematu obciążenia, maksymalne różnice w wartościach sił minimalnych przy siatce pali 5x4 nie przekraczają 110 kN i występują w modelach z rzadką siatką elementów skończonych. W przypadku siatki 4x3 osiągnięto wartość 506 kN, również przy rzadkiej siatce. Różnice w zakresie sił maksymalnych zarówno dla siatki pali 5x4, jak i 4x3 są porównywalne we wszystkich analizowanych wariantach zagęszczenia siatki MES i nie przekraczają 254 kN.

Dla złożonego schematu obciążenia (MHV), w 125. i 210. dniu, największe różnice sił minimalnych odnotowano przy zastosowaniu gęstej siatki elementów skończonych. W przypadku siatki 5x4 wartość ta sięga 664 kN, natomiast w przypadku siatki 4x3 861 kN. Różnice w zakresie sił maksymalnych pozostają zbliżone niezależnie od konfiguracji siatki pali i stopnia zagęszczenia siatki MES, nie przekraczając 364 kN.

## 5. Analiza wpływu wiązania betonu

W celu oceny wpływu procesu wiązania betonu na pracę fundamentu płytowo-palowego, przeprowadzono serię analiz obliczeniowych na przykładowym fundamencie podpory mostowej posadowionej na 20 palach w siatce 5x4. Wpływ efektu zmiany sprężystości betonu w czasie na pracę fundamentu płytowo-palowego analizowano przy założeniu natychmiastowego przyłożenia pełnego obciążenia (wariant 1) oraz przy założeniu etapowego przyrostu obciążenia (wariant 2). W obu wyżej wymienionych przypadkach analizy wykonano zarówno z uwzględnieniem zmian sprężystości betonu wynikających z procesu wiązania, jak i bez uwzględnienia tego zjawiska.

W celu uzyskania bardziej realistycznych wyników, całkowite obciążenie od konstrukcji w obu wariantach przyjęte było w taki sposób, aby było one jak najbliższe ciężarowi części konstrukcji, która powinna zostać zbudowana w ciągu 28 dni (czas, w którym beton powinien uzyskać gwarantowaną wytrzymałość i sztywność). Analizy przeprowadzono z uwzględnieniem konsolidacji do praktycznie całkowitej dyssypacji nadciśnienia porowego. Wiązanie betonu zamodelowano poprzez zastosowanie funkcji obciążenia, która zgodnie z wytycznymi z Eurocodu 2 opisuje przyrost wartości modułu Younga betonu w czasie (rys. 88).



Rysunek 88. Schemat obciążenia i zmiany sprężystości betonu w czasie.

Zmiana sprężystości betonu w czasie określona została za pomocą następującego wzoru:

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}}\right)^{0,3} \cdot E_{cm}, \quad (58)$$

w którym  $E_{cm}(t)$  i  $f_{cm}(t)$  są wartościami w wieku  $t$  dni, a  $E_{cm}$  i  $f_{cm}$  są wartościami określonymi w wieku 28 dni,  $f_{cm}(t)$  wyznaczone zostało ze wzoru:

$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm}, \quad (59)$$

w którym:

$$\beta_{cc}(t) = \exp \left[ s \cdot \left( 1 - \sqrt{\frac{28}{t}} \right) \right], \quad (60)$$

gdzie:

$f_{cm}(t)$  jest średnią wytrzymałością betonu na ściskanie w wieku  $t$  dni,

$f_{cm}$  jest średnią wytrzymałością na ściskanie po 28 dniach,

$\beta_{cc}(t)$  jest współczynnikiem zależnym od wieku betonu  $t$ ,

$t$  jest wiekiem betonu w dniach,

$s$  jest współczynnikiem zależnym od rodzaju cementu ( $s=0.20$  dla cementów klasy wytrzymałości CEM 42,5R, CEM 52,5N oraz 52,5R (klasa R),  $s=0.25$  dla cementów klasy wytrzymałości CEM 32,5R, CEM42,5 (klasa N),  $s=0.38$  dla cementów klasy wytrzymałości CEM 32,5 (klasa S).

Zestawienie wykonanych analiz przedstawiono w tab. 32. Obliczenia przeprowadzono z zastosowaniem modelu gruntowego HS-Brick, przy  $K_0 \neq \text{const}$ , natomiast pale modelowano jako elementy kontinuum. Obciążenie przykładane do fundamentu składało się jedynie z siły pionowej, odpowiadającej jego ciężarowi.

Tablica 32. Badania wpływu wiązania betonu na pracę modelu FPP

LP	Model gruntowy	$K_0$	Wiązanie betonu	Sposób obciążenia	Schemat obciążenia
1	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	nie uwzględnione	całość obciążenia od konstrukcji przykładana w jednym kroku	V
2	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	uwzględnione	obciążenie od konstrukcji przykładane w czasie	V
3	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	nie uwzględnione	całość obciążenia od konstrukcji przykładana w jednym kroku	V
4	HS-Brick, konsolidacja	$K_0 \neq \text{const}$	uwzględnione	obciążenie od konstrukcji przykładane w czasie	V

## 5.1. Analizy numeryczne

### 5.1.1. Przyjęty sposób analizy wyników

W analizach mających na celu ocenę wpływu zmian sztywności betonu w czasie na pracę FPP, podstawowym narzędziem oceny zachowania fundamentu były wykresy ilustrujące zmiany współczynnika  $\alpha_{PRF}$  w czasie oraz osiadanie środkowego punktu fundamentu. Szczegółowy opis wspomnianych wykresów znajduje się w rozdziale 3.5.1.

Analizy przeprowadzono dla dwóch wariantów: przy założeniu natychmiastowego przyłożenia obciążenia (wariant 1) oraz stopniowego przyrostu obciążenia w czasie (wariant 2). Każdy z wariantów rozpatrzono zarówno z uwzględnieniem, jak i bez uwzględnienia zmienności sztywności betonu w czasie.

Dodatkowo w przypadku analizy wpływu wiązania betonu porównano, tak jak miało to miejsce w przypadku analizy wpływu modelowanie pali za pomocą belek, sumaryczne wartości sił w palach.

Głównym celem przeprowadzonych analiz było określenie przydatności uwzględnienia zjawiska wiązania betonu w analizach FPP.

### 5.1.2. Wpływ uwzględnienia wiązania betonu na FPP

Przeprowadzone analizy, uwzględniające proces wiązania betonu zarówno w przypadku natychmiastowego, jak i etapowego przyłożenia obciążenia, wykazały bardzo zbliżoną pracę FPP jak w przypadku analogicznych analiz bez uwzględnienia tego wpływu.

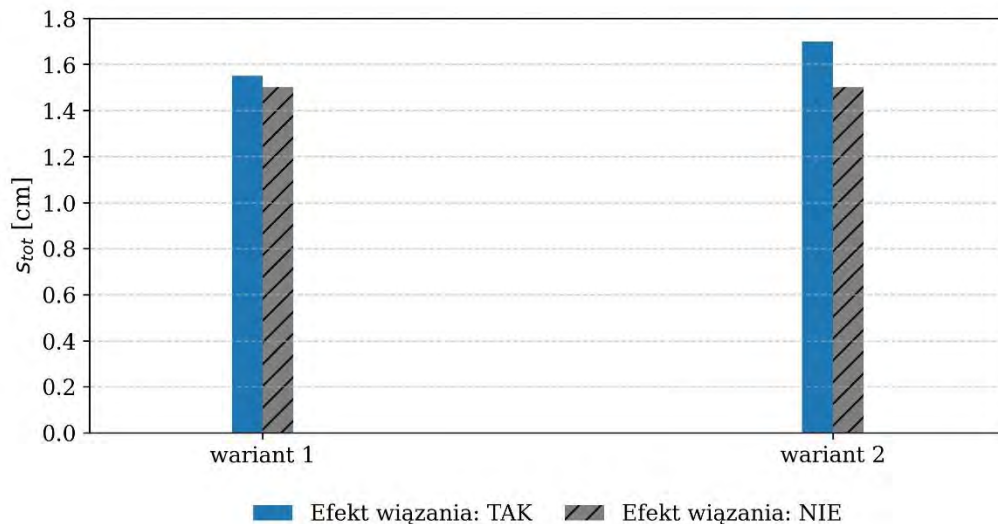
#### Osiadanie

Różnice w osiadaniach pomiędzy analizami z i bez efektu wiązania betonu, niezależnie od sposobu przyłożenia obciążenia, pozostają niewielkie i mieszczą się w granicach 10%. Zestawienie wartości osiadania punktu środkowego FPP zestawiono w tab. 33 oraz przedstawiono graficznie na rys. 89.

W przypadku etapowego wzrostu obciążenia z uwzględnieniem efektu wiązania betonu, końcowe osiadanie osiąga wartość około 17 mm, natomiast bez uwzględnienia tego efektu około 15 mm. Z kolei przy przyłożeniu obciążenia w jednym kroku, wartości osiadań wynoszą odpowiednio 15.5 mm (z wiązaniem) i 15 mm (bez wiązania).

Tablica 33. Porównanie wyników pomiędzy analizą z efektem wiązania betonu i bez efektu wiązania betonu

Efekt wiązania betonu	Sposób przyłożenia obciążenia	Udział pali w przenoszeniu obciążenia: $\alpha_{PRF}^{END}$ [-]	Osiadanie końcowe $S_{tot}$ [cm]	Sumaryczna wartość sił przenoszonych przez pale [kN]
TAK	wariant 1	0.78	1.55	49904.7
NIE	wariant 1	0.77	1.5	49300.3
TAK	wariant 2	0.71	1.7	46536.6
NIE	wariant 2	0.73	1.5	48027.4



Rysunek 89. Porównanie wyników pomiędzy analizą z efektem wiązania betonu i bez efektu wiązania betonu

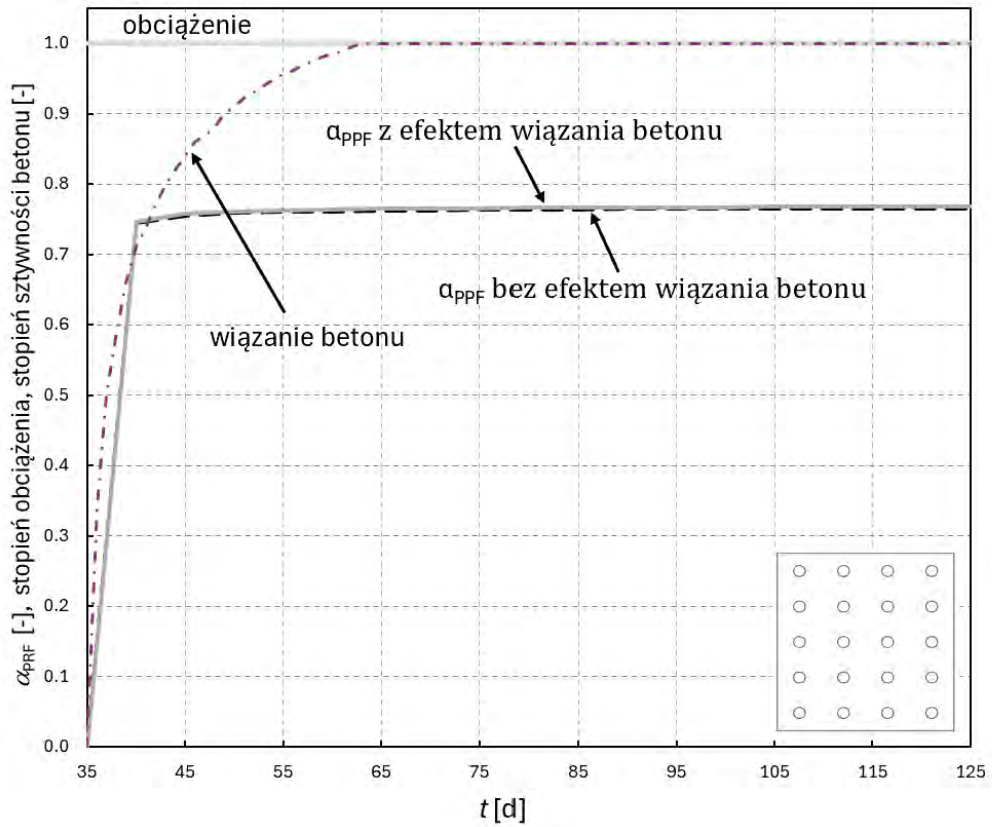
### Rozdział obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ )

Wartości graniczne współczynnika  $\alpha_{PRF}$  zestawiono w tab. 33 oraz przedstawiono graficznie na rys. 90. Podział obciążenia pomiędzy pale i grunt nie uległ istotnym zmianom w przypadku, gdy obciążenie zostało przyłożone w jednym kroku obliczeniowym (wariant 1), pomiędzy analizami uwzględniającymi efekt wiązania betonu i analizami, które tego efektu nie uwzględniają. Natomiast w analizach, w których przyrost obciążenia podzielono na trzy równe etapy (wariant 2), w modelu bez efektu wiązania betonu otrzymano nieznacznie większy udział pali w przenoszeniu obciążenia niż w modelu z uwzględnieniem tego efektu. Różnica w wartości współczynnika  $\alpha_{PRF}$  zawierała się w przedziale 0.01-0.02.

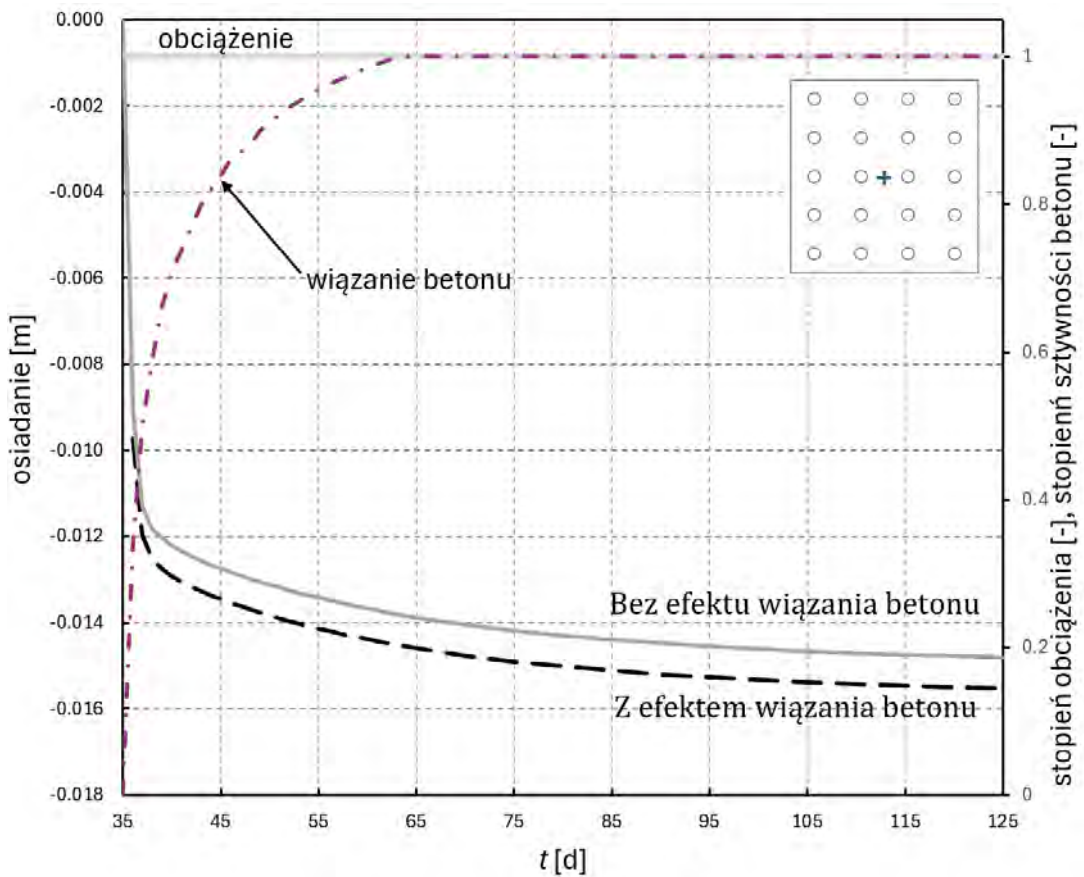


Rysunek 90. Udział pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{END}$ ) FPP

Na rys. 91, 92 i 93 przedstawiono odpowiednio wykres rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$ , przebieg osiadań oraz sumaryczne siły w palach, w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu, dla schematu obciążenia zgodnego z wariantem 1. Z kolei na tys. 94, 95 i 96 zaprezentowano analogiczne wyniki dla schematu obciążenia według wariantu 2.

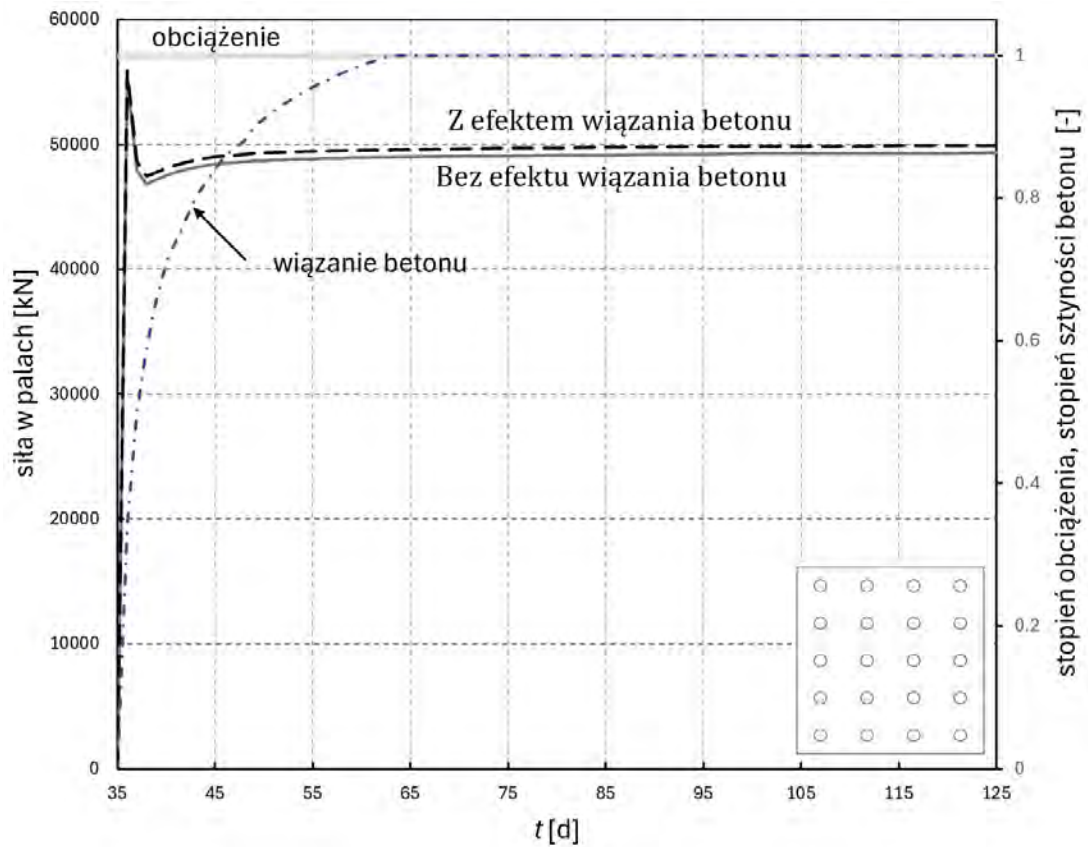


Rysunek 91. Wykres rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$  w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 1

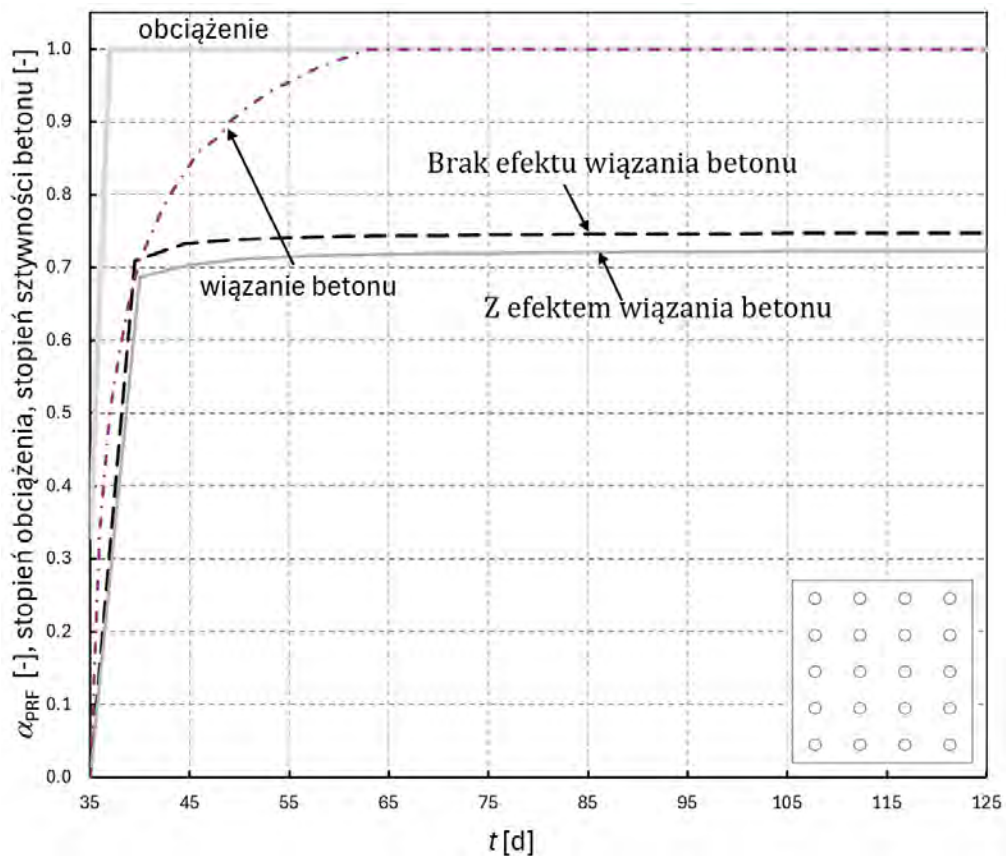


Rysunek 92. Wykresy osiadania w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 1

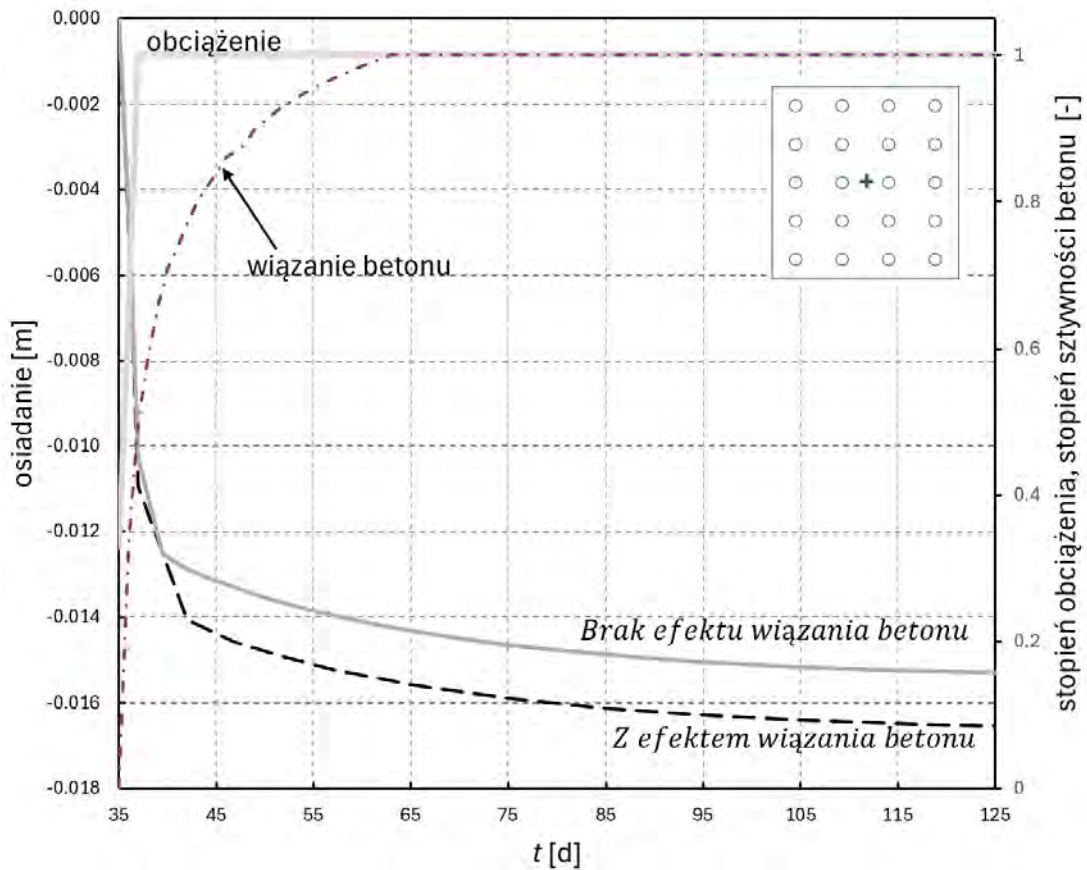
## 5. Analiza wpływu wiązania betonu



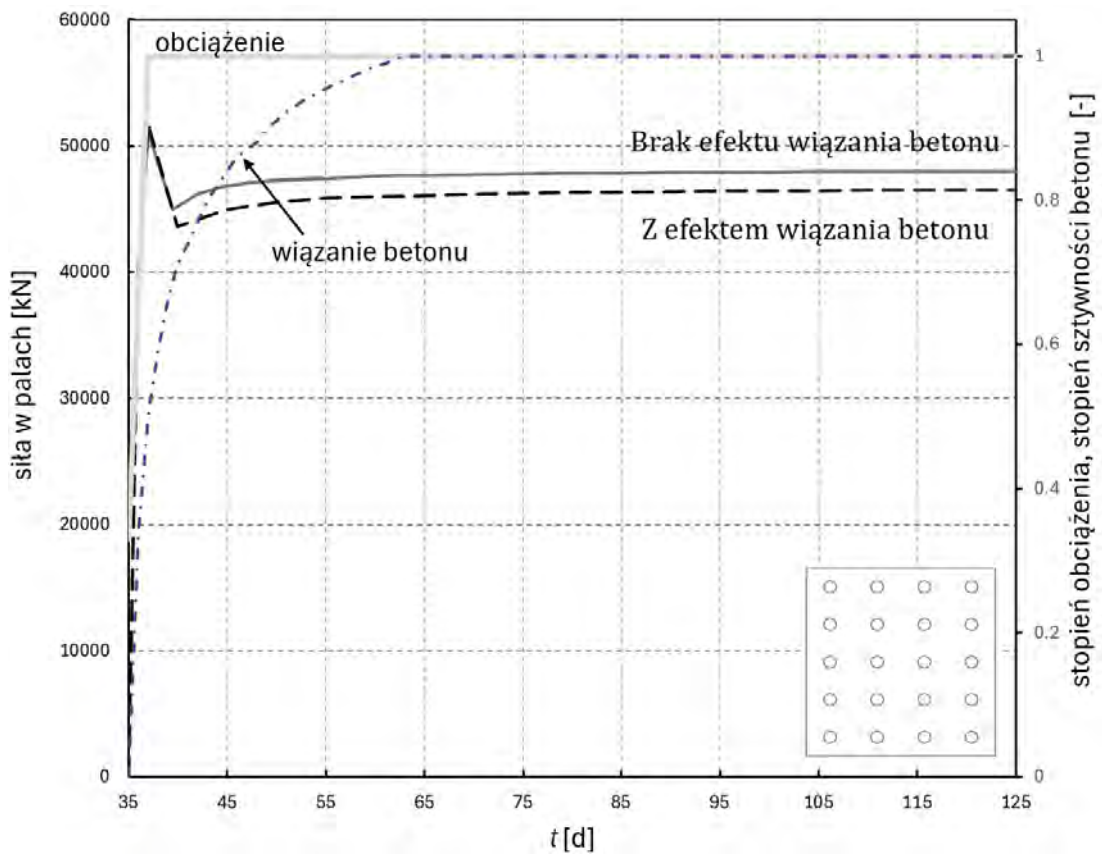
Rysunek 93. Wykres przedstawiający sumaryczne siły w palach w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 1



Rysunek 94. Wykres rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$  w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu - wariant 2



Rysunek 95. Wykresy osiadania w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 2



Rysunek 96. Wykres przedstawiający sumaryczne siły w palach w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 2

## 6. Rekomendacje dotyczące projektowania FPP

W niniejszym rozdziale omówiono kluczowe zagadnienia projektowe związane z modelowaniem numerycznym FPP w świetle wniosków wynikających z przeprowadzonych w pracy analiz.

### 6.1. Procedura współpracy projektantów konstrukcji i posadowienia

Z uwagi na złożoność systemu fundamentowego, skuteczne zaprojektowanie FPP możliwe jest jedynie przy ścisłej współpracy projektanta konstrukcji i projektanta posadowienia. Iteracyjny charakter współpracy pomiędzy projektantem konstrukcji a projektantem posadowienia scharakteryzowano na rys. 99.

Do podstawowych zadań projektanta posadowienia należą:

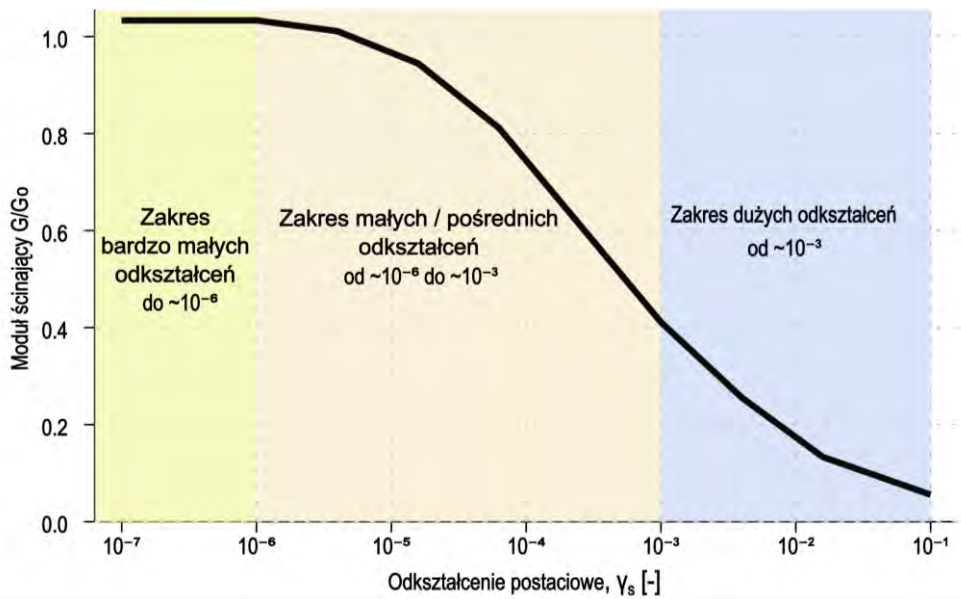
- określenie parametrów gruntowych i ich zmienności w podłożu,
- oszacowanie nośności pali i płyty,
- prognozowanie osiadania, przechyłów oraz redystrybucji obciążeń,
- analiza i weryfikacja pracy pali w stanach granicznych nośności i użyteczności.

Do podstawowych zadań projektanta konstrukcji należą:

- określenie obciążeń działających na konstrukcję (do typowych źródeł obciążeń istotnych w procesie projektowania fundamentów należą: obciążenia stałe i zmienne, obciążenia wiatrem, sejsmiczne, wynikające z parcia gruntu oraz przemieszczeń podłoża, a także inne czynniki środowiskowe, takie jak śnieg czy lód),
- wyznaczenie wartości granicznych parametrów użytkowych, zgodnie z wymaganiami normowymi (Eurokodami) oraz obowiązującymi wytycznymi krajowymi dotyczącymi funkcjonalności i bezpieczeństwa użytkowania obiektu.
- analiza pracy płyty fundamentowej i zaprojektowanie jej zbrojenia.

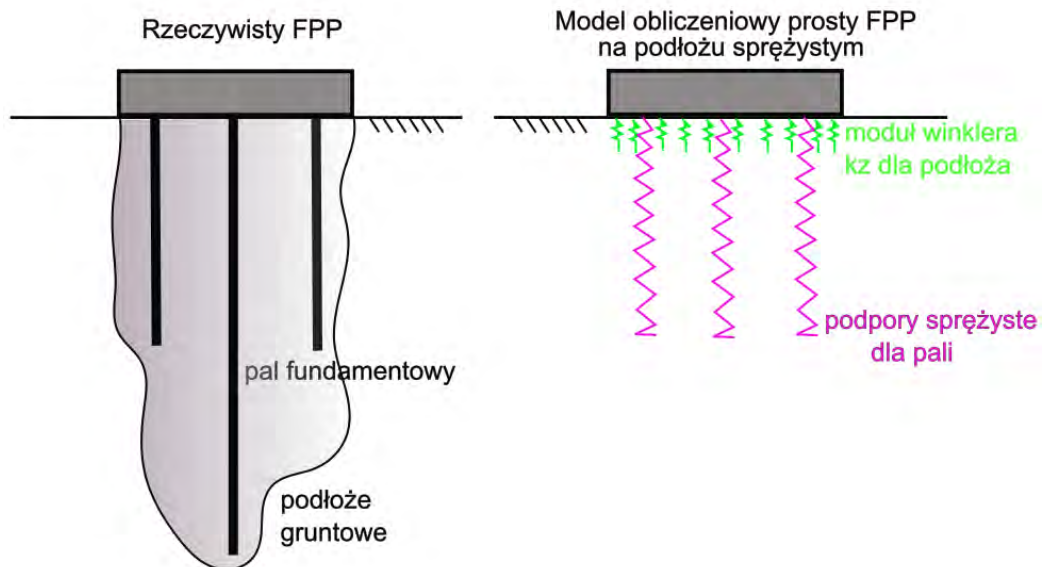
W celu oszacowania realistycznego przemieszczenia i odkształcenia zarówno konstrukcji, jak i współpracującego z nią podłoża gruntowego, konieczne jest uwzględnienie nieliniowego zachowania się gruntu – szczególnie w zakresie bardzo małych i pośrednich odkształceń, które zawierają się w przedziale odkształcenia postaciowego do wartości  $10^{-3}$  (rys. 97). Wymaga to sformułowania zagadnienia współpracy FPP z gruntem jako zagadnienia brzegowo-początkowego równowagi statycznej. Które najczęściej rozwiązuje się poprzez modelowanie numeryczne za pomocą MES.

W praktyce projektowej, analizy wytrzymałościowe konstrukcji fundamentów wykonywane przez projektantów konstrukcji, opierają się głównie na modelu płyty na podłożu sprężystym (rys. 98), przyjmując liniową lub nieliniową charakterystykę sztywności podpór.



Rysunek 97. Typowe zakresy odkształcenia postaciowego oraz odpowiadające im zmiany sztywności gruntu

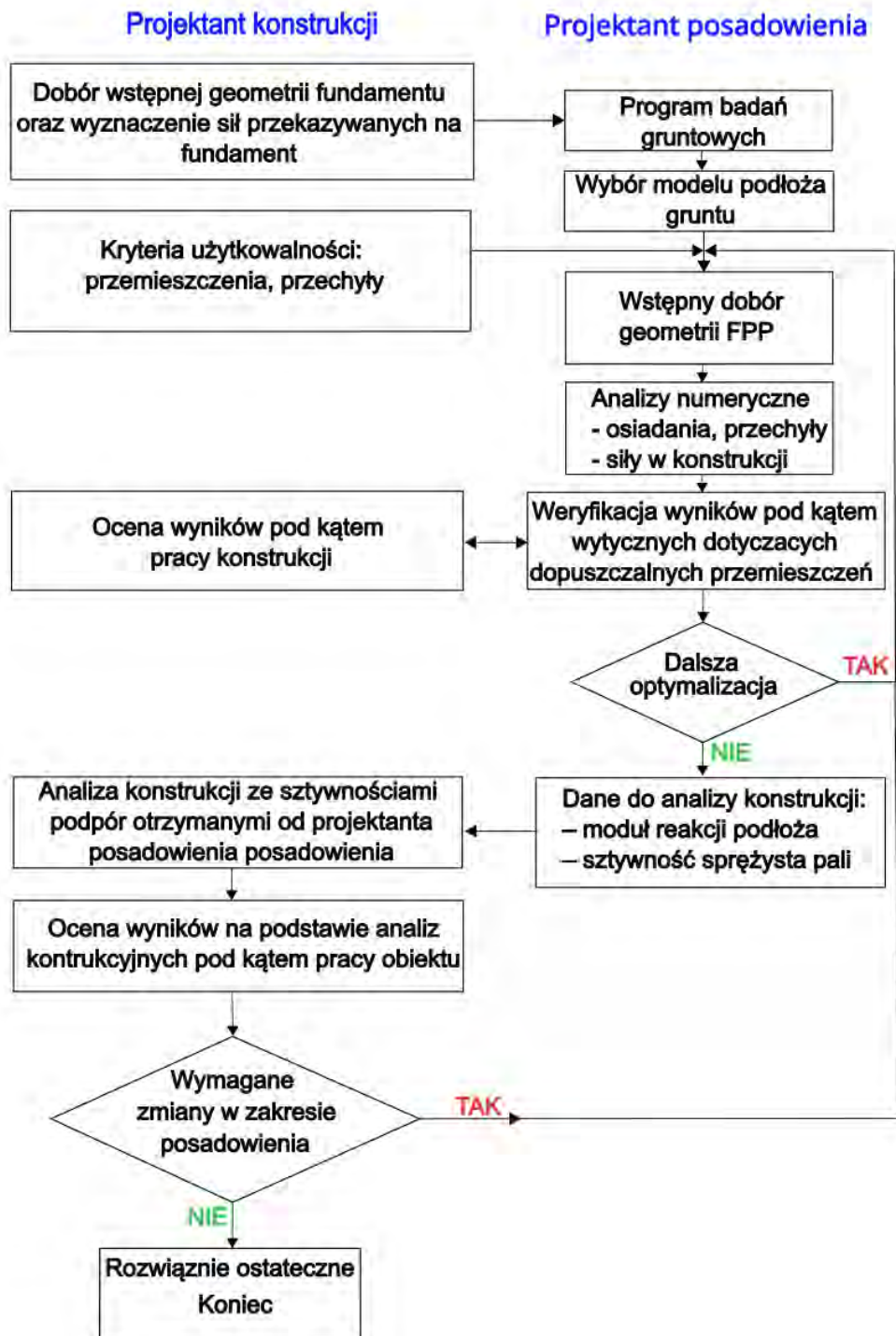
Na podstawie wyników analizy geotechnicznej projektant posadowienia określa wartości sztywności pali oraz podłoża gruntowego, które stanowią dane wejściowe do analiz wytrzymałościowych konstrukcji prowadzonych przez projektanta konstrukcji.



Rysunek 98. Rzeczywisty i uproszczony schemat FPP do obliczeń konstrukcyjnych

Sztywności podpór symulujących reakcje pale i podłoża gruntowego powinny być wyznaczone indywidualnie dla poszczególnych etapów oraz schematów obciążenia istotnych z punktu widzenia pracy konstrukcji. Nie zaleca się przyjmowania tych samych parametrów sztywności we wszystkich przypadkach obliczeniowych, jeżeli zostały one wyznaczone jedynie jednym, wybranym schemacie obciążenia, ponieważ może to prowadzić do błędnej oceny zachowania konstrukcji w rzeczywistych warunkach eksploatacyjnych.

Proces projektowania FPP ma charakter iteracyjny i polega na wzajemnej wymianie oraz porównaniu wyników uzyskanych z analiz geotechnicznych i konstrukcyjnych, a także na wprowadzaniu niezbędnych korekt aż do momentu uzyskania zgodności w pracy systemu fundamentowego według przyjętych ostatecznie kryteriów. Schemat takiej współpracy został przedstawiony na rys. 99.



Rysunek 99. Schemat współpracy projektanta konstrukcji z projektantem posadowienia

Efektywna współpraca obu specjalistów umożliwi opracowanie bezpiecznego, zoptymalizowanego pod kątem ekonomicznym projektu FPP.

### 6.2. Kryterium zasadności przyjęcia schematu FPP

W celu wstępnej oceny zasadności zastosowania FPP (rys. 100) można posłużyć się kryterium według wytycznych [35]:

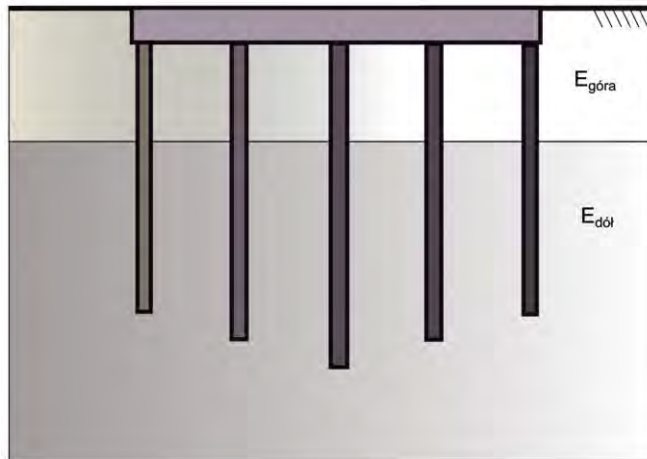
$$\alpha_{PRF} < 0.9 \quad (61)$$

$$\frac{E_{góra}}{E_{dół}} \leq 0.1 \quad (62)$$

gdzie:

$\alpha_{PRF}$  – współczynnik udziału pali

$E_{góra}$ ,  $E_{dół}$  – moduł Younga warstw gruntu zalegających poniżej poziomu posadowienia.



Rysunek 100. Kryterium stosowania FPP

### 6.3. Badania parametrów mechanicznych gruntów

#### 6.3.1. Parametry gruntowe do zalecanych modeli gruntowych

Tablica 34. Parametry modeli HS oraz HS-Brick

Parametr	Jednostka	HS-	HS-Brick	Funkcja	Badania
$E_0^{ref}$	[kPa]	-	✓	referencyjna wartość moduł $E_0$	Badanie trójosiowe CID w aparacie wyposażonym w bardzo dokładne czujniki napróbkowe lub elementy do pomiarów sejsmicznych (np. Bender). Badania: Cross Hole, Down Hole, SCPT, CSWS, SASW.
$\gamma_{0.7}$	[-]	-	✓	odkształcenie progowe przy którym sieczny moduł ścinana ulega redukcji do wartości $G_s = G_0 \cdot 0,722$	Badanie trójosiowe CID z lokalnymi czujnikami
$E_{ur}^{ref}$	[kPa]	✓	✓	referencyjna wartość moduł $E_{ur}$	Badanie trójosiowe CID
$E_{50}^{ref}$	[kPa]	✓	✓	referencyjna wartość modułu $E_{50}$	Badanie trójosiowe CID
$E_{oed}^{ref}(\sigma_{oed}^{ref})$	[kPa]	✓	✓	Referencyjna wartość modułu $E_{oed}$	Badanie edometryczne OED, w przypadku gruntów spoistych CPT, DMT
$\sigma^{ref}$	[kPa]	✓	✓	referencyjne naprężenie, któremu odpowiadają referencyjne moduły sztywności: $E_0^{ref}$ , $E_{ur}^{ref}$ , $E_{50}^{ref}$ ; w modelu HS wartość $\sigma^{ref}$ może być wybrane jako naprężenie średnie $p^{ref}$ lub najmniejsza składowa naprężenia głównego	-
m	[-]	✓	✓	wykładnik prawa potęgowego określający zależność sztywności od naprężenia	Badanie trójosiowe min. 3xCID przy różnych poziomach $p_0$ . Zalecenia literaturowe (wartości)
$\nu_{ur}$	[-]	✓	✓	współczynnik Poissona wyznaczony w cyklu odciążenie-obciążenie	Badanie trójosiowe CID z odciążeniem i ponownym obciążeniem. Zalecenia literaturowe (wartości)
$R_f$	[-]	✓	✓	wskaźnik zniszczenia określający wartość $q_r$ w stosunku do wartości asymptotycznej $q_a$ w modelu HS	Badanie trójosiowe CID. Zalecenia literaturowe (wartości)

## 6. Rekomendacje dotyczące projektowania FPP

Parametr	Jednostka	HS-	HS-Brick	Funkcja	Badania
c	[-]	✓	✓	efektywna spójności	Badanie trójosiowe min. 3xCID lub 3xCIU przy różnych poziomach $p_0$
$\phi$	[kPa]	✓	✓	efektywny kąt tarcia wewnętrznego	Badanie trójosiowe min. 3xCID lub 3xCIU przy różnych poziomach $p_0$ . W przypadku piasków CPT, DMT, PMT, SPT
$\psi$	[°]	✓	✓	kąt dylatacji	Badanie trójosiowe CID
$e_{max}$	[-]	✓	✓	maksymalna wartość wskaźnika porowatości obserwowana w materiale w stanie granicznym	Badanie trójosiowe CID na zagęszczonych lub prekonsolidowanych piaskach
$f_t$	[kPa]	✓	✓	wytrzymałość na rozciąganie	Najczęściej $f_t = 0$ (tension cut-off)
D	[-]	✓	✓	współczynnik dylatacji Rowe'a	Badanie trójosiowe CID. Zalecenia literaturowe (wartości).
OCR	[-]	✓	✓	stopień prekonsolidacji $OCR = \frac{\sigma_{yy}^{max}}{\sigma_{yy}^0}$	Korelacje z wynikami badan połowych CPT, CPTU, DMT
$q^{POP}$	[kPa]	✓	✓	obciążenie prekonsolidacyjne $q^{POP} = \sigma_{yy}^{max} - \sigma_{yy}^0$	Korelacje z wynikami badan połowych CPT, CPTU, DMT

Tablica 35. Parametry modelu AHS-Brick (parametry anizotropii)

Parametr	Jednostka	Funkcja	Badanie
$E_v^{ref}$	[kPa]	moduł Younga w kierunku pionowym	Jak $E_0$ w modelu HS-Brick
$E_h^{ref}$	[kPa]	moduł Younga w płaszczyźnie poziomej	Jak $E_v$ tylko próbka zorientowana w poziomie
$G_{vh}^{ref} = G_{hv}^{ref}$	[kPa]	moduł ścinania w płaszczyznach zawierających oś symetrii (izotropia transwersalna)	Badanie trójosiowe CID w aparacie wyposażonym w elementy do pomiarów sejsmicznych (np. Bender) – fala ścinająca spolaryzowana w płaszczyźnie pionowej
$G_{hh}^{ref}$	[kPa]	moduł ścinania w płaszczyźnie izotropii	Badanie trójosiowe CID w aparacie wyposażonym w elementy do pomiarów sejsmicznych (np. Bender) – fala ścinająca spolaryzowana w płaszczyźnie poziomej
$\nu_{hh}$	[-]	współczynnik Poissona dla odkształcenia poziomego wywołanego przez wzajemne (dopełniające) odkształcenie poziome	Badanie trójosiowe CID w aparacie wyposażonym w elementy do pomiarów sejsmicznych (np. Bender). Zalecenia literaturowe (wartości)
$\nu_{vh}$	[-]	współczynnik Poissona dla odkształcenia poziomego spowodowanego odkształceniem pionowym	Badanie trójosiowe CID w aparacie wyposażonym w elementy do pomiarów sejsmicznych (np. Bender). Zalecenia literaturowe (wartości)

Parametr	Jednostka	Funkcja	Badanie
$\alpha_G = \frac{E_h^{ref}}{E_v^{ref}},$ $\alpha_E = \frac{G_{hh}^{ref}}{G_{vh}^{ref}},$ $\alpha_v = \frac{v_{hh}}{v_{vh}}$	[-]	współczynniki anizotropii sztywności	Na podstawie pomierzonych modułów lub zaleceń literaturowych (wartości)
$x_{GE} = \frac{\ln(\alpha_G)}{\ln(\alpha_E)},$ $x_{Gv} = \frac{\ln(\alpha_G)}{\ln(\alpha_v)}$	[-]	wykładniki anizotropii poprzecznej wprowadzone w celu porównania współczynników anizotropii	Na podstawie pomierzonych modułów lub zaleceń literaturowych (wartości) wyznacza się współczynniki anizotropii a następnie wykładniki anizotropii.
$\beta = 2 \cdot x_{GE}$	[-]	wykładnik anizotropii	Na podstawie wykładnika anizotropii poprzecznej lub zaleceń literaturowych (wartości)

CID – badanie trójosiowe: konsolidacja izotropowa, ściskanie z drenażem

CIU – badanie trójosiowe: konsolidacja izotropowa, ściskanie bez drenażu

OED – badanie edometryczne

CPT – statyczna sonda stożkowa (cone penetration test)

CPTU – stożkowa sonda piezometryczna (piezocone penetration test)

DMT – dylatometryczne badanie Marchettiiego (Marchetti's dilatometer test)

SCPTU – piezocona z czujnikiem sejsmicznym (seismic piezocone test)

SPT – standardowe badanie penetracyjne (standard penetration test)

SASW – analiza widmowa fal powierzchniowych (Spectral Analysis of Surface Waves)

CSWS – system ciągłego pomiaru fal powierzchniowych (Continuous Surface Waves System)

PMT – badanie presjometryczne

### 6.3.2. Wytyczne dotyczące rozpoznania gruntowego

Odpowiednie rozpoznanie podłoża gruntowego jest niezbędnym warunkiem projektowania i wymiarowania FPP.

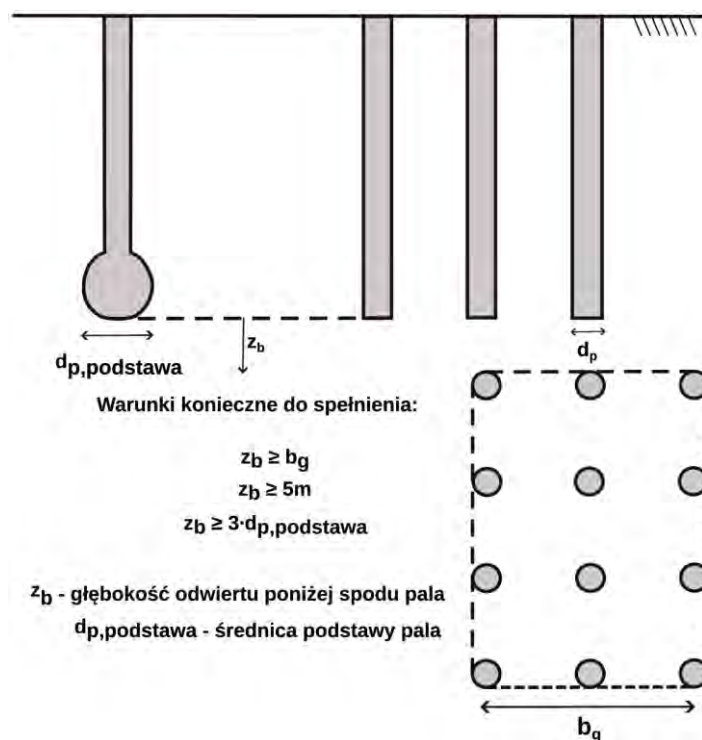
Aby właściwie określić zakres i cele programu badań podłoża, pomocne jest wcześniejsze zidentyfikowanie, które strefy ośrodka gruntowego są istotne w przypadku nośności FPP.

Nośność pali (SGN) zależy głównie od naprężeń efektywnych i w strefie kontaktu pala z gruntem, natomiast osiadanie (SGU) jest zdeterminowana głównie właściwościami gruntu poza bezpośrednim sąsiedztwem pala. Ponieważ w większości przypadków SGU stanowi główne kryterium projektowe FPP, nacisk w badaniach podłoża powinien być położony na określenie realistycznego profilu sztywności gruntu. Ponadto należy wyznaczyć inne parametry materiałowe wykorzystywane w modelach konstytutywnych stosowanych w analizie, w szczególności parametry wytrzymałościowe. Dlatego prawidłowo zaprojektowany program rozpoznania podłoża dla fundamentu FPP powinien obejmować następujące elementy:

## 6. Rekomendacje dotyczące projektowania FPP

- Otwory wiertnicze – służące do identyfikacji głównych warstw geologicznych i warunków wodno-gruntowych, do pobrania próbek gruntów do badań laboratoryjnych oraz jako lokalizacje do sondowań wykonywanych wewnątrz otworu.
- Sondowania stożkiem statycznym/piezostożkiem (CPT/CPTU), oraz badania presjometryczne (PMT) - służące do określenia profilu sztywności i wytrzymałości gruntu. Zaleca się, aby wyniki uzyskane tymi metodami były kalibrowane i weryfikowane na podstawie profili gruntowych określonych z otworów wiertniczych wykonanych w sąsiedztwie sondowań.
- Metody geofizyczne, takie jak badania sejsmiczne w otworach wiertniczych (*cross-hole, down-hole*) lub sondowania sejsmiczne SCPT. Również w tym przypadku zaleca się kalibrację i weryfikację wyników uzyskanych tymi metodami poprzez porównanie z profilami gruntowymi określonymi na podstawie otworów wiertniczych.
- Badania laboratoryjne próbek gruntów pobranych z otworów wiertniczych, w celu określenia podstawowych właściwości gruntu, tj.: wytrzymałości i sztywności gruntu, np. na podstawie wyników badań trójosiowych oraz badań edometrycznych.

Wymagana głębokość rozpoznania podłoża zależy od budowy geologicznej, powierzchni fundamentu oraz wielkości obciążeń, które mają być przekazywane na podłoże gruntowe. Przykładowo, na rys. 101 przedstawiono głębokość badań zalecaną w EC7-2.



Rysunek 101. Głębokość rozpoznania gruntu w przypadku FPP według EC-7-2

Rozstaw otworów wiertniczych sugerowany przez EC7-2 dla budynków wielokondygnacyjnych i obiektów przemysłowych wynosi od 15 m do 40 m.

### 6.3.3. Wytyczne dotyczące wyznaczania paramentów bezpośrednio z badań laboratoryjnych

Modele gruntowe z rodziny HS opierają się na charakterystyce mechanicznej gruntów, obserwowanej w warunkach laboratoryjnych z wykorzystaniem standardowych urządzeń, takich jak aparat trójosiowy oraz edometr. W przypadku spełnienia odpowiednich warunków laboratoryjnych, na przykład podczas badania trójosiowego z zapewnionym drenażem, parametry modelu można bezpośrednio wyznaczyć na podstawie uzyskanych krzywych doświadczalnych. Jeśli jednak nie ma możliwości przeprowadzenia badań zgodnie z wymaganiami modelu, jak ma to miejsce przy badaniu trójosiowego ściskania z drenażem glin o bardzo niskiej przepuszczalności, ze względu na czasochłonność takiego testu, wówczas kalibrację modelu przeprowadza się na podstawie innych danych pomiarowych. Mogą to być na przykład wyniki badań ściskania trójosiowego bez drenażu. Alternatywnie, parametry modelu można oszacować na podstawie wyników badań in situ lub określić je w sposób przybliżony, korzystając ze znanych korelacji empirycznych stosowanych w praktyce geotechnicznej.

### 6.3.4. Pośrednia identyfikacja parametrów dla gruntów na podstawie testów elementowych

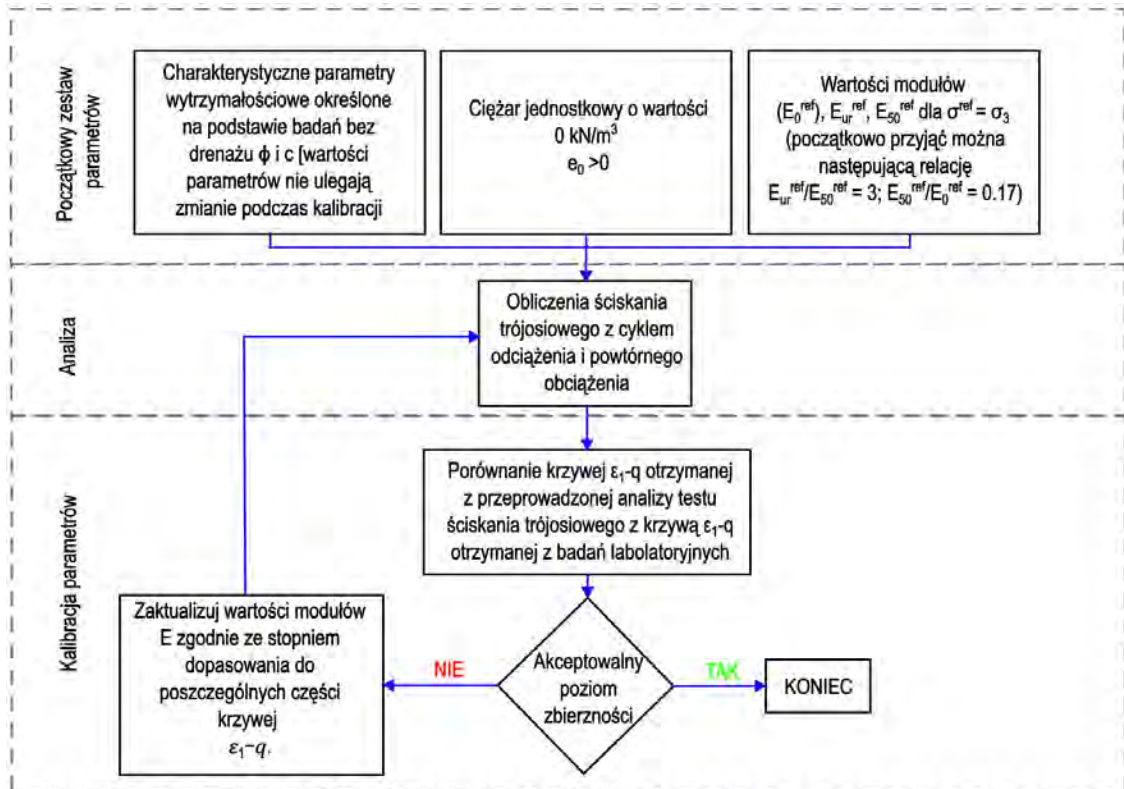
W przypadku określania modułów sztywności  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  oraz  $E_0^{ref}$  w warunkach drenażu (CID), ich kalibracja może być przeprowadzona metodą dopasowania do odpowiednich krzywych (najczęściej  $\varepsilon_1 - q$  oraz  $\varepsilon_1 - \varepsilon_v$ ). Kalibracja parametrów sztywności na podstawie badań w warunkach bez drenażu wymaga dopasowania laboratoryjnej krzywej odkształcenie-naprężenie ( $\varepsilon_1 - q$ ) do wyników uzyskanych z osiowosymetrycznej, jednoelementowej symulacji trójosiowego ściskania bez drenażu. Podstawowe parametry wytrzymałościowe, takie jak efektywny kąt tarcia wewnętrznego ( $\phi$ ) oraz spójność ( $c$ ), mogą być wyznaczone bezpośrednio na podstawie wyników badań laboratoryjnych prowadzonych w warunkach bez drenażu (ścieżki naprężenia na płaszczyźnie p-q).

W celu poprawnego przeprowadzenia kalibracji modułów odkształcenia należy przyjąć następujące założenia w testach elementowych [51]:

- Kąt dylatacji ( $\psi$ ) jest równy zero, co nie pozwala na przeszacowanie wytrzymałości na ścinanie,
- Jednostkowy ciężar gruntu należy przyjąć równy zero w celu wyeliminowania wpływu obciążeń pochodzących od ciężaru własnego,
- W celu odwzorowania zachowania gruntu w warunkach bez drenażu, moduł ściśliwości wody powinien być przyjęty jako  $K_f = 2,2 \cdot 10^6 \text{ kPa}$ ,
- Zalecany stosunek modułu ściśliwości wody do modułu ściśliwości gruntu powinien mieścić się w przedziale  $\frac{K_f}{K} = 10^5 - 10^6$ .

Schemat kalibracji modułów sztywności (rys. 102), opracowany na podstawie wytycznych przedstawionych w [51], opiera się na porównaniu wyników trójosiowego testu elementowego w warunkach bez drenażu z wynikami badań laboratoryjnych.

Kalibracja polega na iteracyjnym dostosowywaniu wartości poszczególnych modułów  $E$ , w zależności od obszaru krzywej, w którym występują rozbieżności, aż do uzyskania satysfakcjonującego stopnia zgodności pomiędzy krzywą symulowaną i eksperymentalną.



Rysunek 102. Schemat blokowy kalibracji modułów sztywności  $E_0^{ref}$ ,  $E_{ur}^{ref}$ ,  $E_{50}^{ref}$  na podstawie krzywej  $\varepsilon_1 - q$  uzyskanej z badania trójosiowego CIU oraz testu elementowego.

#### 6.4. Budowa modelu numerycznego FPP w systemach MES

W celu poprawnego odwzorowania interakcji pomiędzy poszczególnymi komponentami systemu fundamentowego, przedstawionymi na rys. 2, konieczne jest zastosowanie realistycznego modelu geometrycznego zarówno elementów konstrukcyjnych fundamentu, jak i ośrodka gruntowego. Istotne jest również odpowiednie odwzorowanie właściwości materiałowych konstrukcji oraz gruntu, a także modelowanie kontaktu pomiędzy elementami konstrukcyjnymi i podłożem gruntowym.

Ocena zdolności modelu numerycznego do odzwierciedlenia rzeczywistego zachowania systemu fundamentowego może zostać przeprowadzona poprzez analizę pracy pojedynczego pala. W tym celu należy zweryfikować, czy model prawidłowo odwzorowuje ścinanie na styku

trzonu pala z gruntem oraz nieliniowe, sprężysto-plastyczne odkształcenia w rejonie podstawy pala.

Dla wiarygodnego odwzorowania pracy FPP wraz z towarzyszącymi interakcjami między jego elementami, najbardziej efektywnym podejściem jest zastosowanie przestrzennego modelu numerycznego. W praktyce projektowej zaleca się ograniczenie modelu obliczeniowego do reprezentatywnego fragmentu rzeczywistego układu fundamentowego, przy czym jego wymiary powinny być dobrane w taki sposób, aby wpływ konstrukcji na krawędzie modelu był pomijalny. Zapewnienie odpowiednio dużych odległości granic modelu od fundamentu minimalizuje ryzyko wystąpienia zakłóceń brzegowych i pozwala uzyskać wiarygodne wyniki analizy.

W celu zapewnienia wiarygodnych wyników analizy numerycznej FPP, należy przestrzegać poniższych zaleceń dotyczących konstrukcji modelu obliczeniowego:

- Zastosowanie symetrii geometrycznej: W przypadku, gdy układ konstrukcyjno-geotechniczny charakteryzuje się symetrią geometryczną oraz obciążeniową, zaleca się wykorzystanie modelu symetrycznego, co pozwala na redukcję rozmiaru modelu i skrócenie czasu obliczeń bez utraty dokładności wyników.
- Brak odkształceń plastycznych na brzegach modelu: Należy zadbać o odpowiednie wymiary modelu, aby wykluczyć możliwość wystąpienia odkształceń plastycznych w rejonach brzegowych, które mogłyby wpłynąć na interpretację wyników.
- Lokalizacja dolnej granicy modelu: Dolna granica modelu powinna zostać zlokalizowana na takiej głębokości, aby warunki brzegowe nie wpływały sztucznie na rozkład przemieszczenia i naprężenia w strefie pracy fundamentu. Zazwyczaj zaleca się umieszczenie tej granicy co najmniej 1-2 szerokości płyty poniżej poziomu posadowienia.
- Zastosowanie gradacji siatkowania: Siatka elementów skończonych powinna być najgęstsza w rejonie bezpośrednio pod płytą i palami, gdzie występują największe gradienty naprężeń i odkształceń. W miarę oddalania się od tej strefy elementy mogą być stopniowo powiększane, przy zachowaniu płynnego przejścia pomiędzy rozmiarami elementów. W zewnętrznych partiach modelu, gdzie wpływ deformacji na wyniki główne jest marginalny, dopuszcza się stosowanie znacznie większych elementów.
- Analiza czułości modelu (domain size study): Po zbudowaniu modelu należy przeprowadzić analizę czułości na rozmiary modelu obliczeniowego. W tym celu model należy zmodyfikować poprzez zmianę jego szerokości lub głębokości (zwiększenie lub zmniejszenie), a następnie porównać wyniki kluczowych parametrów, takich jak osiadanie, rozkład naprężenia czy wartości maksymalne sił wewnętrznych. Jeśli różnice przekraczają 5–10%, należy zwiększyć wymiary modelu, by zapewnić stabilność i niezależność wyników od przyjętych warunków brzegowych.

Z uwagi na fakt, iż analiza metodą elementów skończonych (MES) stanowi aproksymację rzeczywistości, dokładność uzyskiwanych wyników zależy w dużej mierze od stopnia dyskretyzacji modelu oraz rzędu funkcji kształtu przemieszczeń przypisanych do elementów

skończonych. Im drobniejsza siatka oraz/lub im wyższy rząd funkcji kształtu, tym większa zgodność rezultatów z rozwiązaniami analitycznymi przy założeniu tego samego modelu konstytutywnego i identycznych parametrów materiałowych. Wielkość dopuszczalnych elementów zależy od rodzaju zastosowanych elementów skończonych oraz przyjętego rzędu funkcji kształtu, w przypadku funkcji wyższego rzędu możliwe jest stosowanie większych elementów przy zachowaniu wysokiej dokładności.

Zazwyczaj analiza MES wykorzystywana jest do oceny odkształceń w stanie granicznym użyteczności (SGU). W sytuacji, gdy metoda MES służy do oceny nośności systemu fundamentowego, czyli analizy w stanie granicznym nośności (SGN), konieczne jest zastosowanie zagęszczonej siatki elementów skończonych w obszarach cechujących się dużymi gradientami naprężeń oraz w strefach, w których lokalnie osiągnięta jest wytrzymałość gruntu na ścinanie. Szczególnie istotne jest zagęszczenie siatki w rejonie krawędzi płyty fundamentowej oraz w strefie kontaktu pali z gruntem.

### **Komponenty modelu numerycznego MES:**

#### **Ośrodek gruntowy**

Właściwości deformacyjne i wytrzymałościowe gruntu opisuje się za pomocą odpowiednio dobranych równań konstytutywnych, umożliwiających uwzględnienie podatności na uplastycznienie, zmian objętościowych oraz powstawanie stref koncentracji odkształceń. W zależności od warunków wodnych niezbędne może być również sprzężenie przepływu wody i odkształceń szkieletu gruntowego, co warunkuje poprawne odwzorowanie procesów konsolidacji i zmian sztywności w czasie.

#### **Elementy konstrukcyjne**

Pełne modelowanie nadbudowy nie jest konieczne – wystarczające jest uwzględnienie sztywności konstrukcji oraz odpowiedniego rozkładu obciążeń przekazywanych na fundament. Elementy konstrukcyjne systemu fundamentowego zazwyczaj modelowane są jako liniowo-sprężyste. W większości przypadków nie ma potrzeby definiowania kryteriów wytrzymałościowych dla tych materiałów, gdyż analiza nośności wewnętrznej oraz spełnienia warunków użyteczności prowadzona jest oddzielnie.

#### **Pale fundamentowe**

W modelowaniu pali w analizach FPP stosuje się elementy kontinuum, przy czym okrągły przekrój poprzeczny pala może zostać aproksymowany przekrojem kwadratowym. Takie uproszczenie prowadzi do nieznacznego niedoszacowania powierzchni podstawy pala, jednak nie wpływa istotnie na wiarygodność wyników analizy. W praktyce zaleca się modelowanie pali za pomocą belek nielokalnych, które nie są ograniczone geometrią siatki elementów skończonych i mogą ją swobodnie przecinać. Pozwala to na istotne ograniczenie liczby stopni

swobody w modelu MES oraz umożliwia stosowanie rzadszej siatki, co przekłada się na skrócenie czasu obliczeń.

### **Elementy kontaktowe**

Interakcję pomiędzy gruntem i palem należy modelować przy użyciu elementów kontaktowych typu *interface*.

### **Etapy modelowania**

Proces budowy FPP powinien być modelowany etapowo. Jeżeli projekt przewiduje wykonanie wykopu oraz odwodnienia (np. zmiana poziomu zwierciadła wody gruntowej), należy te etapy odpowiednio odtworzyć w modelu, aby uzyskać realistyczny rozkład naprężenia w gruncie. Pale wprowadza się do modelu zgodnie z założeniem *wished-in-place*, co oznacza nieuwzględnianie wpływu technologii wykonania pali na stan podłoża. Numeryczne odwzorowanie procesu wykonawstwa pali nie jest obecnie standardem w praktyce inżynierskiej. W przypadku ewentualnej iniekcji podstawy pala, proces ten można symulować poprzez odpowiednie rozszerzenie elementów reprezentujących pale, jednak wymaga to uprzedniej kalibracji w oparciu o wyniki próbnych obciążeń. Obciążenia pochodzące od konstrukcji nadziemnej powinny być przykładane w sposób stopniowy wg rzeczywistego projektu budowy. Jeżeli analizie podlegają również stany pośrednie, szczególnie w gruntach spoistych, należy uwzględnić proces konsolidacji gruntu poprzez zastosowanie sprzężonej analizy hydro-mechanicznej.

### **Dobór geometrii pali i płyty fundamentowej**

Wstępna geometria płyty fundamentowej jest zazwyczaj określana przez projektanta konstrukcji, który wraz z rzutem fundamentu dostarcza również informacje o siłach działających na fundament. Na podstawie tych danych projektant geotechnik może zaproponować korektę geometrii płyty, jeżeli umożliwia to korzystniejsze warunki pracy FPP oraz potencjalne oszczędności, wynikające przede wszystkim z redukcji liczby pali fundamentowych.

Kluczowymi parametrami geometrycznymi determinującymi zachowanie FPP, które określić powinien projektant posadowienia są:

- grubość płyty fundamentowej,
- liczba pali
- rozstaw pali,
- lokalizacja pali,
- średnica pali,
- długość pali.

Przy doborze geometrycznych parametrów fundamentu FPP należy pamiętać, że globalna sztywność układu fundamentowego wzrasta wraz ze wzrostem parametru smukłości, definiowanego równaniem (93). Zmiany w konfiguracji płyty oraz układzie pali mają istotny wpływ na charakterystykę pracy konstrukcyjnej oraz nośność całego systemu FPP.

### **Płyta fundamentowa**

Kontur płyty fundamentowej powinien być tak dobrany, aby dla rozwiązania posadowienia bezpośredniego nie występowało rozciąganie na styku płyta – grunt.

Grubość płyty fundamentowej ma istotny wpływ na rozkład obciążeń pomiędzy poszczególne pale, im większa jest jej wartość, tym bardziej równomierny staje się rozkład sił w palach, co z kolei wpływa korzystnie na interakcję pala z gruntem.

W przypadku fundamentów FPP zaleca się, aby grubość płyty nie była mniejsza niż 1,0 m. Ostateczne decyzje dotyczące geometrii płyty, w tym jej grubości, należą do projektanta konstrukcji, gdyż mają one bezpośredni wpływ na wymagany stopień zbrojenia oraz ogólne zachowanie się całego obiektu.

### **Liczba pali**

Wstępną liczbę pali można zostać przyjęta na podstawie uproszczonej metody zaproponowanej przez Longa [39] według której należy:

1. Oszacować obciążenia przenoszonego przez płytę fundamentową bez pali (lub fundament płytowy) przy zadanym osiadaniu. Obciążenie to odpowiada wartości przenoszonej przez płytę FPP i oznaczane jest jako  $P_{płyta}$ .
2. Oszacować obciążenia przenoszonego przez pale:  $P_{pale} = P_{całkowite} - P_{płyta}$ , gdzie  $P_{całkowite}$  to całkowite przyłożone obciążenie.
3. Oszacować liczbę pali: zakładając, że pale pracują blisko granicy nośności, liczba pali może zostać wyznaczona jako:  $n = \frac{P_{pale}}{P_s}$ , gdzie  $P_s$  to nośność graniczna pojedynczego pala.

Zgodnie z powyższą procedurą projektową, krzywą obciążenie-osiadanie dla fundamentu płytowego można najpierw oszacować dowolną metodą, w tym MES. Nośność pojedynczego pala można przyjąć jako obciążenie, przy którym rozpoczyna się proces pełzania lub jako obciążenie graniczne.

### **Rozstaw pali**

Zalecany początkowy rozstaw pali wynosi od 3 do 4 wielokrotności średnicy pala (3D-4D), tak przyjęty rozstaw pali sprzyja efektywnej ich pracy i przyczynia się do redukcji osiadania.

### **Lokalizacja pali**

Ostateczny układ pali należy zweryfikować na podstawie obliczeń, uwzględniając wymagania projektowe dotyczące dopuszczalnych osiadań i przechyłów konstrukcji. Większe rozstawy pali sprzyjają większemu udziałowi gruntu w przenoszeniu obciążeń. W przypadku płyt fundamentowych o dużej powierzchni lokalizacja pali powinna być skoncentrowana w rejonach o największych obciążeniach, aby zredukowane były osiadania różnicowe.

W przypadku fundamentów pod podpory mostowe najczęściej stosuje się regularną siatkę pali rozmieszczonych równomiernie pod całą powierzchnią fundamentu. Natomiast w przypadku fundamentów pod turbiny wiatrowe, gdzie wiodącym wymogiem jest ograniczenie przechyłu ze względu na charakter i zmienność obciążeń, pale rozmieszcza się najczęściej wzdłuż krawędzi fundamentu w jednym lub kilku rzędach.

### **Średnica pali**

Zalecane pale stosowane w FPP zaczynają się od średnicy około 600 mm a kończą na palach wielkośrednicowych. W przypadkach uzasadnionych warunkami projektowymi lub technologicznymi możliwe jest również zastosowanie baret fundamentowych wykonywanych w technologii ścian szczelinowych. Większe średnice pali pozwalają na redukcję ich liczby przy jednoczesnym zastosowaniu większych rozstawów, co sprzyja ograniczeniu zarówno średnich, jak i różnicowych osiadań fundamentu. Większa grubość płyty przyczynia się do zmniejszenia sił przekazywanych na pale oraz redukcji maksymalnych naprężeń kontaktowych, nie wpływając przy tym istotnie na wartość średnich naprężeń kontaktowych na styku płyty i podłoża.

### **Długość pali**

Długości pali powinny być tak dobrane, aby osiągnąć możliwie równomierne osiadania całej płyty. Wstępnie, długość pali nie powinna przekraczać szerokości płyty fundamentowej. W obszarach o mniejszym obciążeniu dopuszczalne jest skrócenie długości pali.

## **6.5. Analiza projektowa FPP**

Analiza FPP polega na sprawdzeniu stanów granicznych nośności i użyteczności oraz oszacowaniu procentu sił, które przenoszone są przez pale. W tym celu konieczne jest wykonanie modelu obliczeniowego który pozwoli na rzetelne oszacowanie osiadania i przechyłów konstrukcji oraz wyznaczenie sił wewnętrznych w elementach konstrukcyjnych a także sprawdzenie nośności granicznej całego FPP.

### 6.5.1. Stan graniczny nośności (SGN)

FPP należy projektować zgodnie z metodą stanów granicznych. Zgodnie z wytycznymi Eurokodów, w obliczeniach należy stosować częściowe współczynniki bezpieczeństwa zarówno dla oddziaływań, jak i nośności.

W geotechnice obliczeniową nośność można wyznaczyć dwiema metodami. Pierwsza z nich polega na określeniu nośności przy wykorzystaniu charakterystycznych wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie (np.:  $\varphi_k$ ,  $c_k$ ), a następnie podzieleniu tak uzyskanej nośności przez odpowiedni współczynnik częściowy bezpieczeństwa. Alternatywnie, druga metoda zakłada wykorzystanie wartości obliczeniowych parametrów wytrzymałości, uzyskiwanych poprzez podzielenie parametrów charakterystycznych przez odpowiednie współczynniki materiałowe.

W przypadku FPP najważniejsze SGN, które należy uwzględnić przy projektowaniu to: EQU (utrata równowagi FPP jako sztywnego bloku), GEO (nośność podłoża) oraz STR (nośność wewnętrzna płyty i pali).

Przy projektowaniu FPP, ze względu na jego specyficzne cechy geometryczne, zasadniczy nacisk kładzie się na weryfikację stanu granicznego użytkowalności (SGU). W praktyce, sprawdzenie zewnętrznego stanu granicznego nośności (SGN) ma zazwyczaj charakter formalny, ponieważ nośność systemu fundamentowego jest zazwyczaj znacznie większa od wymaganej - wynika to z dużych wymiarów płyty fundamentowej w stosunku do obciążeń typowo występujących w przypadkach, w których stosuje się FPP. Weryfikacja stanu granicznego nośności (SGN) polega na sprawdzeniu, czy obliczeniowe oddziaływania nie przekraczają obliczeniowej nośności fundamentu, co odpowiada analizie stanu granicznego GEO.

### 6.5.2. Stan graniczny użytkowalności (SGU)

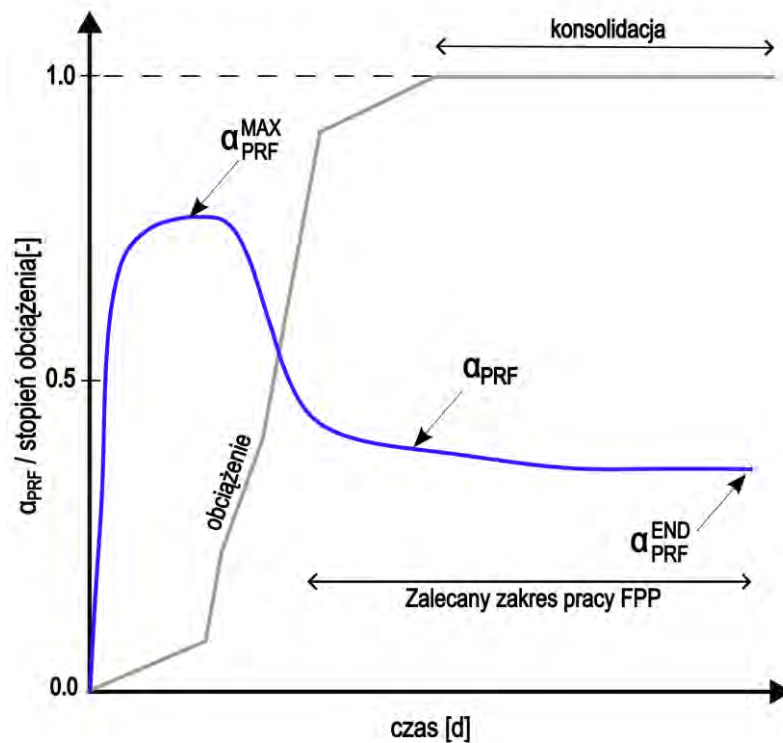
Gdy zachowanie konstrukcji przestaje spełniać wymagania użytkowe przyjęte na etapie projektowania dotyczące osiadania, różnicy osiadania, przechyłów a także zarysowania następuje osiągnięcie SGU. Zewnętrzna użytkowalność FPP powinna być weryfikowana na podstawie zależności przedstawionej w równaniu (12). Wewnętrzna użytkowalność odnosi się natomiast do zachowania poszczególnych elementów konstrukcyjnych systemu fundamentowego (pali, płyty fundamentowej oraz nadbudowy) w kontekście projektowych przypadków obciążeń i wymagań eksploatacyjnych. Ocenie podlega m.in. ograniczenie szerokości rys w elementach żelbetowych oraz kontrola ugięć płyty, tak aby zapewnić trwałość, funkcjonalność i niezawodność konstrukcji. Spełnienie tych kryteriów wymaga wykazania zgodności z wymaganiami użytkowymi określonymi w obowiązujących normach projektowych (Eurokod 2 oraz powiązane dokumenty).

### 6.5.3. Dobór udziału pali w przenoszeniu obciążenia

W przeprowadzonych analizach obliczeniowych szczególną uwagę zwrócono na sprawdzenie przebiegu rozdziału obciążenia na pale i bezpośrednio na grunt poprzez płytę fundamentową (współczynnik  $\alpha_{PRF}$ ).

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że w początkowej fazie wzrostu obciążenia znaczną część sił przenoszą pale, co wynika z ich większej sztywności w porównaniu z podłożem gruntowym. Po osiągnięciu wartości maksymalnej udziału pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ) dalszy przyrost obciążenia prowadzi do stopniowej mobilizacji reakcji podłoża na poziomie spodu płyty. Wzrost naprężenia w gruncie powoduje zwiększenie jego sztywności równocześnie dochodzi do uplastycznienia gruntu w strefie poziomu podstaw pali co skutkuje przejmowaniem większej części obciążenia bezpośrednio przez podłoże gruntowe.

Po przyłożeniu pełnego obciążenia obserwuje się stopniowy spadek udziału pali w przenoszeniu obciążenia, wynikający z postępującej konsolidacji gruntu, czyli sukcesywnej dyssypacji nadciśnienia porowego wygenerowanego przyłożonym obciążeniem. Wraz z upływem czasu wraz ze spadkiem wygenerowanego nadciśnienia porowego układ dąży do ustabilizowania a rozdział obciążenia pomiędzy palami i grunt przyjmuje stałą wartość. Powyżej opisane zachowanie FPP zostało schematycznie przedstawione na rys. 103 za pomocą przebiegu krzywej  $\alpha_{PRF}$  wraz ze wzrostem obciążenia w czasie.



Rysunek 103. Krzywa rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$

Współpraca FPP z gruntem jest najefektywniejsza, gdy dochodzi do redystrybucji obciążenia na skutek której udział sił przenoszonych przez pale maleje a procent sił przenoszonych bezpośrednio przez grunt rośnie a tym samym osiągnięta jest stabilizacja wartości współczynnika  $\alpha_{PRF}$  - obszar ten został zaznaczony na rys. 103.

### **Projektowanie FPP za pomocą krzywej $\alpha_{PRF}$ – obciążenie**

W pierwszym etapie projektuje się płytę, która przeanalizowana jako fundament bezpośredni charakteryzuje się brakiem odrywania (jej kontur nie pozwala na wystąpienie rozciągania na styku płyta - grunt).

W następnej kolejności definiowane są pale ich rozstaw, średnica oraz długość. Średnica pali jest przyjmowana na podstawie grubości płyty i możliwości wykonawczych w związku z czym zakłada się, że nie ulega ona zmianie w dalszych etapach optymalizacji rozwiązania FPP.

Po określeniu wstępnej geometrii FPP oraz przeprowadzeniu pierwszych analiz numerycznych, dobrą praktyką projektową jest opracowanie i ocena rozkładu współczynnika  $\alpha_{PRF}$  w funkcji przyrostu obciążenia.

Brak stabilizacji wartości  $\alpha_{PRF}$  (zob. rys. 104a i 104b) wskazuje na nieoptymalne zaprojektowanie pali w FPP. Taki stan może świadczyć o konieczności dostosowania długości, liczby bądź rozstawu pali w celu uzyskania zalecanego zakresu pracy FPP na wykresie  $\alpha_{PRF}$  – obciążenie jak na rys. 103.

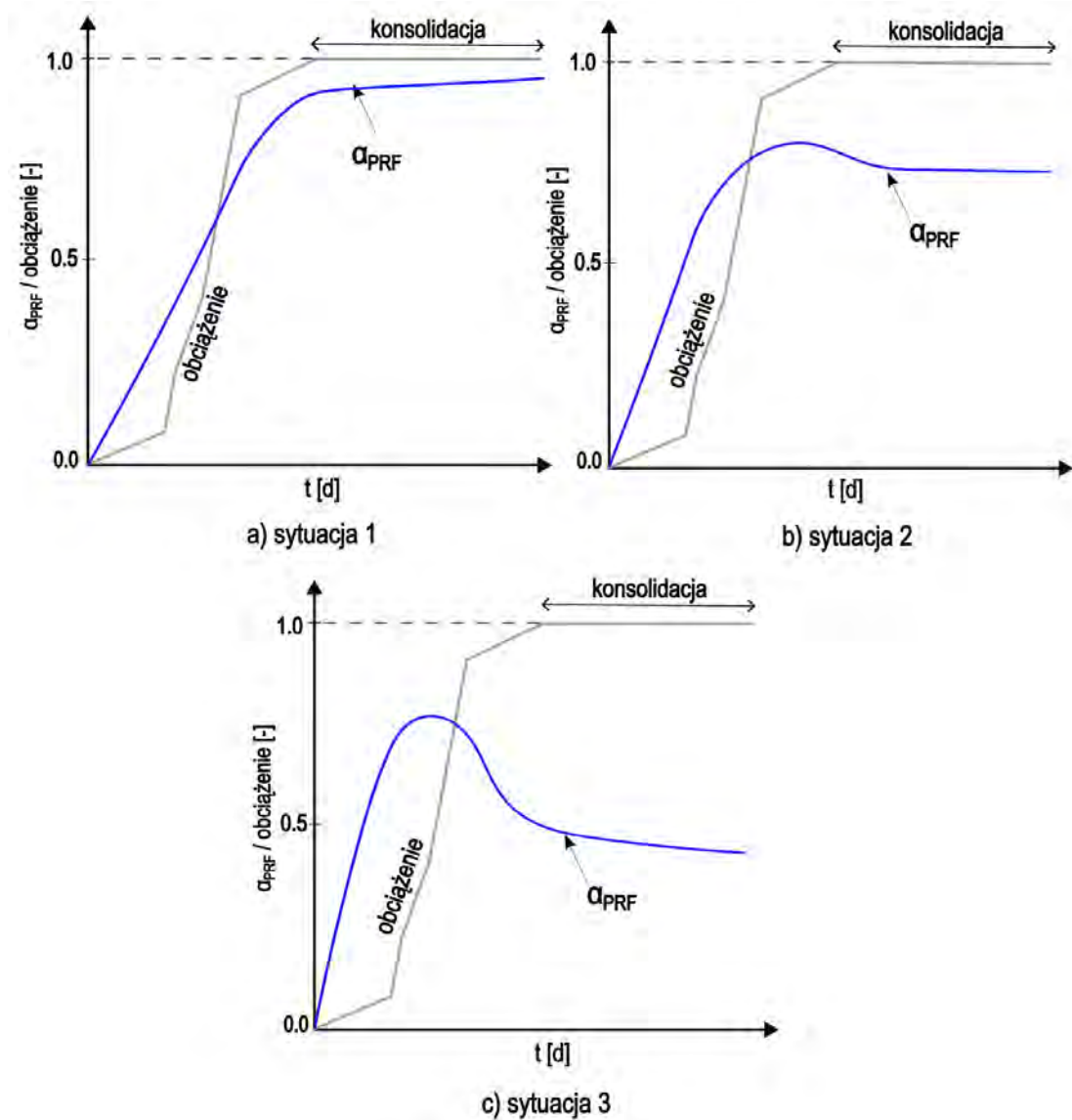
W takim przypadku należy odpowiednio zmodyfikować rozstaw bądź długość pali, ewentualnie dokonać zmian w obu tych parametrach, aż do momentu uzyskania wymaganej współpracy podłoża w przenoszeniu obciążeń oraz osiągnięcia stabilnej wartości współczynnika  $\alpha_{PRF}$ .

Po uzyskaniu pożądanego schematu pracy FPP, konieczne jest sprawdzenie spełnienia warunków stanu granicznego użyteczności. W sytuacji, gdy wartości osiadania lub przechyłów fundamentu przekraczają dopuszczalne wartości, niezbędne jest dokonanie korekty rozstawu (liczby), lub długości pali, aż do momentu spełnienia SGU i uzyskania oczekiwanego charakteru pracy układu FPP.

Jeśli schemat pracy fundamentu odpowiada sytuacji 1 przedstawionej na rys. 104a, wskazane jest ograniczenie długości pali przy jednoczesnym zwiększeniu ich rozstawu, co umożliwi lepszą mobilizację bezpośredniego oporu podłoża.

W przypadku sytuacji 2 z rys. 104b obserwuje się spadek udziału pali w przenoszeniu obciążeń. Mając na uwadze aspekty ekonomiczne, projektant powinien rozważyć zwiększenie rozstawu pali poprzez redukcję ich liczby, co umożliwi zwiększenie udziału podłoża w procesie przenoszenia obciążeń.

Sytuacja 3 z rys. 104c nie wymaga dalszych działań w kontekście kształtowania oczekiwanego charakteru pracy układu FPP. Należy jednak zauważyć, że również w tym przypadku, podobnie jak w sytuacjach 1 i 2, możliwe jest niespełnienie wymagań SGU, co będzie wymagało modyfikacji projektowanego rozwiązania w celu osiągnięcia wymaganych kryteriów.



Rysunek 104. Rodzaje schematów rozdziału obciążenia

Projektowanie FPP stanowi złożony proces wymagający iteracyjnego podejścia analitycznego. Ostateczne rozwiązanie powinno zapewniać spełnienie warunków zarówno stanu granicznego użyteczności, jak i stanu granicznego nośności, przy czym ten ostatni, ze względu na relatywnie duże wymiary płyty fundamentowej w stosunku do obciążeń, zazwyczaj nie stanowi ograniczenia projektowego. Dodatkowo, projekt powinien maksymalizować udział podłoża w przenoszeniu obciążeń, co pozwala na optymalizację kosztów realizacji posadowienia.

## 7. Podsumowanie

Zrealizowany w dysertacji plan zaawansowanych analiz numerycznych zagadnienia współpracy FPP z podłożem gruntowym pozwolił na wysunięcie szeregu wniosków o znaczeniu praktycznym w projektowaniu geotechnicznym tych skomplikowanych z punktu widzenia geomechaniki układów fundamentowych. Jak w każdym projekcie badawczym, przeprowadzone prace miały swoje ograniczenia w zakresie, jednakże pozwoliły na prezentację niepublikowanych dotąd w literaturze wyników dotyczących szczegółów pracy FPP otrzymanych na drodze modelowania numerycznego. Ponadto, otrzymane wyniki pozwalają na wskazanie dalszych kierunków badań w przedmiotowej tematyce dotyczących przede wszystkim pomiarów polowych, ale także różnych aspektów modelowania numerycznego.

Kluczowym parametrem, który pozwala globalnie śledzić efekty interakcji FPP z gruntem oraz ocenić jakość zaprojektowanego systemu jest współczynnik rozdziału obciążenia  $\alpha_{PRF}$ . Dobrą jakością projektu FPP można zdefiniować jako uzyskanie rozdziału obciążenia, który zasadniczo różni się od sytuacji w przypadku tradycyjnego fundamentu palowego, gdzie  $\alpha_{PRF} = 1.0$ . Prawidłowo zaprojektowany FPP będzie zatem charakteryzował się możliwie niskimi wartościami współczynnika  $\alpha_{PRF}$  przy jednoczesnym spełnieniu warunków stanu granicznego użyteczności. Wartości raportowane w literaturze na podstawie pomiarów polowych dotyczą głównie wartości końcowej  $\alpha_{PRF}^{END}$ . Mieści się ona w przedziale 0.4-0.8, co odpowiada również wartościom otrzymanym w przeprowadzonych analizach numerycznych. Oryginalnym spostrzeżeniem wynikającym z analiz opisanych w pracy jest jednak fakt charakterystycznej zmienności wartości  $\alpha_{PRF}$  w czasie przekazywania obciążenia na fundament. Wartość  $\alpha_{PRF}$  można zatem traktować nie jako parametr, lecz jako zmienną stanu w systemie FPP, którą łącznie z przebiegiem osiadania w czasie można zastosować w zaawansowanej analizie projektowej z wykorzystaniem modelowania numerycznego. W przebiegu zmienności wartości  $\alpha_{PRF}$  wyodrębniono jakościowo następujące fazy w trakcie przekazywania obciążenia: początkowego wzrostu do wartości granicznej  $\alpha_{PRF}^{MAX}$ ; spadku związanego z przeciążeniem pali i zwiększenia udziału płyty w przenoszeniu obciążenia; oraz fazę stabilizacji w okresie konsolidacji podłoża do wartości  $\alpha_{PRF}^{END}$ . Głównym kierunkiem badań w pracy było sprawdzenie wpływu różnych założeń dotyczących modelowania numerycznego FPP (warunków brzegowych i początkowych, opisu materiałowego gruntu oraz warunków drenażu) na przebieg  $\alpha_{PRF}$  oraz osiadania w możliwie realistycznym aktualnie sposobie modelowania.

Jak wynika z przeprowadzonych badań, największy wpływ na wyniki modelowania numerycznego zagadnienia brzegowo-początkowego współpracy FPP z gruntem, z punktu widzenia praktyki projektowania, mają opis materiałowy oraz początkowy stan naprężenia efektywnego w gruncie. W przypadku opisu materiałowego jest to nieliniowość charakterystyki sztywności gruntu w zakresie małych odkształceń z jednoczesnym opcjonalnym uwzględnieniem jej anizotropii, natomiast w przypadku wpływu warunków początkowych naprężenia jest to przyjęcie profilu zmiany współczynnika parcia spoczynkowego  $K_0$ . Generalnie

w przeprowadzonych obliczeniach efekty plastyczne dotyczyły głównie wzmocnienia gruntu przed osiągnięciem kryterium wytrzymałości na ścinanie. Uwzględnienie wysokiej sztywności początkowej z jej degradacją w zakresie małych i pośrednich odkształceń pozwala oszacować znacząco mniejsze osiadanie niż ma to miejsce przy modelowaniu obszaru sprężystego w materiale gruntu za pomocą siecznych modułów sztywności (np.  $E_{50}$  w modelu Mohra-Coulomba, czy  $E_{ur}$  w modelu HS). Porównywalny ilościowo wpływ na prognozy osiadania ma także uwzględnienie wyższej wartości  $K_0$  charakteryzującej grunty mocno prekonsolidowane, które stanowią typowe podłoże wymagane przy projektowaniu FPP. W przypadku prekonsolidowanych gruntów drobnoziarnistych dodatkową charakterystyką sztywności, również zmniejszającą prognozowanie osiadanie, jest jej inherentna anizotropia, w której przy najczęściej występującym izotropowo poprzecznym wariacie, sztywność w kierunku poziomym jest znacznie wyższa od tej w kierunku pionowym. W przypadku rozpatrywanych wariantów nieliniowości sztywności przed zniszczeniem oraz jej anizotropii, wpływ na przebieg współczynnika  $\alpha_{PRF}$  w trakcie obciążenia nie miał tak dużego znaczenia praktycznego. Wpływ taki był jednak znaczący w przypadku przyjmowanych w analizach porównawczych realistycznych w gruntach prekonsolidowanych wariantów wartości współczynnika  $K_0$  (stała wartość  $K_0 \geq 1.0$  lub zmienna  $K_0 \neq const$ , zależna od stopnia prekonsolidacji gruntu wg relacji empirycznej).

Biorąc pod uwagę wpływ przyjęcia warunków drenażu w analizach numerycznych FPP, to na podstawie przeprowadzonych analiz sugeruje się przyjęcie jako standardu warunków konsolidacyjnych, tj. sprężonej analizy hydro-mechanicznej będącej pośrednim podejściem pomiędzy warunkami z drenażem oraz z jego brakiem. Dotyczy to oczywiście podłoża zbudowanego z gruntów drobnoziarnistych. W przypadku gruntów ziarnistych można uprościć analizy przyjmując warunki z drenażem. Warunki konsolidacyjne przy niskiej przepuszczalności drobnoziarnistego podłoża prekonsolidowanego o pełnym nasyceniu pozwalają na właściwe uwzględnienie barotropii sztywności oraz realistyczny przebieg ścieżek naprężenia efektywnego w różnych obszarach podłoża, co zapewnia realistyczną wytrzymałość na ścinanie. Tym samym, pozwala to na prawidłową symulację pracy FPP w takich warunkach gruntowych.

W przeprowadzonych analizach przyjęto dwie siatki pali różniące się liczbą i rozstawami pod płytą, której wymiary były stałe i przyjęte na podstawie standardowego warunku niedopuszczenia do odrywania w poziomie spodu płyty fundamentowej. Obie siatki pali były przyjęte wg podstawowych zasad projektowania FPP opisanych w pracy. Porównanie wyników pozwoliło na pokazanie różnic w przebiegu  $\alpha_{PRF}$  oraz osiadania. Przy stałej długości pali zaobserwowano większe osiadanie oraz niższą wartość graniczną  $\alpha_{PRF}^{END}$  przy rzadszej siatce pali. Nie stanowi to tendencji sprzecznej z oczekiwaną, jednakże należy dodać, że w obu wariantach siatki pali nie zaobserwowano znaczących różnic w uplastycznieniu podłoża – szczególnie w stosunku do kryterium wytrzymałości na ścinanie.

W projektowaniu FPP standardowo sprawdza się różne schematy obciążenia. Ogólnie można wyodrębnić schematy z dominującym obciążeniem osiowym lub z obciążeniem złożonym

dotając maksymalne wartości momentów w płaszczyznach pionowych oraz sił poziomych. W przeprowadzonych analizach zbadano przede wszystkim wpływ obciążenia złożonego w stosunku do osiowego na przebieg zmian współczynnika  $\alpha_{PRF}$  oraz na zmiany rozkładu sił w palach. Na etapie wprowadzania dodatkowych składowych momentowych oraz poziomych we wszystkich rozpatrywanych przypadkach zwiększa udział płyty w przenoszeniu obciążenia (spadek  $\alpha_{PRF}$ ). Ciekawym efektem, który zaobserwowano w rozkładzie sił w palach jest skokowa lokalizacja zmian sił tylko w zewnętrznym rzędzie pali, w którym następuje odciążenie, natomiast pozostałe pale doświadczają zmian obciążenia, które nie zmienia się liniowo w kierunku rzędu najbardziej dociskanego, jak np. w klasycznej metodzie sztywnego oczepu. Dzieje się tak pomimo znacznej sztywności giętej płyty fundamentowej. Efekt ten jest ważny z praktycznego punktu widzenia ze względu na ewentualną możliwość optymalizacji kosztów rozwiązania FPP.

Na etapie realizacji ostatnich w pracy analiz obliczeniowych oraz porównań otrzymanych wyników skoncentrowano się na poszukiwaniu dodatkowych elementów modelowania numerycznego, które pozwoliłyby na znalezienie innych wpływów mogących ewentualnie zmniejszyć szacowaną wartość współczynnika  $\alpha_{PRF}$ . Ze względu na znaczne gabaryty płyt fundamentowych w rozwiązaniach FPP wysunięto tezę, że można to osiągnąć przy uwzględnieniu w początkowej fazie obciążenia efektu wiązania betonu płyty. W fazie tej sztywność wiążącej płyty jest niska, co mogłoby powodować przekazanie całości ciężaru płyty na grunt. Przeprowadzono więc serię dodatkowych obliczeń, w których sztywność płyty rosła w czasie wg funkcji wiązania przedstawionej w Eurokodzie 2. Na podstawie wyników tych analiz pokazano jednak, że wpływ uwzględnienia wiązania betonu płyty fundamentowej na przebieg wartości  $\alpha_{PRF}$  w modelowaniu FPP jest nieznaczny z praktycznego punktu widzenia.

Wszystkie podsumowane powyżej interakcje i efekty zaobserwowane w przeprowadzonych analizach numerycznych FPP dotyczyły modelu numerycznego MES opracowanego w celu jak najdokładniejszego odwzorowania przykładowego obiektu rzeczywistego. Dotyczyło to sposobu modelowania pali (elementy objętościowe o dużym zagęszczeniu siatki), kontaktów konstrukcja-grunt, płyty fundamentowej i gruntu w obszarze największego oddziaływania fundamentu (duże zagęszczenie siatki odpowiadające dyskretyzacji pali). W efekcie powstał skomplikowany model MES konstrukcji FPP o zamierzonej, względnie prostej geometrii. Model taki w przypadku projektowania w normalnych warunkach kontraktowych byłby, przynajmniej współcześnie, mało praktyczny. Jest to związane głównie z czasem przygotowania modelu oraz czasem obliczeń (ok. kilku dni na jedną analizę przy użyciu bardzo dobrej klasy jednostki PC). Przeprowadzono zatem analizy porównawcze na modelu uproszczonym, który ze względu na czas przygotowania oraz obliczeń byłby akceptowalny w projektowaniu, także w przypadku znacznie bardziej skomplikowanej geometrii dotyczącej zarówno schematu konstrukcji jak i budowy geologicznej podłoża. W modelu uproszczonym zastosowano, wprowadzone ostatnio do systemu ZSoil, tzw. nielocalne elementy belkowe do symulacji pali. Wyniki obliczeń z zastosowaniem tych elementów w różnych wariantach dyskretyzacji (gęstości siatki) podłoża porównano z odpowiednimi wynikami obliczeń na modelu podstawowym, stosowanym w pracy do badania FPP. Wyniki obliczeń na modelu uproszczonym dotyczące zarówno przebiegów

$\alpha_{PRF}$  jak i osiadania okazały się bardzo zbliżone do wyników na modelu podstawowym. Ważnym spostrzeżeniem z tych analiz jest fakt, że przy rzadkiej siatce elementów podłoża otrzymano wyniki bardziej zbliżone do tych z modelu podstawowego niż w przypadku siatki podłoża jak w modelu podstawowym.

Najważniejszym elementem wdrożeniowym, opracowanym w ramach niniejszej pracy, jest propozycja iteracyjnej procedury projektowania podstawowych parametrów FPP (długość, średnica, rozstaw pali) na podstawie analizy zmienności współczynnika  $\alpha_{PRF}$  w funkcji postępu obciążenia. Głównym celem, który wskazano w tej procedurze, jest wyraźne osiągnięcie wartości maksymalnej  $\alpha_{PRF}^{MAX}$  oraz przeciążenie pali do możliwie dużej redukcji  $\alpha_{PRF}$  przy jednoczesnym spełnieniu warunków SGU. Realizacja tej metody jest możliwa tylko przy zastosowaniu modelowania numerycznego w projektowaniu FPP.

Analizy numeryczne przedstawione w ramach niniejszej pracy oparte są na sprężysto-plastycznym opisie zachowania się podłoża gruntowego. Jak opisano, szczególnie w sąsiedztwie podstaw pali dochodzi do lokalnej mobilizacji wysokich w stosunku do kryterium wytrzymałości na ścinanie poziomów naprężenia dewiatorowego. Jest to sytuacja, w której, w przypadku gruntów drobnoziarnistych, ważnym elementem konstytutywnym mogą być efekty sprężysto-lepko-plastyczne. W praktyce dotyczy to zjawiska pełzania. Uwzględnienie pełzania gruntu w opisie materiałowym podłoża stanowiącego oparcie FPP może dodatkowo przybliżyć wyniki modelowania do wyników pomiarów polowych. Jest to ważny kierunek badań, który należy podjąć w modelowaniu FPP.

Powyższe zestawienie wniosków z analiz numerycznych wybranych przykładowych schematów FPP wymaga jednak weryfikacji eksperymentalnej, która będzie możliwa tylko w badaniach polowych na obiektach w skali rzeczywistej. Dostępne w literaturze wyniki badań polowych pozwalają jedynie na ocenę prawidłowości przebiegu predykcji osiadania oraz końcowej wartości współczynnika  $\alpha_{PRF}$ . Weryfikacja przedstawionych w pracy obserwacji z analiz numerycznych wydaje się możliwa jedynie w ramach ścisłej współpracy ośrodków badań naukowych z wykonawcami FPP.

## 8. Spis literatury

- [1] Abagnara V., Poulos H.G., Small J.C. Comparison of two piled raft analysis programs. In: *11th Australia-New Zealand Conference on Geomechanics*; 2012 Jul 15-18; Melbourne, Australia.
- [2] Addenbrooke T.I., Potts D.M., Puzrin A.M. The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique*. 1997, vol. 47, no. 3, p. 693-712. DOI: 10.1680/geot.1997.47.3.693.
- [3] Avgerinos V., Potts D.M., Standing J.R. The use of kinematic hardening models for predicting tunnelling-induced ground movements in London Clay. *Géotechnique*. 2016, vol. 66, no. 2, p. 106-120. DOI: 10.1680/jgeot.15.P.035.
- [4] Bentley Systems. *PLAXIS 3D: Material Models Manual*. Exton (PA): Bentley Systems; 2024.
- [5] Benz T. *Small-strain stiffness of soils and its numerical consequences*. Stuttgart: Institut für Geotechnik, Universität Stuttgart; 2007. (Mitteilungen des Instituts für Geotechnik, Heft 55).
- [6] Bhartiya P., Basu D., Chakraborty T. Behavior of piled rafts in sand under nonuniform and eccentric loads. *Acta Geotechnica*. 2024, vol. 19, no. 8, p. 1-22. DOI: 10.1007/s11440-024-02247-6.
- [7] Brown P.T., Wiesner T.J. The behaviour of uniformly loaded piled strip footings. *Soils and Foundations*. 1975, vol. 15, no. 4, p. 13-21. DOI: 10.3208/sandf1972.15.4\_13.
- [8] Building and Construction Authority. *Joint BCA / IES / ACES / GeoSS Circular 2024: Requirements and guidelines for design and construction of raft and piled-raft foundation*. Singapore: Building and Construction Authority; 2024.
- [9] Burland J.B. Piles as settlement reducers. In: *18th Italian Congress on Soil Mechanics and Foundation Engineering*; 1995; Pavia, Italy. p. [unknown].
- [10] Burland J.B., Broms B.B., de Mello V.F.B. Behaviour of foundations and structures. In: *9th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*; 1977; Tokyo, Japan.
- [11] Butterfield R., Banerjee P.K. The elastic analysis of compressible piles and pile groups. *Géotechnique*. 1971, vol. 21, no. 1, p. 43-60. DOI: 10.1680/geot.1971.21.1.43.
- [12] Chow Y.K. Analysis of vertically loaded pile groups. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1986, vol. 10, no. 1, p. 59-72. DOI: 10.1002/nag.1610100105.
- [13] Chow Y.K. Iterative analysis of pile-soil-pile interaction. *Géotechnique*. 1987, vol. 37, no. 3, p. 321-333.

- [14] Clancy P., Randolph M.F. An approximate analysis procedure for piled raft foundations. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1993, vol. 17, no. 12, p. 849-869. DOI: 10.1002/nag.1610171203.
- [15] Comité Européen de Normalisation. *EN 1997-1:2004 Eurocode 7 - Geotechnical design - Part 1: General rules*. Brussels: CEN; 2004.
- [16] Cudny M., Lisewska K., Truty A. Incorporation of cross-anisotropic small strain stiffness into the Hardening Soil model. *Acta Geotechnica*. Submitted for publication 2025.
- [17] Cudny, M., Lisewska, K., Winkler, M., Marcher, T. Modelling tunnelling-induced deformation in stiff soils with a hyperelastic-plastic anisotropic model. *Acta Geotechnica*. 2024, vol. 19, no. 7, pp. 4873-4894. DOI: 10.1007/s11440-023-02202-x.
- [18] Cudny, M., Truty, A. Refinement of the Hardening Soil model within the small strain range. *Acta Geotechnica*. 2020, vol. 15, no. 8, pp. 2031-2051. DOI: 10.1007/s11440-020-00945-5.
- [19] Cunha R.P., Poulos H.G., Small J.C. Investigation of design alternatives for a piled raft case history. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2001, vol. 127, no. 8, pp. 635-641. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:8(635).
- [20] Duncan, J.M., Chang, C.Y. Nonlinear analysis of stress and strain in soils. *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE*. 1970, vol. 96, no. SM5, pp. 1629-1653.
- [21] Ellison K.C., Soga K., Simpson B. A strain space soil model with evolving stiffness anisotropy. *Géotechnique*. 2012, vol. 62, no. 7, pp. 627-641. DOI: 10.1680/geot.10.P.095.
- [22] Fleming K., Weltman A., Randolph M.F., Elson K. *Piling Engineering*. 3rd ed. Boca Raton, FL: CRC Press / Taylor & Francis; 2009.
- [23] Franke E., El-Mossallamy Y., Wittmann P. Calculation methods for raft foundation in Germany. In: *Design applications of raft foundations*. London: Thomas Telford; 2000, pp. 283-322.
- [24] Franzius J.N., Potts D.M., Burland J.B. The influence of soil anisotropy and  $K_0$  on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique*. 2005, vol. 55, no. 3, pp. 189-199. DOI: 10.1680/geot.2005.55.3.189.
- [25] Fraser R.A., Wardle L.J. Numerical analysis of rectangular rafts on layered foundations. *Géotechnique*. 1976, vol. 26, no. 4, pp. 613-630.
- [26] Grammatikopoulou A., Zdravković L., Potts D.M. The influence of previous stress history and stress path direction on the surface settlement trough induced by tunnelling. *Géotechnique*. 2008, vol. 58, no. 4, pp. 269-281. DOI: 10.1680/geot.2008.58.4.269.
- [27] Hain S.J., Lee I.K. The analysis of flexible raft-pile systems. *Géotechnique*. 1978, vol. 28, no. 1, pp. 65-83.
- [28] Hartman F., Jahn P. Boundary element analysis of raft foundations on piles. *Meccanica*. 2001, vol. 36, no. 4, pp. 351-366. DOI: 10.1023/A:1015097016148.

- [29] Hemsley J.A. *Design applications of raft foundations*. London: Thomas Telford; 2000.
- [30] Hight D.W., Higgins K.G. An approach to the prediction of ground movements in engineering practice: Background and application. In: *Proceedings of the First International Conference on Pre-failure Deformation Characteristics of Geomaterials*; 1995 Aug 21-25; Sapporo, Japan. vol. 2, pp. 909-945.
- [31] Horikoshi K., Matsumoto T., Hashizume Y., Watanabe T., Fukuyama H. Performance of piled raft foundations subjected to static horizontal loads. *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*. 2003, vol. 3, no. 2, pp. 37-50. DOI: 10.1680/ijpmg.2003.030204.
- [32] Jovičić V., Jurečić N., Vilhar G. Modelling the structure and anisotropy of London Clay using the SA\_BRICK model. *Applied Sciences*. 2023, vol. 13, no. 2, Article 880. DOI: 10.3390/app13020880.
- [33] Katzenbach R., Bachmann G., Gutberlet Ch., Schmitt A., Turek J. Deep foundations: Combined pile-raft foundations of Frankfurt high-rise buildings. In: *Zbornik referatov 5. Šukljjetovih dnevov*; 2003 Jun 9-11; Rogaska Slatina, Slovenia. pp. 1-20.
- [34] Katzenbach R., Schmitt A., Turek J. Assessing settlement of high-rise structures by 3D simulations. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*. 2005, vol. 20, no. 3, pp. 221-229. DOI: 10.1111/j.1467-8667.2005.00389.x.
- [35] Katzenbach R., Choudhury D. ISSMGE combined pile-raft foundation guideline. Darmstadt: Technische Universität Darmstadt; 2013. ISSMGE Technical Committee TC212.
- [36] Kitiyodom P., Matsumoto T. A simplified analysis method for piled raft foundations in non-homogeneous soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 2003, vol. 27, no. 2, pp. 85-109. DOI: 10.1002/nag.264.
- [37] Kondner R.L., Zelasko J.S. A hyperbolic stress-strain formulation of sands. In: *Proceedings of the 2nd Pan American Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*; 1963; Brazil. vol. 1, pp. 289-324.
- [38] Lee K.M., Rowe R.K. Deformations caused by surface loading and tunnelling: the role of elastic anisotropy. *Géotechnique*. 1989, vol. 39, no. 1, pp. 125-140.
- [39] Long P.D. Settlement analysis for piled raft foundations. In: *Proceedings of the 15th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*; 2015; Fukuoka, Japan. Paper VNM-03. DOI: 10.3208/jgssp.VNM-03.
- [40] Mandolini A., Laora R.D., Mascarucci Y. Rational design of piled raft. *Procedia Engineering*. 2013, vol. 57, pp. 45-52. DOI: 10.1016/j.proeng.2013.04.008.
- [41] Mandolini A., Russo G., Viggiani C. Pile foundations: Experimental investigations, analysis and design. In: *Proceedings of the 16th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering (ICSMGE)*; 2005 Sep 12-16; Osaka, Japan. Millpress, vol. 1. DOI: 10.13140/2.1.4510.0160.

- [42] Mašín D., Rott J. Small strain stiffness anisotropy of natural sedimentary clays: Review and a model. *Acta Geotechnica*. 2013, vol. 9, pp. 299-312. DOI: 10.1007/s11440-013-0271-2.
- [43] Maybaum G., Vittinghoff T., Rodatz W. Proof of the bearing capacity and the serviceability of piled rafts. In: *Numerical Models in Geomechanics*. Rotterdam: Balkema; 1999.
- [44] Mayne P.W., Poulos H.G. Approximate displacement influence factors for elastic shallow foundations. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 1999, vol. 125, no. 6, pp. 478-487.
- [45] Mayne P.W., Kulhawy F.H.  $K_0$ -OCR relationship in soil. *Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE*. 1982, vol. 108, no. GT6, pp. 851-872.
- [46] Mindlin R.D. Force at a point in the interior of a semi-infinite solid. *Journal of Applied Physics*. 1936, vol. 7, no. 5, pp. 195-202. DOI: 10.1063/1.1745385.
- [47] Mróz Z. On the description of anisotropic workhardening. *Journal of the Mechanics and Physics of Solids*. 1967, vol. 15, no. 3, pp. 163-175. DOI: 10.1016/0022-5096(67)90030-0.
- [48] Ng W.W.C., Leung H.Y.E., Lau C.K. Inherent anisotropic stiffness of weathered geomaterial and its influence on ground deformations around deep excavations. *Canadian Geotechnical Journal*. 2004, vol. 41, no. 1, pp. 143-159. DOI: 10.1139/t03-066.
- [49] Niemunis A., Cudny M. Discussion on "Dynamic soil-structure interaction: A three-dimensional numerical approach and its application to the Lotung case study": Poor performance of the HSS model. *Computers and Geotechnics*. 2018, vol. 98, pp. 172-176. DOI: 10.1016/j.compgeo.2018.02.003.
- [50] Niemunis A., Staszewska K. Pure cross-anisotropy for geotechnical elastic potentials. *Acta Geotechnica*. 2022, vol. 17, no. 3, pp. 1113-1130. DOI: 10.1007/s11440-021-01284-9.
- [51] Obrzud R., Truty A. *The Hardening Soil Model: A Practical Guidebook*. Report 100701. Lausanne: ZSoil GeoDev; 2010.
- [52] Ochoa M., O'Neill M.W. Lateral pile interaction factors in submerged sand. *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*. 1989, vol. 115, no. 3, pp. 353-370.
- [53] Oh E.Y.N., Bui Q.M., Surarak C., Adamec R., Balasubramaniam A.S. Parametric study on piled raft foundation in sand using numerical modelling. In: *Proceedings of the 20th Australasian Conference on the Mechanics of Structures and Materials*; 2008; Toowoomba, Australia. pp. 1159-1164.
- [54] Oh E.Y.N., Lin D.G., Bui Q.M., Huang M., Surarak C., Balasubramaniam A.S. Numerical analysis of piled raft foundation in sandy and clayey soils. In: *Proceedings of the 17th International Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering*; 2009 Oct 5-9; Alexandria, Egypt. pp. 1870-1873.
- [55] Patil M.S., Dey A. Finite element analysis of piled-raft foundation for student hostels at IIT Guwahati. In: *Proceedings of the Indian Geotechnical Conference*; 2014; Kakinada, India. pp. 22-24.

- [56] Poulos H.G., Davis E.H. *Pile foundation analysis and design*. New York: John Wiley & Sons; 1980.
- [57] Poulos H.G. Pile behaviour - theory and application. *Géotechnique*. 1989, vol. 39, no. 3, pp. 365-415.
- [58] Poulos H.G., Davis E.H. Analysis of piled strip foundation. In: *Computer Methods and Advances in Geomechanics*; 1991; Cairns, Australia. Rotterdam: Balkema; vol. 1, pp. 183-191.
- [59] Poulos H.G. An approximate numerical analysis of piled-raft interaction. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1994, vol. 18, pp. 73-92.
- [60] Poulos H.G., Small J.C., Sinha J., Chen L. Comparison of some methods for analysis of piled rafts. In: *Proceedings of the 14th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*; 1997 Sep 6-12; Hamburg, Germany. pp. 1111-1114.
- [61] Poulos H.G. Methods of analysis of piled raft foundations. Report prepared on behalf of ISSMGE Technical Committee TC18 on Piled Foundations. Sydney: University of Sydney; 2001.
- [62] Prakoso A., Kulhawy F.H. Contribution to piled raft foundation design. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2001, vol. 127, no. 1, pp. 17-24. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2001)127:1(17).
- [63] Puzrin A.M., Burland J.B., Standing J.R. Simple approach to predicting ground displacements caused by tunnelling in undrained anisotropic elastic soil. *Géotechnique*. 2012, vol. 62, no. 4, pp. 341-352. DOI: 10.1680/geot.10.P.127.
- [64] Randolph M.F., Wroth C.P. An analysis of the vertical deformation of pile groups. *Géotechnique*. 1979, vol. 29, no. 4, pp. 423-439.
- [65] Randolph M.F., Wroth C.P. Design methods for pile groups and piled rafts. In: *Proceedings of the 13th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*; 1994 Jan 5-10; New Delhi, India. pp. 61-82.
- [66] Reul O., Randolph M.F. Piled rafts in overconsolidated clay: Comparison of in situ measurements and numerical analyses. *Géotechnique*. 2003, vol. 53, no. 3, pp. 301-315. DOI: 10.1680/geot.53.3.301.37279.
- [67] Reul O., Randolph M.F. Design strategies for piled rafts subjected to nonuniform vertical loading. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*. 2004, vol. 130, no. 1, pp. 1-13. DOI: 10.1061/(ASCE)1090-0241(2004)130:1(1).
- [68] Russo G. Numerical analysis of piled rafts. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*. 1998, vol. 22, no. 6, pp. 477-493. DOI: 10.1002/(SICI)1096-9853(199806)22:6<477::AID-NAG931>3.0.CO;2-H.

- [69] Russo G., Viggiani C. Factors controlling soil-structure interaction for piled rafts. In: *Proceedings of the International Conference on Soil-Structure Interaction in Urban Civil Engineering*; 1998; Darmstadt, Germany. vol. 2, pp. 125-134.
- [70] Schanz T., Vermeer P.A., Bonnier P.G. The hardening soil model: Formulation and verification. In: *Beyond 2000 in Computational Geotechnics*. Rotterdam: Balkema; 1999, pp. 281-296.
- [71] Simpson B. Retaining structure: displacement and design. 32nd Rankine Lecture. *Géotechnique*. 1992, vol. 42, no. 4, pp. 541-576. DOI: 10.1680/geot.1992.42.4.541.
- [72] Truty A. A nonlocal FEM modelling of piles as beam elements embedded within 3D continuum. *Engineering Structures*. 2023, vol. 277, Article 115460. DOI: 10.1016/j.engstruct.2022.115460.
- [73] Truty A., Zimmermann T., Podleś K., Obrzud R. Theory User Manual. ZSoil for Geotechnics and Structures. Lausanne: GeoDev; 2024.

## 9. Spis tablic

Tablica 1. Parametry materiałowe izotropowych modeli konstytutywnych (HS i HS-Brick).....	82
Tablica 2. Parametry sztywności w zakresie małych odkształceń w modelu anizotropowym AHS-Brick .....	83
Tablica 3. Badania wpływu początkowego stanu naprężenia oraz modelu gruntowego przy złożonym schemacie obciążenia (MHV) .....	86
Tablica 4. Badania wpływu początkowego stanu naprężenia oraz modelu gruntowego przy obciążeniu osiowym (V) .....	87
Tablica 5. Badania wpływu anizotropii sztywności gruntu w małych odkształceń przy złożonym schemacie obciążenia (MHV) .....	87
Tablica 6. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości $\alpha_{PRF}$ w zależności od warunków drenażu .....	91
Tablica 7. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od warunków drenażu.....	95
Tablica 8. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości $\alpha_{PRF}$ w zależności od początkowego stanu naprężenia.....	97
Tablica 9. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od warunków początkowego stanu naprężenia – siatka pali 5x4 .....	97
Tablica 10. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od warunków początkowego stanu naprężenia – siatka pali 4x3 .....	98
Tablica 11. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od początkowego stanu naprężenia.....	101
Tablica 12. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości $\alpha_{PRF}$ w zależności od modelu gruntowego .....	103
Tablica 13. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od modelu gruntowego – siatka pali 5x4.....	104
Tablica 14. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od modelu gruntowego – siatka pali 4x3.....	104
Tablica 15. Porównanie skrajnych wartości sił w palach w zależności od modelu gruntu.....	109
Tablica 16. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości $\alpha_{PRF}$ w zależności od stopnia izotropii poprzecznej .....	111
Tablica 17. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od stopnia izotropii poprzecznej – przy zestawie parametrów $G_1$ i siatce pali 5x4 .....	112
Tablica 18. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od stopnia izotropii poprzecznej – przy zestawie parametrów $G_2$ i siatce pali 5x4 .....	113
Tablica 19. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć od stopnia izotropii poprzecznej – przy zestawie parametrów $G_2$ i siatce pali 4x3 .....	113
Tablica 20. Porównanie skrajnych wartości sił w palach w zależności od stopnia izotropii poprzecznej .....	120

Tablica 21. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości $\alpha_{PRF}$ w zależności od schematu obciążenia.....	121
Tablica 22. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od schematu obciążenia .....	123
Tablica 23. Badania wpływu zastosowania nielokalnych elementów belkowych do modelowania pali.....	129
Tablica 24. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości $\alpha_{PRF}$ w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – schemat obciążenia V .....	131
Tablica 25. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu oraz charakterystycznych wartości $\alpha_{PRF}$ w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – schemat obciążenia MHV .....	131
Tablica 26. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; schemat obciążenia V .....	133
Tablica 27. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 5x4; schemat obciążenia V .....	133
Tablica 28. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 5x4; schemat obciążenia MHV .....	133
Tablica 29. Porównanie zmian wartości przechyłów i ugięć w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; schemat obciążenia MHV .....	133
Tablica 30. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od sposobu modelowania pali i stopnia zagęszczenia siatki elementów skończonych – schemat obciążenia V .....	141
Tablica 31. Porównanie skrajnych wartości sił w zależności od sposobu modelowania pali i stopnia zagęszczenia siatki elementów skończonych – schemat obciążenia MHV ....	142
Tablica 32. Badania wpływu wiązania betonu na pracę modelu FPP .....	145
Tablica 33. Porównanie wyników pomiędzy analizą z efektem wiązania betonu i bez efektu wiązania betonu.....	146
Tablica 34. Parametry modeli HS oraz HS-Brick .....	155
Tablica 35. Parametry modelu AHS-Brick (parametry anizotropii) .....	156

## 10. Spis rysunków

Rysunek 1. Procentowy udział obciążenia przenoszony przez płytę w funkcji rozstawu pali podzielonego przez stosunek powierzchni $A_G/A_R$ , gdzie: $e$ - odległość pomiędzy palami; $d$ - średnica pali; $A_G$ - powierzchnia, na której znajdują się pale; $A_R$ - powierzchnia płyty) [40].....	11
Rysunek 2. Interakcje zachodzące pomiędzy składowymi FPP. Interakcje: 1.pal - ośrodek gruntowy; 2.pal – pal; 3.płyta - ośrodek gruntowy; 4.pal – płyta; $D$ - średnica pala; $e$ - odległość pomiędzy palami [36] .....	13
Rysunek 3. Przykład redukcji osiadania FPP w zależności od współczynnika $\alpha_{PRF}$ .....	14
Rysunek 4. Strefa oddziaływania obciążenia pod płytą fundamentową pozwalająca określić przydatności gruntu do zastosowania FPP [8] .....	14
Rysunek 5. Przykład modelu obliczeniowego FPP [62].....	15
Rysunek 6. Konfiguracja systemu fundamentowego i obciążeń [62].....	16
Rysunek 7. Schemat Charakterystyka przyłożonych obciążeń pionowych w analizie FPP. W powyższym zapisie: $e_L$ i $e_B$ oznaczają odpowiednio mimośrodów wzdłuż długości i szerokości płyty fundamentowej; $L_{long}$ i $L_{short}$ definiują lokalizację maksymalnego nacisku ( $p_{max}$ ) wzdłuż długości płyty; $B_{long}$ i $B_{short}$ określają położenie $p_{max}$ w kierunku szerokości płyty [6]. .....	18
Rysunek 8. Krzywa obciążenia w funkcji osiadania w zależności od przyjętego podejścia projektowania [61] .....	24
Rysunek 9. Uproszczony schemat jednostki pal-płyta w metodzie PDR [61].....	26
Rysunek 10. Uproszczony schemat zależności obciążenia od osiadania we wstępnej analizie FPP [61].....	28
Rysunek 11. Uproszczony koncepcja projektowa według Burlanda [9].....	29
Rysunek 12. Modelowanie pasma fundamentowego na palach według Poulos [58] .....	31
Rysunek 13. Podstawowe cechy modelu płyty na palach Russo [28] .....	34
Rysunek 14. Elementy modelu Clancy'ego i Rnadolpha [14]. 1.pale (belki lub pręty); 2.Opory gruntu przy węzłach pali (nieliniowe podpory typu „t-z”); 3.płyta fundamentowa (elementy płytowe); 4.Opory gruntu przy węzłach płyty fundamentowej (podpory sprężyste); 5.Interakcja pala, gruntu oraz innych pali (wybrane pary węzłów, równania Mindlina); 6.Interakcja pala, gruntu i płyty fundamentowej; 7.Interakcja pomiędzy płytą fundamentową i gruntem.....	35
Rysunek 15. Zastosowanie MEB w analizie FPP [7] .....	37
Rysunek 16. Połączenie MES z metodą warstw skończonych. Schemat rozmieszczenia elementów podłoża i pali umożliwiającą kompatybilną współpracę z płytą fundamentową [27].....	40
Rysunek 17. Podstawowe elementy modelu HS [18] .....	51
Rysunek 18. Hiperboliczna relacja naprężenie – odkształcenie [4].....	52

Rysunek 19. Prawo dylatacji Rowe'a z kryterium odciążenia obszarze kontratacji w modelu HS [51].....	54
Rysunek 20. Trójwymiarowa reprezentacja modelu HS z kryterium Mohra Coulomba oraz powierzchnią $\text{cap}$ [4].....	55
Rysunek 21. Sztywność gruntu w funkcji odkształcenia tzw. krzywa S wraz zakresami odkształceń w badaniach laboratoryjnych oraz zagadnieniach geotechnicznych [4] ....	56
Rysunek 22. Parametry sztywności $E_{50}$ , $E_{ur}$ oraz $E_0 = 2G_{01} + \nu_{ur}$ modelu HSS badaniu trójosiowym CID [4] .....	57
Rysunek 23. Zjawisko overshooting w modelowaniu zachowania hysteretycznego podczas cyklicznego ścinania. Niewielka zmiana kierunku obciążenia, po której następuje ponowne obciążenie, prowadzi do resetu tensora historii w modelu HSS [18]. .....	59
Rysunek 24. Powierzchnie plastyczności oraz zakres małych odkształceń w izotropowym modelu HS-Brick [16].....	60
Rysunek 25. Model HS-Brick – analogia [51] .....	60
Rysunek 26. Degradacja sztywności w modelu Model HS-Brick została zilustrowana dla przykładowej monotonicznej ścieżki odkształcenia (a-c), następnie gwałtownego odciążenia (d). Model można zobrazować jako osobę ciągnącą $N_b=3$ cegły, których przesunięcie powoduje skokowy spadek referencyjnego stycznego modułu ścinania $G_{\text{ref}}$ , od wartości początkowej $G_{0\text{ref}}$ aż do minimalnej $G_{\text{minref}}$ . Wkład każdej „cegły” w proces degradacji można określić osobno, definiując odpowiednie proporcje spadku sztywności [17]. .....	61
Rysunek 27. Kontrola sztywności w zakresie małych odkształceń oraz historii obciążenia w modelu HS-Brick [18].....	62
Rysunek 28. Skokowy model krzywej typu S zastosowany w proponowanym modelu HS-Brick. Jako miarę odległości odkształcenia między „człowiekiem” a cegłą wykorzystano niezmiennik dewiatora odkształcenia $\gamma$ . W modelu zastosowano $N_b=10$ cegieł, z równomiernym podziałem sztywności (tj. $\Delta\omega G_b = \text{const}$ ) [18]. .....	63
Rysunek 29. Schemat Izotropii poprzecznej.....	64
Rysunek 30. Model HS-Brick – możliwości wprowadzenia anizotropii: obszar sprężysty, powierzchnia $\text{cap}$ oraz kryterium wytrzymałości na ścinanie. W modelu AHS-Brick wprowadzono tylko anizotropowy obszar sprężysty. ....	65
Rysunek 31. Schemat przedstawiający wektor jednostkowy $v$ wskazujący oś symetrii [16] .....	67
Rysunek 32. Ustalenie początkowego stanu naprężenia. W gruntach normalnie skonsolidowanych naprężenie $\sigma^{\text{SR}}$ pokrywa się z $\sigma_0$ , a zatem początkowy stan $K_0 = K_{0OC}$ , który musi zostać określony przez użytkownika, odpowiada wartości $K_0^{\text{NC}}$ . W przypadku gruntów prekonsolidowanych współczynnik stanu początkowego $K_0$ jest zazwyczaj większy od $K_0^{\text{NC}}$ [4].....	69
Rysunek 33. Określenie początkowego stanu składowej pionowej naprężenia prekonsolidacji poprzez zastosowanie stałej wartości wskaźnika prekonsolidacji (OCR) [51] .....	70

Rysunek 34. Określenie początkowego stanu prekonsolidacji za pomocą $q^{POP}$ oraz wynikowy zmienny profil współczynnika prekonsolidacji (OCR). W takim przypadku zaleca się także uwzględnić zmienność współczynnika $K_0$ . [51].	70
Rysunek 35. Ustalenie naprężenia historycznego $\sigma_{SR}(p_{max}, q_{max})$ .	71
Rysunek 36. Ustalenie naprężenia historycznego $\sigma_{SR}(p_{max}, q_{max})$ .	71
Rysunek 37. Schemat geometrii analizowanego FPP posadowionego na 20 palach i 12 palach	72
Rysunek 38. Schemat geometrii analizowanego fundamentu posadowionego na 20 palach	73
Rysunek 39. Schemat geometrii analizowanego fundamentu posadowionego na 12 palach	74
Rysunek 40. Pierwsza kombinacja obciążenia składająca się z obciążenia pionowego	75
Rysunek 41. Druga kombinacja obciążenia składająca się z obciążenia pionowego oraz poziomego i momentu	75
Rysunek 42. Schematy przebiegu obciążenia w czasie	76
Rysunek 43. Siatka elementów skończonych modelu numerycznego	77
Rysunek 44. Przekrój modelu pokazujący pale fundamentowe modelowane za pomocą elementów objętościowych	77
Rysunek 45. Pale jako elementy objętościowe	78
Rysunek 46. Elementy kontaktowe	78
Rysunek 47. Schemat obciążenia	79
Rysunek 48. Strefy zagęszczonej siatki elementów skończonych	79
Rysunek 49. Mesh tying – element do łączenia siatek o różnym rozmiarze lub różnej gęstości siatki lub rozkładzie dyskretyzacji	80
Rysunek 50. Główne etapy konstrukcyjne przyjęte w modelu numerycznym	81
Rysunek 51. Zastosowane warianty przyjętych profili zmienności parametrów prekonsolidacji, wartości $K_{0OC}$ oraz składowych naprężenia początkowego	84
Rysunek 52. Przykładowy wykres zmian wartości $\alpha_{PRF}$ oraz stopnia obciążenia w czasie. Na rysunku zdefiniowano analizowane w pracy wartości graniczne $\alpha_{PRFMAX}$ , $\alpha_{PRFEND}$	88
Rysunek 53. Schemat wyznaczania przechyłów i ugięć fundamentu	89
Rysunek 54. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od warunków drenażu	91
Rysunek 55. Wykresy rozdziału obciążenia ( $\alpha_{PRF}$ ) oraz osiadania w czasie w zależności od warunków drenażu	92
Rysunek 56. Porównanie wartości ( $\alpha_{PRFMAX}$ ) w zależności od warunków drenażu	93
Rysunek 57. Porównanie wartości ( $\alpha_{PRFEND}$ ) w zależności od warunków drenażu	93
Rysunek 58. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od początkowego stanu naprężenia, modele gruntu HS i HS-Brick oraz dwie siatki pali	97
Rysunek 59. Porównanie wartości ( $\alpha_{PRFMAX}$ ) w zależności od początkowego stanu naprężenia	98

Rysunek 60. Wykresy rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie w zależności od wartości początkowego stanu naprężenia .....	99
Rysunek 61. Porównanie wartości ( $\alpha PRFEND$ ) w zależności od początkowego stanu naprężenia.....	100
Rysunek 62. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od modelu gruntu .....	103
Rysunek 63. Porównanie wykresów rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie obciążenia w zależności od modelu gruntowego – siatka pali 4x3 .....	105
Rysunek 64. Wykresy rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie w zależności od modelu gruntowego – siatka pali 5x4 .....	106
Rysunek 65. Porównanie wartości ( $\alpha PRFMAX$ ) w zależności od modelu gruntu .....	107
Rysunek 66. Porównanie wartości ( $\alpha PRFEND$ ) w zależności od modelu gruntu.....	107
Rysunek 67. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od stopnia izotropii poprzecznej, zestaw parametrów $G_2$ .....	111
Rysunek 68. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od stopnia izotropii poprzecznej, zestaw parametrów $G_1$ .....	112
Rysunek 69. Wykresy rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – siatka pali 5x4, zestaw parametrów $G_1$ .....	114
Rysunek 70. Wykresy rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – siatka pali 5x4, zestaw parametrów $G_2$ .....	115
Rysunek 71. Wykresy rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – siatka pali 4x3, zestaw parametrów $G_2$ .....	116
Rysunek 72. Porównanie wartości granicznych $\alpha PRF$ w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – zestaw parametrów $G_2$ . .....	117
Rysunek 73. Porównanie granicznych wartości $\alpha PRF$ w zależności od stopnia izotropii poprzecznej – zestaw parametrów $G_1$ .....	117
Rysunek 74. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności schematu obciążenia .....	122
Rysunek 75. Porównanie wartości granicznej ( $\alpha PRFEND$ ) w zależności od schematu obciążenia .....	122
Rysunek 76. Wpływ schematu obciążenia na pracę FPP przy różnych stanach naprężenia początkowego w odniesieniu do zmian sił w palach .....	124
Rysunek 77. Wpływ schematu obciążenia na pracę FPP przy różnych stanach naprężenia początkowego w odniesieniu do uplastycznienia podłoża gruntowego .....	125
Rysunek 78. Schemat pala modelowanego elementami belkowymi osadzonymi w siatce ośrodka kontinuum, z elementami kontaktowymi stycznymi do trzonu typu segment – segment oraz elementami kontaktowymi na końcach pala typu węzeł – węzeł, z pomocniczą siatką w przekroju poprzecznym pala [72].....	128
Rysunek 79. Warianty siatek elementów skończonych: a) siatka gęsta; b) siatka rzadka; c) siatka rzadka z lokalnym zagęszczeniem w strefie spodu pali fundamentowych .....	130

Rysunek 80. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od sposobu modelowania pali fundamentowych – schemat obciążenia V .....	132
Rysunek 81. Porównanie wartości osiadania środka fundamentu w zależności od sposobu modelowania pali fundamentowych – schemat obciążenia MHV .....	132
Rysunek 82. Porównanie wartości granicznych ( $\alpha PRF$ ) w zależności sposobu modelowania pali - schemat obciążenia V .....	135
Rysunek 83. Porównanie wartości granicznych ( $\alpha PRF$ ) w zależności sposobu modelowania pali - schemat obciążenia MHV .....	135
Rysunek 84. Wykresy rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; prosty schemat obciążenia (V) .....	136
Rysunek 85. Wykresy rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; prosty schemat obciążenia (V) .....	137
Rysunek 86. Wykresy rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 5x4; złożony schemat obciążenia (MHV) .....	138
Rysunek 87. Wykresy rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ oraz osiadania w czasie w zależności od sposobu modelowania pali oraz zagęszczenia siatki elementów skończonych – siatka pali 4x3; złożony schemat obciążenia (MHV) .....	139
Rysunek 88. Schemat obciążenia i zmiany sprężystości betonu w czasie .....	144
Rysunek 89. Porównanie wyników pomiędzy analizą z efektem wiązania betonu i bez efektu wiązania betonu .....	147
Rysunek 90. Udział pali w przenoszeniu obciążenia ( $\alpha PRF_{END}$ ) FPP .....	147
Rysunek 91. Wykres rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 1 .....	148
Rysunek 92. Wykresy osiadania w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 1 .....	148
Rysunek 93. Wykres przedstawiający sumaryczne siły w palach w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 1 .....	149
Rysunek 94. Wykres rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu -wariant 2 .....	149
Rysunek 95. Wykresy osiadania w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 2 .....	150
Rysunek 96. Wykres przedstawiający sumaryczne siły w palach w zależności od sposobu modelowania wiązania betonu – wariant 2 .....	150
Rysunek 97. Typowe zakresy odkształcenia postaciowego oraz odpowiadające im zmiany sztywności gruntu .....	152
Rysunek 98. Rzeczywisty i uproszczony schemat FPP do obliczeń konstrukcyjnych .....	152
Rysunek 99. Schemat współpracy projektanta konstrukcji z projektantem posadowienia .....	153

Rysunek 100. Kryterium stosowania FPP .....	154
Rysunek 101. Głębokość rozpoznania gruntu w przypadku FPP według EC-7-2 .....	158
Rysunek 102. Schemat blokowy kalibracji modułów sztywności $E_{0ref}$ , $E_{urref}$ , $E_{50ref}$ na podstawie krzywej $\varepsilon_1 - q$ uzyskanej z badania trójosiowego CIU oraz testu elementowego. ....	160
Rysunek 103. Krzywa rozdziału obciążenia $\alpha PRF$ .....	167
Rysunek 104. Rodzaje schematów rozdziału obciążenia .....	169