

# Projekt geotechniczny wzmocnienia podtorza suwnicy bramowej

Maciej Hawrysz, Ewa Twardysko

Współczesne hale magazynowe charakteryzują się lekką konstrukcją nieprzystosowaną do przenoszenia dużych obciążeń, stąd często instaluje się w nich suwnice bramowe umożliwiające szybki rozładunek materiałów i ich transport do magazynu. Prezentowana praca jest przykładem projektowania geotechnicznego torowiska suwnicy bramowej o udźwigu 8 ton przewidzianej do instalacji w magazynie wyrobów hutniczych w jednym z miast na terenie Dolnego Śląska. Przedstawione rozwiązanie projektowe dotyczy wzmocnienia podłoża gruntowego uformowanego z gruntów antropogenicznych o ograniczonej nośności. Projekt opracowany został zgodnie z obowiązującymi przepisami prawnymi [12] i normami zharmonizowanymi z Eurokodem 7 [6]



dr inż.  
Maciej Hawrysz  
Politechnika Wrocławska,  
Wydział Budownictwa  
Lądowego i Wodnego  
maciej.hawrysz@pwr.  
edu.pl



mgr inż.  
Ewa Twardysko  
„GEOTECH” Świdnica  
biuro@geotech.swidnica.pl

## Charakterystyka obiektu i warunków geotechnicznych jego realizacji

### Warunki gruntowo - wodne

Zakład w którym planowana jest instalacja suwnicy bramowej znajduje się we wschodniej części miasta Świdnica. Teren inwestycji położony jest w bliskim sąsiedztwie rzeki Bystrzycy, obecnie spełnia funkcję placu składowo – manewrowego utwardzonego warstwą asfaltową.

W roku 2011 zostały wykonane badania podłoża gruntowego w rejonie projektowanej hali [2]. W ramach rozpoznania geotechnicznego wykonano sondowania penetracyjne próbnikiem przelotowym (RKS) w 5 punktach do głębokości 3,8 – 4,4 m oraz przeprowadzono sondowania dynamiczne sondą ciężką DPH. W wyniku przeprowadzonych sondowań stwierdzono, że pod warstwą asfaltu występują grunty antropogeniczne (Mg), złożone z gliny piaszczystej w stanie twaroplastycznym, z domieszką piasku, kamieni, żużla i kawałków cegieł, z zawartością części organicznych

2-3 %. Ta warstwa zalega do głębokości 1,5 – 1,8 m ppt i powstała wyniku wyrównywania naturalnego obniżenia terenu w kierunku rzeki. Pod względem składu granulometrycznego warstwa nasypu odpowiada pyłowi z iłem i piaskiem (saclSi). Nasyp charakteryzuje się niskim oporem penetracji przy sondowaniu dynamicznym (1-3 uderzenia na 10 cm wępu sondy), co dowodzi jego bardzo ograniczonej nośności.

Pod nasypami stwierdzono występowanie bardzo zagęszczonych żwirów z piaskiem (saGr). Stopień zagęszczenia żwirów na podstawie sondowań z interpretacją według normy [9] wynosi 0,83 – 0,89. Warstwa ta stanowi nośne podłoże gruntowe.

Z otworów pobrano próbki o naturalnej wilgotności - kategoria B, klasa 3, [7] do badań laboratoryjnych. W ramach tych badań oznaczono: skład ziarnowy, wilgotność naturalną, gęstość objętościową gruntów nasypowych po skomprimowaniu.

Wymienione warstwy zalegają praktycznie horyzontalnie, a poziom wody o zwierciadle swobodnym występuje na głębokości 3,3 m ppt. Zatem, występujące warunki gruntowo-wodne w podłożu przyszłego torowiska suwnicy kwalifikują się jako złożone ze względu na warstwę słabonośnego nasypu.

W przypadku projektowania pełnej wymiany warstwy gruntów antropogenicznych badania wykonane w ramach dokumentacji geotechnicznej [2] można było uznać za wystarczające. W przypadku zamiaru pozostawienia części warstwy nasypów w podłożu konieczne było dodatkowe ich rozpoznanie.

Dlatego w 2013 r. wykonano dodatkowe badania: badanie płytą dynamiczną (VD), ścinarką obrotową (TV) i penetrometrem tłoczkowym (PP) bezpośrednio pod nawierzchnią asfaltową. Wyniki tych badań pozwoliły na oszacowanie wytrzymałości

na ścinanie bez odpływu  $c_u$  gruntu nasypowego oraz modułu odkształcenia  $E$  przy wykorzystaniu niemieckiej instrukcji badań podłoża dróg [13] na podstawie uzyskanych wartości modułu dynamicznego  $E_{VD}$ . Stosunek prędkości fali akustycznej do osiadań pod obciążeniem dynamicznym płyty wyniósł 5,8 – 7,0, świadczy to o wysokiej ściśliwości gruntu oraz o dużej trudności w jego zagęszczaniu. Wówczas zaleca się według [13] stabilizację spoiwem lub wymianę takiej warstwy.

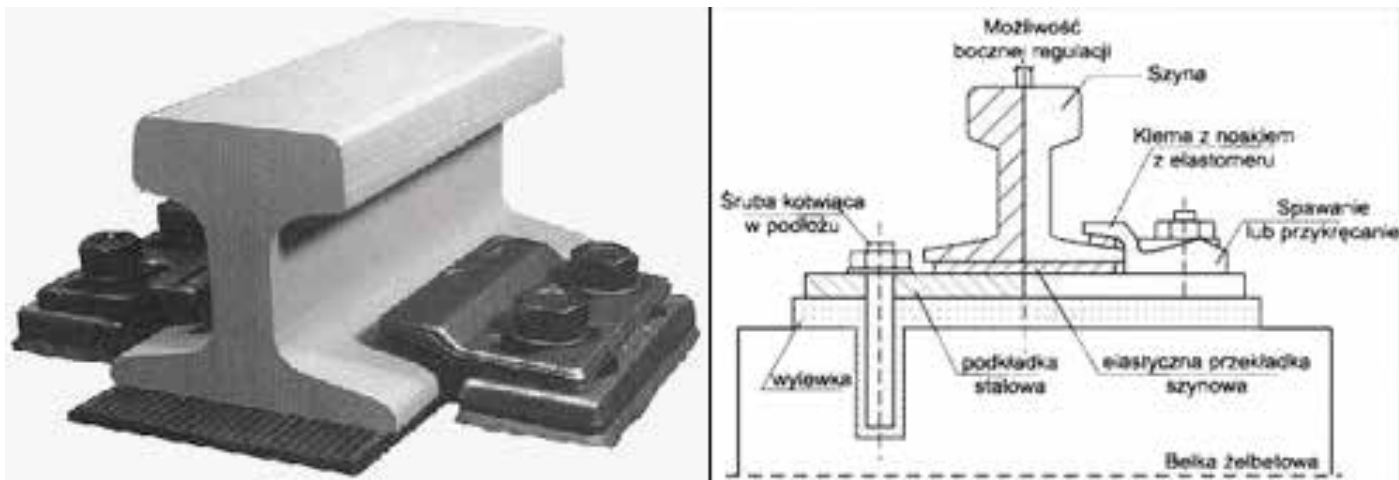
### Parametry geotechniczne wydzielonych warstw gruntowych

Do oceny charakterystycznych wartości parametrów geotechnicznych wydzielonych w podłożu gruntowym warstw wykorzystano zarówno bezpośrednio wyniki badań polowych i laboratoryjnych (ciężar objętościowy  $\gamma$ , wytrzymałość na ścinanie bez odpływu  $c_u$ ) jak i zależności korelacyjne dla wyprowadzenia efektywnych parametrów wytrzymałości (ef. kąt tarcia wew.  $\Phi'$  i ef. spójność  $c'$ ) [3] oraz modułu odkształcenia  $E_0$  [7].

W rezultacie do obliczeń nośności podłoża i osiadań torowiska przyjęto ostrożnie oszacowane następujące wartości charakterystyczne parametrów:

- \* dla warstwy (nasypu niekontrolowanego) gruntu antropogenicznego Mg (saclSi)
  - ciężar objętościowy  $\gamma = 21,1 \text{ kN/m}^3$
  - wytrzymałość na ścinanie bez odpływu  $c_u = 37 \text{ kPa}$ ,
  - efektywny kąt tarcia wewnętrznego  $\Phi' = 11,5^\circ$ ,
  - efektywna spójność  $c' = 14 \text{ kPa}$ ,
  - moduł odkształcenia  $E_0 = 15 \text{ MPa}$
- \* dla warstwy żwiru z piaskiem (saGr)
  - ciężar objętościowy  $\gamma = 18,1 \text{ kN/m}^3$
  - efektywny kąt tarcia wewnętrznego  $\Phi' = 35^\circ$ ,
  - moduł odkształcenia  $E_0 = 100 \text{ MPa}$ .

Przy czym efektywny kąt tarcia wewnętrznego  $\Phi'$  i efektywna spójność  $c'$ , ze względu na brak badań wytrzymałości typu CD dla gruntów antropogenicznych



1. Schemat przekroju poprzecznego szyny jezdnej i jej mocowania (www.ghsa.pl)

przyjęto według danych z literatury [14]. Rekomendowane wartości  $\Phi'$  i  $c'$  dla gruntów rodzimych odpowiadających gruntowi o uziarnieniu  $saclSi$  w konsystencji twaroplastycznej wynoszą:  $\Phi' = 20 - 24^\circ$  i  $c' = 25 - 35$  kPa.

Ponieważ rozważana warstwa nasypu posiada cech podobne do gruntów zwałowych powstających z nakładu złóż kopaliny użytecznych, przyjęto ich wytrzymałość na ścinanie na poziomie 55% wytrzymałości standardowej [1]. Stąd podana powyżej ocena wartości parametrów  $\Phi'$  i  $c'$ .

Konstrukcja suwnicy jest prosta co przy złożonych warunkach gruntowych ze względu na występowanie nasypów niekontrolowanych kwalifikuje inwestycję do II kategorii geotechnicznej

## Dane techniczne suwnicy i konstrukcja torowiska

Konstrukcja suwnicy bramowej firmy ZREMB SB-8 o udźwigu  $Q = 8t$  składa się z dźwigara opartego na dwóch podporach oraz kół jezdnych poruszających się po szynie ułożonej na podłożu.

Dźwigar suwnicy bramowej wykonany jest z profili dwuteowych walcowanych. Rozpiętość suwnicy wynosi 20 m. Suwnica będzie wyposażona we wciągnik linowy typu 11T10726 MA firmy Balkancar z chwytakiem elektromagnetycznym.

Konstrukcja suwnicy składa się z dźwigara opartego na dwóch podporach oraz kół jezdnych poruszających się po szynie ułożonej na podłożu po torowisku o długości 38 m i szerokości 20 m. Masa suwnicy z wyposażeniem wynosi 14,7 tony

Suwnica poruszać się będzie po szynach typu dźwigowego A65 z elastycznym mocowaniem. Długość szyn wynosi od 6 do 18 m, masa 43,1 kg/mb, moduł Younga-  $E = 2,1 \times 10^5$  MPa a moment bezwładności przekroju szyny  $3190 \times 10^{-8}m^4$ .

Konstrukcja elastycznego mocowania pozwala na budowę torowisk wysokiej jakości, dostosowanych do różnych obciążeń i natężenia pracy. Torowiska te charakteryzują się znacznie dłuższymi okresami użytkowania w porównaniu do torowisk tradycyjnych.

Zaprojektowano podtorze z elementów prefabrykowanych (błoczków) wykonanych z betonu C20/25, zbrojonych stalą o wymiarach: długość  $L = 1000$  mm, wysokość  $H = 250$  mm, szerokość  $S = 400$  mm, ciężar  $G_b = 2,30$  kN.

## Wartości oddziaływań na podtorze

Do sprawdzenia warunku nośności przyjęto uproszczony, najmniej korzystny układ sił obciążających podłoże gruntowe który przedstawia Rys.2.

Do obliczeń przyjęto oddziaływania:

- ciężar konstrukcji suwnicy:  $Q_s = 144,21$  kN

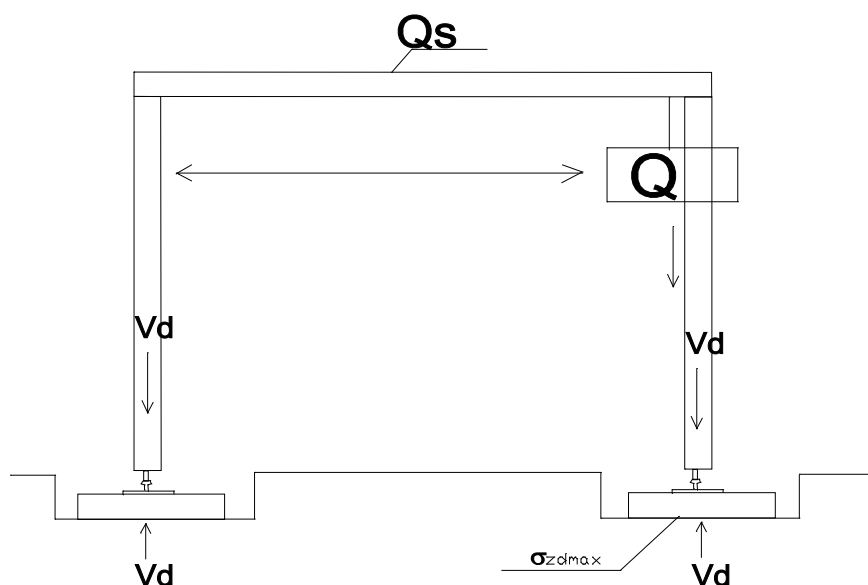
- ciężar suwnicy (stały) przenoszony na szynę przez 1 koło  $G_t : G_t = 0,25 \times Q_s = 36,05$  kN
- maksymalny ciężar podnoszony (obciążenie zmienne) przekazywane na koło  $Q = 78,48$  kN/2 = 39,24 kN
- ciężar 1 mb szyny  $G_s = 0,42$  kN
- ciężar bloczka podtorza (1,0 x 0,4 x 0,25 m)  $G_b = 2,30$  kN.

Zatem sumaryczne obciążenie stałe przenoszone przez bloczek podtorza na podłoże wyniesie:

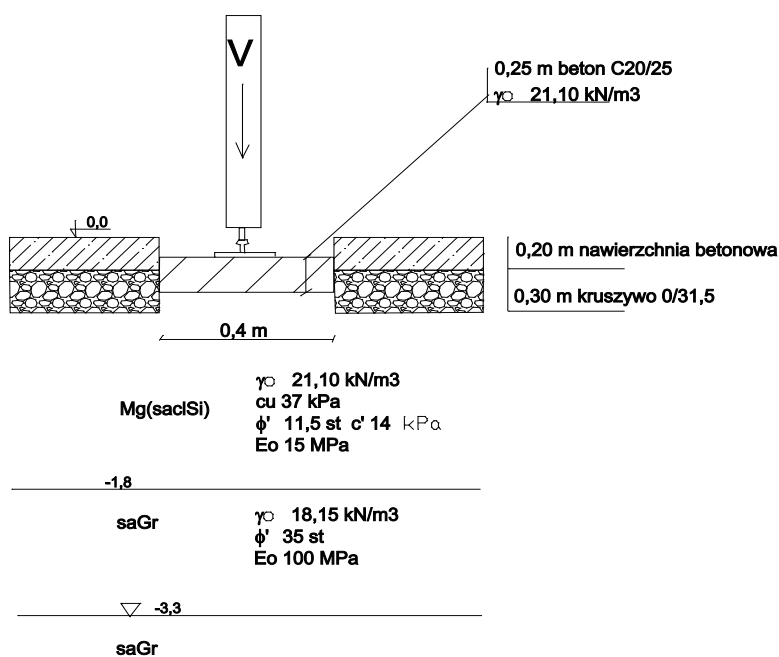
$$G_p = G_t + G_s + G_{bl} = 36,05 + 0,42 + 2,30 = 38,77 \text{ kN.}$$

## **Sprawdzenie stanu granicznego nośności dla istniejących warunków geotechnicznych**

Utrata stateczności suwnicy spowodowana wyparciem gruntu spod torowiska



2. Schemat statyczny obciążeń podłoża (oddziaływania)



3. Schemat obliczeniowy dla oceny stanu granicznej nośności

wymaga sprawdzenia warunku stanu granicznej nośności podłoża gruntowego GEO wyrażonego poniższą nierównością:  $V_d = E_d \leq R_d$  gdzie:

$E_d$  – wartość obliczeniowa efektów oddziaływań,  
 $V_d$  – wartość obliczeniowa składowej pionowej obciążenia,  
 $R_d$  – wartość obliczeniowa oporu granicznego podłoża.

Ponieważ w podłożu występują grunty spoiste, obliczenia należy przeprowadzić dla 2 sytuacji obliczeniowych: trwałej (okres eksploatacji obiektu) i przejściowej (okres budowy) [6].

W okresie budowy i początkowym okresie eksploatacji suwnicy, ze względu na przewidywany krótki czas jej instalacji w podłożu wystąpią warunki współpracy obiektu z gruntem przy braku rozproszenia w nim ciśnienia porowego. W takiej sytuacji przyjmuje się ocenę wytrzymałości gruntu według hipotezy Treski czyli wytrzymałość odpowiadającą wartości parametru  $c_u$ . W dalszym okresie eksploatacji, ze względu na występowanie pod warstwą gruntów antropogenicznych warstwy żwirów w strefie aeracji, wystąpią warunki z odpływem (po rozproszeniu ciśnienia porowego w nasypie) dla której to sytuacji wytrzymałość gruntów w podłożu określają efektywne parametry właściwe dla hipotezy Coulomba-Mohra, czyli  $\Phi$  i  $c'$ .

Do sprawdzenia stanu granicznej nośności zastosowano podejście obliczeniowe 2\* zalecane przez Załącznik Krajowy

do normy EC 7 [6] w którym przyjmuje się wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych i oddziaływania z uwzględnieniem współczynników cząstkowych w wysokości:  $\gamma_G = 1,35$  dla obciążeń niekorzystnych stałych i  $\gamma_Q = 1,5$  dla obciążeń zmiennych. Stąd, wartości efektów oddziaływań dla najbardziej niekorzystnego układu obciążeń (obliczeniowa wartość obciążenia podłoża) wyniesie:

$$E_d = V_d = \gamma_G \times G_p + \gamma_Q \times Q = 1,35 \times 38,77 \text{ kN} + 1,5 \times 39,24 \text{ kN} = 111,20 \text{ kN}$$

Wartość obliczeniowa oporu granicznego podłoża  $R_d$  została jak wcześniej wspomniano ustalona z uwzględnieniem częściowego współczynnika bezpieczeństwa  $\gamma_R = 1,4$  dla dwu sytuacji; nośności gruntu w warunkach bez odpływu i w warunkach z odpływem wód infiltracyjnych. W obu przypadkach w obliczeniach przyjęto:

- głębokość posadowienia –  $h_f = 0,35 \text{ m}$
- obciążenie stałe na podłożu pod blokiem podtorza –  $G_p = 38,77 \text{ kN}$
- wymiary fundamentu (blozka):  $B = 0,4 \text{ m}$ ,  $L = 1 \text{ m}$
- ciężar gruntu nad fundamentem:  $G_{gk} = 0$
- wpływu wody nie uwzględniono, gdyż występuje na głębokości  $h_1 > B$
- podłożę traktuje się jako jednorodne, gdyż miąższość nasypu pod fundamentem  $m > 2B$ .

Opór graniczny podłoża  $R_k$  dla fazy budowy (warunki „bez odpływu”) wyznaczony zgodnie z zależnością [11]:

$$R_k / B \times L = (\pi + 2) c_u b_c s_c i_c + q, \text{ dla współczynników:}$$

- kształtu fundamentu:  $s_c = 1 + 0,2 B'/L' = 1,08$

- pochylenia podstawy ( $\gamma = 0$ ):  $b_c = 1$
- nachylenia obciążenia:  $i_c = 1$  oraz dla naprężenia w gruncie przyległym do fundamentu w poziomie posadowienia (20 cm betonu i 15 cm tłucznia):  $q = 24 \text{ kN/m}^3 \times 0,2 \text{ m} + 18,15 \text{ kN/m}^3 \times 0,15 \text{ m} = 10,24 \text{ kN/m}^2$  wyniesie:  $R_k / B \times L = 5,14 \times 37 \times 1,08 + 10,24 = 215,6 \text{ kPa}$

$$\text{Stąd } R_k = 86,2 \text{ kN a } R_d = R_k / \gamma_R = 86,2 / 1,4 = 61,6 \text{ kN}$$

Warunek obliczeniowy:  $E_d = 111 \text{ kN} < R_d = 62 \text{ kN}$  nie został spełniony.

Dla fazy eksploatacji obiektu (warunki „z odpływem”) opór graniczny podłoża  $R_k$  określa wzór:  $R_k / B \times L = c'_q N_c s_c i_c + q' N_q s_q i_q + 0,5 \gamma' B' N_\gamma s_\gamma i_\gamma$  do którego po wstawieniu poniższych wartości współczynników nośności:  $N_q = e^{\pi \text{tg} \phi' \text{tg}^2(45^\circ + \phi'/2)} = 2,72^{3,14 \times \text{tg}^{11,5} \text{tg}^2(45^\circ + 11,5^\circ/2)} = 1,89 \times 1,50 = 2,83$   
 $N_c = (N_q - 1) \text{ctg} \phi' = 8,99$ ,  $N_\gamma = 2(N_q - 1) \text{tg} \phi' = 0,74$ ,

kształtu fundamentu:  $s_q = 1 + B/L \sin \phi' = 1,08$ ,  $s_c = (s_q N_q - 1)(N_q - 1) = 3,76$ ,  $s_\gamma = 1 - 0,3B/L = 0,88$ ,

nachylenia podstawy ( $\alpha = 0$ ):  $b_q = b_\gamma = b_c = 1,00$  oraz

nachylenia obciążenia:  $i_q = i_\gamma = i_c = 1,00$  otrzymamy;  $R_k / B \times L = 499,37 \text{ kPa}$ .

Stąd opór graniczny podłoża to  $R_k = 499,37 \times 0,4 = 199,75 \text{ kN}$ , a jego wartość obliczeniowa wyniesie  $R_d = R_k / \gamma_R = 199,75 / 1,4 = 142,68 \text{ kN}$ .

Natomiast wartość obliczeniowa efektów oddziaływań (obliczeniowa wartość składowej pionowej obciążenia) kształtuje się na poziomie:

$$E_d = V_d = \gamma_G \times (G_k + G_{rk}) + \gamma_Q \times Q_k = 1,35 \times (38,77 \text{ kN} + 10,49) + 1,5 \times 39,24 \text{ kN} = 125,4 \text{ kN}$$

Zatem warunek obliczeniowy:  $E_d = 125 \text{ kN} \leq R_d = 143 \text{ kN}$  został spełniony.

Z powyższych obliczeń wynika że nośność gruntu na wyparcie w warunkach bez odpływu zostanie przekroczona. Podłożę wymaga wzmocnienia, pomimo spełnienia stanu granicznej nośności w warunkach odpływu wód infiltracyjnych czyli dla fazy eksploatacji obiektu

## Wzmocnienie podłoża z zastosowaniem stabilizacji chemicznej i mechanicznej

Przy projektowaniu konstrukcji wzmocnienia podtorza wzięto pod uwagę zarówno konieczność zapewnienia jego mrozoodporności jak i podwyższenia wytrzymałości gruntu antropogenicznego zalegającego bezpośrednio pod torowiskiem. Jednocześnie wystąpi efekt zmniejszenia ściśliwości podłoża gruntowego, a tym samym ograniczenie osiadań torów suwnicy.

Zaprojektowano wykonanie pod bloczkami wzmocnienia podtorza z gruntów stabilizowanych spoiwem, w 2 warstwach:

- dolna warstwa o grubości 30 cm - stabilizacja gruntu zalegającego w podłożu cementem o wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie  $R_m > 1.5$  MPa,
- górna warstwa o grubości 15 cm stabilizacji popiołowo-żużlowej o wytrzymałości  $R_m > 2,5$  MPa przygotowywanej poza budową. Poniżej warstw stabilizowanych spoiwami wykonana zostanie dodatkowa warstwa o miąższości 0,3 m z zagęszczonego gruntu gruboziarnistego (pospółki) do wskaźnika zagęszczenia  $I_s = 1,0$ .

Proponowany sposób wzmocnienia podtorza przedstawia Rys. 4 będący jednocześnie schematem obliczeniowym do sprawdzenia warunku stanu granicznego nośności w fazie budowy i początkowego okresu eksploatacji suwnicy (warunków w podłożu „bez odplywu”).

Dane przyjęte do obliczeń nośności podłoża uwarstwionego :

- dane geometryczne  $h = 0,75$  m,  $B = 0,40$  m,  $b = h/3 = 0,75/3 = 0,25$  m. głębokość posadowienia  $h_f = 1,1$  m
- obciążenie fundamentu (bloczka): siła pionowa od obciążeń stałych  $G_k = 38,77$  kN
- siła pionowa od obciążeń zmiennych  $Q_k = 39,24$  kN
- wymiary „fundamentu”:  $B^* = B + b = 0,65$  m,  $L^* = L + b = 1,25$  m
- ciężar „fundamentu” z gruntem nad nim  $G_{fk} = 15,39$  kN
- naprężenie gruntu w poziomie posadowienia obok fundamentu:  $q' = 21,72$  kPa

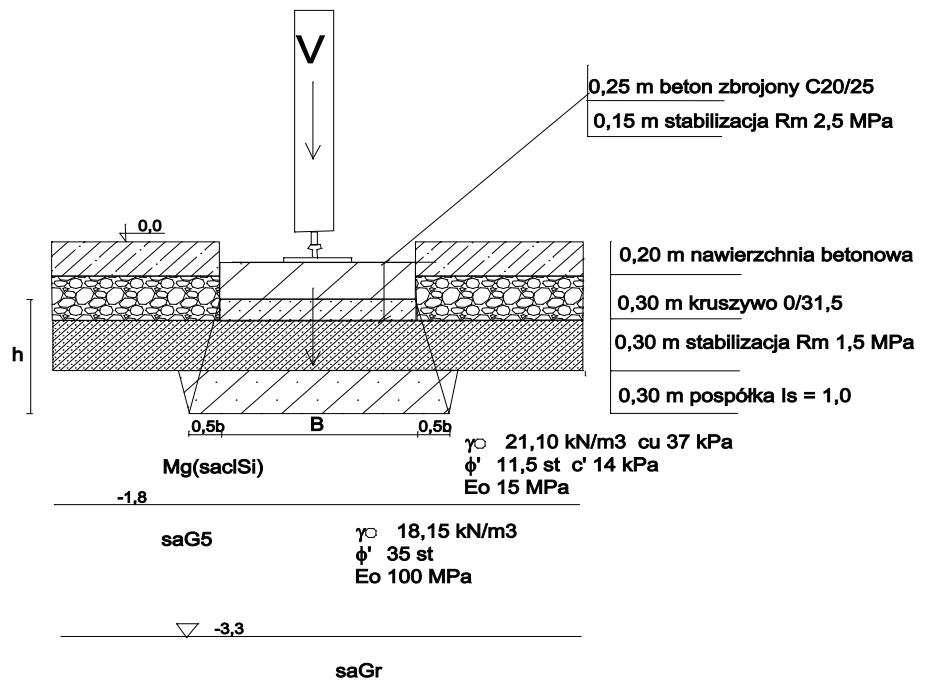
Jednostkowy opór graniczny podłoża oszacowany na podstawie podanego wcześniej wzoru i wyznaczonych współczynników: kształtu fundamentu –  $s_c = 1 + 0,2 B^*/L^* = 1,10$ , pochylenia podstawy –  $b_c = 1$  i nachylenia obciążenia –  $i_c = 1$  wyniesie  $R_k / L^* \times B^* = 230,92$  kPa

Stąd opór graniczny podłoża  $R_k = 230,92 \times 0,81 = 187,04$  kN, a obliczeniowa wartość tego oporu to  $R_d = R_k / \gamma_R = 187,04 / 1,4 = 133,60$  kN. Równocześnie obliczeniowa wartość efektów oddziaływań (obliczeniowa wartość składowej pionowej obciążenia podłoża gruntowego) wynosi:  $E_d = V_d = \gamma_G \times (G_k + G_{fk}) + \gamma_Q \times Q_k = 131,98$  kN

Warunek stanu granicznego GEO:  $E_d = 132$  kN  $\leq$   $R_d = 134$  kN został spełniony.

## Ocena stanu granicznego użytkowności SLS

Obliczenia wykonano metodą jednoosiowych odkształceń pionowych wydzielonych



4. Projekt wzmocnienia podtorza. Schemat obliczeniowy

nych w podłożu warstw obliczeniowych. Do oceny bezpieczeństwa eksploatacji suwnicy przyjęto charakterystyczne wartości graniczne obliczeniowych efektów oddziaływań, określone przez producenta suwnicy [4] w postaci: różnicy osiadań poziomów głowki szyny po obu stronach toru:  $\Delta s_{max} < 5$  mm, (Rys. 5) oraz względnej różnicy osiadań wzdłużny szyny  $\delta_s < 0.3$  % (Rys. 6).

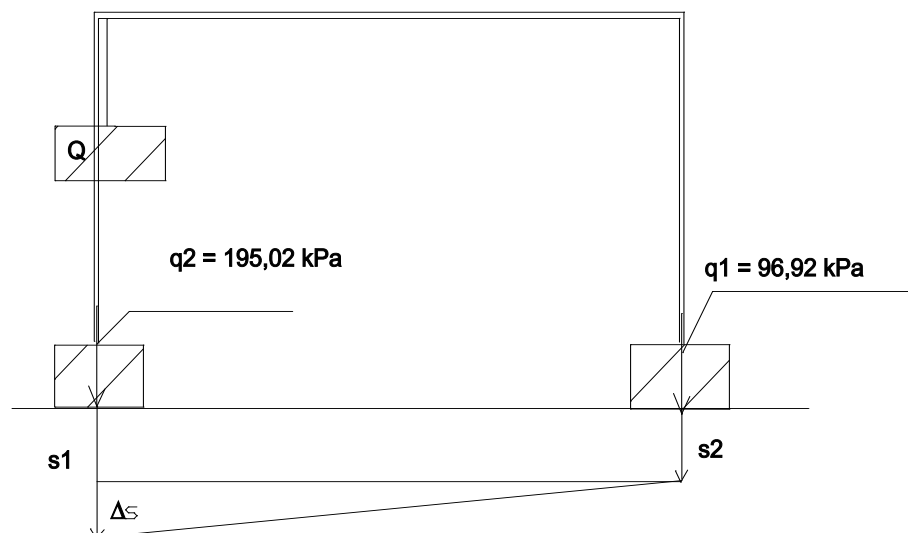
W przyjętych schematach obliczeniowych założono najniekorzystniejszy układ obciążeń oraz to, że promień zasięgu oddziaływania pojedynczego bloczka w torowisku wynosi  $R = 2L = 2$  m. W zasięgu tym znajdują się tylko przyległe bloczki.

Zastosowana metoda obliczeniowa zgodnie z EC 7 wykorzystuje charakterystyczne wartości parametrów geotechnicznych i charakterystyczne wartości oddziaływań (obciążeń).

W wykorzystanej metodzie oceny osiadań końcowych torowiska, wartości edometrycznych modułów ścisłości pierwotnej i wtórnej  $M_0$  i  $M$  ze względu na brak badań tych parametrów, przyjęto na podstawie ostrożnego oszacowania z danych literaturowych i badań polowych [5].

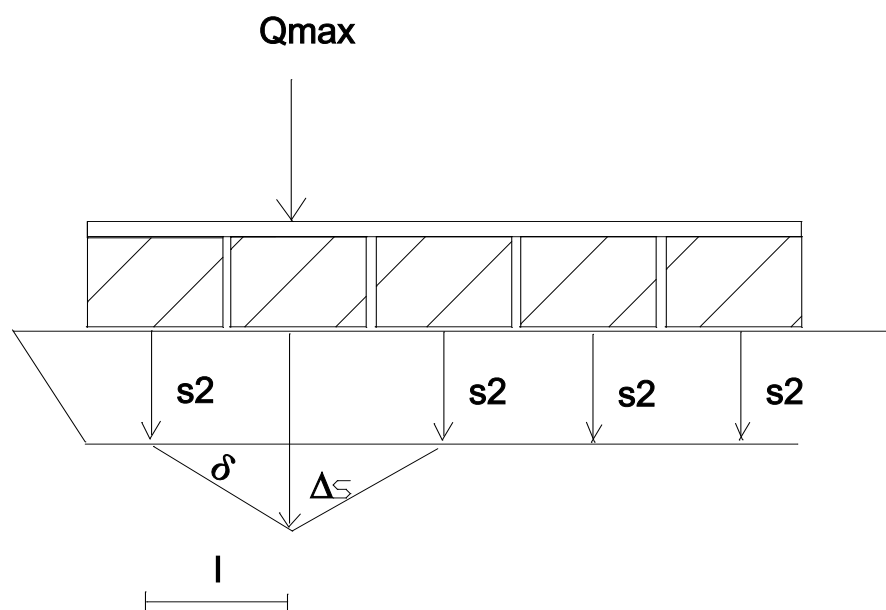
Dla warstwy gruntów antropogenicznych wyprowadzono wartości  $M$  i  $M_0$  z oszacowanej wartości  $E_0 = 15$  MPa z badań płytą dynamiczną, stosując korelacje podane w normie [10] jak dla gruntów rodzimych:  $M_0 = 12,8$  MPa,  $M = 21,4$  MPa. Natomiast dla warstwy zagęszczonych żwirów wartość  $M_0 = M = 111$  MPa ustalono na podstawie normy [10].

W tym celu przyjęto wartości  $M_0 = 12,8$  MPa,  $M = 21,4$  MPa. Natomiast dla warstwy zagęszczonych żwirów wartość  $M_0 = M = 111$  MPa ustalono na podstawie normy [10].



5. Schemat obliczeniowy osiadań torów suwnicy





6. Schemat obliczeniowy osiadań torowiska wzdłuż szyny

Jak wynika z doświadczeń praktycznych [5] przy badaniu płytą statyczną (VSS), dla prawidłowo wykonanej stabilizacji gruntu cementem (cementogrunt) o wytrzymałości  $R_m = 1,5$  MPa po 3 dniach od wykonania uzyskuje się moduł wtórny  $E_2 > 120$  MPa, a dla cementogruntu o wytrzymałości  $R_m = 2,5$  MPa, po 3 dniach –  $E_2 > 400$  MPa. Stąd do obliczeń przyjęto: dla warstwy stabilizowanej o  $R_m = 1,5$  MPa;  $M = M_0 = 200$  MPa, a dla warstwy stabilizowanej o  $R_m = 2,5$  MPa;  $M = M_0 = 400$  MPa.

Dla przyjętych schematów obliczeniowych, skrajne wartości przekazywanych przez koła jezdne suwnicy obciążeń na torowisko wynoszą  $q_{max} = q_1 = 195$  kPa i  $q_{min} = q_2 = 96$  kPa. W rezultacie osiadania bloczka obciążonego kołem jezdnym suwnicy przy obciążeniu  $q_1$  wyniosły  $s_1 = 0,16$  mm i odpowiednio dla obciążenia  $q_2$ ,  $s_2 = 0,09$  mm.

Zatem, różnica osiadań między szynami nie przekroczy  $\Delta s_{max} = 0,16 - 0,09 = 0,07$  mm.

Ze względu na małe rozmiary bloczka i małą ściśliwość warstw wzmocnionego podłoża obciążenie wydzielonych elementów torowiska (bloczków) nie powoduje istotnego wzrostu osiadań pod bloczkami sąsiednimi. Stąd maksymalna względna różnicę osiadań szyny określa zależność:  $\delta_s = \Delta s / l$ . Stąd dla:  $\Delta s_{max} = 0,07$  mm oraz  $l_{min} = 1,0$  m względne osiadanie podtorza wzdłuż szyny nie przekroczy:  $d_s = 0,0007 = 0,07\% < 0,3\%$ . Zatem warunki wykonania podtorza suwnicy bramowej SB-8 [4] zostały spełnione.

## Podsumowanie

W pracy przedstawiono rozwiązanie projektowe wzmocnienia podtorza suwnicy bramowej posadowionej na słabonośnym podłożu z gruntów antropogenicznych.

Do opracowania rozwiązania projektowego wykorzystano wyniki rozpoznania geotechnicznego warunków gruntowo-wodnych w rejonie projektowanej inwestycji zrealizowane w 2011 r. oraz wyniki dodatkowych badań z 2013 r.

Przeprowadzono weryfikację wyników badań z 2011 r. oraz dokonano nowych ich interpretacji dla ustalenia wyprowadzonych wartości potrzebnych do obliczeń parametrów geotechnicznych wydzielonych warstw gruntowych i warstw wzmocnionych spoiwami.

Zgodnie z obowiązującymi zasadami projektowania geotechnicznego przeprowadzono sprawdzenie warunków stanu granicznego nośności GEO dla dwu sytuacji obliczeniowych fazy budowy suwnicy i dla okresu jej eksploatacji.

Obliczeniami wykazano, że zaproponowany sposób wzmocnienia podłoża, pomimo pozostawienia w podłożu części słabonośnych gruntów antropogenicznych spełnia warunki nośności GEO i użyteczności SLS narzucone przez producenta suwnicy.

Pomimo zastosowania w projektowaniu szeregu uproszczeń, zwłaszcza w schematach obciążeń, a także przyjęcia ostrożnie oszacowanych na podstawie danych z literatury niektórych danych geotechnicz-

nych, rozwiązanie zadania inżynierskiego należy uznać jako bezpieczne pod kątem warunków eksploatacji suwnicy. ◀

## Materiały źródłowe

- [1] Dmitruk S., Suchnicka H. Geotechniczne zabezpieczenia wydobycia, Wrocław 1975
- [2] „Geotech” Ewa Twardysko, „Dokumentacja geotechniczna warunków posadowienia hali magazynowej z suwnicą o udźwigu 8T” 2011 r.
- [3] Hawrysz M., Batog A., Projektowanie budowli ziemnych w skomplikowanych i złożonych warunkach geotechnicznych, Geoinżynieria drogi mosty tunele 3/2013
- [4] Instrukcja wykonania podtorza i toru suwnicy bramowej SB-8, ZREMB Gliwice, 1984
- [5] Lechowicz Z., Parametry gruntowe i obliczenia stateczności, Materiały dydaktyczne – studia podyplomowe Projektowanie geotechniczne, SGGW 2008 r.
- [6] PN EN 1997-1:2008/Ap2:2010-09P Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne
- [7] PN EN 1997-2:2009-04P Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 2: Rozpoznanie i badanie podłoża gruntowego.
- [8] PN-EN ISO 14688-2:200-06P Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Zasady klasyfikowania
- [9] PN-B-04452:2002 Geotechnika. Badania polowe
- [10] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [11] Puła O., Projektowanie fundamentów bezpośrednich według Eurokodu 7, DWE, 2012
- [12] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z 25.04.2012 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz.U. 2012 nr 0 poz. 463)
- [13] TP BF - StB, Teil B 8.3 (2003), Technische Prüfvorschriften für Boden und Fels im Straßenbau. Dynamischer Plattendruckversuch mit Hilfe des Leichtem Fallgewichtsgerätes. Forschungsgesellschaft für Straßen- und Verkehrswesen, Arbeitsgruppe Erd- und Grundbau” Köln, Deutschland)