KAPITAŁ LUDZKI
NARODOWA STRATEGIA SPÓJNOŚCI

UNIA EUROPEJSKA
EUROPEJSKI
FUNDUSZ SPOŁECZNY

Nowoczesne technologie stosowane w budownictwie

Materiały dydaktyczne dla uczestników warsztatów realizowanych w ramach projektu "Nauczyciel na praktykach. Program doskonalenia zawodowego w przedsiębiorstwach dla nauczycieli kształcenia zawodowego"

dr inż. Janusz Vitalis Kozubal

Projekt oraz niniejsze materiały zostały współfinansowane ze środków Unii Europejskiej w ramach Europejskiego Funduszu Społecznego

Publikacja dystrybuowana bezpłatnie.

Dolnośląska Szkoła Wyższa
Biuro projektu
„Nauczyciel na praktykach. Program doskonalenia zawodowego
w przedsiębiorstwach dla nauczycieli kształcenia zawodowego”

ul. Wagonowa 9, 53-609 Wrocław
tel. 71 358-27-24
fax. 71 358-27-68
e-mail: nnp@dswe.pl
www.nauczycielnapraktykach.pl

Spis treści

Rozdział 1

Plan zajęć

1.1 Wykład

Wykłady podzielono na odrębne tematy, każdy z nich realizowany będzie w czasie około 4 spotkań po 45 minut:

1. Posadowienie bezpośrednie - EC7.
2. Ława szeregowa na podłożu podatnym - rozwiązania numeryczne.

1.2 Ćwiczenia

Ćwiczenia będą uzupełnieniem treści wykładów, słuchacze podejmą się rozwiązania przedstawionych problemów w formie projektów. Ćwiczenia zostaną uzupełnione w treści związane z zapobieganiem awarii o podłożu geotechnicznym.

1. Posadowienie bezpośrednie - EC7.
2. Ława szeregowa na podłożu podatnym - rozwiązania numeryczne.
3. Problemy wzmacniania podłoża - warsztaty problemowe.

Rozdział 2

Nośność fundamentu bezpośredniego w EC7

2.1 Wprowadzenie do zadania nośności fundamentu bezpośredniego

Zagadnienia nośności fundamentu bezpośredniego zostało dobrze opracowane w literaturze. Jednak prawidłowe zaprojektowanie posadowienia wymaga podjęcia szeregu decyzji, związanych z modelem pracy podłoża, wymiarami fundamentu, a także z technologią jego wykonania. Zmiany w porównaniu do ustaleń normalizacyjnych opisywanych w normie [1] są na tyle istotne, że konieczne staje się ponowny opis przedmiotu. Nowe Europejskie unormowania pomagają przejść przez proces decyzyjny podając specyfikację możliwych do wystąpienia trudności i zagrożeń. Rozwiązania przedstawione bazują na zadaniach podstawowych nośności granicznej. W pracy pojawiają się często odniesienia do normy [1], które mają wybrać z niej zalecanie praktyczne właściwe dla naszego regionu oraz praktyki inżynierskiej.

2.2 Stany graniczne

Projektowany fundmanet bezpośredni powinien dla wszystkich stanów granicznych, wymienionych poniżej, spełniać nierówność:

$$V_d \leqslant R_d \tag{2.1}$$

gdzie V_d zawiera ciężar fundamentu, materiału zasypowego oraz parcia gruntu, sposób wyznaczenia granicznego oporu podłoża R_d podano w dalszej części pracy.

2.3 Zagadnienia projektowe i wykonawcze

2.3.1 Głębokość posadowienia

Przy ustalaniu głębokości posadowienia fundamentu bezpośredniego należy wziąść pod uwagę:

- osiągnięcie odpowiednio nośnej warstwy podłoża,
- głębokość powyżej której skurcz i pęcznienie gruntów spoistych, wynikające z sezonowych zmian pogody oraz wpływu systemu korzeniowego drzew i krzewów mogą spowodować znaczące przemieszczenia,
- głębokość powyżej której mogą wystąpić szkody spowodowane przemarzaniem gruntu [14],
- poziom zwierciadła wody gruntowej w podłożu oraz trudności, jakie mogą się pojawić, jeśli wykop pod fundament należy wykonać poniżej zwierciadła wody gruntowej,
- możliwość przemieszczeń podłoża oraz zmniejszenia wytrzymałości warstwy nośnej na skutek filtracji wody, czynników klimatycznych lub procesów budowlanych,
- wpływ wykopów na sąsiednie fundamenty i konstrukcje,
- przewidywane wykopy na sieci podziemne w pobliżu fundamentów,
- wysokie lub niskie temperatury wywoływane przez projektowany obiekt,
- możliwość podmycia,

- wpływ zmian wilgotnościowych powodowanych długimi okresami suszy, a następnie opadów, na właściwości gruntów niestabilnych objętościowo w suchych strefach klimatycznych,
- obecność w gruncie materiałów rozpuszczalnych (wapieni, iłowców, gipsów soli i innych).

Zaleca się nie przyjmowanie mniejszych głębokości posadowienia niż 0,5m w gruntach niewrażliwych na przemarzanie [1]. Uszkodzenia spowodowane mrozem nie wystapią jeżeli:

- grunt nie jest wrażliwy na przemarzanie,
- spód fundamentu znajduje się poniżej głębokości przemarzania,
- stosuje się izolacje zapobiegające przemarzaniu.

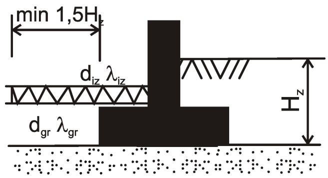
Głębokości przemarzania dla terenu Polski przedstawiono za [1] na rys. 2.3. Jeżeli projektant planuje zmniejszyć głębokość posadowienia i zastosuje elementy izolacji przeciw przemarzaniu, można dla gruntów przyjmować współczynniki przewodzenia ciepła $\lambda[\frac{W}{mK}]$ o wartościach za [20] i [14]:

opis	λ_{min}	λ_{max}
żwir wilgotny	0.4	0.5
żwir nawodniony	1.8	2.0
glina morenowa	1.0	2.5
piasek suchy	0.3	0.8
piasek nawodniony	1.7	5.0
ił, pył	0.9	2.3
torf	0.2	0.7

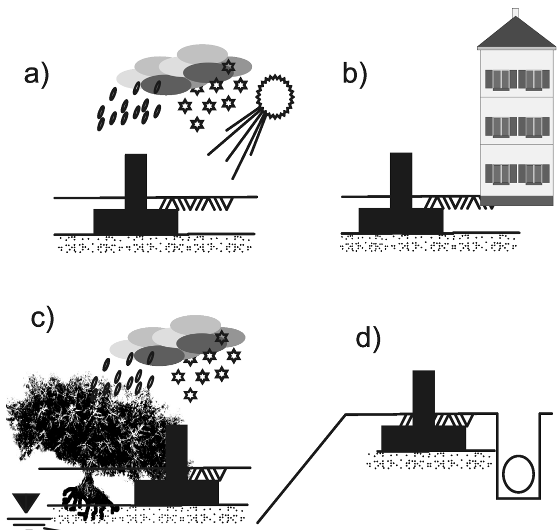
Temperaturę gruntu na dużych głębokościach można przyjmować równą 8^0. Zakładając niezmienność oporów ciepla w pobliżu fundamentu można przy założeniu szerokości izolacji minimum równej $D_{iz} = 2H_z$ o miąższości d_{iz} i współczynniku λ_{iz} obliczyć jej grubość z wzoru:

$$\frac{H_z}{\lambda_{gr}} \leqslant \frac{d_{iz}}{\lambda_{iz}} + \frac{d_{gr}}{\lambda_{gr}} \tag{2.2}$$

Należy podkreślić jednak, że w przypadkach terenów odsłoniętych o małej pokrywie śniegu i słabo rozwiniętej roślinności oraz w sytuacji równoczesnego mocnego nawodnienia gruntów głębokości przemarzania odczytane z mapy mogą być znacznie zaniżone, należy zastosować wtedy formuły obliczeniowe przedstawione w pracy [14].



Rysunek 2.1: Głębokość posadowienia z uwzględnieniem przemarzania lub warstwy izolacji poziomej.

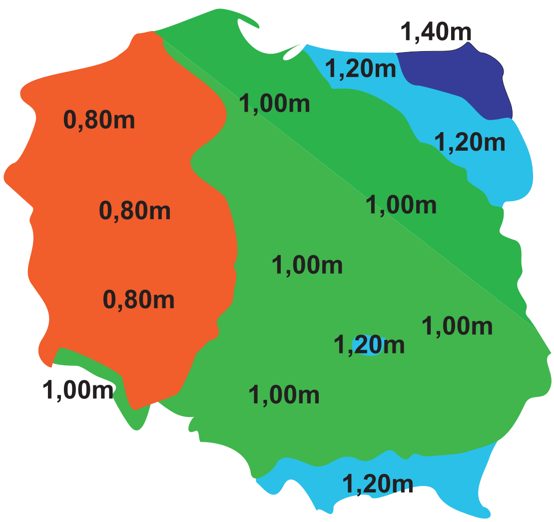


Rysunek 2.2: Wybrane zagadnienia projektowe: a) wpływ klimatu na wrażliwe grunty w podłożu (namakanie, przemarzanie, wysuszanie) b) bliskie sąsiedztwo budynków c) zmienność podłoża oraz głębokość strefy aktywnej biologicznie, d) możliwe roboty instalacyjne oraz wpływ fundamentu na globalną stateczność.

2.4 Sprawdzenie stanu granicznego nośności na skutek wypierania gruntu

Eurocod 7 zaleca jako niezbędne rozpatrzenie następujących stanów granicznych, wszystkie przedstawiono w formie schematycznej na rysunku 2.4:

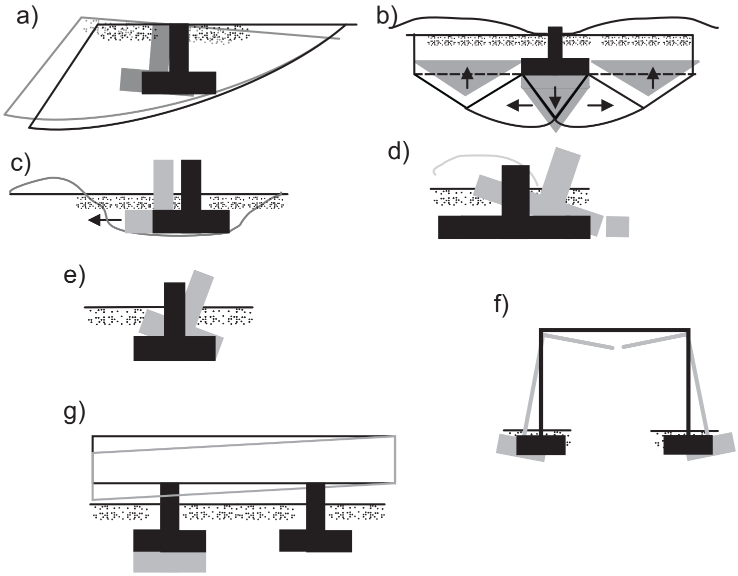
- utrata stateczności ogólnej (rys. 2.4 a), polegająca na możliwej utracie stateczności zbocza obciążonego projektowanym fundamentem pod obiektem, zarówno pojedyńczym fundamentem jak i układem.
- wyczerpanie nośności, zniszczenie na skutek przebicia lub wypierania (rys. 2.4 b),
- utrata stateczności na skutek poślizgu (rys. 2.4 c),
- łączna utrata stateczności podłoża i zniszczenie konstrukcji (rys. 2.4 d),
- zniszczenie konstrukcji na skutek przemieszczenia fundamentu (rys. 2.4 f),
- nadmierne osiadania (rys. 2.4 g),



Rysunek 2.3: Głębokości przemarzania H_z na terenie RP za [1]

- nadmierne wypiętrzenie spowodowane pęcznieniem, przemarzaniem lub innymi przyczynami,
- niedopuszczalne drgania.

Takie ujęcie problemu nośności nie pozostawia już w sferze domysłów i dobrej praktyki sprawdzania możliwości wystąpienia powyższych sytuacji, a czyni je niezbędną koniecznością.



Rysunek 2.4: Możliwe według EC7 rodzaje stanu granicznego. Opis w tekście.

2.4.1 Warunki bez odpływu wody

Nośność obliczeniową wyznacza się z ogólnego wzoru, gdy $c_u = s_u, \phi = 0$:

$$\frac{R}{A'} = (\pi + 2)c_u b_{cu} s_{cu} i_{cu} + q \tag{2.3}$$

gdzie oznaczono:

- R nośność fundamentu,

- A' efektywne obliczeniowe pole powierzchni fundamentu,
- c_u wytrzymałość na ścinanie w warunkach bez odpływu [1],
- b_{cu} bezwymiarowy współczynnik nachylenia podstawy fundamentu,
- s_{cu} współczynnik kształtu fundamentu,
- i_{cu} współczynnik związany z nachyleniem obciążenia,
- q obciążenie w poziomie posadowienia.

Współczynniki podano w kolejnych punktach rozdziału. Warunki bez odpływu wody można stosować dla sytuacji gdy mamy do czynienia z:

- gruntami spoistymi, o bardzo małej wartości współczynnika wodoprzepuszczalności k, np. [Cl]
- gruntami spoistymi, o średniej wartości współczynnika wodoprzepuszczalności k przy obciążeniach krótkotrwałych, [SiCl, ClSi, SaCl]
- dla wszystkich gruntów przy zablokowanej możliwości filtracji wody.

2.4.2 Warunki z możliwym odpływem

Nośność obliczeniową wyznacza się z ogólnego wzoru:

$$\frac{R}{A'} = c' N_c b_c s_c i_c + q N_q b_q s_q i_q + \frac{1}{2} \gamma B' N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma \tag{2.4}$$

- R nośność fundamentu
- A' efektywne obliczeniowe pole powierzchni fundamentu,
- c' spójność efektywna [kPa] [2],
- ϕ' kąt tarcia efektywnego (w stopniach dziesiętnych) [3],
- b_c, b_q, b_γ bezwymiarowe współczynniki nachylenia podstawy fundamentu,
- s_c, s_q, s_γ współczynniki kształtu fundamentu,

[1] Wartość obliczeniowa.
[2] Wartość obliczeniowa.
[3] Wartość obliczeniowa

- i_c, i_q, i_γ współczynniki związane z nachyleniem obciążenia,
- N_c, N_q, N_γ bezwymiarowe współczynniki nośności.

Warunki w których można spodziewać się swobodnego przepływu - to pozostałe przypadki nie wymienione w punkcie powyżej. W szczególności grunty nie wykazujące spójności, charakteryzujące się dużymi współczynnikami wodoprzepuszczalności k.

2.4.3 Współczynniki nośności

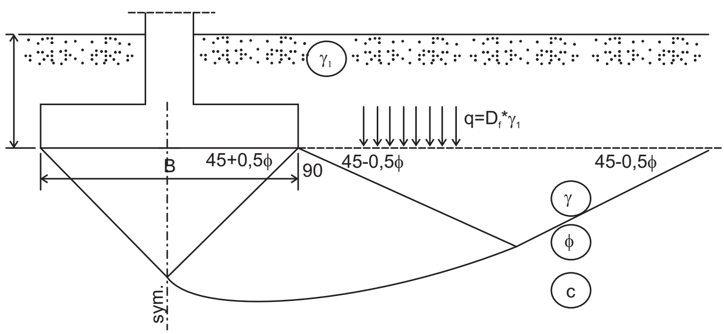
Bezwymiarowe współczynniki nośności w schemacie zniszczenia jak na rys. 2.5 mają postać analityczną:

$$N_q = e^{\pi \operatorname{tg} \phi'} \operatorname{tg}^2(45^o + \frac{\phi'}{2}) \tag{2.5}$$

$$N_c = (N_q - 1)\frac{1}{\operatorname{tg} \phi'} \tag{2.6}$$

$$N_\gamma = 2(N_q - 1) \operatorname{tg} \phi' \tag{2.7}$$

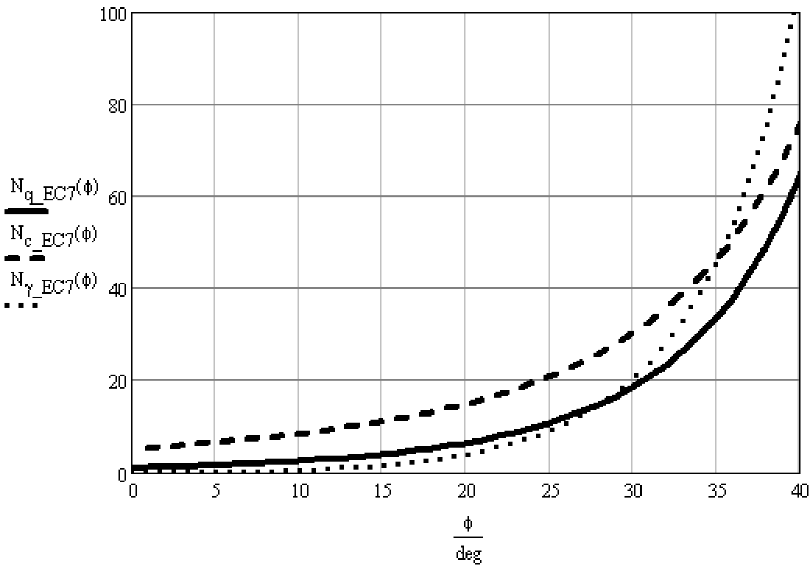
wartości te wyznaczono dla fundamentu o szorstkiej podstawie, w której kąt tarcia podstawy o grunt spełnia $\delta > \frac{\phi'}{2}$. Wartości w celu ułatwienia przedstawiono w formie wykresów na rys. 2.6 oraz w tablicy.



Rysunek 2.5: Fundament płytki w podłożu jednorodnym, opis w tekście.

Na rysunku 2.5 przedstwiono przekrój przez fundament bezpośredni (ławę nieskończenie długą) poniżej niej naszkicowano schemat zniszczenia przy granicznej wartości obciążenia, należy podkreślić że mechanizm ten jest symetryczny. Oznaczenia na tym rysunku to:

- γ ciężar objętościowy gruntu poniżej poziomu posadowienia,
- ϕ kąt tarcia wewnętrznego gruntu poniżej poziomu posadowienia,
- c spójność gruntu poniżej poziomu posadowienia,
- D_f głębokość posadowienia,
- B szerokość podstawy fundamentu (netto),
- γ_1 średni ciężar objętościowy gruntów powyżej poziomu posadowienia.



Rysunek 2.6: Fundament bezpośredni, nomogram z wartościami N_c, N_q, N_γ bezwymiarowych współczynników nośności.

ϕ	N_q	N_c	N_γ	ϕ	N_q	N_c	N_γ
0	1,00	5,14	0,00	23	8,66	18,05	6,50
1	1,09	5,38	0,00	24	9,60	19,32	7,66
2	1,20	5,63	0,01	25	10,66	20,72	9,01
3	1,31	5,90	0,03	26	11,85	22,25	10,59
4	1,43	6,19	0,06	27	13,20	23,94	12,43
5	1,57	6,49	0,10	28	14,72	25,80	14,59
6	1,72	6,81	0,15	29	16,44	27,86	17,12
7	1,88	7,16	0,22	30	18,40	30,14	20,09
8	2,06	7,53	0,30	31	20,63	32,67	23,59
9	2,25	7,92	0,40	32	23,18	35,49	27,72
10	2,47	8,34	0,52	33	26,09	38,64	32,59
11	2,71	8,80	0,66	34	29,44	42,16	38,37
12	2,97	8,28	0,84	35	33,30	46,12	45,23
13	3,26	9,81	1,05	36	37,75	50,59	53,40
14	3,59	10,37	1,29	37	42,92	55,63	63,18
15	3,94	10,98	1,58	38	48,93	61,35	74,90
16	4,34	11,63	1,91	39	55,69	67,87	89,01
17	4,77	12,34	2,31	40	64,20	75,31	106,05
18	5,26	13,10	2,77	41	73,90	83,86	126,74
19	5,80	13,93	3,30	42	85,37	93,71	151,94
20	6,40	14,83	3,93	43	99,01	105,11	182,80
21	7,07	15,81	4,66	44	115,31	118,37	220,77
22	7,82	16,88	5,51	45	134,87	133,87	267,75

Wartości współczynnika N_γ wyznaczane są różnymi metodami, z metody charakterystyk zastosowanej przez [18] można uzyskać wartości bezwymiarowego współczynnika nośności N_γ dla dużych kątów tarcia wewnętrznego $\phi > 40^0$. Rozwiązanie to uzyskano dla gruntów bez spójności, gdzie:

$$N_\gamma^{Martin} = (N_q - 1)\,\mathrm{tg}(1.32\phi) \tag{2.8}$$

2.4.4 Współczynniki związane z nachyleniem obciążenia

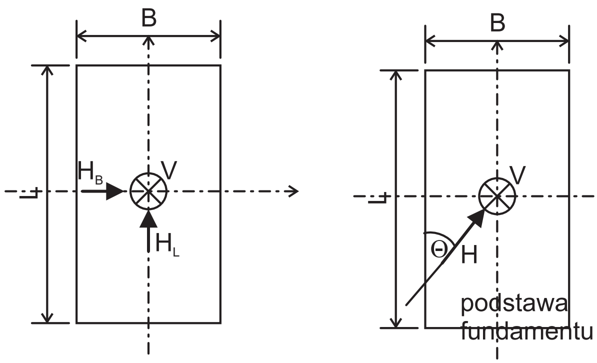
Często fundament musi przenieść siły poziome, wywołane parciem wiatru, obciążeniem od rozpór, polerów i innych oddziaływań. Wpierw powinniśmy sprawdzić czy kąt nachylenia wypadkowej względem podstawy fundmanetu nie przekracza wartości dopuszczalnych. W dalszych rozdziałach omówiony zostanie sposób sprawdzania fundamentu na przesunięcie (poślizg). Przyjęto następujące oznaczenia: H jest siłą poziomą (H_B składowa równoległa do boku B fundamentu, H_L zaś to składowa równoległa do boku L) , V siłą pionową z konstrukcji. Kąta Θ zawarty jest pomiędzy siłą

H a dłuższym bokiem fundamentu L.

$$\Theta = \arcsin \frac{H_B}{H}$$

Sytuację z oznaczeniami przedstawia rysunek 2.7. Wpierw wyznaczamy wartości współczynników m_B, m_L dzięki nim możemy znaleźć wartość współczynnika niezbędnego do dalszych obliczeń m_Θ. Gdy obliczamy fundament obciążony tylko jedną siłą poziomą, występuje to najczęściej w przypadku ławy fundamentowej $H_L = 0, H_B \neq 0$, wartość kąta $\Theta = 90^0$, stąd mamy $m_\Theta = m_B$. Rozkład siły skupionej P zdefiniowanej za pomocą długości i dwóch kątów β, λjak na rys. odpowiednio:

$$H_L = P\cos(\beta)\sin(\lambda); H_B = P\sin(\beta); V = P\cos(\beta)\cos(\lambda) \tag{2.9}$$



Rysunek 2.7: Siły przyłożone do fundamentu. Z lewej siła pozioma zdefiniowana jest za pomocą składowych równoległych do boków fundamentu, z prawej za pomocą wypadkowej i kąta Θ

$$m_B = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \tag{2.10}$$

$$m_L = \frac{2 + \left(\frac{B'}{L'}\right)^{-1}}{1 + \left(\frac{B'}{L'}\right)^{-1}} \tag{2.11}$$

W przypadku gdy nie znamy wartości wypadkowej H tylko jej składowe, wtedy odpowiednio $\Theta = \mathrm{arc\,tg}(\frac{H_B}{H_L})$ oraz $H = \sqrt{H_B^2 + H_L^2}$.

$$m_\Theta = m_L \cos^2\Theta + m_B \sin^2\Theta \tag{2.12}$$

po ich wyznaczeniu możemy już wyliczyć współczynniki redukujące nośność podłoża:

$$i_q = i_\gamma = \left(1 - \frac{H}{V + B'L'c' \operatorname{tg}^{-1} \phi'}\right)^{m_\Theta} \tag{2.13}$$

$$i_c = i_q - \frac{1 - i_q}{N_q - 1} \tag{2.14}$$

$$i_{cu} = \frac{1}{2}\left(1 + \sqrt{1 - \frac{H}{A'c_u}}\right) \tag{2.15}$$

Wykonano dwa przykłady obliczeniowe różniące się sposobem definicji i wartością wypadkowej poziomej.

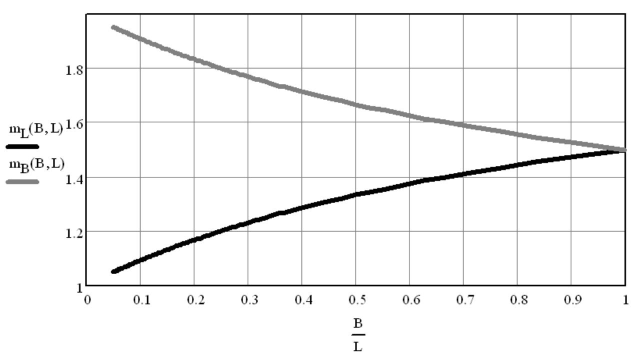
Przykład obliczeniowy H, Θ

Wyjściowe dane w postaci wypadkowej siły poziomej $H = 300kN$ nachylonej pod kątem $\Theta = 30^0$ i pionowej $V = 1MN$. Pozostałe dane do obliczeń to: wymiary fundamentu, mimośrody obciążenia pionowego oraz cechy gruntu:

$$\begin{array}{ll} B = 1,2m & e_B = 0,10m \\ L = 2,4m & e_L = 0,03m \\ c' = 10kPa & \phi' = 20^0 \end{array}$$

Kolejno otrzymujemy wymiary netto fundamentu oraz wartości współczynników m_B, m_L, m_Θ:

$$\begin{array}{ll} B' = 1,00m & L' = 2,34m \\ m_B = 1,701 & m_L = 1,299 \\ m_\Theta = 1,400 & \end{array}$$



Rysunek 2.8: Współczynniki m_B, m_L w funkcji proporcji $\frac{B'}{L'}$.

i ostatecznie wartości współczynników:

$$i_q = i_\gamma = 0,629$$
$$i_c = 0,562$$

Przykład obliczeniowy H_B, H_L

Wyjściowe dane w postaci siły poziomej $H_L = 300kN$, $H_B = 200$ i pionowej $V = 1MN$. Pozostałe dane do obliczeń to: wymiary fundamentu, mimośrody obciążenia pionowego oraz cechy gruntu identyczne jak w przykładzie poprzednim:

$$B = 1,2m \quad e_B = 0,10m$$
$$L = 2,4m \quad e_L = 0,03m$$
$$c' = 10kPa \quad \phi' = 20^0$$

W pierwszej kolejności wyznaczamy odpowiednio:

$$\Theta = 33,69^0 \quad H = 360,6$$

Kolejno otrzymujemy wymiary netto fundamentu oraz wartości współczynników m_B, m_L, m_Θ:

$$B' = 1,00m \quad L' = 2,34m$$
$$m_B = 1,701 \quad m_L = 1,299$$
$$m_\Theta = 1,423$$

i ostatecznie wartości współczynników:

$$i_q = i_\gamma = 0,555$$
$$i_c = 0,476$$

2.4.5 Współczynniki związane z kształtem fundamentu

Wartość współczynników wyznaczamy w zależności od [22]:

- B', L' zredukowanej szerokości i długości fundamentu gdzie $B' \leqslant L'$,
- ϕ' kąt tarcia efektywnego (w stopniach dziesiętnych),
- N_q bezwymiarowy współczynnik nośności.

$$s_q = 1 + \frac{B'}{L'} \sin \phi' \tag{2.16}$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4\frac{B'}{L'}, s_\gamma \geqslant 0.6 \tag{2.17}$$

$$s_c = \frac{s_q N_q - 1}{N_q - 1} \tag{2.18}$$

$$s_{cu} = 1 + 0,2\frac{B'}{L'} \tag{2.19}$$

Przykład obliczania współczynnika kształtu dla stopy fundamentowej

Jak w obydwu poprzednich przypadkach mamy dane:

$$\begin{array}{cc} B = 1,2m & e_B = 0,10m \\ L = 2,4m & e_L = 0,03m \\ \phi' = 20^0 & N_q = 6,399 \end{array}$$

wymiary netto fundamentu:

$$B' = 1,00m \quad L' = 2,34m$$

i ostatecznie wartości współczynników

$$\begin{array}{c} s_q = 1,146 \\ s_\gamma = 0,872 \\ s_c = 1,173 \end{array}$$

Przykład obliczania współczynnika kształtu dla ławy fundamentowej

Przypadek obliczeniowy dla ławy został zestawiony dla nastepujących danych:

$$\begin{array}{cc} B = 1,5m & e_B = 0,07m \\ L = 15,4m & e_L = 0,00m \\ \phi' = 15^0 & N_q = 3,941 \end{array}$$

wymiary netto fundamentu:

$$B' = 1,36m \quad L' = 15,40m$$

i ostatecznie wartości współczynników:

$$\begin{array}{c} s_q = 1,023 \\ s_\gamma = 0,974 \\ s_c = 1,031 \end{array}$$

Współczynniki zbliżone są do jedności.

2.4.6 Woda gruntowa

Sytuacje obliczeniowe dla poziomu zwierciadła wody gruntowej ustabilizowanej i odniesionej do podstawy fundmanetu przedstawiono na rys. 2.9 przy założeniu gruntów o wysokich wskaźnikach wodoprzepuszczalności. Od położenia ZWG możemy zbudować następujące wzory na ciężary w rejonie mechanizmu zniszczenia. Dla schematu z rysunku 2.9:

a) Gdy woda znajduje się ponad poziomem posadowienia. Ciężar gruntu poniżej poziomu posadowienia będzie wyznaczany z uwzględnieniem wyporu wody:

$$\gamma = \gamma' \tag{2.20}$$

i tą wartość wstawimy do wzoru na nośność. W tej sytuacji, ciężar warstw nadkładu obok fundamentu będzie miał postać:

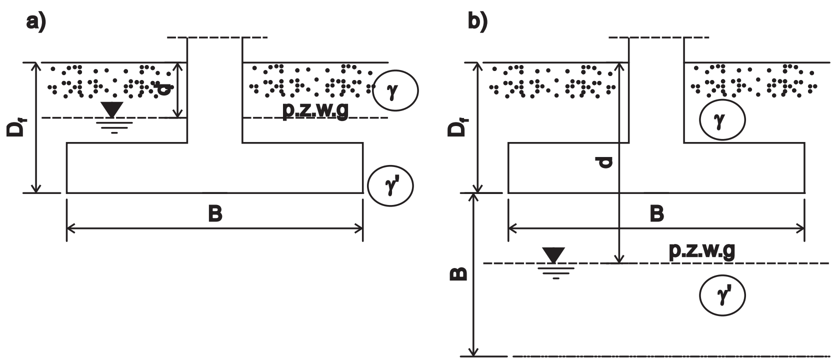
$$q = \frac{d\gamma + (D_f - d)\gamma'}{D_f} \tag{2.21}$$

b) Tutaj ZWG znajduje się poniżej poziomu posadowienia jednak nie głębiej niż B. W takim przypadku:

$$\gamma = \frac{(d - D_f)\gamma + (B - d + D_f)\gamma'}{B} \tag{2.22}$$

natomiast ciężar nadkładu w poziomie posadowienia q obliczać należy bez uwzględnienia wody. Ostatnią sytuacją jest ZWG położone na głębokości większej niż B poniżej poziomu posadowienia, w tym wypadku wypór wody nie wpłynie na zmianę ciężarów gruntu w strefie zakłożonego zasięgu mechanizmu zniszczenia.

c) Kolejnym przypadkiem występowania wody gruntowej jest sytuacja gdy woda znajduje się powyżej poziomu terenu. Zwracam jednak uwagę na warunek braku przepływu w poniższych rozważaniach. Należy zastosować schemat b) z rysunku 2.9, oraz nie uwzględniać zwiększenia ciężaru nadkładu o warstwę wody.



Rysunek 2.9: Zwierciadło wody gruntowej znajduje się a) powyżej spodu fundamentu, b) nie głębiej niż B poniżej spodu fundamentu.

2.4.7 Podłoże uwarstwione

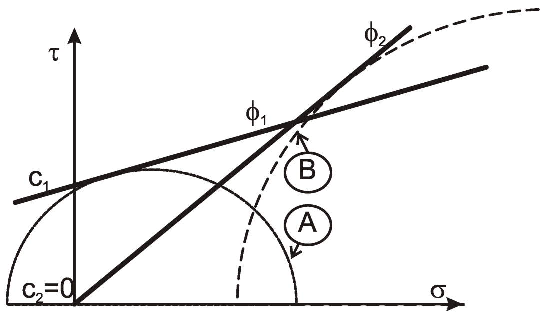
Wzór na nośność podłoża omówiony wcześniej zakłada występowanie poniżej poziomu posadowienia jednorodnej warstwy gruntu. Dla prostych przypadków dwu warstw, zbudowane zostało wiele rozwiązań analitycznych, jednak najlepsze rezultaty uwzględniające zarówno wpływ cech wytrzymałościowych jak i sztywności warstw daje zastosowanie MES (metody elementów skończonych). W złożonych przypadkach, należy jednoznacznie polecić je do celów projektowych. W pierwszej kolejności należy sprawdzić czy warstwa znajdująca się pod warstwą na której posadowiliśmy fundament będzie mieć wpływ na nośność. Wyznaczamy dla mechanizmu Prandtl'a głębokość zasięgu wpływu fundamentu H_{cr} za pomocą szacunkowej formuły:

$$H_{cr}(\phi', B) = 0.5B \operatorname{tg}(45^0 + 0.5\phi'), \tag{2.23}$$

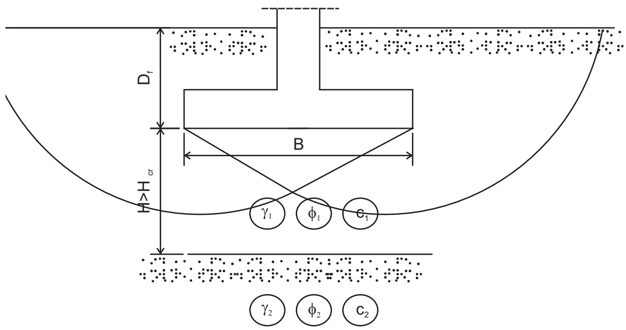
lub też wzoru uwzględniającego kształt spirali logarytmicznej:

$$H_{cr}(\phi', B) = \frac{B \exp\left((45^0 - 0.5\phi') \operatorname{tg}\phi'\right)}{2\cos(45^o + 0.5\phi')}. \tag{2.24}$$

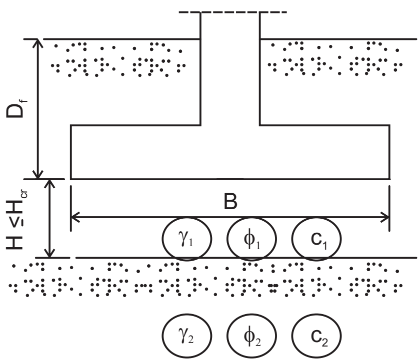
Gdy przewarstwienie jest poniżej głębokości wpływu fundamentu jak na rysunku 2.11 wtedy nie musimy sprawdzać nośności z uwzględnieniem warstw niższych. Zadanie sprowadza się w większości przypadków (w zakresie stanów granicznych nośności) do posadowienia bezpośredniego na ośrodku jednorodnym, który skłąda się z warstwy bezpośrednio zalegającej pod poziomem posadowienia. Definicja warstwy słabej i silnej zależy od średniego naprężenia hydrostatycznego, co pokazano na ilustracji rys.2.10. Jak widać w tym przypadku dla małych naprężeń grunt o parametrach ϕ_2, c_2 stanowi warstwę "słabszą", natomiast ten sam grunt dla naprężeń średnich większych można opisać jako "silny". W większości przypadków praktycznych decydujący będzie jednak kąt tarcia wewnętrznego.



Rysunek 2.10: Płaszczyzna CM, A) koło graniczne dla mniejszych B) koło graniczne dla większych naprężeń średnich w warstwie. Opis w tekście.



Rysunek 2.11: Podłoże uwarstwione, słabsza warstwa występuje głęboko.



Rysunek 2.12: Podłoże uwarstwione, słabsza warstwa występuje płytko.

Zostaną omówione następujące szczególne przypadki uwarstwienia (oznaczenia parametrów warstw jak na rys. 2.12).

Dwie warstwy grunty idealnie spoiste, warstwa sztywniejsza na górze $E_1 \gg E_2$

Mamy kolejno parametry: $c_1 > c_2, \phi_1 = 0, \phi_2 = 0$. Nośność obliczeniową wyznacza się z ogólnego wzoru:

$$\frac{R}{A'} = N_m, \tag{2.25}$$

gdzie:

$$N_m = 1,5\frac{H}{B} + (\pi + 2)\frac{c_2}{c_1}. \tag{2.26}$$

Dwie warstwy grunty idealnie spoiste, warstwa słabsza bezpośrednio pod fundamentem

Mamy kolejno parametry: $c_1 < c_2, \phi_1 = 0, \phi_2 = 0$ Nośność obliczeniową wyznacza się z ogólnego wzoru:

$$\frac{R}{A'} = N_m(\frac{c_2}{c_1}, \frac{B}{H})c_1, \tag{2.27}$$

gdzie wartości N_m zestawiono w tabeli:

Dwie warstwy, grunt sypki na idealnie spoistym

Mamy kolejno parametry: $c_1 = 0, c_2, \phi_1 > 0, \phi_2 = 0$. W tym przypadku, gdy warstwa słabsza znajduje się pod warstwą silniejszą, stosujemy zaproponowana w [15] metodę dla układu warstw piasek (Si) nad gliną (Cl). Jeżeli słabsza warstwa znajdzie się w strefie jak na rys. 2.12 wtedy:

$$\lambda_p = \frac{D_f}{B} \tag{2.28}$$

gdzie wymiar D_f przedstawiono na 2.12

$$\lambda_c = \frac{5.14c_2}{\gamma_1 B} \tag{2.29}$$

przedstawione równania obowiązują dla $\lambda_p < 4,8$. Kolejno wyznaczamy współczynniki $m_1 m_2$:

$$m_1 = 5.14c_2\left(1 + \frac{\lambda_p}{\lambda_c} + \frac{H}{\lambda_c B}\right) \tag{2.30}$$

$$m_2 = \frac{1}{\cos^2\phi_1}\left(m_1 - \sqrt{m_1^2 - \cos^2\phi_1(m_1 + 1)}\right) \tag{2.31}$$

Ławy fundamentowe (L>=5B)

	B/H					
s_2/s_1	**2,00**	**4,00**	**6,00**	**8,00**	**10,00**	**20,00**
1,00	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14	5,14
1,50	5,14	5,31	5,41	5,59	5,70	6,14
2,00	5,14	5,43	5,69	5,92	6,13	6,95
3,00	5,14	5,59	6,00	6,38	6,74	8,16
4,00	5,14	5,69	6,21	6,69	7,14	9,02
5,00	5,14	5,76	6,35	6,90	7,42	9,66
10,00	5,14	5,93	6,69	7,43	8,14	11,40
inf	5,14	6,14	7,14	8,14	9,14	14,14

Stopa fundamentowa oraz fundament o podstawie kołowej

	B/H					
s_2/s_1	**4,00**	**8,00**	**12,00**	**16,00**	**20,00**	**40,00**
1,00	6,17	6,17	6,17	6,17	6,17	6,17
1,50	6,17	6,34	6,49	6,63	6,76	7,25
2,00	6,17	6,46	6,73	6,98	7,20	8,10
3,00	6,17	6,63	7,05	7,45	7,82	9,36
4,00	6,17	6,73	7,26	7,75	8,23	10,24
5,00	6,17	6,80	7,40	7,97	8,51	10,88
10,00	6,17	6,96	7,74	8,49	9,22	12,58
inf	6,17	7,17	8,17	9,17	10,17	15,17

Rysunek 2.13: Tabela wartości współczynnika nośności N_m dla podłoża uwarstwionego.

kąt rozchodzenia się naprężeń ściskających pod fundamentem wyniesie:

$$\omega = \operatorname{tg}\left(\frac{m_1 - m_2(1 + \sin^2\phi_1)}{m_2\cos\phi_1\sin\phi_1}\right)^{-1} \tag{2.32}$$

wyznaczamy również współczynnik odporu dla warstwy pierwszej:

$$K_p = \operatorname{tg}^2(45^0 + 0,5\phi_1). \tag{2.33}$$

ostatecznie więc wyznaczamy składniki nośności dla warstwy słabszej:

$$q_c = (5.14c_2 + \gamma_1 D_f)\left(1 + \frac{H\operatorname{tg}\omega}{B}\right) \tag{2.34}$$

$$q_{K_p} = \frac{K_p\lambda_p H\gamma_1\sin(\phi - \omega)}{\cos\phi\cos\omega} \tag{2.35}$$

$$q_\gamma = -\gamma_1 D_f\left(1 + \frac{H\operatorname{tg}\omega}{B}\right) \tag{2.36}$$

i po zsumowaniu otrzymujemy nośność podłoża w poziomie warstwy słabszej:

$$\frac{R}{A'} = (q_c + q_{K_p} + q_\gamma) \tag{2.37}$$

W przypadkach budzących wątpliwość, przy dużym udziale sił poziomych, złożonym nieregularnym przebiegu warstw, należy wspomóc się MES lub MRS (metodą różnic skończonych np. FLAC). Do zastosowania w przypadku sprawdzania podłoża uwarstwionego można wybrać również metodę opisaną za PN 81/B-03020.

Przykład obliczeniowy dla podłoża uwarstwionego 1

Zgodnie z oznaczeniami na rys. 2.12 mamy:

$$\begin{array}{ccc} B = 1,2m & D_f = 0,5m & H = 0,8m \\ c_1 = 0kPa & \phi_1 = 30^0 & \gamma_1 = 18\frac{kN}{m^3} \\ c_2 = 30kPa & \phi_2 = 0^0 & \gamma_2 = 20\frac{kN}{m^3} \end{array}$$

Po wyznaczeniu $H_{cr} = 0,887$ i $H_{cr} > H$ dlatego konieczne jest sprawdzenia nośności warstwy z uwzględnieniem warstwy 2. Kolejno wyznaczam:

$$\begin{array}{cc} \lambda_p = 0,417 & \lambda_c = 4,759 \\ m_1 = 126,20kPa & m_2 = 84,14kPa \\ \omega = 0,028^0 & K_p = 3,000 \end{array}$$

Możemy wyznaczyć składniki nośności dla warstwy słabszej:

$$\begin{aligned} q_c &= 113,868kPa, \\ q_{K_p} &= 9,893kPa, \\ q_\gamma &= -9,166kPa, \\ \tfrac{R}{A'} = q_c + q_{K_p} + q_\gamma &= 114,594kPa. \end{aligned}$$

Przykład obliczeniowy dla podłoża uwarstwionego 2

Zgodnie z oznaczeniami na rys. 2.12 mamy:

$$\begin{array}{lll} B = 0,8m, & D_f = 0,8m, & H = 0,50m, \\ c_1 = 30kPa, & \phi_1 = 0^0, & \\ c_2 = 10kPa, & \phi_2 = 0^0. & \end{array}$$

Po wyznaczeniu $H_{cr} = 0,556$ i $H_{cr} > H$ dlatego konieczne jest sprawdzenia nośności warstwy z uwzględnieniem warstwy 2. Kolejno wyznaczam:

$$N_m = 1,5\frac{0,6}{0,8} + (\pi + 2)\frac{10}{30} = 2,839,$$

$$\frac{R}{A'} = 2,839 * 30 = 85,166kPa.$$

Przykład obliczeniowy dla podłoża uwarstwionego 3

Zgodnie z oznaczeniami na rys. 2.12 mamy:

$$\begin{array}{lll} B = 2,0m, & D_f = 0,5m, & H = 1,0m, \\ L = 12,0m, & & \\ c_1 = 80kPa, & \phi_1 = 0^0, & \gamma_1 = 19\frac{kN}{m^3}, \\ c_2 = 20kPa, & \phi_2 = 0^0, & \gamma_2 = 20\frac{kN}{m^3}. \end{array}$$

Po wyznaczeniu $H_{cr} =$ i $H_{cr} > H$ dlatego konieczne jest sprawdzenia nośności warstwy z uwzględnieniem warstwy 2. Kolejno wyznaczam:

$$\frac{c_2}{c_1} = \frac{20}{80} = 0,25,$$

$$\frac{B}{H} = \frac{2,0}{1,0} = 2,0,$$

oraz pomieważ spełniona jest nierówność $L > 5B$ bo $12,0 > 5*2,0$ odczytuję z rys.2.13 części pierwszej tabeli wartość współczynnika bezwymiarowego $N_m = 5,14$, Nośność podłoża wynosi więc:

$$\frac{R}{A'} = 5,14 * 80 = 411,0kPa.$$

Dwie warstwy niezależnie od parametrów

Inne podejście reprezentuje autor [8], proponuje on stosowanie średniego ważonego kąta tarcia wewnętrznego i średniej ważonej spójności (wagą jest wysokość zasięgu działania mechanizmu zniszczenia równym głębokości H_{cr}). Oczywiście uśredniania dokonujemy tylko gdy granica warstw znajduje bliżej niż głębokość krytyczna dla mechanizmu zniszczenia.

$$\phi_{av} = (\phi_1 h_1 + \phi_2 h_2)/(h_1 + h_2) \tag{2.38}$$

we wzorach tych h_1, h_2 tych odpowiadają miąższościom warstw ($h_1 = H_{cr} - h_2$), c_1, c_2 odpowiednio spójnościom, natomiast ϕ_1, ϕ_2 kątom tarcia wewnętrznego. Pamitać należy również o tzw. efekcie tubki z pastą, gdy bezpośrednio pod fundamentem zalegają warstwy słabsze, proponuje się dla gruntów spoistych (w stanach gorszych niż zwarte) wyznaczanie nośności bez uwzględnienia wzrostu parametrów wytrzymałości z wyznaczonych powyżej średnich.

Dwie warstwy niezależnie od parametrów

Uproszczona metoda podobna do stosowanej uprzednio w RP polega na sprawdzeniu nośności podłoża w spągu warstwy zalegającej pod fundamentem jak dla zastępczego sztywnego fundamentu, przy założeniu rozchodzenia się naprężeń ściskających w stosunku 1:2.

2.4.8 Powierzchnia efektywna (netto)

Powierzchnia efektywna [22] to powierzchnia prostokąta, z środkiem w punkcie przyłożenia obciążenia, mieszcząca się w obrysie podstawy fundamentu.

Wyznaczenie wartości powierzchni efektywnej ma kluczowe znaczenie dla oszacowania dopuszczalnej nośności obliczeniowej w stosowanych powyżej wzorach. Stosowanie definicji przedstawionej powyżej ograniczone jest do małych wartości mimośrodów. Obliczanie powierzchni efektywnej związane jest z charakterem pracy gruntu na kontakcie z fundamentem, nie przenosi on bowiem rozciągania, dopuszczalne jest tylko ściskanie. Powierzchnia netto zależy od położenia wypadkowej względem środka ciężkości pola podstawy fundamentu. Wartości położenia wypadkowej można wyznaczyć za pomocą następujących formuł:

$$e_B = \frac{|M_L|}{V} \tag{2.39}$$

$$e_L = \frac{|M_B|}{V} \tag{2.40}$$

oraz odpowienio wartości netto szerokości i długości fundamentu wynoszą:

$$B' = B - 2e_B \tag{2.41}$$

$$L' = L - 2e_L \tag{2.42}$$

zaś pole powierzchni netto wynosi:

$$A' = L'B' \tag{2.43}$$

W wzorach poprzez M_L, M_B oznaczono momenty sprowadzone do podstawy fundamentu, natomiast V jest siłą pionową w podstawie fundamentu. Prostą z pozoru sytuację komplikuje fakt, że grunt w przypadku zagadnienia nośności granicznej nie zachowuje się jak ciało idealnie sprężyste. Nie przenosi rozciągania, oraz naprężeń ściskających większych do wartości wyznaczonej z wzoru na nośność.

Rozkład naprężeń dla ławy fundamentowej

Poniższe obliczenia przeprowadzamy dla potrzeb wyznaczenia wzajemnych proporcji naprężeń pod fundamentem oraz wymiarowania elementów żelbetowych. Naprężenia średnie dla ławy wyznaczamy z formuły:

$$q_{sr} = \frac{V[kN/m]}{B}, \tag{2.44}$$

konieczny do dalszych obliczeń wskaźnik zginania:

$$W_L = \frac{B^2 1.0[m]}{6}, \tag{2.45}$$

Wzory do wyznaczenia wartości naprężeń pod ławą (w wstępnym założeniu idealnej sprężystości) mają postać:

$$q_{max} = q_{sr} + \frac{M_L}{W_L}, \tag{2.46}$$

$$q_{min} = q_{sr} - \frac{M_L}{W_L}. \tag{2.47}$$

Wzory te obowiązują wyłącznie dla wartości $q_{min} \geqslant 0$ i $q_{max} \leqslant q_{gr}$, gdzie q_{gr} oznacza wartość naprężeń uplastyczniających pod podstawą fundamentu. W przypadku niespełnienia powyższego warunku należy zastosować warunek: $A' \geqslant 0.75A$

Rozkład naprężeń dla stopy fundamentowej

Naprężenia średnie dla stopy wyznaczamy z formuły:

$$q_{sr} = \frac{V}{BL}, \tag{2.48}$$

konieczne do dalszych obliczeń wskaźniki zginania zaś dla ogólnego przypadku stopy fundamentowej:

$$W_L = \frac{B^2 L}{6}, \tag{2.49}$$

$$W_B = \frac{L^2 B}{6}, \tag{2.50}$$

Wzory do wyznaczenia wartości naprężeń pod fundamentem (w wstępnym założeniu idealnej sprężystości) mają postać:

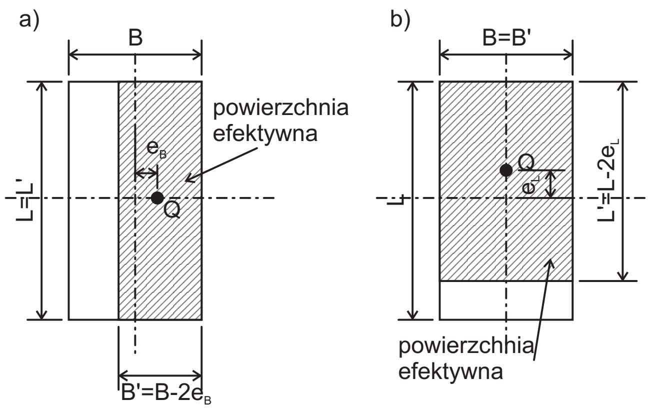
$$q_{max} = q_{sr} + \frac{M_B}{W_B} + \frac{M_L}{W_L}, \tag{2.51}$$

$$q_1 = q_{sr} - \frac{M_B}{W_B} + \frac{M_L}{W_L}, \tag{2.52}$$

$$q_2 = q_{sr} + \frac{M_B}{W_B} - \frac{M_L}{W_L}, \tag{2.53}$$

$$q_{min} = q_{sr} - \frac{M_B}{W_B} - \frac{M_L}{W_L}. \tag{2.54}$$

Wzory te obowiązują wyłącznie dla wartości $q_{min} \geqslant 0$ i $q_{max} \leqslant q_{gr}$, gdzie q_{gr} oznacza wartość naprężeń uplastyczniających pod podstawą fundamentu. W przypadku niespełnienia powyższego warunku należy zastosować warunek: $A' \geqslant 0.75A$



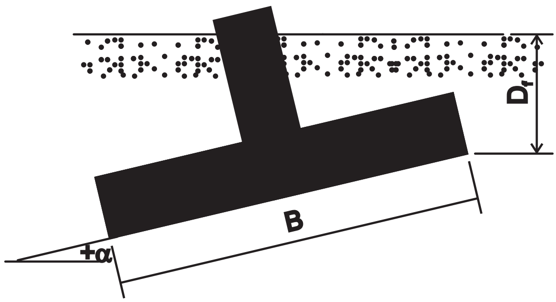
Rysunek 2.14: Powierzchnia efektywna: a) $e_L = 0$, $e_B > 0$, b) $e_B = 0$, $e_L > 0$.

2.4.9 Wpływ nachylenia podstawy fundamentu

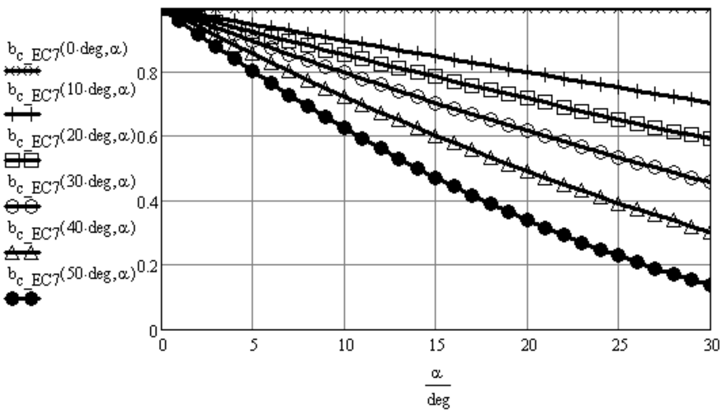
Schemat z oznaczeniami pokazano na rys. 2.15

$$b_\gamma = b_q = (1 - \alpha \operatorname{tg} \phi')^2 \tag{2.55}$$

$$b_c = b_q - \frac{1 - b_q}{N_q - 1} \tag{2.56}$$



Rysunek 2.15: Fundament o podstwie nachylonej.



Rysunek 2.16: Fundament o podstwie nachylonej, wartość współczynnika b_c.

2.4.10 Wpływ głębokości posadowienia

W przypadku głębszych fundamentów bezpośrednich, zgodnie z rys. 2.18 zmienia się charakter pracy obciążenia q. Nośność obliczeniową, proponuje się wyznaczać z zmodyfikowanego ogólnego wzoru:

$$\frac{R}{A'} = c' N_c b_c s_c i_c d_c + q N_q b_q s_q i_q d_q + \frac{1}{2}\gamma N_\gamma b_\gamma s_\gamma i_\gamma d_\gamma \tag{2.57}$$

wartości współczynników zagłębienia można przyjąć za Hansen'em: dla $D_f > B$ mamy:

$$d_c = 1 + \frac{0,4}{\operatorname{tg} \frac{D_f}{B}} \tag{2.58}$$

zaś w przeciwnym wypadku:

$$d_c = 1 + \frac{0,4 D_f}{B} \tag{2.59}$$

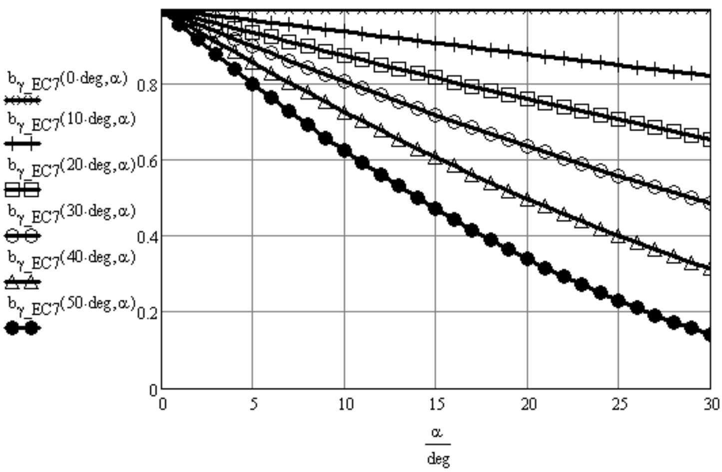
oraz dla $D_f > B$ mamy:

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \sin \phi')^2 \operatorname{tg} \frac{D_f}{B} \tag{2.60}$$

zaś w przeciwnym wypadku:

$$d_q = 1 + 2 \operatorname{tg} \phi' (1 - \sin \phi')^2 \frac{D_f}{B} \tag{2.61}$$

$$d_\gamma = 1 \tag{2.62}$$



Rysunek 2.17: Fundament o podstwie nachylonej, wartość współczynnika b_γ.

2.5 Nośność na przesunięcie

2.6 Współczynniki częściowe i korelacyjne do stanów granicznych nośności

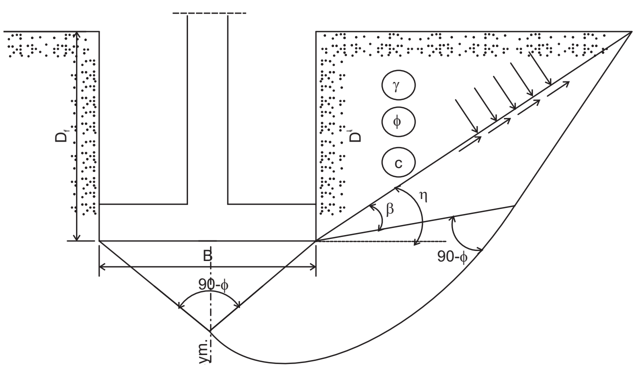
Wartości współczynników częściowych i korelacyjnych podane zostały w załączniku A do [2]. Norma zaleca zastosowanie współczynników częściowych zestawionych dalej.

Współczynniki częściowe do sprawdzania stanu granicznego równowagi EQU

Współczynniki częściowe oznaczono:

- $\gamma_{G;dst}$ do stałych niekorzystnych oddziaływań destabilizujących,
- $\gamma_{G;stb}$ do stałych korzystnych oddziaływań stabilizujących,
- $\gamma_{Q;dst}$ do zmiennych niekorzystnych oddziaływań destabilizujących,
- $\gamma_{Q;stb}$ do zmiennych korzystnych oddziaływań stabilizujących.

Oddziaływanie	Symbol	Wartość
Stałe niekorzystne	$\gamma_{G;dst}$	1.1
Stałe korzystne	$\gamma_{G;stb}$	0.9
Zmienne niekorzystne	$\gamma_{Q;dst}$	1.5
Zmienne korzystne	$\gamma_{Q;stb}$	0.0



Rysunek 2.18: Mechanizm zniszczenia dla fundamentu głębokiego.

W przypadku oszacowania dolnego oporu ścinania przy sprawdzaniu stanu granicznego równowagi EQU do parametrów geotechnicznych należy zastosować następujące współczynniki częściowe:

Parametr gruntu	Symbol	Wartość
Tangens kąta tarcia wewnętrznego	$\gamma_{\phi'}$	1.25
Spójność efektywna	$\gamma_{c'}$	1.25
Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu	γ_{cu}	1.4
Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie	γ_{qu}	1.4
Ciężar objętościowy	γ_{γ}	1.0

Współczynniki częściowe do sprawdzania stanu granicznego równowagi STR i GEO

Współczynniki częściowe oznaczono:

- γ_G do stałych niekorzystnych lub korzystnych oddziaływań,
- γ_Q do zmiennych niekorzystnych lub korzystnych oddziaływań.

Oddziaływanie	Symbol	Zestaw A1	Zestaw A2
Stałe niekorzystne	γ_G	1.35	1.0
Stałe korzystne	γ_G	1.0	1.0
Zmienne niekorzystne	γ_Q	1.5	1.3
Zmienne korzystne	γ_Q	0.0	0.0

W przypadku oszacowania dolnego, oporu ścinania przy sprawdzaniu stanu granicznego równowagi STR lub GEO do parametrów geotechnicznych należy stosować następujące współczynniki częściowe:

Parametr gruntu	Symbol	Zestaw M1	Zestaw M2
Tangens kąta tarcia wewnętrznego	$\gamma_{\phi'}$	1.0	1.25
Spójność efektywna	$\gamma_{c'}$	1.0	1.25
Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu	γ_{cu}	1.0	1.4
Wytrzymałość na jednoosiowe ściskanie	γ_{qu}	1.0	1.4
Ciężar objętościowy	γ_{γ}	1.0	1.0

W przypadku sprawdzania nośności granicznej fundamentów bezpośrednich (STR i GEO) stosujemy następujące współczynniki częściowe do oporu/nośności:

Nośność	Symbol	Zestaw R1	Zestaw R2	Zestaw R3
Nośność podłoża	$\gamma_{R;v}$	1.0	1.4	1.0
Przesunięcie (poślizg)	$\gamma_{R;h}$	1.0	1.1	1.0

współczynniki przynależą odpowiednio do:

- $\gamma_{R;v}$ nośności podłoża,
- $\gamma_{R;h}$ oporu na przesunięcie.

Współczynniki cząstkowe dla przypadków posadowienia bezpośredniego przedstawiono w zbiorczej tabeli:

Przypadek DA1/1	↓		↓		↓		
Przypadek DA1/2		↓		↓	↓		
Przypadek DA2	↓		↓			↓	
Przypadek DA3	↓	↓		↓			↓
Współczynnik częściowy	A1	A2	M1	M2	R1	R2	R3
$\gamma_{G;niekorzystne}$	1.35	1.0					
$\gamma_{G;korzystne}$	1.0	1.0					
$\gamma_{Q;niekorzystne}$	1.5	1.3					
$\gamma_{Q;korzystne}$	0.0	0.0					
$\gamma_{\phi'}$			1.0	1.25			
$\gamma_{c'}$			1.0	1.25			
γ_{cu}			1.0	1.4			
γ_{qu}			1.0	1.4			
γ_{γ}			1.0	1.0			
$\gamma_{R;v}$					1.0	1.4	1.0
$\gamma_{R;h}$					1.0	1.1	1.0

Stosowanie tabeli podanej za [7] ułatwia dobór odpowiednich współczynników częściowych. Należy posłużyć się strzałkami wypisanymi w linii przypadków obliczeniowych, i podążając kolumnami w dół odpowiednio dla oddziaływań, cech materiałowych i skutków dobieramy odpowiednie wartości. Przykładowo dla DA2 $\gamma_{R;v} = 1,4$, natomiast dla DA1/2 $\gamma_{c'} = 1,25$.

Rozdział 3

Ława szeregowa

W przypadku obciążenia ławy fundamentowej zestawem sił skupionych przekazywanych przez np. słupy, możemy mówić o ławie szeregowej. Przedstawione zostaną praktyczne sposoby rozwiązywania zadań ław szeregowych w różnych konfiguracjach za pomocą procedur numerycznych jak i popularnych programów obliczeniowych do statyki układów prętowych. W kursie niniejszym przejdziemy przez praktyczne zastosowania nowoczesnych technologii projektowania fundamentów z uwzględnieniem komputerowych technik obliczeniowych. Obliczenia przeprowadzać będziemy w kilku etapach, opisanych w podrozdziałach niniejszego opracowania.

3.1 Definicja zadania

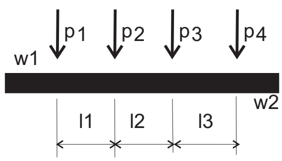
Omówione zostaną dwa przykłady praktyczne, różniące się pomiędzy sobą miąższością warstwy gruntu pomiędzy fundamentem a skałą. Fundament zostanie wykonany zgodnie z rys. 3.1 Proponuje się stosowanie następującego algorytmu obliczeniowego:

1. Wstępne przyjęcie wymiarów ławy, związane z ograniczeniami geometrycznymi, wymaganiami sztywności,
2. Wyznaczenie optymalnej długości wsporników na końcach ławy,
3. Obliczenie niezbędnej szerokości podstawy,
4. Kontrola nośności żelbetu,
5. Wybór sposobu pracy podłoża,
6. Wyznaczenie wartości momentów i sił tnących na końcach belki od wszystkich sił skupionych,
7. Wyznaczenie wartości momentów i sił tnących na końcach belki od jednostkowych sił fikcyjnych,

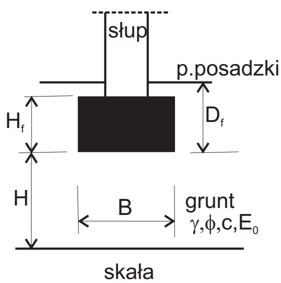
8. Znalezienie wartości sił fikcyjnych,
9. Zsumowanie wpływu sił fikcyjnych i rzeczywistych w interesujących nas przekrojach ławy,
10. Wymiarowanie żelbetu.

3.1.1 Wstępne przyjęcie wymiarów ławy, związane z ograniczeniami geometrycznymi, wymaganiami sztywności

Wymiary wstępnie przyjmujemy według następujących założeń: przekrój ławy prostokątny o wysokości równej 15% rozpiętości najdłuższego przęsła, szerokość przekroju nie może być miejsza niż szerokość słupa oraz dwie 0.1m odsadzki z obu jego stron. Przykładowe sytuacje ujmujące zagadnienie od strony warunków geotechnicznych i konstrukcyjnych pokazano na rys. 3.2 i rys. 3.3



Rysunek 3.1: Schemat obciążenia ławy słupami.



Rysunek 3.2: Przekrój przez ławę wraz z warstwami podłoża typu A.

3.1.2 Wyznaczenie optymalnej długości wsporników na końcach ławy

W celu zminimalizowania sił wewnętrznych stosujemy wsporniki z obu końców ławy. Wsporniki optymalizujemy pod względem momentów przęsłowych i podporowych liczonych z założeniem równomiernego odporu podłoża równego

$$q_{wst} = \frac{\sum_{i=1}^{N} P_i}{w_1 + w_2 + \sum_{j=1}^{N-1} l_j}$$

W kolejnych krokach obliczeniowych momenty w przęsłowe powinny zmaleć. Dlatego optymalny wspornik to taki w którym $M_{max}/M_{min} \approx 0.15$ Zasadę wyznaczania wartości sił wewnętrznych dla symetrycznego schematu obciążeń oraz długości przęseł przedstawiono na rys. 3.4 oraz 3.5

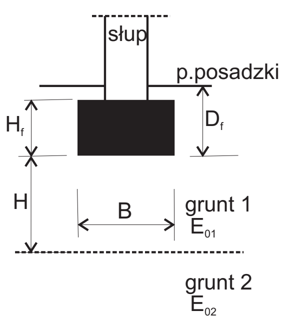
Wykresy wartości sił wewnętrznych dla wspornika o długości optymalnej pokazano na rys. 3.6 oraz rys. 3.7.

3.1.3 Obliczenie niezbędnej szerokości podstawy

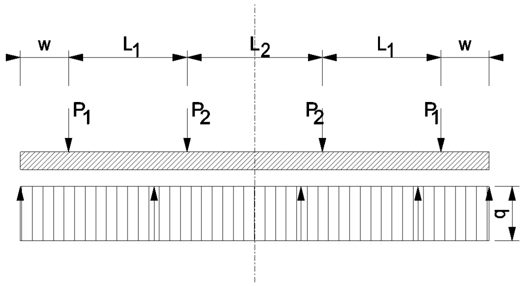
Niezbędną szerokość ławy B znając już długość wsporników i sumaryczne obciążenie wyznaczamy zgodnie z EC7 jak przedstawiono w rozdziale traktującym o nośności podłoża.

3.1.4 Wybór sposobu pracy podłoża

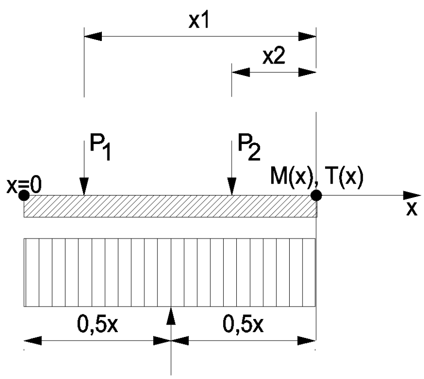
W zależności od odległości podstawy fundamentu (poziomu posadowienia) od warstw nieodkształcalnego gruntu takiego jak podłoże skalne, można wyróżnić przypadki:



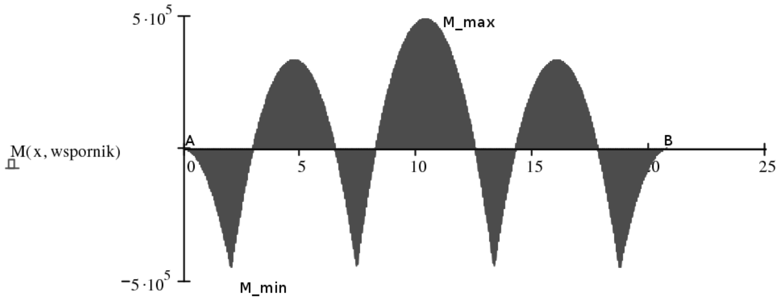
Rysunek 3.3: Przekrój przez ławę wraz z warstwami podłoża typu B.



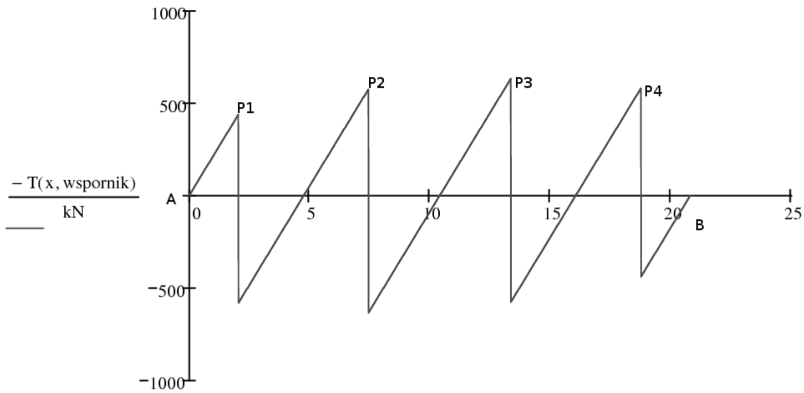
Rysunek 3.4: Schemat symetrycznego obciążenia ławy siłami.



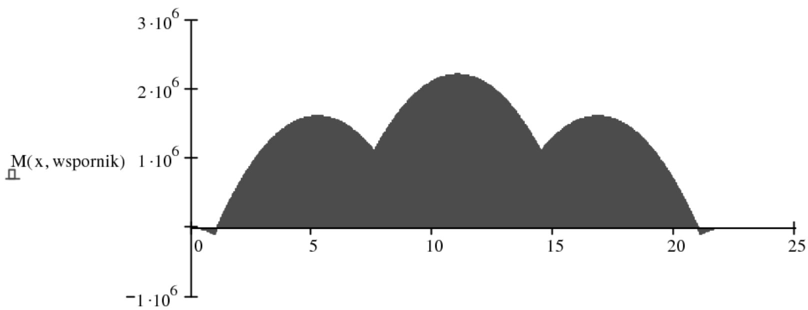
Rysunek 3.5: Wyznaczanie wartości sił wewnętrznych w ławie.



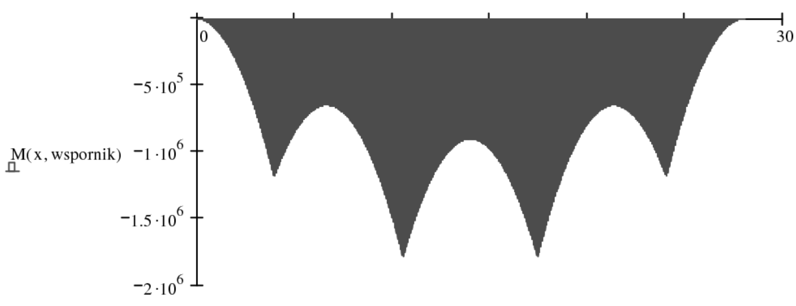
Rysunek 3.6: Wykres momentów dla wspornika o optymalnej długości.



Rysunek 3.7: Wykres sił tnących dla wspornika o optymalnej długości.



Rysunek 3.8: Wykres momentów dla wspornika o zbyt małej długości.



Rysunek 3.9: Wykres momentów dla wspornika o zbyt dużej długości.

W podłoża Winklera dla $H < 0.25B$ pokazany na rys. 3.2, gdzie wartość współczynnika sztywności podłoża wyznacza się z wzoru:

$$C = \frac{M_0}{H}$$

rozwiązanie którego opisano w rozdziale 3.1.5

PS podłoża Winklera dla $0.25B \leqslant H < 1.5B$ pokazany na rys. 3.2, gdzie wartość współczynnika sztywności podłoża wyznacza się z wzoru:

$$C = \frac{E_0}{(1-\nu^2)B\omega_{sr}}$$

rozwiązanie którego opisano w rozdziale 3.1.5

1. podłoża jako półprzestrzeni sprężystej dla $H \geqslant 1.5B$, której ogólne rozwiązanie podano w kolejnym podrozdziale a przedstawiono na rys. 3.3

W wzorach powyższych oznaczono:

- B szerokość podstawy fundamentu,
- H miąższość warstwy odkształcalnej,
- M_0 edometryczny moduł ściśliwości pierwotnej,
- E_0 odpowiadający M_0 moduł sprężystości gruntu,
- ν współczynnik Poisson'a dla gruntu,
- ω_{sr} wartość odczytywana z rys. 3.10.

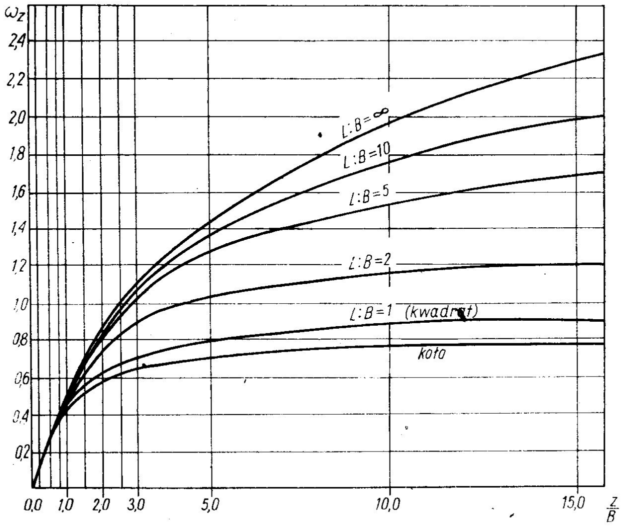
3.1.5 Model Winklera

Schemat modelu pokazano na rys. 3.11

Definiujemy wartość pomocniczą opisaną wzorem:

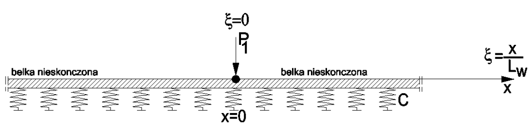
$$L_w = \sqrt[4]{\frac{4E_{betonu} * I}{B * C}} \tag{3.1}$$

- B szerokość podstawy fundamentu,
- C cecha sztywności podłoża,
- I moment bezwładności przekroju dla prostokątnego $I = 0,0833B \cdot H_f^3$ gdzie H_f oznacza wysokość ławy fundamentowej,
- E_{betonu} moduł sprężystości betonu.



Nomogram do wyznaczania współczynników ω_z (przy $\nu_o = 0{,}3$)

Rysunek 3.10: Nomogram do wyznaczania wartości $\omega_s r$.



Rysunek 3.11: Schemat współpracy podłoża z fundamentem w modelu Winklera.

W celu uproszczenia zapisu równań dokonamy jeszcze przeskalowania długości belki x, i w dalszych rozważaniach posługiwać będziemy się współrzędną bezwymiarową określoną jako:

$$\xi = \frac{x}{L_w}$$

Dla podłoża Winklera można zapisać zamkniętą postać rozwiązania linii ugięć, obrotów momentów i sił tnących dla siły skupionej działającej w punkcie $\xi = 0$ dla belki nieskończenie długiej. Poniżej przedstawiono wzory oraz ilustracje na rysunkach: 3.12, 3.13, 3.14.

$$\eta(\xi) = \exp(-\xi)(\cos\xi + \sin\xi) \tag{3.2}$$

$$y(\xi) = \frac{P}{2B * C * L_w}\eta(\xi) \tag{3.3}$$

$$r(\xi) = \frac{P}{2L_w}\eta(\xi) \tag{3.4}$$

$$M(\xi) = \frac{P * L_w}{4}\exp(-\xi)(\cos\xi - \sin\xi) \tag{3.5}$$

$$Q(\xi) = \frac{-P}{2}\exp(-\xi)(\cos\xi) \tag{3.6}$$

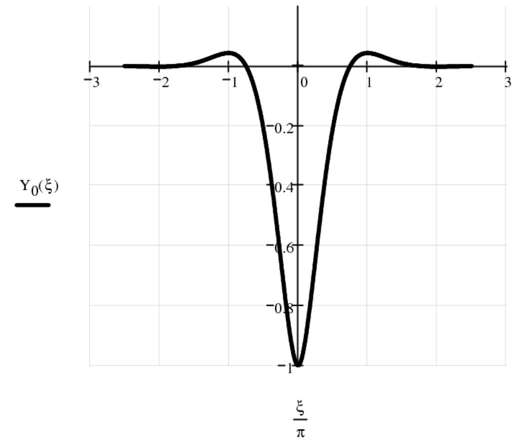
gdzie oznaczono:

- $\eta(\xi)$ funkcja pomocnicza,
- $y(\xi)$ ugięcie osi belki nieskończonej, funkcja parzysta,
- $r(\xi)$ krzywizna osi belki nieskończonej, funkcja parzysta,
- $Q(\xi)$ siły tnące w przekroju belki nieskończonej, funkcja nieparzysta,
- $M(\xi)$ momenty zginające w przekroju belki nieskończonej, funkcja parzysta,
- P siła która wywołuje wszystkie powyższe efekty w belce.

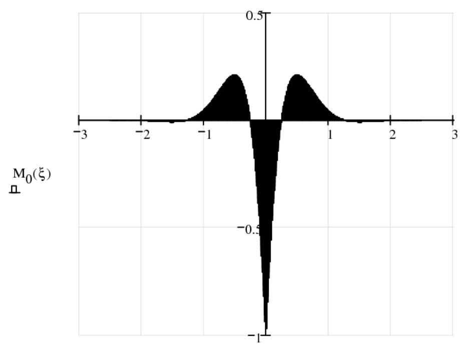
Dla belki nieskończonej możemy zgodnie z zasadą superpozycji sumować siły w przekrojach od wszystkich wpływów zewnętrznych, przykład można zobaczyć na rys. 3.15 oraz rys. 3.17.

3.1.6 Metoda Bleicha dla modelu Winklera

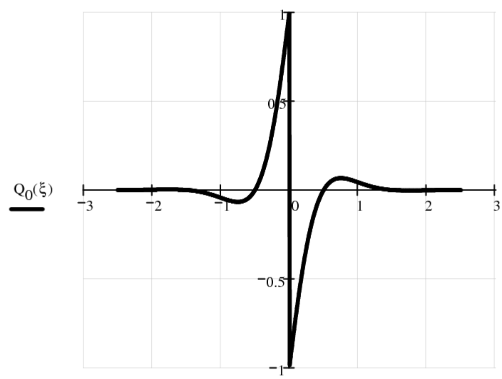
Metoda polega na wprowadzeniu dodatkowych sił fikcyjnych $(T_1, T_2, T_3, T_4)^T$ poza belką, w niedużej odległości od jej końców, o wartościach tak dobranych aby spełnione były warunki brzegowe na końcach belki. Warunki brzegowe w naszym przypadku to suma momentów i sił tnących powinna wynosić zero na obu krańcach belki. Przyjęcie sił fikcyjnych pokazano na rysunkach: 3.18, 3.19.



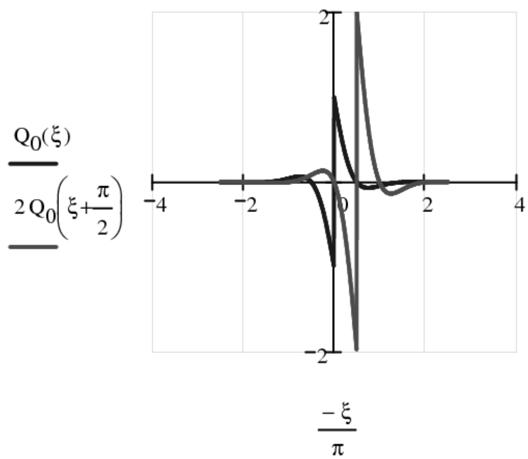
Rysunek 3.12: Ugięcia w belce nieskończonej od siły skupionej.



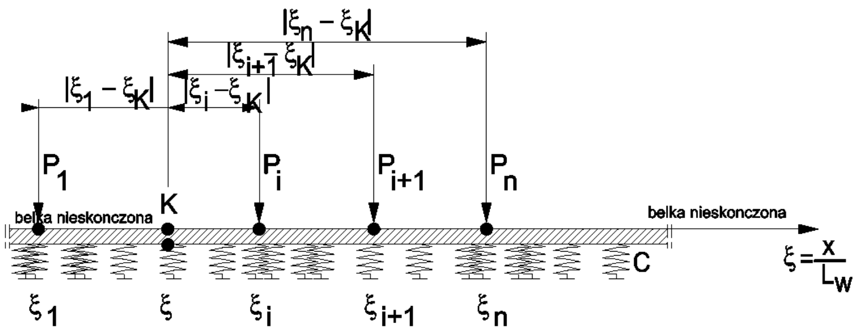
Rysunek 3.13: Momenty w belce nieskończonej od siły skupionej.



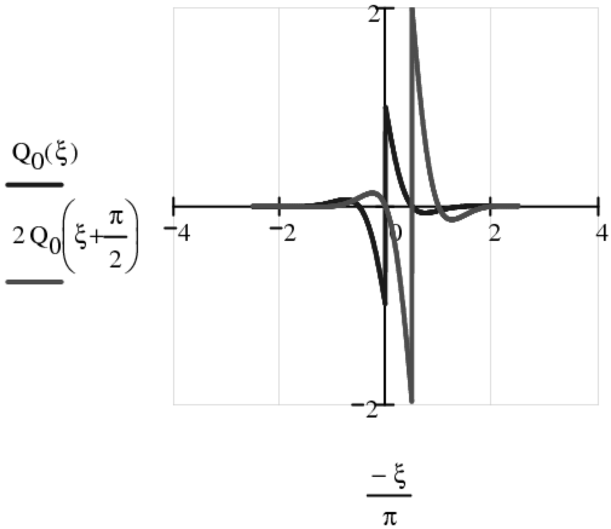
Rysunek 3.14: Siły tnące w belce nieskończonej od siły skupionej.



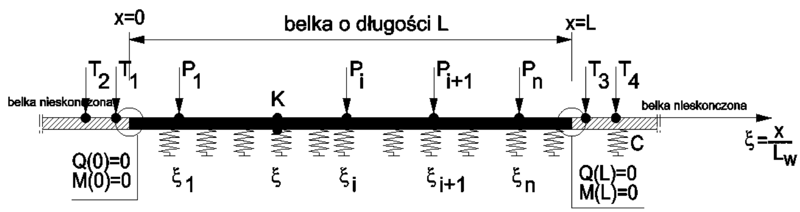
Rysunek 3.15: Zasada superpozycji wpływów w belce nieskończonej dla sił tnących.



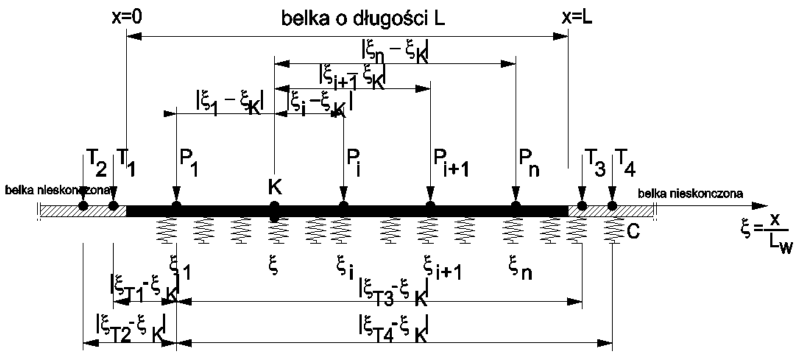
Rysunek 3.16: Oznaczenia w trakcie sumowania wpływu od sił.



Rysunek 3.17: Zasada superpozycji wpływów w belce nieskończonej dla momentów.



Rysunek 3.18: Warunki brzegowe i siły fikcyjne T.



Rysunek 3.19: Oznaczenie odległości od sił fikcyjnych.

Wartości sił fikcyjnych nie są znane, zauważmy jednak, że zależność wartości momentów i sił tnących w punktach końcowych belki (i nie tylko) zależą liniowo od wartości sił T_i, stąd ich wpływ wyznaczymy jak dla sił jednostkowych, a wartość obliczymy z następującego układu równań liniowych:

$$Gt + r = w \tag{3.7}$$

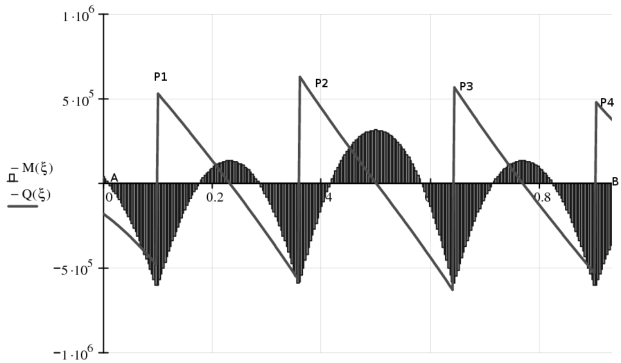
gdzie oznaczono:

- $t = (T_1, T_2, T_3, T_4)^T$,
- $G_1 = (M_A(T_1), M_A(T_2), M_A(T_3), M_A(T_4))$,
- $G_2 = (M_B(T_1), M_B(T_2), M_B(T_3), M_B(T_4))$,
- $G_3 = (Q_A(T_1), Q_A(T_2), Q_A(T_3), Q_A(T_4))$,
- $G_4 = (Q_B(T_1), Q_B(T_2), Q_B(T_3), Q_B(T_4))$,
- $M_A(T_i)$ oznacza moment od jednostkowej sił fikcyjnej T_i w punkcie A belki, $Q_A(T_i)$ oznacza siłę tnącą od jednostkowej wartości siły fikcyjnej T_i w punkcie A belki. Podobnie postępujemy dla punktu B,
- $r = (0, 0, 0, 0)^T$,
- $w = (M_A(P_i), M_B(P_i), Q_A(P_i), Q_B(P_i))^T$,
- $M_A(P_i)$ oznacza sumaryczny moment od wszystkich sił rzeczywistych P_i w punkcie A belki,
- $M_A(P_i)$ oznacza sumaryczny moment od wszystkich sił rzeczywistych P_i w punkcie A belki, $Q_A(P_i)$ oznacza sumaryczną siłę tnącą od wszystkich sił rzeczywistych P_i w punkcie A belki. Ppodobnie postępujemy dla punktu B.

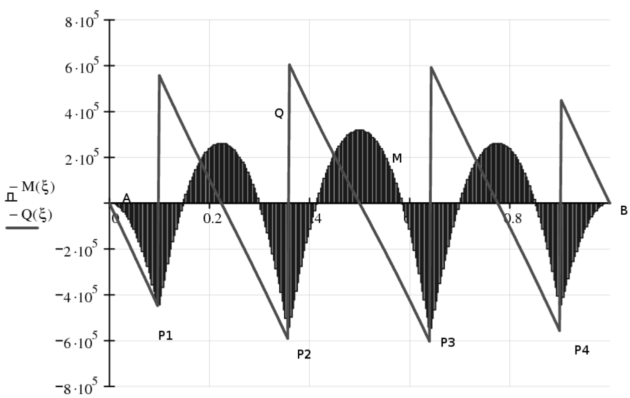
Rozwiązaniem układu równań są cztery wartości sił fikcyjnych, czyli wektor t. Na rysunku 3.20 pokazano sumaryczną wartość sił wewnętrznych od wszystkich sił rzeczywistych, jest to rozwiązanie dla belki nieskończenie długiej. W naszym przypadku belka będzie miała skończoną długość, co uwzględnimy za pomocą warunków brzegowych (jak pokazano powyżej). Po zsumowaniu oddziaływań wszystkich sił w każdym z przekrojów belki (zarówno sił rzeczywistych jak i fikcyjnych) uzyskujemy właściwe wartości M, Q w belce. Rys. 3.21 pokazuje siły po uwzględnieniu wpływu sił fikcyjnych. Różnicę pomiędzy modelem Winklera, a równomiernym rozkładem naprężeń pod fundamentem pokazuje rys. 3.22

3.1.7 Półprzestrzeń sprężysta

W przypadku gdy podłoże pod fundamentem musimy traktować jak półprzestrzeń sprężystą (ze względu na miąższość warstwy), mamy kilka możliwości postępowania. Wybrane sposoby zostaną omówione w kolejnych częściach niniejszych materiałów.



Rysunek 3.20: Niespełnienie warunków brzegowych na końcach belki.

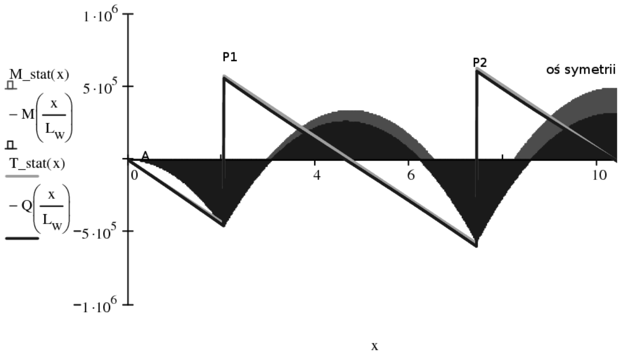


Rysunek 3.21: Sumaryczny wpływ sił rzeczywistych i fikcyjnych.

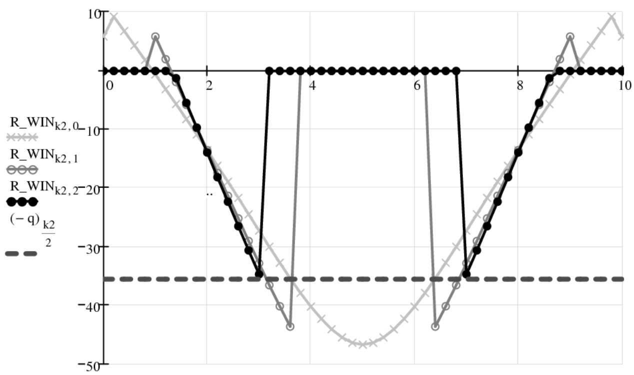
Półprzestrzeń rozwiązanie w MES

Zbudować rozwiązanie oparte o metodę elementów skończonych MES, bez uwzględnienia współpracy z gruntem jest zadaniem dobrze opracowanym w literaturze. Zaletą przedstawionej metody jest duża elastyczność kodu, co powoduje łatwość dopasowania go do różnorodnych potrzeb tj.: modeli gruntu sprężysto-plastycznych, warunków współpracy na kontakcie grunt - fundament. Pozwala uwzględnić brak sił rozciągających na kontakcie oraz dodatkowe oddziaływania związane z ssaniem i inne typy złożonych warunków gruntowych przy możliwej zmienności cech zarówno z głębokością jak i na długości belki. W szczególności MES zmodyfikowana na potrzeby obliczania ławy szeregowej pozwala symulować utratę nośności gruntu pod fundamentem oraz zmianę sztywności belki żelbetowej w zależności od wartości momentu zginającego. Różnicą pomiędzy MES przedstawionym poniżej a stosowanym w programach do statyki prętowej jest właśnie uwzględnienie współpracy fundamentu z gruntem modelowanym jako półprzestrzeń. Program wykonuje rozwiązania w kolejnych krokach. Przykład dla kolejnych iteracji pokazano na rysunku 3.23 w miejsce reakcji wprowadzane są siły, widać wyraźnie znaczący wzrost wartości momentów rys. 3.24, przemieszczeń rys. 3.26, różnią się rozkładem siły tnące w belce.

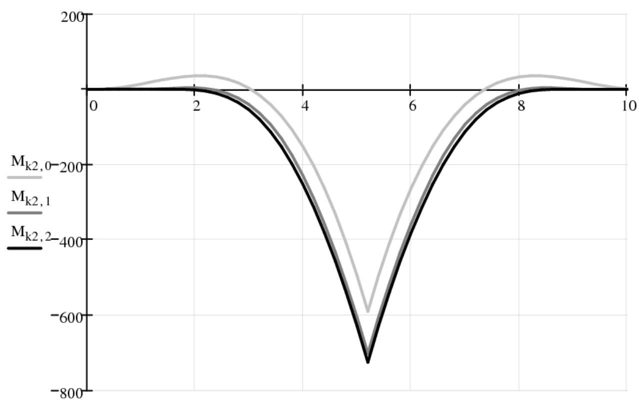
Poniżej przedstawiony zostanie uniwersalny algorytm rozwiązania metodą elementw brzegowych dla opisu półprzestrzeni gruntowej skorelowaną z metodą elementów skończonych w przypadku opisu belki. Punktem wspólnym obu rozwiązań jest pionowe przemieszczenie od jednostkowej siły w węzłach elementów i na brzegu gruntu. Ma-



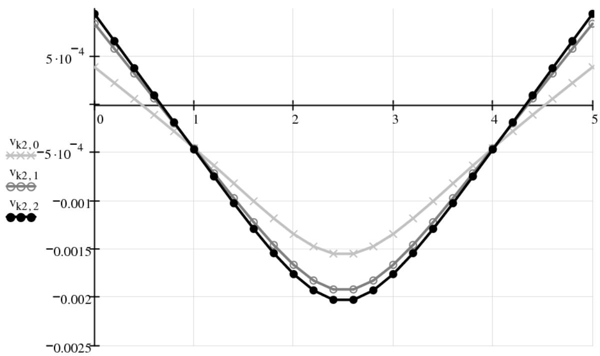
Rysunek 3.22: Porównanie rozwiązań dla belki o nieskończonej sztywności (wymiarowanie wstępne) i dla modelu Winkler'a podłoża oraz belki o skończonej sztywności.



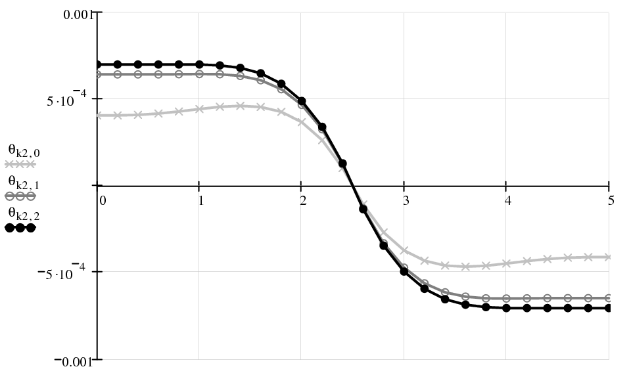
Rysunek 3.23: Procedura iteracyjnej zamiany podpór sprężystych na siły skupione przedstawiona jest na wykresie odporów podłoża.



Rysunek 3.24: Wykres momentów zginających w belce podczas omawianej procedury iteracyjnej.



Rysunek 3.25: Wykres ugięć osi belki podczas omawianej procedury iteracyjnej.



Rysunek 3.26: Wykres zmian krzywizny osi belki podczas omawianej procedury iteracyjnej.

cierz sztywności elementu ma postać:

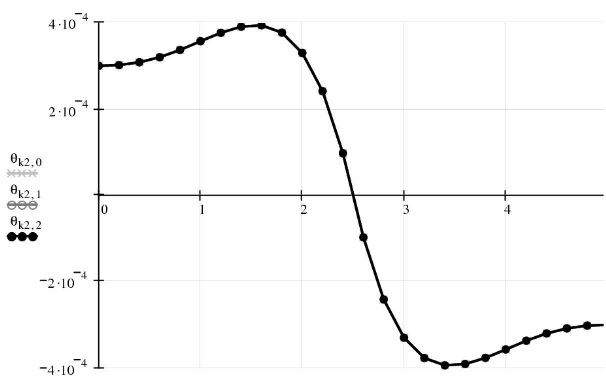
$$k(EI, L) = \begin{bmatrix} \frac{12}{L^3} & \frac{6}{L^2} & \frac{-12}{L^3} & \frac{6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{4}{L} & \frac{-6}{L^2} & \frac{2}{L} \\ \frac{-12}{L^3} & \frac{-6}{L^2} & \frac{12}{L^3} & \frac{-6}{L^2} \\ \frac{6}{L^2} & \frac{2}{L} & \frac{-6}{L^2} & \frac{4}{L} \end{bmatrix} EI \tag{3.8}$$

Macierz powiązań pomiędzy elementami ma postać (dla kolejno po sobie następujących elementów, pokazano kilka pierwszych kolumn)

$$B(0) = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & ... \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & ... \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & ... \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & ... \end{bmatrix} \tag{3.9}$$

$$B(1) = \begin{bmatrix} 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & ... \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & ... \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & ... \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 & 0 & 0 & 0 & 0 & ... \end{bmatrix} \tag{3.10}$$

Kolejne elementy badane mają macierze powiązań tworzone analogicznie do dwu pierwszych.



Rysunek 3.27: Wykres zmian krzywizny belki dla podłoża idealnie sprężystego.

Macierz sztywności układu ma więc postać:

$$K = \sum_{i=0}^{i=N-1} B(i)^T k(EI_i, L_i) B(i) \tag{3.11}$$

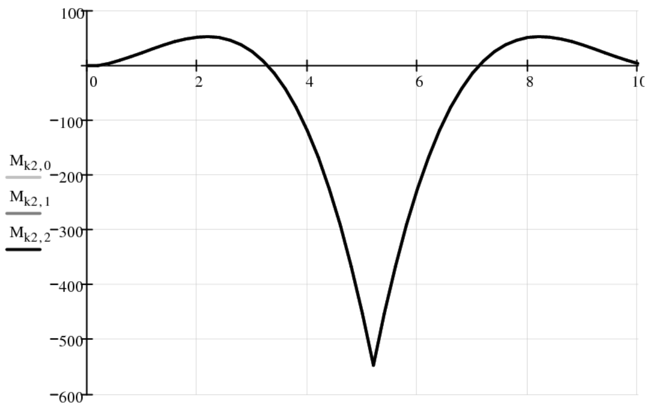
Dla półprzestrzeni mamy następującą postać macierzy $A = [a_{i,j}]$, daną za pomocą elementów składowych:

$$a_{i,j} = \frac{2(1-\nu^2)/\pi}{b_i L_i E_i} \int_0^{b_i/2} \int_{L2(i,j)}^{L1(i,j)} \frac{d\xi d\eta}{\sqrt{\eta^2+\xi^2}} \tag{3.12}$$

Rozwiązanie układu równań ma więc postać:

$$w = (K + A^{-1})^{-1} v \tag{3.13}$$

rezultaty rozwiązania układu równań można zobaczyć na rysunku: 3.27 i następnych.



Rysunek 3.28: Wykres momentów wewnętrznych belki dla podłoża idealnie sprężystego.

Półprzestrzeń rozwiązanie typu BLACK BOX

Rozwiązanie to bazuje na wynikach uzyskanych z poprzedniego rozdziału, dla belki nieskończonej na podłożu sprężystym, zostały one zapisane w postaci tabelarycznej 3.29,3.30,3.31 dla wybranych wartości β. Za pomocą dopasowania hiperpłaszczyzny do cytowanych można uzyskać funkcję w postaci rozwiązania przybliżonego. Dopasowanie dokonujemy za pomocą minimalizowania kwadratów błędów w punktach znanych empirycznie tj.:MNK.

Proponowane metody dopasowania to wielomianowa o znacznej ilości wyrazów co pociąga za sobą duże ilości współczynników gdzie dla sił postać rozwiązania ($pb = 0..4$,

ξ	Q`	M`	r`	β
-5.6	0.000	0.000	0.000	0.025
-5.3	0.000	0.000	0.000	0.025
-5.1	0.000	0.000	0.000	0.025
-4.9	0.000	0.000	0.000	0.025
-4.7	0.000	0.000	-0.001	0.025
-4.4	0.000	-0.001	-0.001	0.025
-4.2	-0.001	-0.002	-0.001	0.025
-4.0	-0.001	-0.003	-0.001	0.025
-3.8	-0.001	-0.005	0.000	0.025
-3.6	-0.001	-0.007	0.001	0.025
-3.3	0.000	-0.009	0.003	0.025
-3.1	0.002	-0.008	0.007	0.025
-2.9	0.004	-0.005	0.011	0.025
-2.7	0.008	0.004	0.017	0.025
-2.4	0.013	0.022	0.023	0.025
-2.2	0.019	0.051	0.028	0.025
-2.0	0.026	0.094	0.029	0.025
-1.8	0.030	0.152	0.021	0.025
-1.6	0.030	0.220	-0.002	0.025
-1.3	0.020	0.287	-0.046	0.025
-1.1	-0.007	0.331	-0.120	0.025
-0.9	-0.058	0.316	-0.229	0.025
-0.7	-0.140	0.188	-0.373	0.025
-0.4	-0.260	-0.124	-0.539	0.025
-0.2	-0.414	-0.702	-0.694	0.025
0.0	-0.500	-1.624	-0.770	0.025

ξ	Q`	M`	r`	β
0.0	0.500	-1.624	-0.770	0.025
0.2	0.260	-0.702	-0.694	0.025
0.4	0.140	-0.124	-0.539	0.025
0.7	0.058	0.188	-0.373	0.025
0.9	0.007	0.316	-0.229	0.025
1.1	-0.020	0.331	-0.120	0.025
1.3	-0.030	0.287	-0.046	0.025
1.6	-0.030	0.220	-0.002	0.025
1.8	-0.026	0.152	0.021	0.025
2.0	-0.019	0.094	0.029	0.025
2.2	-0.013	0.051	0.028	0.025
2.4	-0.008	0.022	0.023	0.025
2.7	-0.004	0.004	0.017	0.025
2.9	-0.002	-0.005	0.011	0.025
3.1	0.000	-0.008	0.007	0.025
3.3	0.001	-0.009	0.003	0.025
3.6	0.001	-0.007	0.001	0.025
3.8	0.001	-0.005	0.000	0.025
4.0	0.001	-0.003	-0.001	0.025
4.2	0.000	-0.001	-0.001	0.025
4.4	0.000	0.000	-0.001	0.025
4.7	0.000	0.000	-0.001	0.025
4.9	0.000	0.001	-0.001	0.025
5.1	0.000	0.001	0.000	0.025
5.3	0.000	0.000	0.000	0.025
5.6	0.000	0.000	0.000	0.025

Rysunek 3.29: Tabela zawiera wartości funkcji Q‘(ξ, β), M‘(ξ, β) oraz r‘(ξ, β) gdzie odpowiednio $\beta = \frac{B}{2L_{GP}}$ oraz $\xi = x/L_{GP}$.

ξ	Q`	M`	r`	β
-5.6	0.000	0.000	0.000	0.150
-5.3	0.000	0.000	-0.002	0.150
-5.1	-0.001	-0.001	-0.001	0.150
-4.9	-0.001	-0.002	0.000	0.150
-4.7	0.000	-0.003	0.001	0.150
-4.4	0.000	-0.004	0.003	0.150
-4.2	0.001	-0.003	0.004	0.150
-4.0	0.003	0.000	0.007	0.150
-3.8	0.005	0.006	0.009	0.150
-3.6	0.008	0.017	0.012	0.150
-3.3	0.011	0.034	0.015	0.150
-3.1	0.015	0.058	0.018	0.150
-2.9	0.019	0.091	0.020	0.150
-2.7	0.024	0.134	0.019	0.150
-2.4	0.027	0.186	0.016	0.150
-2.2	0.029	0.246	0.007	0.150
-2.0	0.027	0.310	-0.008	0.150
-1.8	0.020	0.370	-0.033	0.150
-1.6	0.004	0.414	-0.071	0.150
-1.3	-0.024	0.422	-0.123	0.150
-1.1	-0.066	0.370	-0.190	0.150
-0.9	-0.127	0.224	-0.273	0.150
-0.7	-0.208	-0.058	-0.368	0.150
-0.4	-0.312	-0.521	-0.466	0.150
-0.2	-0.434	-1.215	-0.550	0.150
0.0	-0.500	-2.180	-0.590	0.150

ξ	Q`	M`	r`	β
0.0	0.500	-2.180	-0.590	0.150
0.2	0.312	-1.215	-0.550	0.150
0.4	0.208	-0.521	-0.466	0.150
0.7	0.127	-0.058	-0.368	0.150
0.9	0.066	0.224	-0.273	0.150
1.1	0.024	0.370	-0.190	0.150
1.3	-0.004	0.422	-0.123	0.150
1.6	-0.020	0.414	-0.071	0.150
1.8	-0.027	0.370	-0.033	0.150
2.0	-0.029	0.310	-0.008	0.150
2.2	-0.027	0.247	0.007	0.150
2.4	-0.024	0.186	0.016	0.150
2.7	-0.019	0.134	0.019	0.150
2.9	-0.015	0.091	0.020	0.150
3.1	-0.011	0.058	0.018	0.150
3.3	-0.008	0.034	0.015	0.150
3.6	-0.005	0.017	0.012	0.150
3.8	-0.003	0.006	0.009	0.150
4.0	-0.001	-0.001	0.006	0.150
4.2	-0.001	-0.004	0.004	0.150
4.4	0.000	-0.005	0.003	0.150
4.7	0.000	-0.005	0.001	0.150
4.9	0.001	-0.004	0.001	0.150
5.1	0.001	-0.003	0.000	0.150
5.3	0.000	-0.002	0.000	0.150
5.6	0.000	-0.001	-0.001	0.150

Rysunek 3.30: Tabela zawiera wartości funkcji Q‘(ξ, β), M‘(ξ, β) oraz r‘(ξ, β) gdzie odpowiednio $\beta = \frac{B}{2L_{GP}}$ oraz $\xi = x/L_{GP}$.

ξ	Q`	M`	r`	β
-6.4	0.000	0.000	0.000	0.300
-6.1	0.000	0.000	-0.001	0.300
-5.9	0.000	-0.001	0.000	0.300
-5.6	0.000	-0.001	0.000	0.300
-5.3	0.000	-0.002	0.001	0.300
-5.1	0.000	-0.002	0.002	0.300
-4.8	0.001	-0.001	0.003	0.300
-4.6	0.002	0.002	0.005	0.300
-4.3	0.004	0.008	0.007	0.300
-4.1	0.006	0.019	0.009	0.300
-3.8	0.009	0.035	0.012	0.300
-3.6	0.013	0.059	0.014	0.300
-3.3	0.017	0.092	0.016	0.300
-3.1	0.021	0.136	0.017	0.300
-2.8	0.025	0.190	0.015	0.300
-2.5	0.027	0.254	0.009	0.300
-2.3	0.026	0.323	-0.003	0.300
-2.0	0.020	0.390	-0.024	0.300
-1.8	0.007	0.442	-0.054	0.300
-1.5	-0.019	0.459	-0.099	0.300
-1.3	-0.059	0.412	-0.158	0.300
-1.0	-0.118	0.262	-0.233	0.300
-0.8	-0.199	-0.038	-0.320	0.300
-0.5	-0.305	-0.546	-0.414	0.300
-0.3	-0.431	-1.321	-0.498	0.300
0.0	-0.500	-2.419	-0.539	0.300

ξ	Q`	M`	r`	β
0.0	0.500	-2.419	-0.539	0.300
0.3	0.305	-1.321	-0.498	0.300
0.5	0.199	-0.546	-0.414	0.300
0.8	0.118	-0.038	-0.320	0.300
1.0	0.059	0.262	-0.233	0.300
1.3	0.019	0.412	-0.158	0.300
1.5	-0.007	0.459	-0.099	0.300
1.8	-0.020	0.442	-0.054	0.300
2.0	-0.026	0.390	-0.024	0.300
2.3	-0.027	0.323	-0.003	0.300
2.5	-0.025	0.254	0.009	0.300
2.8	-0.021	0.190	0.015	0.300
3.1	-0.017	0.136	0.017	0.300
3.3	-0.013	0.092	0.016	0.300
3.6	-0.009	0.059	0.014	0.300
3.8	-0.006	0.035	0.012	0.300
4.1	-0.004	0.019	0.009	0.300
4.3	-0.002	0.008	0.007	0.300
4.6	-0.001	0.002	0.005	0.300
4.8	0.000	-0.001	0.003	0.300
5.1	0.000	-0.003	0.002	0.300
5.3	0.000	-0.003	0.001	0.300
5.6	0.000	-0.002	0.000	0.300
5.9	0.000	-0.001	0.000	0.300
6.1	0.000	-0.001	0.000	0.300
6.4	0.000	0.000	0.000	0.300

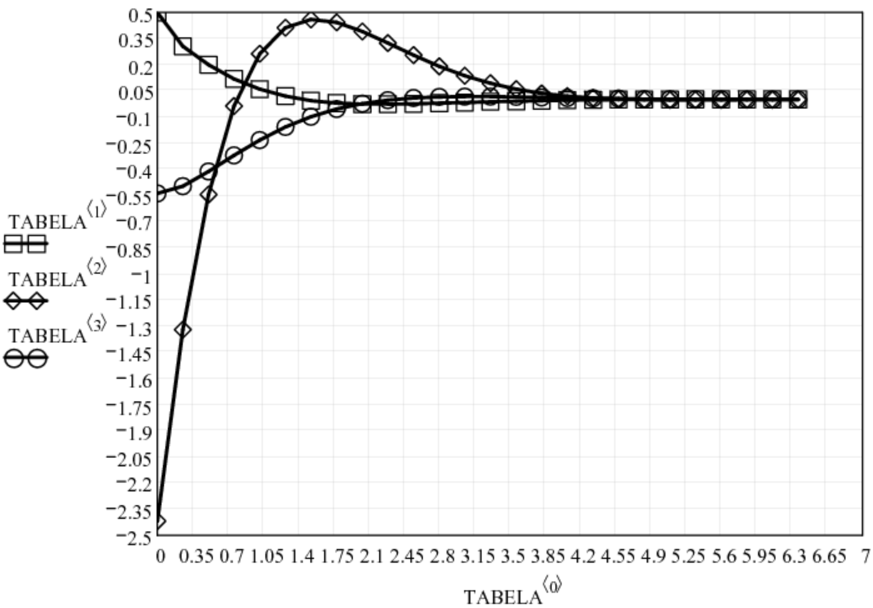
Rysunek 3.31: Tabela zawiera wartości funkcji Q‘(ξ, β), M‘(ξ, β) oraz r‘(ξ, β) gdzie odpowiednio $\beta = \frac{B}{2L_{GP}}$ oraz $\xi = x/L_{GP}$.

$px = 0..5$), natomiast a, b oznaczają wektory z współczynnikami:

$$Q(\xi,\beta) = ((\xi \geqslant 0) - (\xi < 0))e^{-|\xi-5|3(|\xi|>5)} \sum_{pb=0}^{4} \sum_{px=0}^{5} |\xi|^{px} \beta^{pb} a_{6pb+px} \tag{3.14}$$

odpowiednie formuły obliczeniowe dla momentów przedstawiono poniżej:

$$M(\xi,\beta) = 0.01e^{-|\xi-5|3(|\xi|>5)} \sum_{pb=0}^{4} \sum_{px=0}^{5} |\xi|^{px} \beta^{pb} b_{6pb+px} \tag{3.15}$$



Rysunek 3.32: Wykres bazowych funkcji do wyznaczania sił wewnętrznych wykonany na podstawie rezultatów MES. Na osi pionowej zaznaczono wykresy: $TABELA^{<1>} \sim Q'$, $TABELA^{<2>} \sim M'$ oraz $TABELA^{<3>} \sim r'$ na osi poziomej mamy bezwymiarową współrzędną ξ

Lepsze efekty dopasowania można uzyskać stosując funkcje o postaci:

$$M(\xi) = e^{-\xi}(a_0+a_1\sin(\xi)+a_2\cos(xi)+a_3\sin(2\xi)+a_4\cos(2xi)+a_5\sin(3\xi)+a_6\cos(3xi)+...) \tag{3.16}$$

Po dopasowaniu kontynuujemy obliczenia jak w przykładzie z podłożem Winklera, pamiętając o podstawianiu w wszystkich miejscach zamiast funkcji analitycznej rozwiązania nasze dopasowanie uzyskane powyżej.

Rozwiązanie z użyciem SOLDIS'a

Rozwiązanie to można uzyskać również stosując klasyczne programy do statyki prętów.Program SOLDIS jest multiplatformowym programem (kod napisano w języku Python) do zastosowań edukacyjnych bezpłatnym. Pobieramy lub instalujemy bezpośrednio ze strony producenta. Program jest darmowy, jednak pełną funkcjonalność uzyskuje po rejestracji. Zaletą programu jest natychmiastowa możliwość wykonania obliczeń przekroju żelbetowego zgodnie z normą PN-B-03264:2002, dla dowolnych belek o przekrojach: dwuteowych, teowych, skrzynkowych przy dobrym algorytmie automatycznego doboru zbrojenia. Na kolejnych rysunkach zdefiniowano zadanie belki na podłożu sprężystym. Szczegóły obsługi programu i zasady jego dystrybucji znajdą Państwo na stronach projektu. Najistotniejsza uwaga dotyczy faktu symulowania podłoża Winklera za pomocą podpór sprężystych:

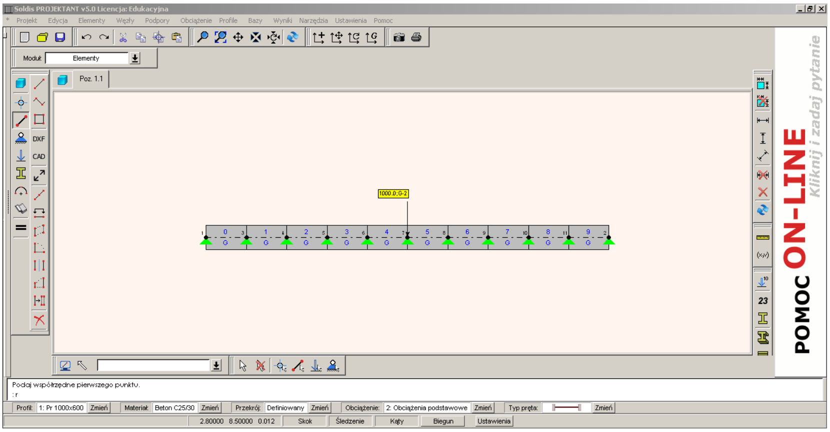
1. wyznaczamy wartość C,
2. wprowadzamy w programie SOLDIS belkę o długości naszej ławy,
3. dzielimy belkę na < 1.0 metrowej szerokości elementy,
4. wprowadzamy na wszystkich węzłach podpory sprężyste o podatności równej
$$\frac{1}{C * B}$$
,
5. podczas obliczeń możemy kontrolować wartość sił w sprężynach, jeżeli przekroczą nośność graniczną, zastępujemy je siłą skupioną równą jej nośności,
6. po wykonaniu obliczeń przechodzimy do wymiarowania żelbetu.

Poniżej przedstawiono na rysunkach kolejne kroki postępowania 3.33,3.34,3.35,3.36,3.37.

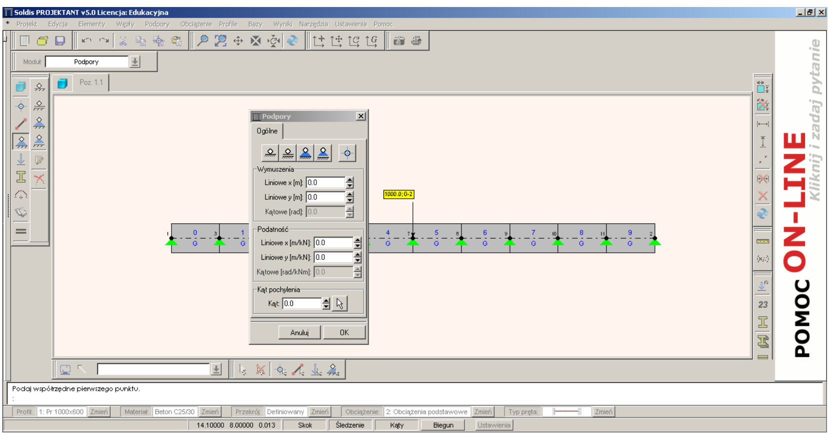
W programie Soldis, w prosty sposób można również uzyskać rozwiązania dla półprzestrzeni sprężystej. Konieczne jest wprowadzenie sprężyn o zmiennej sztywności. Wartości ich sztywności można odczytać z nomogramu pokazanego na rys. 3.38.

Rozwiązanie numeryczne - program ABAQUS

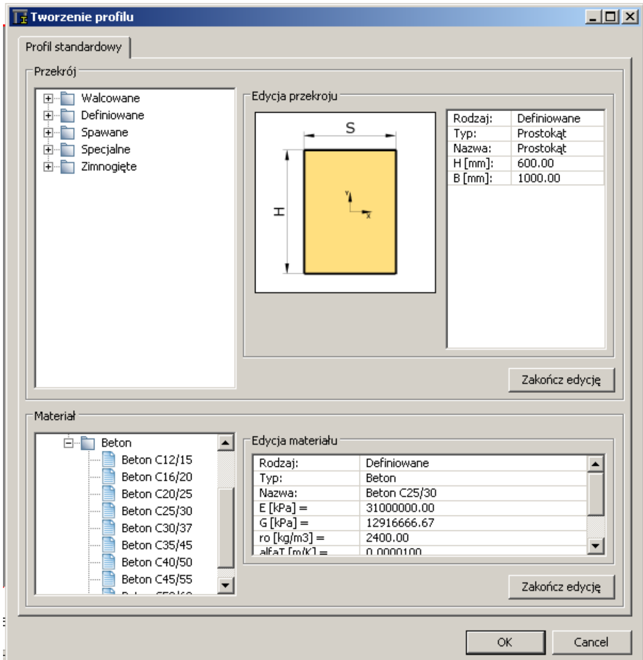
ABAQUS jest to uniwersalny program MES, zawierający olbrzymią ilość możliwości konfiguracji zadania, łączenia wielu fizycznych wpływów w jednym modelu (pole temperatur, ciśnienie porowe wody, oddziaływania grawitacyjne, elektromagnetyczne ...) Poniżej przedstawiłem zapis definiowania zadania w postaci ilustrowanych kroków i efektów. Przedstawione obliczenia w programie ABAQUS wykonane zostały w trakcie realizacji grantu we Wrocławskim Centrum Sieciowo Superkomputerowym.



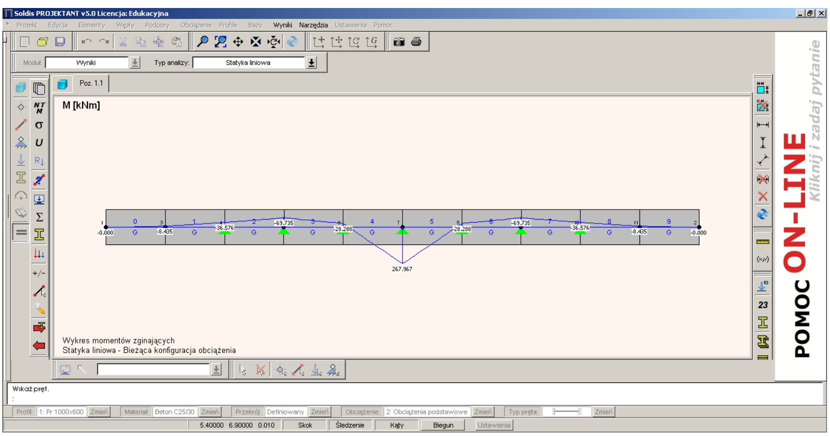
Rysunek 3.33: Definicja zadania w programie SOLDIS.



Rysunek 3.34: Okno definicji podpór.



Rysunek 3.35: Szeroka gama materiałów i profili.



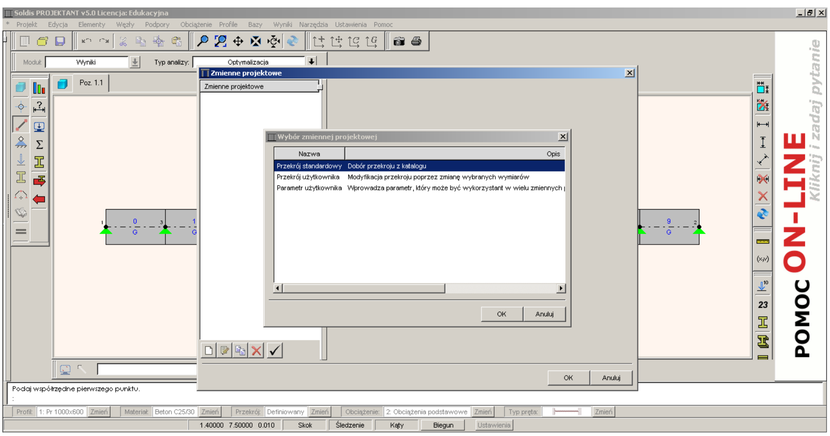
Rysunek 3.36: Wyniki prezentowane są w sposób czytelny.

Kolejne etapy wprowadzania informacji o zadaniu wykonujemy wybierając pozycję z drzewa hierarchii zadania lub z okienka wyboru widocznego na ekranie 3.39 z napisem "Part".

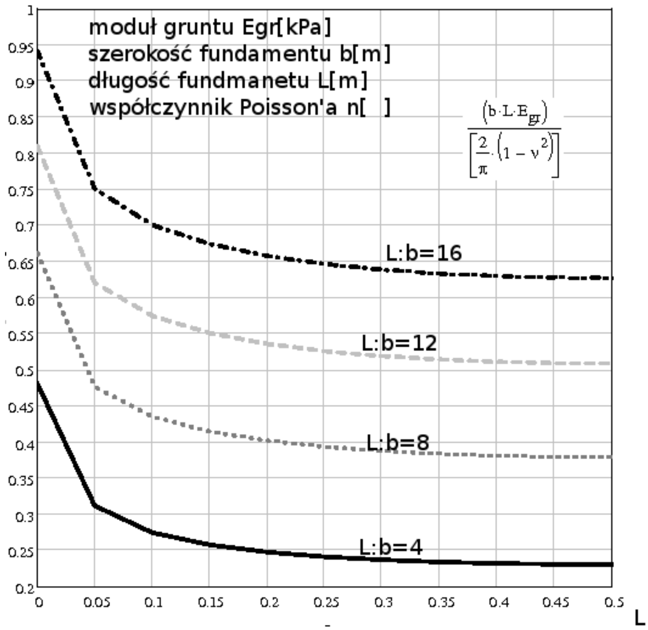
Skąd bierzemy programy? W pracy zaproponowano programy w wersjach do celów szkoleniowych i edukacyjnych, których to z zachowaniem postanowień i ograniczeń licencyjnych są dostępne na stronach:

SOLDIS http://www.szajek.user.icpnet.pl/Software/SoldisOffice/download.html
ABAQUS http://www.budsoft.com.pl/Home/abaqus-dla-studentow
http://gid.cimne.upc.es/gid-plus/modules/commercial-modules
http://tochnog.sourceforge.net/
ABC http://www.pro-soft.gliwice.pl/
http://feazone.org/downloads.php?cat_id=1
ROBOT http://students.autodesk.com/?nd=download_center
NUMPY http://numpy.scipy.org/
http://www.wolframalpha.com/input
MATHCAD http://wildeanalysis.co.uk/fea/software/mathcad/mathcad-free-trial

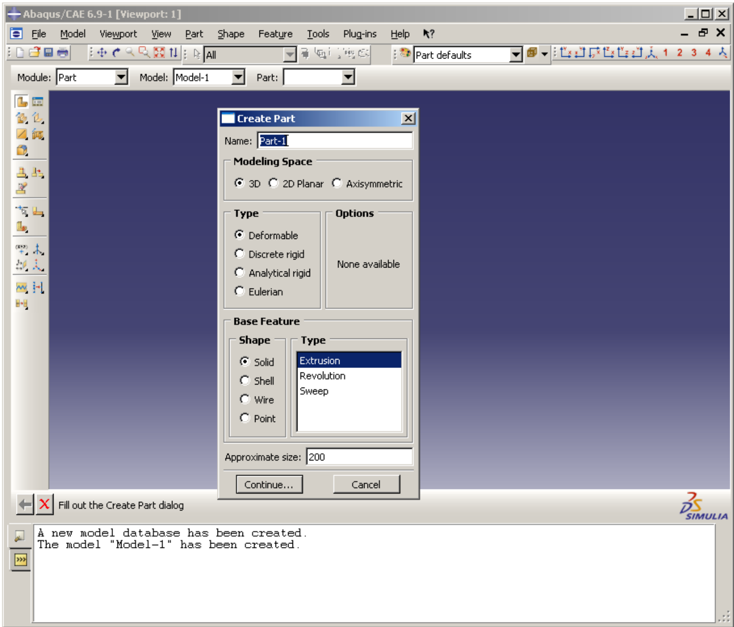
Należy bezwzględnie przestrzegać ograniczeń licencyjnych do zakresu ich stosowania! Ilustracje działania programu ABAQUS wykonano dzięki uprzejmości Wrocławskiego



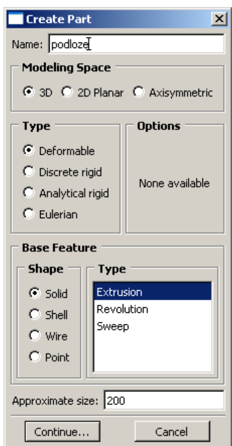
Rysunek 3.37: Program umożliwia optymalizację konstrukcji względem wybranych elementów.



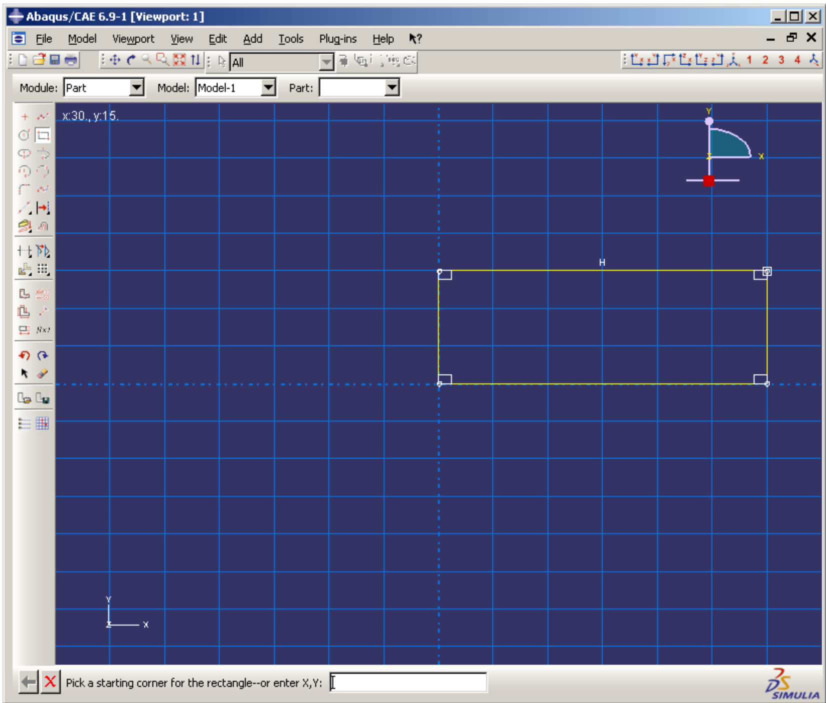
Rysunek 3.38: Nomogram wartości sztywności podpór sprężystych w programie SOLDIS.



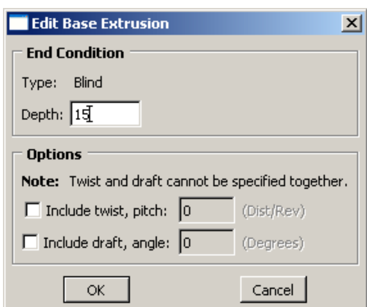
Rysunek 3.39: Ekran główny programu, początek definicji zadania.



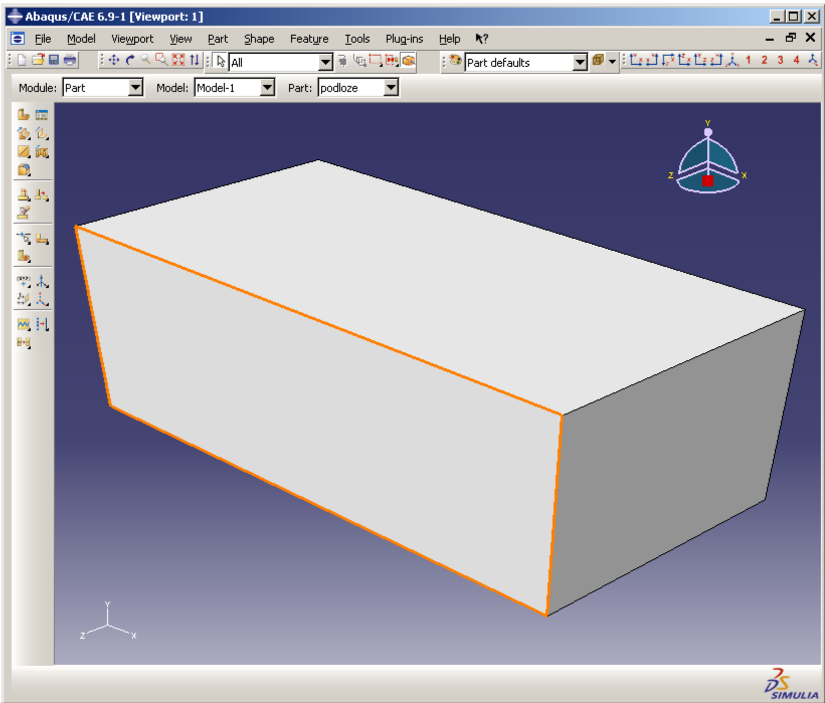
Rysunek 3.40: Definicja pierwszego elementu - podłoże.



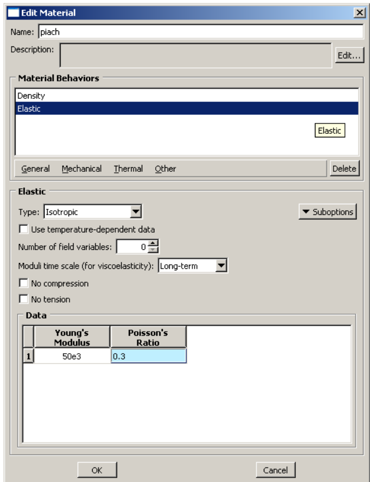
Rysunek 3.41: Przekrój przez warstwę gruntu, zaraz go rozciągniemy.



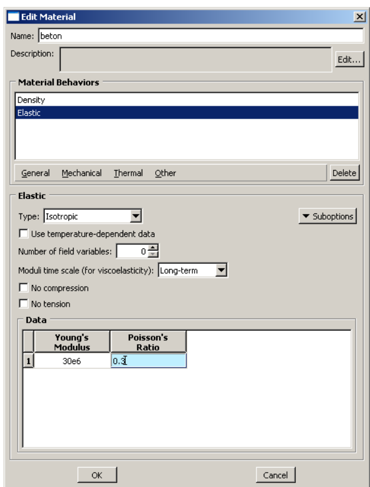
Rysunek 3.42: Rozciąganie przekroju - w kierunku trzeciej osi.



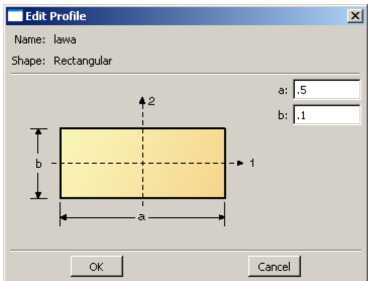
Rysunek 3.43: Wynikiem powyższych czynności jest pierwsza bryła - podłoże.



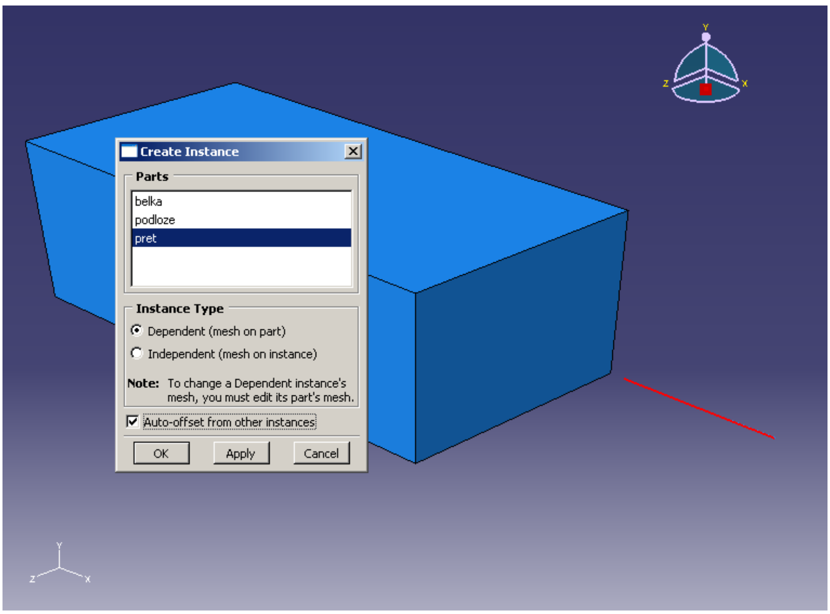
Rysunek 3.44: Okno definicji cech sprężystych materiału podłoża.



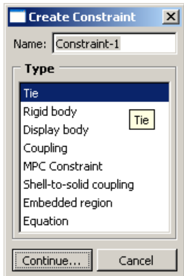
Rysunek 3.45: Okno definicji cech sprężystych materiału fundamentu.



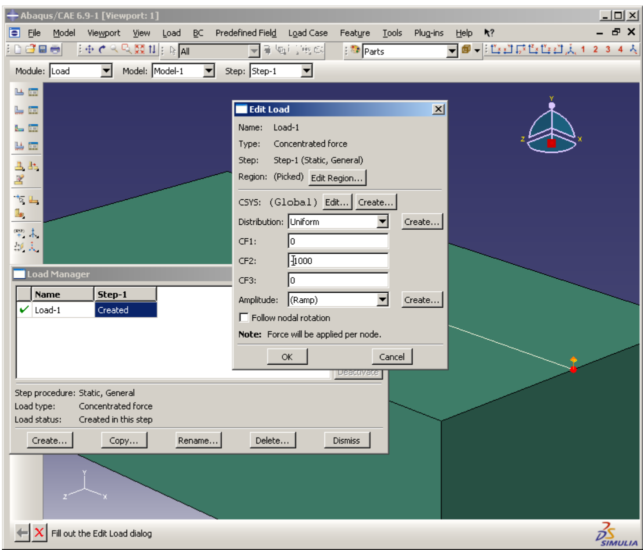
Rysunek 3.46: Okno definicji geometrii fundamentu.



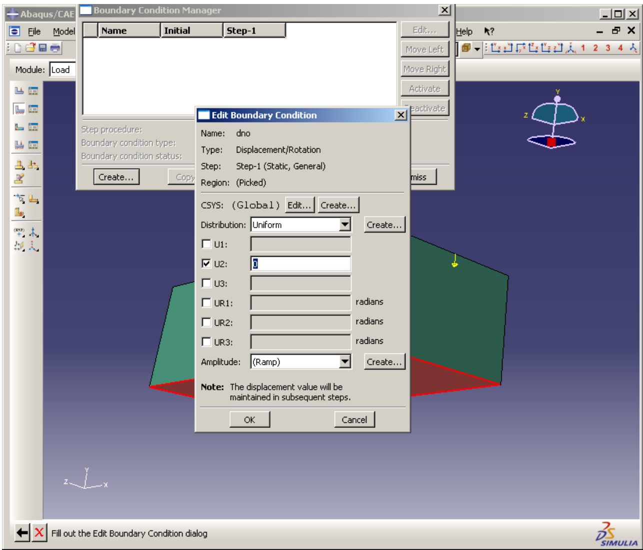
Rysunek 3.47: Umieszczamy belkę i podłoże w modelu, ustalając ich wzajemne relacje w przestrzeni.



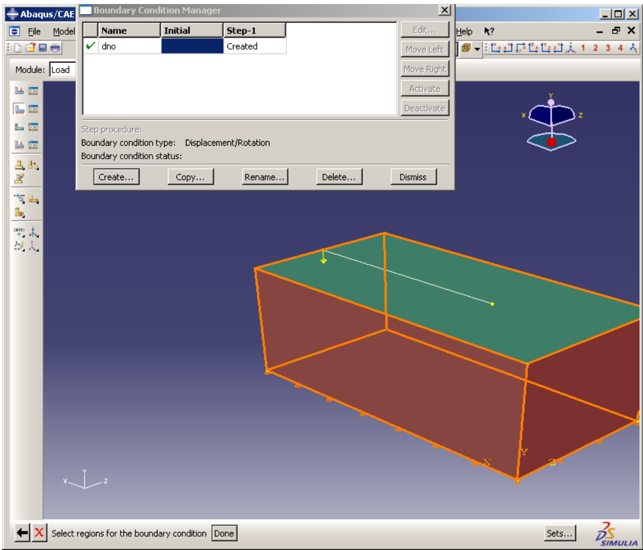
Rysunek 3.48: Definiujemy kontakt pomiędzy fundamentem a gruntem.



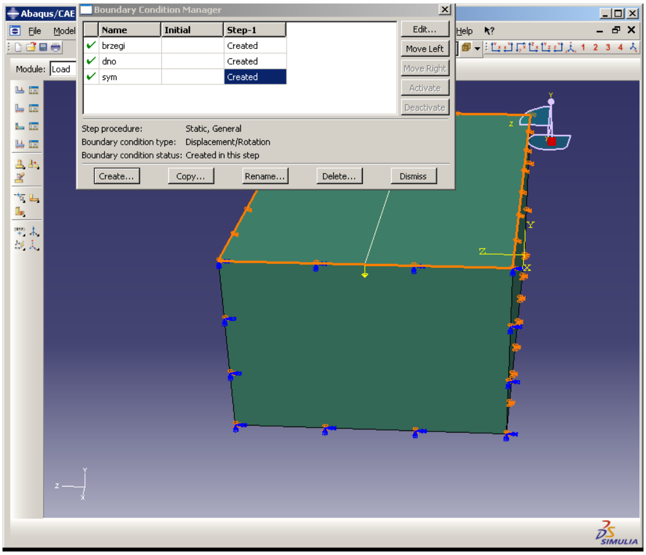
Rysunek 3.49: Obciążamy w punkcie symetriibelkę siłą pionową.



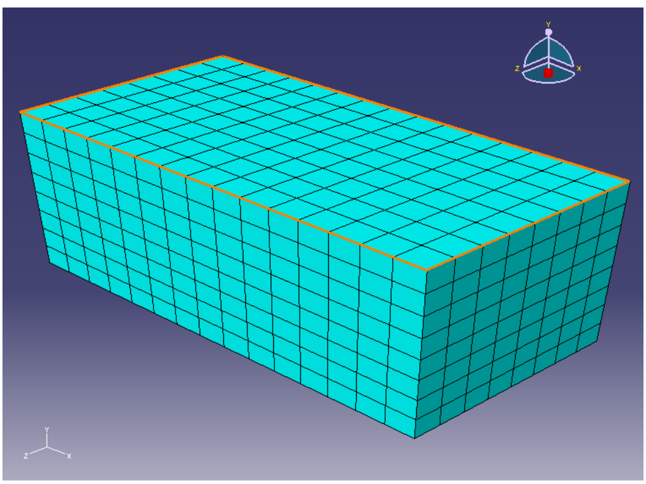
Rysunek 3.50: Wprowadzamy warunki brzegowe na przemieszczeniach i obrotach (dno).



Rysunek 3.51: Wprowadzamy warunki brzegowe na przemieszczeniach i obrotach (boki).

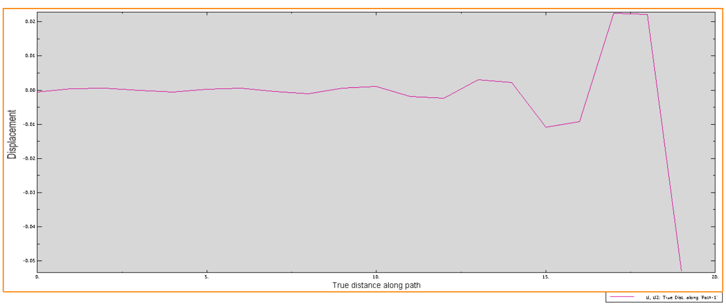


Rysunek 3.52: Wprowadzamy warunki brzegowe na przemieszczeniach i obrotach (symetria).



Rysunek 3.53: Dzielimy zarówno podłoże jak i belkę na elementy skończone.

Centrum Sieciowo Superkomputerowego przy Politechnice Wrocławskiej. Obliczenia w programie SOLDIS publikowane są za zgodą firmy.



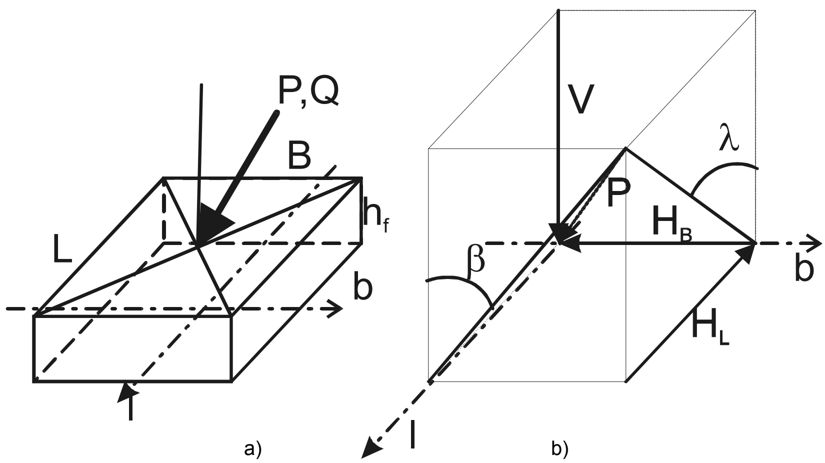
Rysunek 3.54: Rezultaty - przemieszczenia fundamentu.

Rozdział 4

Przykład obliczeniowy 1

Przykład obliczeniowy 1

Stopa fundamentowa obciążona jak na schemacie poniżej:



Rys. Przedstawiono a) schemat obciążenia stopy fundamentowej b) sposób rozkładu siły P na składowe równoległe do boków fundamentu i pionową.

Warstwa jednorodnego piasku średniego nie została przewiercona do głębokości 14.5m Wody gruntowej nie stwierdzono. Parametry gruntu wraz z opisem zestawiono poniżej.

Dane materiałowe geometryczne i obciążenia fundamentu.

Parametry podłoża: piasek średni (MSa)

spójność: $c = 0 \cdot kPa$ *

ciężar objętościowy: $\gamma_{pod} = 18 \cdot \frac{kN}{m^3}$

kąt tarcia wewnętrznego: $\phi = 35 \cdot deg$

Wymiary fundamentu sprawdzanego:

szerokość: $B = 1.6 \cdot m$

długość: $L = 2.2 \cdot m$

wysokość: $h_f = 0.4 \cdot m$

Obciążenia przyłożone do wierzchu fundamentu (jak na schemacie):

stałe: $P = 800 \cdot kN$

zmienne: $Q = 150 \cdot kN$

Nachylenie sił względem normalnej do podstawy fundamentu:

$\lambda_P = 3 \cdot deg$ $\lambda_Q = 7 \cdot deg$

$\beta_P = 4 \cdot deg$ $\beta_Q = 6 \cdot deg$

Ciężar elementów konstrukcji fundamentu dla głębokości posadowienia:

głębokość posadowienia: $h_{pos} = 1.0 \cdot m$

ciężar objętościowy betonu: $\gamma_{bet} = 25 \cdot \frac{kN}{m^3}$

szorstkość podstawy (0 gładki np. prefabrykowany, 1 szorstki np monolityczny)

Nośność podłoża

Przypadek obliczeniowy DA1/1

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\gamma_{tg\phi} = 1.00$ $\gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_c = 1.00$ $\gamma_{Rv} = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.00$

$\phi_{\gamma.} = \operatorname{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1} \cdot \tan(\phi)\right)$ * $\phi_\gamma = 35.00 deg$

$c_\gamma = \frac{c}{\gamma_c}$ * $c_\gamma = 0.00 kPa$

$N_{q\_EC7}(\phi') = e^{\pi \cdot \tan(\phi')} \cdot \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi'}{2}\right)^2$ $N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) = 33.30$

$N_{\gamma\_EC7}(\phi') = 2 \cdot \left(N_{q\_EC7}(\phi') - 1\right) \cdot \tan(\phi')$ $N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) = 45.23$

$N_{c\_EC7}(\phi') = \left(N_{q\_EC7}(\phi') - 1\right) \cdot \frac{1}{\tan(\phi')}$ $N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) = 46.12$

$P_\gamma = P \cdot \gamma_G$ $Q_\gamma = Q \cdot \gamma_Q$

$P_\gamma = 1080.00 kN$ $Q_\gamma = 225.00 kN$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{L\_P} = P_\gamma \cdot \cos(\beta_P) \cdot \sin(\lambda_P)$ $H_{L\_P} = 56.39\,kN$

$H_{L\_Q} = Q_\gamma \cdot \cos(\beta_Q) \cdot \sin(\lambda_Q)$ $H_{L\_Q} = 27.27\,kN$

$H_{B\_P} = P_\gamma \cdot \sin(\beta_P)$ $H_{B\_P} = 75.34\,kN$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma \cdot \sin(\beta_Q)$ $H_{B\_Q} = 23.52\,kN$

$V_P = P_\gamma \cdot \cos(\beta_P) \cos(\lambda_P)$ $V_P = 1075.89\,kN$

$V_Q = Q_\gamma \cdot \cos(\beta_Q) \cos(\lambda_Q)$ $V_Q = 222.10\,kN$

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q}$ $H_L = 83.66\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $H_B = 98.86\,kN$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod} \cdot h_{pos}$

$G_f = h_f \cdot B \cdot L \cdot \gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f) \cdot (B \cdot L \cdot \gamma_{pod})$ * $G_f = 73.22\,kN$

$G_{f\gamma} = G_f \cdot \gamma_G$ $G_{f\gamma} = 98.84\,kN$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $V = 1396.83\,kN$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_B = -H_L \cdot h_f$ $M_B = -33.46\,kN \cdot m$

$M_L = H_B \cdot h_f$ $M_L = 39.54\,kN \cdot m$

wypadkowa sił poziomych: $H = \sqrt{H_L^2 + H_B^2}$ $H = 129.50\,kN$

mimośrody przyłożenia siły wypadkowej:

$e_L = \frac{|M_B|}{V}$ $e_L = 2.40\,cm$ $e_B = \frac{|M_L|}{V}$ $e_B = 2.83\,cm$

Sprawdzam położenie wypadkowej względem rdzenia podstawy:

$\frac{6 \cdot e_B}{B} + \frac{6 \cdot e_L}{L} = 0.17$ wartość mniejsza od 1.00 oznacza że wypadkowa jest w rdzeniu.

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $L' = L - 2 \cdot e_L$ $A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $L' = 2.15\ m$ $A' = 3.13\ m^2$

wartość współczynników związanych z nachyleniem podstawy fundamentu:

$b_{\gamma\_EC7}(\phi, \alpha) = (1 - \alpha \cdot \tan(\phi))^2$ $b_{q\_EC7}(\phi, \alpha) = b_{\gamma\_EC7}(\phi, \alpha)$

$$b_{c\_EC7}(\phi,\alpha) = b_{q\_EC7}(\phi,\alpha) - \frac{1 - b_{q\_EC7}(\phi,\alpha)}{N_{q\_EC7}(\phi) - 1}$$

$\alpha = 0\cdot deg$ *

$b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma,\alpha) = 1.00$ $\quad b_{q\_EC7}(\phi_\gamma,\alpha) = 1.00$ $\quad b_{c\_EC7}(\phi_\gamma,\alpha) = 1.00$

wyznaczam współczynniki związane z nachyleniem wypadkowej:

$$m_B(B',L') = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \qquad m_B(B',L') = 1.58$$

$$m_L(B',L') = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \qquad m_L(B',L') = 1.42$$

$$\Theta = \operatorname{asin}\left(\frac{H_B}{H}\right) \qquad \Theta = 49.76\,deg$$

$$m_\Theta(B',L',\Theta) = m_L(B',L')\cdot\cos(\Theta)^2 + m_B(B',L')\cdot\sin(\Theta)^2$$

$m_\Theta(B',L',\Theta) = 1.51$

$$i_{q\_EC7}(\phi',c',H,V,B',L',\Theta) = \left(1 - \frac{H}{V + B'\cdot L'\cdot c'\cdot\tan(\phi')^{-1}}\right)^{m_\Theta(B',L',\Theta)}$$

$i_{q\_EC7}(\phi_\gamma,c_\gamma,H,V,B',L',\Theta) = 0.86$

$$i_{\gamma\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta) = i_{q\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta)^2$$

$i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma,c_\gamma,H,V,B',L',\Theta) = 0.74$

$$i_{C\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta) = i_{q\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta) - \frac{1 - i_{q\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta)}{N_{q\_EC7}(\phi') - 1}$$

$i_{C\_EC7}(\phi_\gamma,c_\gamma,H,V,B',L',\Theta) = 0.86$

współczynniki kształtu:

$$s_{q\_EC7}(\phi',B',L') = 1 + \frac{B'}{L'}\cdot\sin(\phi')$$

$s_{q\_EC7}(\phi_\gamma,B',L') = 1.41$

$$s_{\gamma\_EC7}(B',L') = 1 - 0.3\cdot\frac{B'}{L'}$$ $$s_{\gamma\_EC7}(B',L') = 0.78$$

$$s_{c\_EC7}(\phi',B',L') = \frac{s_{q\_EC7}(\phi',B',L')\cdot N_{q\_EC7}(\phi') - 1}{N_{q\_EC7}(\phi') - 1}$$ $$s_{c\_EC7}(\phi_\gamma,B',L') = 1.42$$

Teraz wyznaczam składniki nośności podłoża:

$$SKL_C = c_\gamma\cdot N_{c\_EC7}(\phi_\gamma)\cdot b_{c\_EC7}(\phi_\gamma,\alpha)\cdot s_{c\_EC7}(\phi_\gamma,B',L')\cdot i_{C\_EC7}(\phi_\gamma,c_\gamma,H,V,B',L',\Theta) \quad *$$

$$SKL_q = q_{pos}\cdot\gamma_{Gf}^{-1}\cdot N_{q\_EC7}(\phi_\gamma)\cdot b_{q\_EC7}(\phi_\gamma,\alpha)\cdot s_{q\_EC7}(\phi_\gamma,B',L')\cdot i_{q\_EC7}(\phi_\gamma,c_\gamma,H,V,B',L',\Theta)$$

$$SKL_\gamma = 0.5\cdot\gamma_{pod}\cdot\gamma_\gamma^{-1}\cdot B'\cdot N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma)\cdot b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma,\alpha)\cdot s_{\gamma\_EC7}(B',L')\cdot i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma,c_\gamma,H,V,B',L',\Theta)$$

$SKL_C = 0.00\,kPa$

$SKL_q = 730.03\,kPa$

$SKL_\gamma = 367.28\,kPa$

$$R = A'\cdot(SKL_C + SKL_q + SKL_\gamma)\cdot\gamma_{Rv}^{-1}$$ $R = 3432.85\,kN$ $V = 1396.83\,kN$

$$\frac{V}{R} = 41\%$$

Jeżeli wartość jest większa od 100%, oznacza, że podłoże ma zbyt małą nośność. Jak widać zapas nośności jest stosunkowo duży.

Przypadek obliczeniowy DA1/2

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.30$	$\gamma_{tg\phi} = 1.25$	$\gamma_\gamma = 1.00$
$\gamma_G = 1.35$	$\gamma_c = 1.00$	$\gamma_{Rv} = 1.00$
		$\gamma_{cu} = 1.40$

$$\phi_{\gamma.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1}\cdot\tan(\phi)\right)$$ $$\phi_\gamma = 29.26\,deg$$

$$c_\gamma = \frac{c}{\gamma_c} \quad *$$ $$c_\gamma = 0.00\,kPa$$

$N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) = 16.92$

$N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) = 17.84$

$N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) = 28.42$

$P_\gamma = P \cdot \gamma_G$ $\qquad$ $Q_\gamma = Q \cdot \gamma_Q$

$P_\gamma = 1080.00\,kN$ $\qquad$ $Q_\gamma = 195.00\,kN$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{L\_P} = P_\gamma \cdot \cos(\beta_P) \cdot \sin(\lambda_P)$ $\qquad$ $H_{L\_P} = 56.39\,kN$

$H_{L\_Q} = Q_\gamma \cdot \cos(\beta_Q) \cdot \sin(\lambda_Q)$ $\qquad$ $H_{L\_Q} = 23.63\,kN$

$H_{B\_P} = P_\gamma \cdot \sin(\beta_P)$ $\qquad$ $H_{B\_P} = 75.34\,kN$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma \cdot \sin(\beta_Q)$ $\qquad$ $H_{B\_Q} = 20.38\,kN$

$V_P = P_\gamma \cdot \cos(\beta_P) \cos(\lambda_P)$ $\qquad$ $V_P = 1075.89\,kN$

$V_Q = Q_\gamma \cdot \cos(\beta_Q) \cos(\lambda_Q)$ $\qquad$ $V_Q = 192.49\,kN$

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q}$ $\qquad$ $H_L = 80.02\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $\qquad$ $H_B = 95.72\,kN$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod} \cdot h_{pos}$

$G_f = h_f \cdot B \cdot L \cdot \gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f) \cdot (B \cdot L \cdot \gamma_{pod})$ * $\qquad$ $G_f = 73.22\,kN$

$G_{f\gamma} = G_f \cdot \gamma_G$ $\qquad$ $G_{f\gamma} = 98.84\,kN$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $\qquad$ $V = 1367.22\,kN$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_B = -H_L \cdot h_f$ $\qquad$ $M_B = -32.01\,kN \cdot m$

$M_L = H_B \cdot h_f$ $\qquad$ $M_L = 38.29\,kN \cdot m$

wypadkowa sił poziomych: $\qquad$ $H = \sqrt{H_L^2 + H_B^2}$ $\qquad$ $H = 124.76\,kN$

mimośrody przyłożenia siły wypadkowej:

$e_L = \frac{|M_B|}{V}$ $\qquad$ $e_L = 2.34\,cm$ $\qquad$ $e_B = \frac{|M_L|}{V}$ $\qquad$ $e_B = 2.80\,cm$

Sprawdzam położenie wypadkowej względem rdzenia podstawy:

$$\frac{6 \cdot e_B}{B} + \frac{6 \cdot e_L}{L} = 0.17$$

wartość mniejsza od 1.00 oznacza że wypadkowa jest w rdzeniu.

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu

$B' = B - 2 \cdot e_B$

$B' = 1.54\ m$

$L' = L - 2 \cdot e_L$

$L' = 2.15\ m$

$A' = \left(L' - 2 \cdot e_L\right) \cdot \left(B' - 2 \cdot e_B\right)$

$A' = 3.13\ m^2$

wartość współczynników związanych z nachyleniem podstawy fundamentu:

$b_{\gamma\_EC7}\left(\phi_\gamma, \alpha\right) = 1.00$

$b_{q\_EC7}\left(\phi_\gamma, \alpha\right) = 1.00$

$b_{c\_EC7}\left(\phi_\gamma, \alpha\right) = 1.00$

wyznaczam współczynniki związane z nachyleniem wypadkowej:

$m_B(B', L') = 1.58$

$m_L(B', L') = 1.42$

$\Theta = \operatorname{asin}\left(\frac{H_B}{H}\right)$

$\Theta = 50.11\,deg$

$m_\Theta(B', L', \Theta) = 1.51$

$i_{q\_EC7}\left(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta\right) = 0.87$

$i_{\gamma\_EC7}\left(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta\right) = 0.75$

$i_{C\_EC7}\left(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta\right) = 0.86$

współczynniki kształtu:

$s_{q\_EC7}\left(\phi_\gamma, B', L'\right) = 1.35$

$s_{\gamma\_EC7}(B', L') = 0.78$

$s_{c\_EC7}\left(\phi_\gamma, B', L'\right) = 1.37$

Teraz wyznaczam składniki nośności podłoża:

$$SKL_C = c_\gamma \cdot N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) \quad *$$

$$SKL_q = q_{pos} \cdot \gamma_{Gf}^{-1} \cdot N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$$SKL_\gamma = 0.5 \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_\gamma^{-1} \cdot B' \cdot N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{\gamma\_EC7}(B', L') \cdot i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$$SKL_C = 0.00\,\text{kPa}$$

$$SKL_q = 355.82\,\text{kPa}$$

$$SKL_\gamma = 145.59\,\text{kPa}$$

$$R = A' \cdot (SKL_C + SKL_q + SKL_\gamma) \cdot \gamma_{Rv}^{-1} \qquad R = 1571.52\,\text{kN} \qquad V = 1367.22\,\text{kN}$$

$$\frac{V}{R} = 87\%$$

Tym razem zapas nośności wynosi 13%.

Przypadek obliczeniowy DA2

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\quad\gamma_{tg\phi} = 1.00$ $\quad\gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.35$ $\quad\gamma_c = 1.00$ $\quad\gamma_{Rv} = 1.40$

$\gamma_{cu} = 1.00$

$$\phi_\gamma = \text{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1} \cdot \tan(\phi)\right) \qquad \phi_\gamma = 35.00\,\text{deg}$$

$$c_\gamma = \frac{c}{\gamma_c} \quad * \qquad c_\gamma = 0.00\,\text{kPa}$$

$$N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) = 33.30$$

$$N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) = 45.23$$

$$N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) = 46.12$$

$$P_\gamma = P \cdot \gamma_G \qquad Q_\gamma = Q \cdot \gamma_Q$$

$$P_\gamma = 1080.00\,\text{kN} \qquad Q_\gamma = 225.00\,\text{kN}$$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{L\_P} = P_\gamma \cdot \cos(\beta_P) \cdot \sin(\lambda_P)$ $H_{L\_P} = 56.39\,kN$

$H_{L\_Q} = Q_\gamma \cdot \cos(\beta_Q) \cdot \sin(\lambda_Q)$ $H_{L\_Q} = 27.27\,kN$

$H_{B\_P} = P_\gamma \cdot \sin(\beta_P)$ $H_{B\_P} = 75.34\,kN$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma \cdot \sin(\beta_Q)$ $H_{B\_Q} = 23.52\,kN$

$V_P = P_\gamma \cdot \cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $V_P = 1075.89\,kN$

$V_Q = Q_\gamma \cdot \cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $V_Q = 222.10\,kN$

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q}$ $H_L = 83.66\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $H_B = 98.86\,kN$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod} \cdot h_{pos}$

$G_f = h_f \cdot B \cdot L \cdot \gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f) \cdot (B \cdot L \cdot \gamma_{pod})$ * $G_f = 73.22\,kN$

$G_{f\gamma} = G_f \cdot \gamma_G$ $G_{f\gamma} = 98.84\,kN$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $V = 1396.83\,kN$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_B = -H_L \cdot h_f$ $M_B = -33.46\,kN \cdot m$

$M_L = H_B \cdot h_f$ $M_L = 39.54\,kN \cdot m$

wypadkowa sił poziomych: $H = \sqrt{H_L^2 + H_B^2}$ $H = 129.50\,kN$

mimośrody przyłożenia siły wypadkowej:

$e_L = \frac{|M_B|}{V}$ $e_L = 2.40\,cm$ $e_B = \frac{|M_L|}{V}$ $e_B = 2.83\,cm$

Sprawdzam położenie wypadkowej względem rdzenia podstawy:

$\frac{6 \cdot e_B}{B} + \frac{6 \cdot e_L}{L} = 0.17$ wartość mniejsza od 1.00 oznacza że wypadkowa jest w rdzeniu.

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $L' = L - 2 \cdot e_L$ $A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $L' = 2.15\ m$ $A' = 3.13\ m^2$

wartość współczynników związanych z nachyleniem podstawy fundamentu:

$\alpha = 0 \cdot deg$ *

$b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$

$b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$

$b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$

wyznaczam współczynniki związane z nachyleniem wypadkowej:

$m_L(B', L') = 1.42$ $\qquad \Theta = \operatorname{asin}\left(\frac{H_B}{H}\right)$ $\qquad \Theta = 49.76\,deg$

$m_\Theta(B', L', \Theta) = 1.51$

$i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.86$

$i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.74$

$i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.86$

współczynniki kształtu:

$s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.41$

$s_{\gamma\_EC7}(B', L') = 0.78$

$s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.42$

Teraz wyznaczam składniki nośności podłoża:

$SKL_C = c_\gamma \cdot N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$ *

$SKL_q = q_{pos} \cdot \gamma_{Gf}^{-1} \cdot N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$

$SKL_\gamma = 0.5 \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_\gamma^{-1} \cdot B' \cdot N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{\gamma\_EC7}(B', L') \cdot i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$

$SKL_C = 0.00\,kPa$

$SKL_q = 730.03\,kPa$

$SKL_\gamma = 367.28\,kPa$

$R = A' \cdot \left(SKL_C + SKL_q + SKL_\gamma\right) \cdot \gamma_{Rv}^{-1}$ $R = 2452.04\,kN$ $V = 1396.83\,kN$

$$\frac{V}{R} = 57\%$$

W tym przypadku obliczeniowym znów uzyskujemy duży zapas nośności.

Przypadek obliczeniowy DA3

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\gamma_{tg\phi} = 1.25$ $\gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_c = 1.25$ $\gamma_{Rv} = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.40$

$\phi_{\gamma.} = \operatorname{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1} \cdot \tan(\phi)\right)$ $\phi_\gamma = 29.26\,deg$

$c_\gamma = \frac{c}{\gamma_c}$ * $c_\gamma = 0.00\,kPa$

$N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) = 16.92$

$N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) = 17.84$

$N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) = 28.42$

$P_\gamma = P \cdot \gamma_G$ $Q_\gamma = Q \cdot \gamma_Q$

$P_\gamma = 1080.00\,kN$ $Q_\gamma = 225.00\,kN$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{L\_P} = P_\gamma \cdot \cos(\beta_P) \cdot \sin(\lambda_P)$ $H_{L\_P} = 56.39\,kN$

$H_{L\_Q} = Q_\gamma \cdot \cos(\beta_Q) \cdot \sin(\lambda_Q)$ $H_{L\_Q} = 27.27\,kN$

$H_{B\_P} = P_\gamma \cdot \sin(\beta_P)$ $H_{B\_P} = 75.34\,kN$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma \cdot \sin(\beta_Q)$ $H_{B\_Q} = 23.52\,kN$

$V_P = P_\gamma \cdot \cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $V_P = 1075.89\,kN$

$V_Q = Q_\gamma \cdot \cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $V_Q = 222.10\,kN$

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q}$ $H_L = 83.66\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $\quad H_B = 98.86\,kN$

obciążenie w poziomie posadowienia: $\quad q_{pos} = \gamma_{pod} \cdot h_{pos}$

$G_f = h_f \cdot B \cdot L \cdot \gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f) \cdot (B \cdot L \cdot \gamma_{pod})$ * $\quad G_f = 73.22\,kN$

$G_{f\gamma} = G_f \cdot \gamma_G$ $\quad G_{f\gamma} = 98.84\,kN$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $\quad V = 1396.83\,kN$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_B = -H_L \cdot h_f$ $\quad M_B = -33.46\,kN \cdot m$

$M_L = H_B \cdot h_f$ $\quad M_L = 39.54\,kN \cdot m$

wypadkowa sił poziomych: $\quad H = \sqrt{H_L^2 + H_B^2}$ $\quad H = 129.50\,kN$

Mimośrody przyłożenia siły wypadkowej:

$e_L = \frac{|M_B|}{V}$ $\quad e_L = 2.40\,cm$ $\quad e_B = \frac{|M_L|}{V}$ $\quad e_B = 2.83\,cm$

Sprawdzam położenie wypadkowej względem rdzenia podstawy:

$\frac{6 \cdot e_B}{B} + \frac{6 \cdot e_L}{L} = 0.17$ $\quad$ wartość mniejsza od 1.00 oznacza że wypadkowa jest w rdzeniu.

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $\quad L' = L - 2 \cdot e_L$ $\quad A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $\quad L' = 2.15\ m$ $\quad A' = 3.13\ m^2$

Wartość współczynników związanych z nachyleniem podstawy fundamentu:

$\alpha = 0 \cdot deg$ *

$b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$ $\quad b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$ $\quad b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$

Współczynniki związane z nachyleniem wypadkowej:

$\Theta = \operatorname{asin}\left(\frac{H_B}{H}\right)$ $\quad \Theta = 49.76\,deg$ $\quad m_L(B', L') = 1.42$

$m_\Theta(B', L', \Theta) = 1.51$ $\quad i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.86$

$i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.74$

$i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.85$

Współczynniki kształtu:

$s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.35$ $s_{\gamma\_EC7}(B', L') = 0.78$ $s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.37$

Teraz wyznaczam składniki nośności podłoża:

$$SKL_C = c_\gamma \cdot N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) \ *$$

$$SKL_q = q_{pos} \cdot \gamma_{Gf}^{-1} \cdot N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$$SKL_\gamma = 0.5 \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_\gamma^{-1} \cdot B' \cdot N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{\gamma\_EC7}(B', L') \cdot i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$SKL_C = 0.00\,kPa$

$SKL_q = 355.00\,kPa$

$SKL_\gamma = 144.85\,kPa$

$R = A' \cdot (SKL_C + SKL_q + SKL_\gamma) \cdot \gamma_{Rv}^{-1}$ $R = 1563.73\,kN$ $V = 1396.83\,kN$

$\frac{V}{R} = 89\%$

Warunek nośności jest spełniony jedynie z 11% zapasem. Potwierdza to wstępne przyjęcie wymiarów.

Nośność na przesunięcie

Przypadek obliczeniowy DA1/1

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\gamma_{tg\phi} = 1.00$ $\gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_c = 1.00$ $\gamma_{Rv} = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.00$

$\phi_{\gamma1.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1}\cdot\tan(\phi)\right)$ * $\phi_{\gamma1} = 35.00\,deg$

$\phi_{\gamma2.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}\cdot\tan(\phi)\right)$ $\phi_{\gamma2.} = 35.00\,deg$

$P_\gamma = P\cdot\gamma_G$ $Q_\gamma = Q\cdot\gamma_Q$

$P_\gamma = 1080.00\,kN$ $Q_\gamma = 225.00\,kN$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{L\_P} = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cdot\sin(\lambda_P)$ $H_{L\_P} = 56.39\,kN$

$H_{L\_Q} = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cdot\sin(\lambda_Q)$ $H_{L\_Q} = 27.27\,kN$

$H_{B\_P} = P_\gamma\cdot\sin(\beta_P)$ $H_{B\_P} = 75.34\,kN$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma\cdot\sin(\beta_Q)$ $H_{B\_Q} = 23.52\,kN$

$V_P = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $V_P = 1075.89\,kN$

$V_Q = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $V_Q = 222.10\,kN$

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q}$ $H_L = 83.66\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $H_B = 98.86\,kN$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod}\cdot h_{pos}$

$G_f = h_f\cdot B\cdot L\cdot\gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f)\cdot(B\cdot L\cdot\gamma_{pod})$ * $G_f = 73.22\,kN$

$G_{f\gamma} = G_f\cdot\gamma_G$ $G_{f\gamma} = 98.84\,kN$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $V = 1396.83\,kN$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_B = -H_L\cdot h_f$ $M_B = -33.46\,kN\cdot m$

$M_L = H_B\cdot h_f$ $M_L = 39.54\,kN\cdot m$

wypadkowa sił poziomych: $H = \sqrt{H_L^2 + H_B^2}$ $H = 129.50\,kN$

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2 \cdot e_B$

$B' = 1.54\ m$

$L' = L - 2 \cdot e_L$

$L' = 2.15\ m$

$A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$A' = 3.13\ m^2$

Obliczenia na kierunku L zestawienie sił na powierzchnię boczną fundamentu Bxh.f.

$A_{Bh} = B \cdot h_f$ $\quad A_{Bh} = 0.64\ m^2$

Współczynnik parcia czynnego: $K_a(\phi_{\gamma 2}) = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{\gamma 2}}{2}\right)^2$

Naprężenia pionowe na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{v1} = (h_{pos} - h_f) \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G$ *

Naprężenia pionowe na poziomie posadowienia: $q_{v2} = h_{pos} \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G$

Naprężenia poziome na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{h1} = K_a(\phi_{\gamma 2}) \cdot q_{v1}$

Naprężenia poziome na poziomie posadowienia: $q_{h2} = K_a(\phi_{\gamma 2}) \cdot q_{v2}$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Lh} = A_{Bh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

$K_a(\phi_{\gamma 2}) = 0.27$ $\quad q_{h1} = 3.95\,kPa$

$q_{v1} = 14.58\,kPa$ $\quad q_{h2} = 6.59\,kPa$

$q_{v2} = 24.30\,kPa$ $\quad H_{Lh} = 3.37\,kN$

Obliczenia na kierunku L zestawienie sił na powierzchnię boczną fundamentu Lxh.f.

$A_{Lh} = L \cdot h_f$ $\quad A_{Lh} = 0.88\ m^2$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu:

$H_{Bh} = A_{Lh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$ $\quad H_{Bh} = 4.64\,kN$

Całkowita wartość sił w podstawie fundamentu:

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q} + H_{Lh}$ $\quad H_L = 87.03\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q} + H_{Bh}$ $\quad H_B = 103.49\,kN$

Wartości sił utrzymujących:

Pomijamy wspójność: $c_\gamma = 0 \cdot kPa$ *

Współczynnik odporu $K_p(\phi_{\gamma 1}) = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{\gamma 2}}{2}\right)^2$

Naprężenia pionowe na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{v1} = (h_{pos} - h_f) \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G^{-1}$ *

Naprężenia pionowe na poziomie posadowienia: $q_{v2} = h_{pos} \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G^{-1}$ *

Naprężenia poziome na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{h1} = K_p(\phi_{\gamma 1}) \cdot q_{v1}$

Naprężenia poziome na poziomie posadowienia: $q_{h2} = K_p(\phi_{\gamma 1}) \cdot q_{v2}$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Lh} = A_{Bh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

Opór w podstawie fundamentu: $H_{Bh} = A_{Lh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

$q_{h1} = 29.52\,kPa$

$K_p(\phi_{\gamma 1}) = 3.69$

$q_{h2} = 49.20\,kPa$

$q_{v1} = 8.00\,kPa$

$H_{Lh} = 25.19\,kN$

$q_{v2} = 13.33\,kPa$

$H_{Bh} = 34.64\,kN$

$\delta = (att = 0) \cdot \frac{2 \cdot \phi}{3} + (att = 1) \cdot \phi$ * $\delta = 35.00\,deg$

Współczynniki bezpieczeństwa stosuję do odporów.

$R_{Ld} = (V \cdot \tan(\delta) + H_{Lh}) \cdot \gamma_{Rh}^{-1}$ $R_{Ld} = 1003.27\,kN$ $H_{Lh} = 25.19\,kN$

$R_{Bd} = (V \cdot \tan(\delta) + H_{Bh}) \cdot \gamma_{Rh}^{-1}$ $R_{Bd} = 1012.71\,kN$ $H_{Bh} = 34.64\,kN$

$\frac{H_{Lh}}{R_{Ld}} = 2.51\,\%$ $\frac{H_{Bh}}{R_{Bd}} = 3.42\,\%$

Jeżeli wyniki są mniejsze niż 100% to warunki nośności są spełnione, tutaj z bardzo dużym zapasem.

Nośność na przesunięcie

Przypadek obliczeniowy DA1/2

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.30$ $\gamma_{tg\phi} = 1.25$ $\gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.00$ $\gamma_c = 1.25$ $\gamma_{Rv} = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.40$

$\phi_{\gamma1.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1}\cdot\tan(\phi)\right)$ $\phi_{\gamma1} = 29.26\,\mathrm{deg}$

$\phi_{\gamma2.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}\cdot\tan(\phi)\right)$ $\phi_{\gamma2} = 41.19\,\mathrm{deg}$

$P_\gamma = P\cdot\gamma_G$ $Q_\gamma = Q\cdot\gamma_Q$

$P_\gamma = 800.00\,\mathrm{kN}$ $Q_\gamma = 195.00\,\mathrm{kN}$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{L\_P} = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cdot\sin(\lambda_P)$ $H_{L\_P} = 41.77\,\mathrm{kN}$

$H_{L\_Q} = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cdot\sin(\lambda_Q)$ $H_{L\_Q} = 23.63\,\mathrm{kN}$

$H_{B\_P} = P_\gamma\cdot\sin(\beta_P)$ $H_{B\_P} = 55.81\,\mathrm{kN}$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma\cdot\sin(\beta_Q)$ $H_{B\_Q} = 20.38\,\mathrm{kN}$

$V_P = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $V_P = 796.96\,\mathrm{kN}$

$V_Q = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $V_Q = 192.49\,\mathrm{kN}$

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q}$ $H_L = 65.40\,\mathrm{kN}$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $H_B = 76.19\,\mathrm{kN}$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod}\cdot h_{pos}$

$G_f = h_f\cdot B\cdot L\cdot\gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f)\cdot(B\cdot L\cdot\gamma_{pod})$ * $G_f = 73.22\,\mathrm{kN}$

$G_{f\gamma} = G_f\cdot\gamma_G$ $G_{f\gamma} = 73.22\,\mathrm{kN}$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $V = 1062.66\,\mathrm{kN}$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_B = -H_L\cdot h_f$ $M_B = -26.16\,\mathrm{kN\cdot m}$

$M_L = H_B\cdot h_f$ $M_L = 30.48\,\mathrm{kN\cdot m}$

wypadkowa sił poziomych: $H = \sqrt{H_L^2 + H_B^2}$ $H = 100.41\,\mathrm{kN}$

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $\quad L' = L - 2 \cdot e_L$ $\quad A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $\quad L' = 2.15\ m$ $\quad A' = 3.13\ m^2$

Obliczenia na kierunku L zestawienie sił na powierzchnię boczną fundamentu Bxh.f.

$A_{Bh} = B \cdot h_f$ $\quad A_{Bh} = 0.64\ m^2$

Współczynnik parcia czynnego: $K_a(\phi_{\gamma 2}) = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{\gamma 2}}{2}\right)^2$

Naprężenia pionowe na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{v1} = (h_{pos} - h_f) \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G$ *

Naprężenia pionowe na poziomie posadowienia: $q_{v2} = h_{pos} \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G$

Naprężenia poziome na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{h1} = K_a(\phi_{\gamma 2}) \cdot q_{v1}$

Naprężenia poziome na poziomie posadowienia: $q_{h2} = K_a(\phi_{\gamma 2}) \cdot q_{v2}$

$K_a(\phi_{\gamma 2}) = 0.21$

$q_{h1} = 2.22\ kPa$

$q_{v1} = 10.80\ kPa$ $\quad q_{h2} = 3.70\ kPa$

$q_{v2} = 18.00\ kPa$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Lh} = A_{Bh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

$H_{Lh} = 1.90\ kN$

Obliczenia na kierunku L zestawienie sił na powierzchnię boczną fundamentu Lxh.f.

$A_{Lh} = L \cdot h_f$ $\quad A_{Lh} = 0.88\ m^2$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Bh} = A_{Lh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

$H_{Bh} = 2.61\ kN$

Całkowita wartość sił w podstawie fundamentu:

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q} + H_{Lh}$ $\quad H_L = 67.30\ kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q} + H_{Bh}$ $\quad H_B = 78.80\ kN$

Wartości sił utrzymujących:

$c_\gamma = 0\cdot kPa$ *

Współczynnik odporu $K_p(\phi_{\gamma1}) = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{\gamma2}}{2}\right)^2$

Naprężenia pionowe na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{v1} = (h_{pos} - h_f)\cdot\gamma_{pod}\cdot\gamma_G^{-1}$ *

Naprężenia pionowe na poziomie posadowienia: $q_{v2} = h_{pos}\cdot\gamma_{pod}\cdot\gamma_G^{-1}$ *

Naprężenia poziome na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{h1} = K_p(\phi_{\gamma1})\cdot q_{v1}$

Naprężenia poziome na poziomie posadowienia: $q_{h2} = K_p(\phi_{\gamma1})\cdot q_{v2}$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Lh} = A_{Bh}\cdot 0.5\cdot(q_{h2} + q_{h1})$

Opór w podstawie fundamentu: $H_{Bh} = A_{Lh}\cdot 0.5\cdot(q_{h2} + q_{h1})$

$K_p(\phi_{\gamma1}) = 4.86$

$q_{h2} = 87.45\,kPa$

$q_{v1} = 10.80\,kPa$

$H_{Lh} = 44.78\,kN$

$q_{v2} = 18.00\,kPa$

$H_{Bh} = 61.57\,kN$

$q_{h1} = 52.47\,kPa$

$\delta = (att = 0)\cdot\frac{2\cdot\phi}{3} + (att = 1)\cdot\phi$ * $\qquad \delta = 35.00\,deg$

Współczynniki bezpieczeństwa stosuję do odporów.

$R_{Ld} = (V\cdot\tan(\delta) + H_{Lh})\cdot\gamma_{Rh}^{-1}$ $\qquad R_{Ld} = 788.86\,kN$

$R_{Bd} = (V\cdot\tan(\delta) + H_{Bh})\cdot\gamma_{Rh}^{-1}$ $\qquad R_{Bd} = 805.65\,kN$

$\frac{H_{Lh}}{R_{Ld}} = 5.68\,\%$ $\qquad \frac{H_{Bh}}{R_{Bd}} = 7.64\,\%$ $\qquad$ Spełnione z dużym zapasem.

Nośność na przesunięcie

Przypadek obliczeniowy DA2

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\gamma_{tg\phi} = 1.00$ $\gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_c = 1.00$ $\gamma_{Rv} = 1.40$

$\gamma_{cu} = 1.00$

$\phi_{\gamma 1.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1}\cdot\tan(\phi)\right)$ *

$\phi_{\gamma 1} = 35.00\,\mathrm{deg}$

$\phi_{\gamma 2.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}\cdot\tan(\phi)\right)$

$\phi_{\gamma 2} = 35.00\,\mathrm{deg}$

$P_\gamma = P\cdot\gamma_G$ $Q_\gamma = Q\cdot\gamma_Q$

$P_\gamma = 1080.00\,\mathrm{kN}$ $Q_\gamma = 225.00\,\mathrm{kN}$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{L\_P} = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cdot\sin(\lambda_P)$ $H_{L\_P} = 56.39\,\mathrm{kN}$

$H_{L\_Q} = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cdot\sin(\lambda_Q)$ $H_{L\_Q} = 27.27\,\mathrm{kN}$

$H_{B\_P} = P_\gamma\cdot\sin(\beta_P)$ $H_{B\_P} = 75.34\,\mathrm{kN}$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma\cdot\sin(\beta_Q)$ $H_{B\_Q} = 23.52\,\mathrm{kN}$

$V_P = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $V_P = 1075.89\,\mathrm{kN}$

$V_Q = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $V_Q = 222.10\,\mathrm{kN}$

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q}$ $H_L = 83.66\,\mathrm{kN}$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $H_B = 98.86\,\mathrm{kN}$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod}\cdot h_{pos}$

$G_f = h_f\cdot B\cdot L\cdot\gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f)\cdot(B\cdot L\cdot\gamma_{pod})$ * $G_f = 73.22\,\mathrm{kN}$

$G_{f\gamma} = G_f\cdot\gamma_G$ $G_{f\gamma} = 98.84\,\mathrm{kN}$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $V = 1396.83\,\mathrm{kN}$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_B = -H_L\cdot h_f$ $M_B = -33.46\,\mathrm{kN\cdot m}$

$M_L = H_B\cdot h_f$ $M_L = 39.54\,\mathrm{kN\cdot m}$

wypadkowa sił poziomych: $H = \sqrt{H_L^2 + H_B^2}$ $H = 129.50\,\mathrm{kN}$

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $\quad$ $L' = L - 2 \cdot e_L$ $\quad$ $A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $\quad$ $L' = 2.15\ m$ $\quad$ $A' = 3.13\ m^2$

Obliczenia na kierunku L zestawienie sił na powierzchnię boczną fundamentu Bxh.f.

$A_{Bh} = B \cdot h_f$ $\quad$ $A_{Bh} = 0.64\ m^2$

Współczynnik parcia czynnego: $K_a(\phi_{\gamma 2}) = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{\gamma 2}}{2}\right)^2$

Naprężenia pionowe na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{v1} = (h_{pos} - h_f) \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G$ *

Naprężenia pionowe na poziomie posadowienia: $q_{v2} = h_{pos} \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G$

Naprężenia poziome na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{h1} = K_a(\phi_{\gamma 2}) \cdot q_{v1}$

Naprężenia poziome na poziomie posadowienia: $q_{h2} = K_a(\phi_{\gamma 2}) \cdot q_{v2}$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Lh} = A_{Bh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

$K_a(\phi_{\gamma 2}) = 0.27$ $\quad$ $q_{h1} = 3.95\,kPa$

$q_{v1} = 14.58\,kPa$ $\quad$ $q_{h2} = 6.59\,kPa$

$q_{v2} = 24.30\,kPa$ $\quad$ $H_{Lh} = 3.37\,kN$

Obliczenia na kierunku L zestawienie sił na powierzchnię boczną fundamentu Lxh.f.

$A_{Lh} = L \cdot h_f$ $\quad$ $A_{Lh} = 0.88\ m^2$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Bh} = A_{Lh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

$H_{Bh} = 4.64\,kN$

Całkowita wartość sił w podstawie fundamentu:

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q} + H_{Lh}$ $\quad$ $H_L = 87.03\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q} + H_{Bh}$ $\quad$ $H_B = 103.49\,kN$

Wartości sił utrzymujących:

$c_\gamma = 0 \cdot kPa$ *

Współczynnik odporu $K_p(\phi_{\gamma 1}) = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{\gamma 2}}{2}\right)^2$

Naprężenia pionowe na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{v1} = (h_{pos} - h_f)\cdot\gamma_{pod}\cdot\gamma_G^{-1}$ *

Naprężenia pionowe na poziomie posadowienia: $q_{v2} = h_{pos}\cdot\gamma_{pod}\cdot\gamma_G^{-1}$ *

Naprężenia poziome na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{h1} = K_p(\phi_{\gamma 1})\cdot q_{v1}$

Naprężenia poziome na poziomie posadowienia: $q_{h2} = K_p(\phi_{\gamma 1})\cdot q_{v2}$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Lh} = A_{Bh}\cdot 0.5\cdot(q_{h2} + q_{h1})$

Opór w podstawie fundamentu: $H_{Bh} = A_{Lh}\cdot 0.5\cdot(q_{h2} + q_{h1})$

$q_{v1} = 8.00\,\text{kPa}$ $\quad q_{h2} = 49.20\,\text{kPa}$

$q_{v2} = 13.33\,\text{kPa}$ $\quad H_{Lh} = 25.19\,\text{kN}$

$q_{h1} = 29.52\,\text{kPa}$ $\quad H_{Bh} = 34.64\,\text{kN}$

$\delta = (att = 0)\cdot\frac{2\cdot\phi}{3} + (att = 1)\cdot\phi$ * $\qquad \delta = 35.00\,\text{deg}$

Współczynniki bezpieczeństwa stosuję do odporów.

$R_{Ld} = (V\cdot\tan(\delta) + H_{Lh})\cdot\gamma_{Rh}^{-1}$ $\qquad R_{Ld} = 912.06\,\text{kN}$

$R_{Bd} = (V\cdot\tan(\delta) + H_{Bh})\cdot\gamma_{Rh}^{-1}$ $\qquad R_{Bd} = 920.65\,\text{kN}$

$\frac{H_{Lh}}{R_{Ld}} = 2.76\,\%$ $\qquad \frac{H_{Bh}}{R_{Bd}} = 3.76\,\%$

Nośność na przesunięcie

Przypadek obliczeniowy DA3

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\quad \gamma_{tg\phi} = 1.25$ $\quad \gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.35$ $\quad \gamma_c = 1.25$ $\quad \gamma_{Rv} = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.40$

$\phi_{\gamma 1.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1}\cdot\tan(\phi)\right)$ $\quad \phi_{\gamma 1} = 29.26\,\mathrm{deg}$

$\phi_{\gamma 2.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}\cdot\tan(\phi)\right)$ $\quad \phi_{\gamma 2} = 41.19\,\mathrm{deg}$

$P_\gamma = P\cdot\gamma_G$ $\quad Q_\gamma = Q\cdot\gamma_Q$

$P_\gamma = 1080.00\,\mathrm{kN}$ $\quad Q_\gamma = 225.00\,\mathrm{kN}$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{L\_P} = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cdot\sin(\lambda_P)$ $\quad H_{L\_P} = 56.39\,\mathrm{kN}$

$H_{L\_Q} = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cdot\sin(\lambda_Q)$ $\quad H_{L\_Q} = 27.27\,\mathrm{kN}$

$H_{B\_P} = P_\gamma\cdot\sin(\beta_P)$ $\quad H_{B\_P} = 75.34\,\mathrm{kN}$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma\cdot\sin(\beta_Q)$ $\quad H_{B\_Q} = 23.52\,\mathrm{kN}$

$V_P = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $\quad V_P = 1075.89\,\mathrm{kN}$

$V_Q = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $\quad V_Q = 222.10\,\mathrm{kN}$

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q}$ $\quad H_L = 83.66\,\mathrm{kN}$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $\quad H_B = 98.86\,\mathrm{kN}$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod}\cdot h_{pos}$

$G_f = h_f\cdot B\cdot L\cdot\gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f)\cdot(B\cdot L\cdot\gamma_{pod})$ * $\quad G_f = 73.22\,\mathrm{kN}$

$G_{f\gamma} = G_f\cdot\gamma_G$ $\quad G_{f\gamma} = 98.84\,\mathrm{kN}$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $\quad V = 1396.83\,\mathrm{kN}$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_B = -H_L\cdot h_f$ $\quad M_B = -33.46\,\mathrm{kN\cdot m}$

$M_L = H_B\cdot h_f$ $\quad M_L = 39.54\,\mathrm{kN\cdot m}$

wypadkowa sił poziomych: $\quad H = \sqrt{H_L^2 + H_B^2}$ $\quad H = 129.50\,\mathrm{kN}$

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $\quad L' = L - 2 \cdot e_L$ $\quad A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $\quad L' = 2.15\ m$ $\quad A' = 3.13\ m^2$

Obliczenia na kierunku L zestawienie sił na powierzchnię boczną fundamentu Bxh.f.

$A_{Bh} = B \cdot h_f$ $\quad A_{Bh} = 0.64\ m^2$

Współczynnik parcia czynnego: $K_a(\phi_{\gamma 2}) = \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi_{\gamma 2}}{2}\right)^2$

Naprężenia pionowe na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{v1} = (h_{pos} - h_f) \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G$ *

Naprężenia pionowe na poziomie posadowienia: $q_{v2} = h_{pos} \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G$

Naprężenia poziome na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{h1} = K_a(\phi_{\gamma 2}) \cdot q_{v1}$

Naprężenia poziome na poziomie posadowienia: $q_{h2} = K_a(\phi_{\gamma 2}) \cdot q_{v2}$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Lh} = A_{Bh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

$K_a(\phi_{\gamma 2}) = 0.21$ $\quad q_{h1} = 3.00\,kPa$

$q_{v1} = 14.58\,kPa$ $\quad q_{h2} = 5.00\,kPa$

$q_{v2} = 24.30\,kPa$ $\quad H_{Lh} = 2.56\,kN$

Obliczenia na kierunku L zestawienie sił na powierzchnię boczną fundamentu Lxh.f.

$A_{Lh} = L \cdot h_f$ $\quad A_{Lh} = 0.88\ m^2$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Bh} = A_{Lh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

$H_{Bh} = 3.52\,kN$

Całkowita wartość sił w podstawie fundamentu:

$H_L = H_{L\_P} + H_{L\_Q} + H_{Lh}$ $\quad H_L = 86.22\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q} + H_{Bh}$ $\quad H_B = 102.38\,kN$

Wartości sił utrzymujących:

$c_\gamma = 0 \cdot kPa$ *

Współczynnik odporu $K_p(\phi_{\gamma 1}) = \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\phi_{\gamma 2}}{2}\right)^2$

Naprężenia pionowe na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{v1} = (h_{pos} - h_f) \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G^{-1}$ *

Naprężenia pionowe na poziomie posadowienia: $q_{v2} = h_{pos} \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_G^{-1}$ *

Naprężenia poziome na poziomie wierzchu fundamentu: $q_{h1} = K_p(\phi_{\gamma 1}) \cdot q_{v1}$

Naprężenia poziome na poziomie posadowienia: $q_{h2} = K_p(\phi_{\gamma 1}) \cdot q_{v2}$

Siła działająca na ścianę pionową fundamentu: $H_{Lh} = A_{Bh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

Opór w podstawie fundamentu: $H_{Bh} = A_{Lh} \cdot 0.5 \cdot (q_{h2} + q_{h1})$

$K_p(\phi_{\gamma 1}) = 4.86$ $\quad q_{h1} = 38.87\,kPa$

$q_{h2} = 64.78\,kPa$

$q_{v1} = 8.00\,kPa$

$q_{v2} = 13.33\,kPa$ $\quad H_{Lh} = 33.17\,kN$

$H_{Bh} = 45.61\,kN$

$\delta = (att = 0) \cdot \frac{2 \cdot \phi}{3} + (att = 1) \cdot \phi$ * $\qquad \delta = 35.00\,deg$

Współczynniki bezpieczeństwa stosuję do odporów.

$R_{Ld} = (V \cdot \tan(\delta) + H_{Lh}) \cdot \gamma_{Rh}^{-1}$ $\qquad R_{Ld} = 1011.24\,kN$

$R_{Bd} = (V \cdot \tan(\delta) + H_{Bh}) \cdot \gamma_{Rh}^{-1}$ $\qquad R_{Bd} = 920.65\,kN$

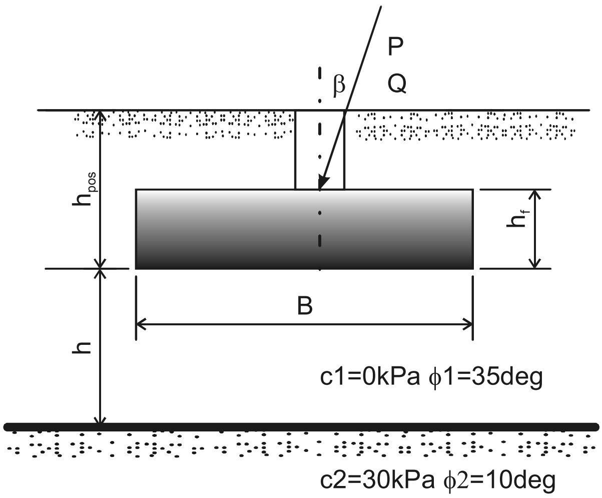
$\frac{H_{Bh}}{R_{Bd}} = 4.46\,\%$ $\qquad \frac{H_{Lh}}{R_{Ld}} = 3.28\,\%$

Rozdział 5

Przykład obliczeniowy 2

Przykład obliczeniowy 2

Ława fundamentowa obciążona jak na rysunku poniżej - sprawdzenie nośności:



Rys. Przedstawiono schemat obciążenia ławy fundamentowej.

Warstwa piasku została przewierconana h=1.2m poniżej podstawy fundamentu. Pod Sa zalegają Cl o parametrach jak na rysunku. Wody gruntowej nie stwierdzono. Parametry gruntu wraz z opisem zestawiono także poniżej:

$c_1 = 0 \cdot kPa$ * $\quad c_2 = 30 \cdot kPa \quad \phi_1 = 35 \cdot deg \quad \phi_2 = 10 \cdot deg$

$\gamma_1 = 17 \cdot \frac{kN}{m^3} \quad \gamma_2 = 22 \cdot \frac{kN}{m^3}$

$h = 1.2 \cdot m$

Wymiary fundamentu sprawdzanego:

szerokość: $B = 1.6 \cdot m$

długość: $L = 16.8 \cdot m$

wysokość: $h_f = 0.4 \cdot m$

Dane materiałowe geometryczne i obciążenia fundamentu.

Parametry podłoża:

$H_{cr} = 0.5 \cdot B \cdot \tan\left(45deg + 0.5 \cdot \phi_1\right)$ *

$H_{cr} = 1.54\ m$

$$c = \frac{c_1 \cdot h + c_2 \cdot \left(H_{cr} - h\right)}{H_{cr}} \qquad \phi = \frac{\phi_1 \cdot h + \phi_2 \cdot \left(H_{cr} - h\right)}{H_{cr}}$$

$c = 6.57\,kPa \qquad \phi = 29.52\,deg$

$$\gamma_{pod} = \frac{\gamma_1 \cdot h + \gamma_2 \cdot (H_{cr} - h)}{H_{cr}}$$

$$\gamma_{pod} = 18.10 \frac{kN}{m^3}$$

spójność: $c = 6.57\,kPa$

ciężar objętościowy: $\gamma_{pod} = 18.10 \frac{kN}{m^3}$

kąt tarcia wewnętrznego: $\phi = 29.52\,deg$

Obciążenia przyłożone do wierzchu fundamentu (jak na schemacie):

stałe: $P = 6800 \cdot kN$

zmienne
: $Q = 850 \cdot kN$

Nachylenie sił względem normalnej do podstawy fundamentu:

$\lambda_P = 0 \cdot deg$ * $\lambda_Q = 0 \cdot deg$ *

$\beta_P = 4 \cdot deg$ $\beta_Q = 6 \cdot deg$

Ciężar elementów konstrukcji fundamentu dla głębokości posadowienia:

głębokość posadowienia: $h_{pos} = 1.0 \cdot m$

ciężar objętościowy
betonu: $\gamma_{bet} = 25 \cdot \frac{kN}{m^3}$

szorstkość podstawy (0 gładki np. prefabrykowany, 1 szorstki np monolityczny)

Nośność podłoża

Przypadek obliczeniowy DA1/1

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\gamma_{tg\phi} = 1.00$ $\gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_c = 1.00$ $\gamma_{Rv} = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.00$

$\phi_{\gamma.} = atan\left(\gamma_{tg\phi}^{-1} \cdot tan(\phi)\right)$ $\phi_\gamma = 29.52\,deg$

$c_\gamma = \dfrac{c}{\gamma_c}$ $\qquad c_\gamma = 6.57\,kPa$

$N_{q\_EC7}(\phi') = e^{\pi\cdot\tan(\phi')}\cdot\tan\left(\dfrac{\pi}{4} + \dfrac{\phi'}{2}\right)^2$ $\qquad N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) = 17.43$

$N_{\gamma\_EC7}(\phi') = 2\cdot\left(N_{q\_EC7}(\phi') - 1\right)\cdot\tan(\phi')$ $\qquad N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) = 18.61$

$N_{c\_EC7}(\phi') = \left(N_{q\_EC7}(\phi') - 1\right)\cdot\dfrac{1}{\tan(\phi')}$ $\qquad N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) = 29.02$

$P_\gamma = P\cdot\gamma_G$ $\qquad Q_\gamma = Q\cdot\gamma_Q$

$P_\gamma = 9180.00\,kN$ $\qquad Q_\gamma = 1275.00\,kN$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{B\_P} = P_\gamma\cdot\sin(\beta_P)$ $\qquad H_{B\_P} = 640.36\,kN$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma\cdot\sin(\beta_Q)$ $\qquad H_{B\_Q} = 133.27\,kN$

$V_P = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $\qquad V_P = 9157.64\,kN$

$V_Q = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $\qquad V_Q = 1268.02\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $\qquad H_B = 773.64\,kN$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod}\cdot h_{pos}$

$G_f = h_f\cdot B\cdot L\cdot\gamma_{bet} + \left(h_{pos} - h_f\right)\cdot\left(B\cdot L\cdot\gamma_{pod}\right)$ $\qquad G_f = 560.65\,kN$

$G_{f\gamma} = G_f\cdot\gamma_G$ $\qquad G_{f\gamma} = 756.88\,kN$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $\qquad V = 11182.53\,kN$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_B = 0$ $\qquad M_B = 0.00\,kN\cdot m$

$M_L = H_B\cdot h_f$ $\qquad M_L = 309.46\,kN\cdot m$

wypadkowa sił poziomych: $\qquad H = \sqrt{0 + H_B^2}$ $\qquad H = 773.64\,kN$

mimośrody przyłożenia siły wypadkowej:

$e_L = \dfrac{|M_B|}{V}$ * $\qquad e_L = 0.00\,cm$ $\qquad e_B = \dfrac{|M_L|}{V}$ $\qquad e_B = 2.77\,cm$

Sprawdzam położenie wypadkowej względem rdzenia podstawy:

$\dfrac{6\cdot e_B}{B} + \dfrac{6\cdot e_L}{L} = 0.10$ $\qquad$ wartość mniejsza od 1.00 oznacza że wypadkowa jest w rdzeniu.

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2\cdot e_B$ $\quad$ $L' = L - 2\cdot e_L$ * $\quad$ $A' = (L' - 2\cdot e_L)\cdot(B' - 2\cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $\quad$ $L' = 16.80\ m$ $\quad$ $A' = 25.02\ m^2$

wartość współczynników związanych z nachyleniem podstawy fundamentu:

$b_{\gamma\_EC7}(\phi,\alpha) = (1 - \alpha\cdot\tan(\phi))^2$ $\quad$ $b_{q\_EC7}(\phi,\alpha) = b_{\gamma\_EC7}(\phi,\alpha)$

$$b_{c\_EC7}(\phi,\alpha) = b_{q\_EC7}(\phi,\alpha) - \frac{1 - b_{q\_EC7}(\phi,\alpha)}{N_{q\_EC7}(\phi) - 1}$$

$\alpha = 0\cdot deg$ *

$b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma,\alpha) = 1.00$ $\quad$ $b_{q\_EC7}(\phi_\gamma,\alpha) = 1.00$ $\quad$ $b_{c\_EC7}(\phi_\gamma,\alpha) = 1.00$

wyznaczam współczynniki związane z nachyleniem wypadkowej:

$$m_B(B',L') = \frac{2 + \frac{B'}{L'}}{1 + \frac{B'}{L'}} \qquad m_B(B',L') = 1.92$$

$$m_L(B',L') = \frac{2 + \frac{L'}{B'}}{1 + \frac{L'}{B'}} \qquad m_L(B',L') = 1.08$$

$$\Theta = \mathrm{asin}\left(\frac{H_B}{H}\right) \qquad \Theta = 90.00\,deg$$

$$m_\Theta(B',L',\Theta) = m_L(B',L')\cdot\cos(\Theta)^2 + m_B(B',L')\cdot\sin(\Theta)^2$$

$m_\Theta(B',L',\Theta) = 1.92$

$$i_{q\_EC7}(\phi',c',H,V,B',L',\Theta) = \left(1 - \frac{H}{V + B'\cdot L'\cdot c'\cdot\tan(\phi')^{-1}}\right)^{m_\Theta(B',L',\Theta)}$$

$i_{q\_EC7}(\phi_\gamma,c_\gamma,H,V,B',L',\Theta) = 0.87$

$$i_{\gamma\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta) = i_{q\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta)^2$$

$i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma,c_\gamma,H,V,B',L',\Theta) = 0.77$

$$i_{C\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta) = i_{q\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta) - \frac{1 - i_{q\_EC7}(\phi',c',H,V,B,L,\Theta)}{N_{q\_EC7}(\phi') - 1}$$

$i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.87$

współczynniki kształtu:

$s_{q\_EC7}(\phi', B', L') = 1 + \frac{B'}{L'} \cdot \sin(\phi')$ $\qquad s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.05$

$s_{\gamma\_EC7}(B', L') = 1 - 0.3 \cdot \frac{B'}{L'}$ $\qquad s_{\gamma\_EC7}(B', L') = 0.97$

$s_{c\_EC7}(\phi', B', L') = \frac{s_{q\_EC7}(\phi', B', L') \cdot N_{q\_EC7}(\phi') - 1}{N_{q\_EC7}(\phi') - 1}$ $\qquad s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.05$

Teraz wyznaczam składniki nośności podłoża:

$SKL_C = c_\gamma \cdot N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$

$SKL_q = q_{pos} \cdot \gamma_{Gf}^{-1} \cdot N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$

$SKL_\gamma = 0.5 \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_\gamma^{-1} \cdot B' \cdot N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{\gamma\_EC7}(B', L') \cdot i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$

$SKL_C = 173.42\,kPa$

$SKL_q = 288.50\,kPa$

$SKL_\gamma = 193.61\,kPa$

$R = A' \cdot (SKL_C + SKL_q + SKL_\gamma) \cdot \gamma_{Rv}^{-1}$ $\qquad R = 16401.65\,kN \qquad V = 11182.53\,kN$

$\frac{V}{R} = 68\%$

Jeżeli wartość jest większa od 100%, oznacza, że podłoże ma zbyt małą nośność.

Przypadek obliczeniowy DA1/2

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\qquad \gamma_{tg\phi} = 1.00$ $\qquad \gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.00$ $\qquad \gamma_c = 1.25$ $\qquad \gamma_{Rv} = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.40$

$\phi_{\gamma.} = \operatorname{atan}(\gamma_{tg\phi}^{-1} \cdot \tan(\phi))$ $\qquad \phi_\gamma = 24.37\,deg$

$c_\gamma = \frac{c}{\gamma_c}$ $\qquad c_\gamma = 5.26\,kPa$

$N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) = 9.98$

$N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) = 8.14$

$N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) = 19.83$

$P_\gamma = P \cdot \gamma_G$ $\qquad$ $Q_\gamma = Q \cdot \gamma_Q$

$P_\gamma = 6800.00\,kN$ $\qquad$ $Q_\gamma = 1105.00\,kN$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{B\_P} = P_\gamma \cdot \sin(\beta_P)$ $\qquad$ $H_{B\_P} = 474.34\,kN$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma \cdot \sin(\beta_Q)$ $\qquad$ $H_{B\_Q} = 115.50\,kN$

$V_P = P_\gamma \cdot \cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $\qquad$ $V_P = 6783.44\,kN$

$V_Q = Q_\gamma \cdot \cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $\qquad$ $V_Q = 1098.95\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $\qquad$ $H_B = 589.85\,kN$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod} \cdot h_{pos}$

$G_f = h_f \cdot B \cdot L \cdot \gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f) \cdot (B \cdot L \cdot \gamma_{pod})$ $\qquad$ $G_f = 560.65\,kN$

$G_{f\gamma} = G_f \cdot \gamma_G$ $\qquad$ $G_{f\gamma} = 560.65\,kN$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $\qquad$ $V = 8443.03\,kN$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_L = H_B \cdot h_f$ $\qquad$ $M_L = 235.94\,kN \cdot m$

wypadkowa sił poziomych: $\qquad H = \sqrt{0 + H_B^{\,2}}$ $\qquad$ $H = 589.85\,kN$

mimośrody przyłożenia siły wypadkowej:

$e_L = \dfrac{|M_B|}{V}$ * $\qquad$ $e_L = 0.00\,cm$ $\qquad$ $e_B = \dfrac{|M_L|}{V}$ $\qquad$ $e_B = 2.79\,cm$

Sprawdzam położenie wypadkowej względem rdzenia podstawy:

$\dfrac{6 \cdot e_B}{B} + \dfrac{6 \cdot e_L}{L} = 0.10$ $\qquad$ wartość mniejsza od 1.00 oznacza że wypadkowa jest w rdzeniu.

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $\qquad$ $L' = L - 2 \cdot e_L$ * $\qquad$ $A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $\qquad$ $L' = 16.80\ m$ $\qquad$ $A' = 25.00\ m^2$

wartość współczynników związanych z nachyleniem podstawy fundamentu:

$b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$ $\qquad$ $b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$ $\qquad$ $b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$

wyznaczam współczynniki związane z nachyleniem wypadkowej:

$m_B(B', L') = 1.92$ $\qquad$ $m_L(B', L') = 1.08$

$\Theta = \operatorname{asin}\left(\frac{H_B}{H}\right)$ $\qquad$ $\Theta = 90.00 deg$

$m_\Theta(B', L', \Theta) = 1.92$

$i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.87$

$i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.77$

$i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.86$

współczynniki kształtu:

$s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.04$

$s_{\gamma\_EC7}(B', L') = 0.97$

$s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.04$

Teraz wyznaczam składniki nośności podłoża:

$$SKL_C = c_\gamma \cdot N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$$SKL_q = q_{pos} \cdot \gamma_{Gf}^{-1} \cdot N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$$SKL_\gamma = 0.5 \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_\gamma^{-1} \cdot B' \cdot N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{\gamma\_EC7}(B', L') \cdot i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$SKL_C = 93.55\,kPa$

$SKL_q = 164.00\,kPa$

$SKL_\gamma = 84.60\,kPa$

$R = A'\cdot\left(SKL_C + SKL_q + SKL_\gamma\right)\cdot\gamma_{Rv}^{-1}$ $R = 8554.47\,kN$ $V = 8443.03\,kN$

$\frac{V}{R} = 99\%$

Minimalny zapas nośności.

Przypadek obliczeniowy DA2

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\gamma_{tg\phi} = 1.00$ $\gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_c = 1.00$ $\gamma_{Rv} = 1.40$

$\gamma_{cu} = 1.00$

$\phi_{\gamma.} = \operatorname{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1}\cdot\tan(\phi)\right)$ $\phi_\gamma = 29.52\,deg$

$c_\gamma = \frac{c}{\gamma_c}$ $c_\gamma = 6.57\,kPa$

$N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) = 17.43$

$N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) = 18.61$

$N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) = 29.02$

$P_\gamma = P\cdot\gamma_G$ $Q_\gamma = Q\cdot\gamma_Q$

$P_\gamma = 9180.00\,kN$ $Q_\gamma = 1275.00\,kN$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{B\_P} = P_\gamma\cdot\sin(\beta_P)$ $H_{B\_P} = 640.36\,kN$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma\cdot\sin(\beta_Q)$ $H_{B\_Q} = 133.27\,kN$

$V_P = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $V_P = 9157.64\,kN$

$V_Q = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $V_Q = 1268.02\,kN$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $H_B = 773.64\,kN$

obciążenie w poziomie posadowienia:

$q_{pos} = \gamma_{pod} \cdot h_{pos}$

$G_f = h_f \cdot B \cdot L \cdot \gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f) \cdot (B \cdot L \cdot \gamma_{pod})$ $G_f = 560.65\,kN$

$G_{f\gamma} = G_f \cdot \gamma_G$ $G_{f\gamma} = 756.88\,kN$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $V = 11182.53\,kN$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_L = H_B \cdot h_f$ $M_L = 309.46\,kN \cdot m$

wypadkowa sił poziomych: $H = \sqrt{0 + H_B^2}$ $H = 773.64\,kN$

mimośrody przyłożenia siły wypadkowej:

$e_L = \frac{|M_B|}{V}$ * $e_L = 0.00\,cm$ $e_B = \frac{|M_L|}{V}$ $e_B = 2.77\,cm$

Sprawdzam położenie wypadkowej względem rdzenia podstawy:

$\frac{6 \cdot e_B}{B} + \frac{6 \cdot e_L}{L} = 0.10$ wartość mniejsza od 1.00 oznacza że wypadkowa jest w rdzeniu.

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $L' = L - 2 \cdot e_L$ * $A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $L' = 16.80\ m$ $A' = 25.02\ m^2$

wartość współczynników związanych z nachyleniem podstawy fundamentu:

$\alpha = 0 \cdot deg$ *

$b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$

$b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$

$b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$

wyznaczam współczynniki związane z nachyleniem wypadkowej:

$m_L(B',L') = 1.08$ $\qquad \Theta = \operatorname{asin}\left(\frac{H_B}{H}\right)$ $\qquad \Theta = 90.00\,deg$

$m_\Theta(B',L',\Theta) = 1.92$

$i_{q\_EC7}\left(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta\right) = 0.87$

$i_{\gamma\_EC7}\left(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta\right) = 0.77$

$i_{C\_EC7}\left(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta\right) = 0.87$

współczynniki kształtu:

$s_{q\_EC7}\left(\phi_\gamma, B', L'\right) = 1.05$

$s_{\gamma\_EC7}(B', L') = 0.97$

$s_{c\_EC7}\left(\phi_\gamma, B', L'\right) = 1.05$

Teraz wyznaczam składniki nośności podłoża:

$$SKL_C = c_\gamma \cdot N_{c\_EC7}\left(\phi_\gamma\right) \cdot b_{c\_EC7}\left(\phi_\gamma, \alpha\right) \cdot s_{c\_EC7}\left(\phi_\gamma, B', L'\right) \cdot i_{C\_EC7}\left(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta\right)$$

$$SKL_q = q_{pos} \cdot \gamma_{Gf}^{-1} \cdot N_{q\_EC7}\left(\phi_\gamma\right) \cdot b_{q\_EC7}\left(\phi_\gamma, \alpha\right) \cdot s_{q\_EC7}\left(\phi_\gamma, B', L'\right) \cdot i_{q\_EC7}\left(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta\right)$$

$$SKL_\gamma = 0.5 \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_\gamma^{-1} \cdot B' \cdot N_{\gamma\_EC7}\left(\phi_\gamma\right) \cdot b_{\gamma\_EC7}\left(\phi_\gamma, \alpha\right) \cdot s_{\gamma\_EC7}(B', L') \cdot i_{\gamma\_EC7}\left(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta\right)$$

$SKL_C = 173.42\,kPa$

$SKL_q = 288.50\,kPa$

$SKL_\gamma = 193.61\,kPa$

$R = A' \cdot \left(SKL_C + SKL_q + SKL_\gamma\right) \cdot \gamma_{Rv}^{-1}$ $\qquad R = 11715.47\,kN$ $\qquad V = 11182.53\,kN$

$$\frac{V}{R} = 95\%$$

Przypadek obliczeniowy DA3

Wartości współczynników cząstkowych:

$\gamma_Q = 1.50$ $\gamma_{tg\phi} = 1.25$ $\gamma_\gamma = 1.00$

$\gamma_G = 1.35$ $\gamma_c = 1.25$ $\gamma_{Rv} = 1.00$

$\gamma_{cu} = 1.40$

$\phi_{\gamma.} = \mathrm{atan}\left(\gamma_{tg\phi}^{-1}\cdot\tan(\phi)\right)$ $\phi_\gamma = 24.37\,\mathrm{deg}$

$c_\gamma = \dfrac{c}{\gamma_c}$ $c_\gamma = 5.26\,\mathrm{kPa}$

$N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) = 9.98$

$N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) = 8.14$

$N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) = 19.83$

$P_\gamma = P\cdot\gamma_G$ $Q_\gamma = Q\cdot\gamma_Q$

$P_\gamma = 9180.00\,\mathrm{kN}$ $Q_\gamma = 1275.00\,\mathrm{kN}$

Składowe styczne i normalne do podstawy (odpowiednio od oddziaływań Q i P):

$H_{B\_P} = P_\gamma\cdot\sin(\beta_P)$ $H_{B\_P} = 640.36\,\mathrm{kN}$

$H_{B\_Q} = Q_\gamma\cdot\sin(\beta_Q)$ $H_{B\_Q} = 133.27\,\mathrm{kN}$

$V_P = P_\gamma\cdot\cos(\beta_P)\cos(\lambda_P)$ $V_P = 9157.64\,\mathrm{kN}$

$V_Q = Q_\gamma\cdot\cos(\beta_Q)\cos(\lambda_Q)$ $V_Q = 1268.02\,\mathrm{kN}$

$H_B = H_{B\_P} + H_{B\_Q}$ $H_B = 773.64\,\mathrm{kN}$

obciążenie w poziomie posadowienia: $q_{pos} = \gamma_{pod}\cdot h_{pos}$

$G_f = h_f\cdot B\cdot L\cdot\gamma_{bet} + (h_{pos} - h_f)\cdot(B\cdot L\cdot\gamma_{pod})$ $G_f = 560.65\,\mathrm{kN}$

$G_{f\gamma} = G_f\cdot\gamma_G$ $G_{f\gamma} = 756.88\,\mathrm{kN}$

$V = V_P + V_Q + G_{f\gamma}$ $V = 11182.53\,\mathrm{kN}$

wartoć sił poziomych sprowadzona do podstawy fundamentu wywoła momenty:

$M_L = H_B\cdot h_f$ $M_L = 309.46\,\mathrm{kN\cdot m}$

wypadkowa sił poziomych: $H = \sqrt{0 + H_B^2}$ $H = 773.64\,\mathrm{kN}$

Mimośrody przyłożenia siły wypadkowej:

$e_L = \dfrac{|M_B|}{V}$ * $e_L = 0.00\,cm$ $e_B = \dfrac{|M_L|}{V}$ $e_B = 2.77\,cm$

Sprawdzam położenie wypadkowej względem rdzenia podstawy:

$\dfrac{6 \cdot e_B}{B} + \dfrac{6 \cdot e_L}{L} = 0.10$ wartość mniejsza od 1.00 oznacza że wypadkowa jest w rdzeniu.

Wymiary zredukowane podstawy fundamentu:

$B' = B - 2 \cdot e_B$ $L' = L - 2 \cdot e_L$ * $A' = (L' - 2 \cdot e_L) \cdot (B' - 2 \cdot e_B)$

$B' = 1.54\ m$ $L' = 16.80\ m$ $A' = 25.02\ m^2$

Wartość współczynników związanych z nachyleniem podstawy fundamentu:

$\alpha = 0 \cdot deg$ *

$b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$ $b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$ $b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) = 1.00$

Współczynniki związane z nachyleniem wypadkowej:

$\Theta = \mathrm{asin}\left(\dfrac{H_B}{H}\right)$ $\Theta = 90.00\,deg$ $m_L(B', L') = 1.08$

$m_\Theta(B', L', \Theta) = 1.92$ $i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.87$

$i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.77$

$i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta) = 0.86$

Współczynniki kształtu:

$s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.04$ $s_{\gamma\_EC7}(B', L') = 0.97$ $s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') = 1.04$

Teraz wyznaczam składniki nośności podłoża:

$$SKL_C = c_\gamma \cdot N_{c\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{c\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{c\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{C\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$$SKL_q = q_{pos} \cdot \gamma_{Gf}^{-1} \cdot N_{q\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{q\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{q\_EC7}(\phi_\gamma, B', L') \cdot i_{q\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$$SKL_\gamma = 0.5 \cdot \gamma_{pod} \cdot \gamma_\gamma^{-1} \cdot B' \cdot N_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma) \cdot b_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, \alpha) \cdot s_{\gamma\_EC7}(B', L') \cdot i_{\gamma\_EC7}(\phi_\gamma, c_\gamma, H, V, B', L', \Theta)$$

$SKL_C = 93.57\,kPa$

$SKL_q = 164.03\,kPa$

$SKL_\gamma = 84.66\,kPa$

$$R = A' \cdot (SKL_C + SKL_q + SKL_\gamma) \cdot \gamma_{Rv}^{-1}$$

$R = 8563.53\,kN$ $\qquad$ $V = 11182.53\,kN$

$$\frac{V}{R} = 131\,\%$$

Warunek nośności nie jest spełniony.

Wnioski

Nośności podłoża pod fundamentem jest niewystarczająca .

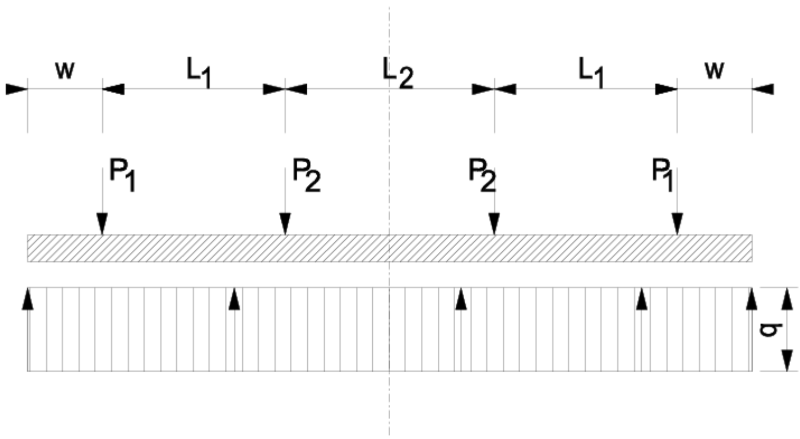
Rozdział 6

Przykład obliczeniowy 3

Przykład 3

Wyznaczanie długości wspornika

Dla schematu ławy szeregowej obciążonej siłami z słupów - jak na szkicu poniżej należy wyznaczyć siły przekrojowe dla podłoża Winklera. Miąższość warstwy poniżej ławy szeregowej wynosi 1.5m, E.0=45MPa, natomiast parametry wytrzymałościowe c=50kPa ϕ=10deg.Poniżej warstwy znajduje się skała nieodkształcalna.



Rys. Schemat wyznaczania optymalnej długości wspornika

Wprowadzenie podstawowych danych (odległości L, oraz sił P):

$L1 = 6.7 \cdot m \qquad L2 = 7 \cdot m \qquad P1 = 1130 \cdot kN \qquad P2 = 1230 \cdot kN$

Odległości pomiędzy siłami skupionymi wynoszą:

$$L = \begin{pmatrix} 0 \cdot m \\ L1 \\ L2 \\ L1 \end{pmatrix}$$

$H = 1.5m \qquad E = 45 \cdot MPa$

Siły skupione wynoszą:

$$Pr = \begin{pmatrix} P1 \\ P2 \\ P2 \\ P1 \end{pmatrix}$$

Zadanie polega na zoptymalizowaniu długości odsadzek, osiąga się to poprzez zminimalizowanie rozkładu momentów zginających względem osi obojętnej przekroju. Zgodnie z zaleceniami przyjęto jednak rozwiązanie dające większe rozciąganie części półki dolnej (w przypadku domniemanym kształtu teowego ławy).

Rekacja podłoża: $Q = \sum_j Pr_j$ $\qquad Q = 4720\,kN$

a teraz sprawdzamy jaka będzie hipotetyczna reakcja podłoża

$$q(w) = \frac{Q}{2\cdot w + \sum_{j=0}^{rows(L)-1} L_j}$$

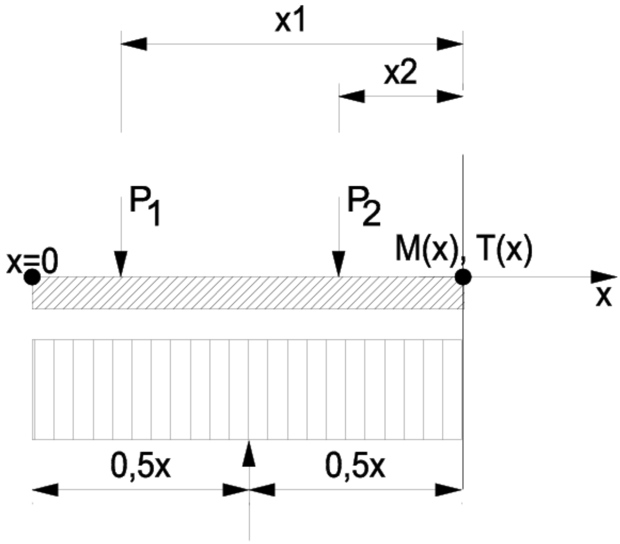
Definiuję funkcję momentu jako rekurencyjną tzn potrzebuję do jej policzenia momentu węzłowego, siły podoporowej i obciążenia równomiernie rozłożonego :) Zwracam uwagę, że siła skupiona P jest już sumą wszstkich przyłożonych wcześniej (od q i P)

$$Lp_j = \sum_{k=0}^{j} L_k$$

$$T(x,w) = -q(w)\,x + \left[\sum_j \left[\left(Lp_j + w \le x\right)\cdot Pr_j\right]\right]$$

siła tnąca dla dowolnej wartości x przy wsporniku w

$$M(x,w) = \sum_j \left[\left(Lp_j + w < x\right)\cdot Pr_j\cdot\left(x - Lp_j - w\right)\right] - q(w)\cdot x\cdot\frac{x}{2}$$



Rys. Siły wewnętrzne w belce - zasada wyznaczania.

$$Mmax(w) = \left| \begin{array}{l} Mmx \leftarrow 0 \\ \text{for } x \in 0, 0.01 \cdot m .. \left(Lp_{rows(Lp)-1} + 2w\right) \\ \quad Mmx \leftarrow M(x,w) \text{ if } M(x,w) > Mmx \\ Mmx \end{array} \right.$$

$$Mmin(w) = \left| \begin{array}{l} Mmn \leftarrow 0 \\ \text{for } x \in 0, 0.01 \cdot m .. \left(Lp_{rows(Lp)-1} + 2w\right) \\ \quad Mmn \leftarrow M(x,w) \text{ if } M(x,w) < Mmn \\ Mmn \end{array} \right.$$

$$WYNIK_{i,0} = \frac{w_i}{m}$$

$$WYNIK_{i,1} = \frac{Mmax\left(w_i\right)}{kN \cdot m}$$

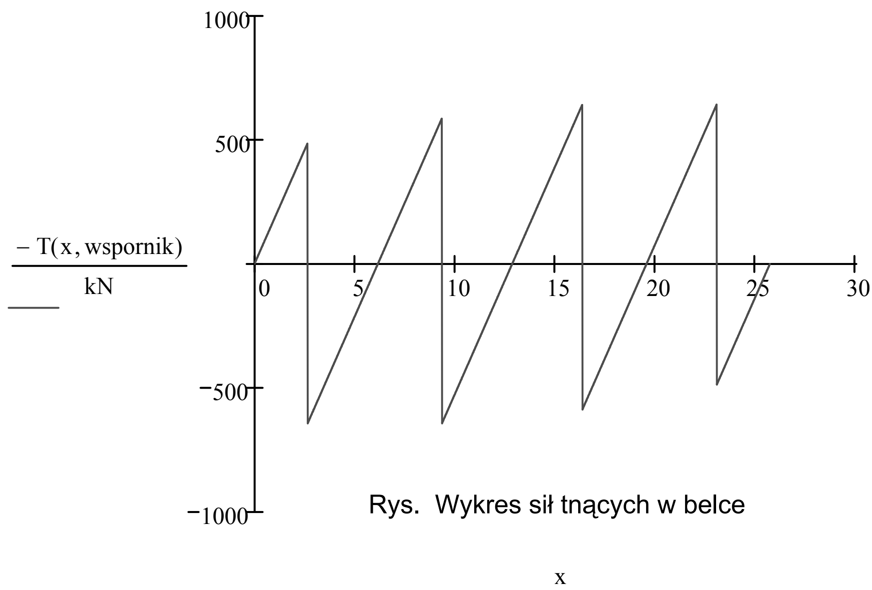
$$WYNIK_{i,2} = \frac{-Mmin\left(w_i\right)}{kN \cdot m}$$

W poniższej tabeli zestawiono szereg wyników dla różnych długości wspornika, po analizie wybieramy optymalną długość:

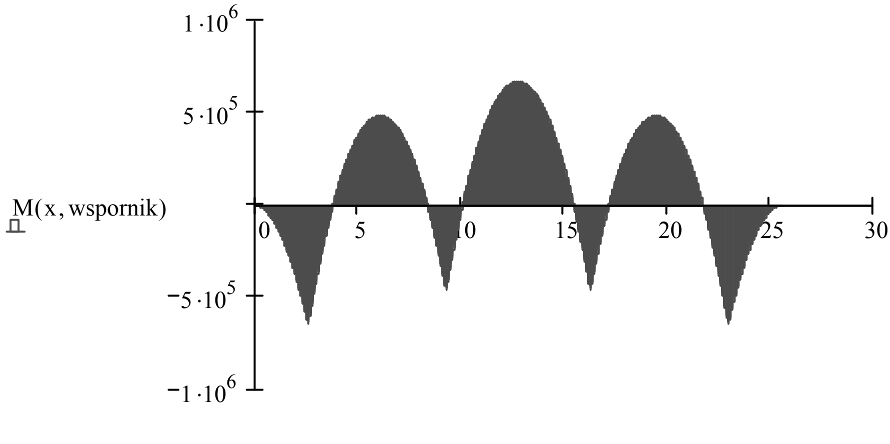
WYNIK =

0.0	3795.0	0.0
0.1	3677.0	1.1
0.2	3559.0	4.5
0.3	3441.0	10.1
0.4	3323.0	17.8
0.5	3205.0	27.6
0.6	3087.0	39.3
0.7	2969.0	53.0
0.8	2851.0	68.7
0.9	2733.0	86.1
1.0	2615.0	105.4
1.1	2497.0	126.4
1.2	2379.0	149.1
1.3	2261.0	173.4

Przyjęto do dalszych obliczeń: $wspornik = 2.65 \cdot m$



Rys. Wykres sił tnących w belce



Rys. Wykres momentów w belce

Wartoci charakterystyczne momentów w belce:

Momenty dołem:

$$M(wspornik, wspornik) = -644.868 \ m\,kN$$

$$M(wspornik + L1, wspornik) = -456.903 \ m\,kN$$

Momenty przęsłowe (górą):

$$M\left(wspornik + \frac{L1}{2}, wspornik\right) = 479.663 \ m\,kN$$

$$M\left(wspornik + L1 + \frac{L2}{2}, wspornik\right) = 668 \ m\,kN$$

Długość belki i jej założona szerokość: $L_b = 2\cdot(wspornik + L1) + L2$

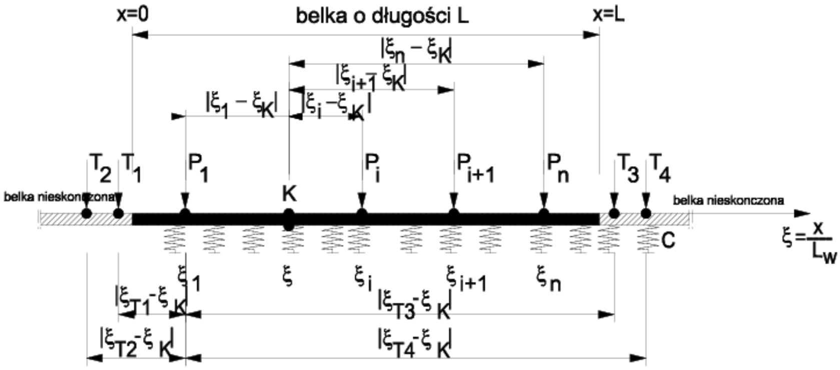
Średnie obciążenie podłoża: $q(wspornik) = 183.658 \ \frac{kN}{m}$

Jak w przykładzie 2, wyznaczono szerokość minimalną ławy:

$B = 2.1\cdot m$ $\qquad E = 45\cdot MPa$

Belka nieskończona, model Winklera

Metoda Bleicha



Równanie momentów dla punktu x=0 (n - ilość sił rzeczywistych):

$$\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{P_i\cdot L_w}{4}\cdot\eta 1\left(\xi_{0.P_i}\right)\right)+\sum_{j=1}^{4}\left(\frac{T_j\cdot L_w}{4}\cdot\eta 1\left(\xi_{0.T_j}\right)\right)=0$$

Równanie sił tnących dla punktu x=0 (n - ilość sił rzeczywistych):

$$\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{-P_i}{2}\cdot\eta 2\left(\xi_{0.P_i}\right)\right)+\sum_{j=1}^{4}\left(\frac{-T_j}{2}\cdot\eta 2\left(\xi_{0.T_j}\right)\right)=0$$

Równanie momentów dla punktu x=L (n - ilość sił rzeczywistych):

$$\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{P_i\cdot L_w}{4}\cdot\eta 1\left(\xi B_{L.P_i}\right)\right)+\sum_{j=1}^{4}\left(\frac{T_j\cdot L_w}{4}\cdot\eta 1\left(\xi B_{L.T_j}\right)\right)=0$$

Równanie sił tnących dla punktu x=L (n - ilość sił rzeczywistych):

$$\sum_{i=1}^{n}\left(\frac{-P_i}{2}\cdot\eta 2\left(\xi B_{L.P_i}\right)\right)+\sum_{j=1}^{4}\left(\frac{-T_j}{2}\cdot\eta 2\left(\xi B_{L.T_j}\right)\right)=0$$

Wykonano przykład obliczeniowy dla następujących danych:

$C = 30\,\frac{1}{m}\,MPa$ współczynnik podłoża

$E_b = 30.5\cdot 10^3\cdot MPa$ moduł sprężystości betonu

$h_f = \frac{\max(L)}{7}$ $h_f = 1\ m$ wysokoć belki (powinna być równa 1/7 długości najdłuższego przesła)

$I = B\cdot h_f^3\cdot\frac{1}{12}$ moment bezwładności belki

$L_w = \sqrt[4]{\frac{4\cdot E_b\cdot I}{B\cdot C}}$ cecha sztywności belki $L_w = 4.291\ m$

$\xi_A = 0$ początek belki w wsp. bezwymiarowych

$wspornik = 2.65\ m$ długość wspornika [m]

Poniżej definiuję siły rzeczywiste na belce, oraz odpowiadające im wektor ws bezwymiarowych.

$$P = \begin{pmatrix} P1 \\ P2 \\ P2 \\ P1 \\ 0\cdot kN \\ 0\cdot kN \end{pmatrix} \qquad dl = \begin{pmatrix} wspornik \\ L1 \\ L2 \\ L1 \\ wspornik \\ 0 \end{pmatrix}$$

$$x_{p_i} = \sum_{j=0}^{i} dl_j \qquad x_p = \begin{array}{|c|c|} \hline & 0 \\ \hline 0 & 2.65 \\ 1 & 9.35 \\ 2 & 16.35 \\ 3 & 23.05 \\ 4 & 25.7 \\ 5 & 25.7 \\ \hline \end{array} \; m$$

$$\xi_{p_i} = \frac{x_{p_i}}{L_w} \qquad \xi_p = \begin{array}{|c|c|} \hline & 0 \\ \hline 0 & 0.618 \\ 1 & 2.179 \\ 2 & 3.811 \\ 3 & 5.372 \\ 4 & 5.99 \\ 5 & 5.99 \\ \hline \end{array}$$

$L = x_{p_{rows(P)-1}}$ długoć belki (odległość pomiędzy punktami AB)

$L = 25.7\,m$

$\xi_B = \dfrac{L}{L_w}$ koniec belki w wsp. bezwymiarowych

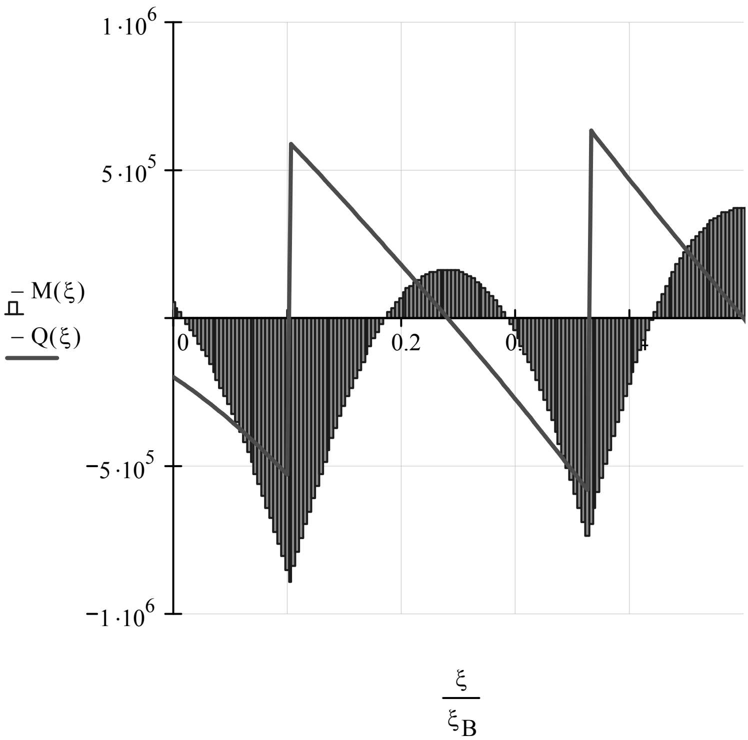
$\xi_B = 5.99$

Wprowadzam formuły wyznaczające z rozwiązania dla belki o nieskończonej długości za pomocą superpozycji wartość sił wewnętrznych w dowolnym przekroju, od wszystkich sił rzeczywistych.

$$M(\xi) = \sum_{i=0}^{rows(P)-1} \left[\frac{P_i \cdot L_w}{-4} e^{-\left|\xi - \xi_{p_i}\right|} \cdot \left(-\cos\left(\left|\xi - \xi_{p_i}\right|\right) + \sin\left(\left|\xi - \xi_{p_i}\right|\right)\right)\right]$$

$$Q(\xi) = \sum_{i=0}^{rows(P)-1} \left[\left[\begin{array}{|l} e^{\xi - \xi_{p_i}} \cdot \cos\left[-\left(\xi - \xi_{p_i}\right)\right] \cdot (-1) \quad \text{if } \left(\xi - \xi_{p_i}\right) < 0 \\ e^{-\left(\xi - \xi_{p_i}\right)} \cdot \cos\left(\xi - \xi_{p_i}\right) \quad \text{otherwise} \end{array} \right] \cdot \frac{P_i}{-2} \right]$$

Jak widać na rysunku, wartości sił i momentów w przekroju skrajnym A=0, B=1 znacznie różnią się od spodziewanych z warunków brzegowych dla belki jak w schemacie zadania.



Rys. Wykres sił tnących i momentów w belce nieskończonej.

$M(\xi_A) = -50.346\,kN\cdot m$ $M(\xi_B) = -50.346\,kN\cdot m$

$Q(\xi_A) = 199.538\,kN$ $Q(\xi_B) = -199.538\,kN$

Zakladam rozmieszczenie sil wirtualnych T, wyznaczenie ich pozwoli myślowo ograniczyć belkę do zakresu A-B poprzez spełnienie przyjętych warunków brzegowych. Oczywiście na tym etapie wartości sił T, nie są jeszcze znane.Proszę pamiętać o rozmieszczeniu sił T poza obszarem belki (AB) oraz w miarę blisko niej. Wektor (14) pokazuje miejsca przyłożenia sił T.

$$\xi_t = \begin{pmatrix} \frac{L}{L_w}\cdot 1.05 \\ \frac{L}{L_w}\cdot 1.1 \\ -\frac{L}{L_w}\cdot 0.05 \\ -\frac{L}{L_w}\cdot 0.1 \end{pmatrix}$$

$\xi_t =$

	0
0	6.289
1	6.589
2	-0.299
3	-0.599

Poniżej wprowadzam funkcję, do wyznaczenia wartości M_p, Q_p od sił fikcyjnych w dowolnym przekroju.

$$M_p(\xi_p, \xi) = \left[\frac{L_w}{-4} e^{-\left|\xi-\xi_p\right|}\cdot\left(-\cos\left(\left|\xi - \xi_p\right|\right) + \sin\left(\left|\xi - \xi_p\right|\right)\right)\right]$$

$$Q_p(\xi_p, \xi) = \left[\begin{array}{|l} e^{\xi-\xi_p}\cdot\cos\left[-\left(\xi - \xi_p\right)\right]\cdot(-1) \ \text{ if } \left(\xi - \xi_p\right) < 0 \\ e^{-\left(\xi-\xi_p\right)}\cdot\cos\left(\xi - \xi_p\right) \ \text{ otherwise} \end{array}\right]\cdot\frac{1}{-2}$$

Macierz współczynników G definiuję w (17):

$$G_{0,i} = M_p\left(\xi_{t_i}, \xi_A\right)\cdot\frac{1}{m} \qquad G_{2,i} = M_p\left(\xi_{t_i}, \xi_B\right)\cdot\frac{1}{m}$$

$$G_{1,i} = Q_p\left(\xi_{t_i}, \xi_A\right) \qquad G_{3,i} = Q_p\left(\xi_{t_i}, \xi_B\right)$$

Po podstawieniu przyjmuje ona postać:

$$G = \begin{pmatrix} 0.0020 & 0.0010 & 0.5251 & 0.1544 \\ 0.0009 & 0.0007 & -0.3541 & -0.2269 \\ 0.5251 & 0.1544 & 0.0020 & 0.0010 \\ 0.3541 & 0.2269 & -0.0009 & -0.0007 \end{pmatrix}$$

Warunki brzegowe znamy, momenty i siły tnące na krawędziach belki o schemacie jak w rozważanym zadaniu powinny być zerowe:

$$r = \begin{pmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \\ 0 \end{pmatrix}$$

Wpływ sił rzeczywistych ma postać wektora (20) są to wyrazy wolne.

$$w = \begin{pmatrix} M(\xi_A)\cdot\frac{1}{m} \\ Q(\xi_A) \\ M(\xi_B)\cdot\frac{1}{m} \\ Q(\xi_B) \end{pmatrix}$$

Układ równań ma postać (21):

$$G\cdot t + w = r$$

a jego rozwiązaniem jest wektor wartości sił fikcyjnych T (22).

t =

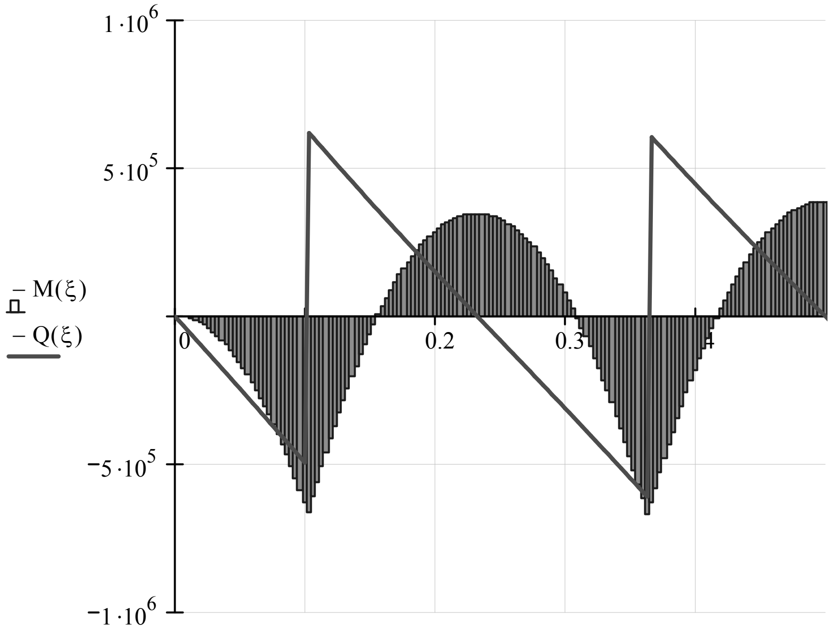
	0
0	-304.982
1	1358.265
2	-304.982
3	1358.265

kN

- w wyrazy wolne (wpływ sił rzeczywistych)
- r wektor opisujący warunki brzegowe
- G macierz współczynników
- t wektor poszukiwanych sił fikcyjnych

Za pomocą znanych już formuł wyznaczam od wszystkich sił wartości M i Q od wszystkich wpływów, również od sił T.
Jako sprawdzenie posłużę się wartościami na końcach belki (AB).

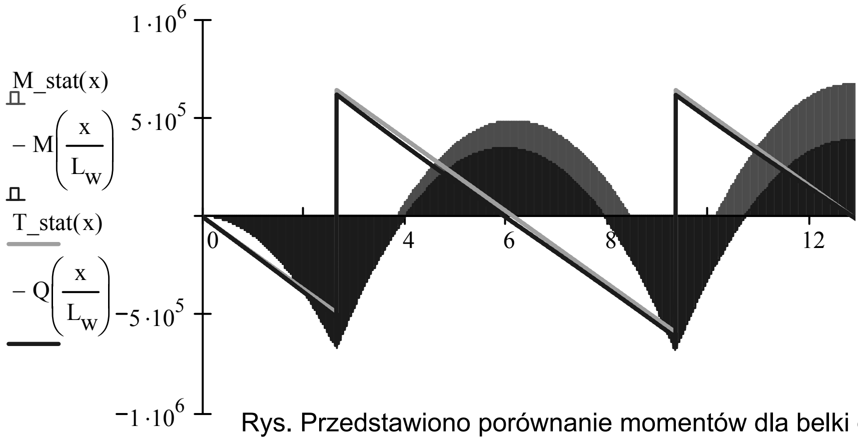
Jak widać warunki brzegowe są już spełnione. Trudne zadanie mamy za sobą.



Rys. Wykres momentów i sił tnących dla belki o skończonej długości (połowa rozwiązania).

$M(\xi_A) = 0\,kN \cdot m$ $\qquad$ $M(\xi_B) = 0\,kN \cdot m$

$Q(\xi_A) = 0\,kN$ $\qquad$ $Q(\xi_B) = 0\,kN$



Rys. Przedstawiono porównanie momentów dla belki o nieskończonej sztywności i na podłożu Winklera

Spis rysunków

Bibliografia

[1] *PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.*

[2] *PN-EN 1997-1 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1. Zasady ogólne.*

[3] *PN-EN 1997-1 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2. Rozpoznanie i badania podłoża gruntowego.*

[4] *PN-EN ISO 13370:2001.*

[5] *Soldis PROJEKTANT v.5.0.*

[6] *FlexPDE 6 User Manual*, 2010. Version 6.13.

[7] Andrew Harris Andrew Bond. *Decoding Eurocode 7.* Taylor Francis, 2008.

[8] Frank R. Bauduin C.Kavvadas M. Krebs N. Orr T. Schuppener B. *Designers' guide to Eurocode 7: Geotechnical Design.* Thomas Telford, 2006.

[9] Muni Budhu. *Foundations and earth retaining structures.* John Wiley and sons, 2007.

[10] Braja M. Das. *Theoretical Fundation Engineering.* Elsevier Science, 1987.

[11] Braja M. Das. *Shallow foundations: bearing capacity and settlement.* CRC PRESS, 1999.

[12] A. Der Kiureghian D.P. Zekkos, J.D. Bray. Reliability of shallow foundation design using the standard penetration test. In *Proceedings ISC-2 on Geotechnical and Geophysical Site Characterization.*

[13] Paweł Galas. Analiza nośności podłoża z gruntów spoistych obciążonego mimośrodowo fundamentem bezpośrednim według eurokodu 7 – rozwiązanie przykładu 2.1 etc 10. Technical report, Katedra Geoinżynierii SGGW w Warszawie, 2009.

[14] Agnieszka Gontaszewska. *Własności termofizyczne gruntów w aspekcie przemarzania.* Uniwersytet Zielonogórski, 2010.

[15] Mitsu Okamura Jiro Takemura Tsutomu Kimura. Bearing capacity predictions of sand overlying clay from limit equilibrium methods. *Soils and Foundations*, 1998.

[16] Dariusz Kiziewicz. Analiza nośności podłoża z gruntów spoistych obciążonego mimośrodowo fundamentem bezpośrednim według eurokodu 7 – rozwiązanie przykładu 2.2 etc 10. Technical report, Katedra Geoinżynierii SGGW w Warszawie, 2009.

[17] Paweł Galas Dariusz Kiziewicz. Analiza nośności podłoża wybranych stóp fundamentowych centrum wody. *Architectura*, 7(2):23–38, 2008.

[18] C.M. Martin. Exac bearing capacity calculations using the method of characteristics. In *Proc. 11th Int. Conf. IACMAG, Turin*, volume 4, pages 441–450, 2005.

[19] B. Pinçon. Wprowadzenie do Scilaba.

[20] Jerzy A. Pogorzelski. *Podręcznik fizyki budowli.* Materiały Budowlane, 2004.

[21] Janusz Pędziwiatr. *Wstęp do projektowania konstrukcji żelbetowych.* Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne, 2010.

[22] Rodrigo Salgado. *The engineering of foundations.* Mc Graw-Hill International Edition, 2008.

[23] Włodzimierz Starosolski. *Konstrukcje żelbetowe.* Wydawnictwo Naukowe PWN, 1998.

[24] Elżbieta Stilger-Szydło. *Posadowienie budowli infrastruktury transportu lądowego.* DWE, 2005.

[25] Katarzyna Dołżyk Zenon Szczypcio. The bearing capacity of layered subsoil. *Studia Geotechnica et Mechanica*, XXVIII(1), 2006.

[26] Ming Zhu. Bearing capacity of strip footings on two-layer clay soil by finite element method. In *2004 ABAQUS Users Conference.*

[27] Ming Zhu. Bearing capacity of strip footings on two layer clay soil by finite element method. In *ABAQUS Users' Conference.*