

Ostrożne podejście do stosowania Eurokodów przy modernizacji nasypów kolejowych

Andrzej Batog, Maciej Hawrysz

Artykuł dotyczy istotnego problemu zapewnienia bezpieczeństwa eksploatacji nasypów modernizowanych linii kolejowych. Konieczność wzmocnienia jest konsekwencją wzrostu obciążeń podtorza wskutek planowanego zwiększenia prędkości rozkładowej pociągów. Do tego jeszcze należy dodać bardzo wysokie wymagania dotyczące zapasu stateczności skarp, jakie wprowadziła najnowsza edycja wewnętrznych przepisów kolejowych. Skrajnie odmienne podejście reprezentują zalecenia projektowe zawarte w normach europejskich, dotyczące projektowania geotechnicznego nasypów kolejowych. W artykule przedstawiona jest dyskusja rozwiązań projektowych uzyskanych według tych dwóch skrajnych podejść obliczeniowych oraz zagrożeń związane z zastosowaniem Eurokodów.

Artykuł recenzowany zgodnie z wytycznymi MNiSW

data zgłoszenia do redakcji: 22.10.2012

data akceptacji do druku: 15.11.2012



dr inż. Andrzej Batog
Politechnika Wrocławska
a.batog@pwr.wroc.pl



dr inż. Maciej Hawrysz
Politechnika Wrocławska
m.hawrysz@pwr.wroc.pl

W przyjętej praktyce projektowej, opartej na krajowych normach np. [6], uwzględniano wystąpienie zwiększonego obciążenia podtorza spowodowanego wzrostem prędkości rozkładowej. Przyjmowanie stosunkowo dużych wartości współczynnika dynamicznego w celu wyznaczenia zastępczego obciążenia pseudostatycznego było spowodowane względami bezpieczeństwa, wynikającymi m.in. z braku dostatecznych doświadczeń krajowych, dotyczących oceny wielkości oddziaływań dynamicznych dla prędkości przekraczających 100 km/h. Dla wyższych prędkości rozkładowych najczęściej ekstrapolowano wartości współczynnika dynamicznego. Do tego jeszcze należy dodać bardzo wysokie wymagania dotyczące zapasu stateczności skarp, jakie wprowadziła najnowsza edycja wewnętrznych przepisów kolejowych, zawartych w „Warunkach technicznych utrzymania podtorza kolejowego Id-3” [1]. Zatem takie podejście obliczeniowe można uznać za wyjątkowo bezpieczne.

Skrajnie odmienne podejście reprezentują zalecenia projektowe zawarte w normach europejskich [3, 4, 5], dotyczące projektowania geotechnicznego nasypów kolejowych. Podjęte próby wdrożenia norm europejskich przy modernizacji linii kolejowych wskazują na problem ostrożności, jaką powinien projektant wykazać z uwagi na całkowite pominięcie w nich wpływu obciążeń dynamicznych na podtorze oraz podłoże gruntowe. Według tych wytycznych zwiększenie prę-

dkości rozkładowej (bez zmiany kategorii linii) nie ma wpływu na wielkość obciążeń.

Przedstawione w pracy wyniki obliczeń analitycznych przykładowych rozwiązań projektowych wskazują na konsekwencje przyjęcia jednego z dwóch obecnie możliwych podejść obliczeniowych. W szczególności, przyjęcie podejścia obliczeniowego według norm europejskich dotyczącego sposobu określania wielkości obciążeń oraz zapasów stateczności może stać w sprzeczności z innymi założeniami przyjmowanymi na podstawie np. wytycznych krajowych Id-3 [3].

Warunki techniczne

Najnowsze, obowiązujące krajowe „Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego Id-3” wprowadzone Zarządzeniem nr 9/2009 Zarządu PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. z dnia 5 maja 2009 roku [1], w przeciwieństwie do poprzedniego wydania WT z roku 2005, dokładnie precyzują wielkość wymaganego zapasu stateczności. W §7 „Wytrzymałość, trwałość i jednorodność podtorza” podane są minimalne wartości wymaganego współczynnika pewności F , dotyczącego podtorza i jego elementów: 2,0 - dla podtorza nowobudowanego i do budowywanego, 1,5 - w eksploatacji.

Ponadto w §6 „Kształt i wymiary podtorza w Tablicy 2 „Typowe nachylenia skarp pod-

torza”, dla nasypów formowanych z typowych gruntów mineralnych zalecane jest nachylenie skarp w stosunku 1:1,5 - 1:1,8. W rozporządzeniu MTiGM nr 987 z dnia 1998 roku (Dz.U. Nr 151 z dn. 15 grudnia 1998 r.) [2] zapisano jednakże, że „skarpy podtorza powinny mieć pochylenie zapewniające ich stateczność w oparciu o przeprowadzoną analizę stateczności”.

W praktyce projektowej przyjmuje się pochylenie 1:1,5 jako typowe, niezależnie od parametrów eksploatacyjnych, od linii znaczenia miejscowego, po linie magistralne, zapominając o tym, że było ono ustalone dla niższych prędkości i obciążeń niż obowiązujące obecnie na liniach kategorii „0”.

Należy tu dodać, iż wobec kontrowersji, jakie wywołały w biurach projektowych podane w wytycznych Warunków technicznych Id3 wymagane minimalne zapasy stateczności, w grudniu 2011 Biuro Dróg Kolejowych PKP jako alternatywę dopuściło stosowanie zasad projektowania geotechnicznego zawartych w Eurokodzie 7 [4, 5] oraz zasad określania obciążeń zawartych w Eurokodzie 1 [3], które są znacząco mniejsze od zalecanych w krajowych normach [6].

Obciążenia podtorza linii magistralnych Obciążenia według unormowań krajowych

Porównując ze sobą kilka najczęściej stosowanych sposobów obliczania obciążeń działających na torowisko stwierdzono, że za najbardziej miarodajną można uznać procedurę podaną w załączniku nr 1 do normy BN-88/8932-02 z roku 1988 [6]. Załącznik dotyczy obliczania osiadania podłoża, co również jest niezwykle istotne przy projektowaniu modernizacji podtorza, ale w punkcie 1 podaje sposób obliczania naprężeń działających na torowisko.

Pionowe naprężenia oddziałujące na torowisko oblicza się ze wzoru:

$$\delta_{zd\max} = a\delta_0\beta \frac{s^2}{s^2 + mZ_1^2} + \delta_{zn} \quad (1)$$

w którym:

δ_0 - naprężenie w podsypce na poziomie spodu podkładów obliczone ze wzoru

$\delta_0 = \frac{P}{F}$ [kPa], w którym P oznacza obciążenie pionowe przekazywane na podkład o powierzchni podstawy F ,

β - współczynnik określający stosunek siły przekazywanej przez podkład na podsypkę do siły przekazywanej przez koło pojazdu na szynę,

s - szerokość podstawy podkładu,

Z_1 - odległość od spodu podkładu do torowiska,

m - współczynnik charakteryzujący rozkład naprężeń w podsypce, przyjmowany $m = 0,5$,

δ_{zn} - naprężenie na powierzchni torowiska wywołane ciężarem,

a - współczynnik dynamiczny, który przyjmuje następujące wartości:

dla prędkości $v < 100$ km/h, $a = 1,2 - 2,0$

dla prędkości $v > 100$ km/h, $a = 2,0 - 3,0$.

Ponieważ dla prędkości $v=0$, $a_{\min}=1,0$ a dla prędkości $v=100$ km/h, $a=2,0$ to przy zależności liniowej $a=f(v)$ i prędkości 160 km/h $a=2,6$. Zależność $a=f(v)$ nie jest wprowadzanie liniowa [7] ale w zakresie prędkości do 160 km/h z niewielkim, pomijalnym błędem można przyjmować ją jako liniową. Wobec tego dla prędkości $v=160$ km/h, $a=2,6$.

Do obliczania naprężeń w podtorzu i podłożu przyjmuje się obciążenie ciągłe $\delta_{zd\max}$ o szerokości styku podsypki z podtorzem B [m] i nieograniczonej długości L . Przyjmując dla warunków modernizowanej linii $v = 160$ km/h i $P = 221$ kN, zgodnie z [1] można wyznaczyć pionowe naprężenia oddziaływujące na torowisko o typowej konstrukcji toru. Obliczona w taki sposób wartość obciążenia wynosi $\delta_{zd\max} = 149$ kPa, która jest ponad dwukrotnie większa od obciążenia statycznego.

Obciążenia według Eurokodów

Podejście obliczeniowe według zaleceń Eurokodu 7 [4] i wprowadzonego Załącznika Krajowego [5] wymaga sprawdzenia stanu granicznego GEO odnoszącego się do stateczności ogólnej, który polega na wykazaniu że jest spełniony warunek:

$$E_d \leq R_d \quad (2)$$

gdzie:

E_d - wartość obliczeniowa efektu oddziaływań,
 R_d - wartość obliczeniowego oporu gruntu przed utratą stateczności.

Wówczas utratę stateczności ogólnej zbocza gruntowego można uznać za dostatecznie mało prawdopodobną.

Wartość obliczeniową efektu oddziaływań należy ustalić z obliczeniowych wartości obciążeń działających na zbocze (np. w sposób który zrealizowano w obecnych obliczeniach na podstawie Eurokodu 1 PN-EN 1991-2:2007 punkt 6.3.6.4 [6], z modelem obciążenia SW/2 zawartym w pkt. 6.3.2(3) przywołanej normy i obliczeniowych wartości danych geometrycznych opisujących kształt zbocza.

Norma Eurokod 1 zaleca, by do oceny efektów globalnych jako równoważne obciążenie pionowe wywołane ruchem kolejowym nasypów pod torem lub w jego sąsiedztwie, przyjąć odpowiedni model obciążenia równomiernie rozłożony na szerokości 3,0 m na poziomie 0,7 m poniżej płaszczyzny jazdy toru. Ponadto wskazuje, iż dla tak ustalonego obciążenia nie trzeba stosować współczynnika dynamicznego, ani nadwyżki dynamicznej.

W takim przypadku stosując model obciążenia SW/2 i współczynnik $a = 1,21$, wynikający z kategorii linii, otrzymuje się wartość obciążenia $q = 63$ kPa.

Zalecenia Eurokodu 1 nie uwzględniają zatem ani wpływu prędkości rozkładowej na wielkości obciążeń ani wpływu oddziaływań

dynamicznych. Jak można zauważyć wartość zastępczego pseudostatycznego obciążenia eksploatacyjnego ustalona według zaleceń krajowych $\delta_{zd\max} = 149$ kPa jest wyższa o 86 kPa, a więc aż o 136% od wartości obciążenia określonego według Eurokodu 1.

Ocena stateczności skarp nasypów kolejowych

Podejście tradycyjne

Tradycyjnie do oceny stateczności skarp nasypów stosowane były głównie dobrze sprawdzone i ugruntowane w praktyce projektowej metody równowagi granicznej tzw. „pasków” czyli uproszczona metoda Bishopa lub Felleniusa, a w przypadku występowania uprzywilejowanych powierzchni (płaszczyzn) poślizgu analizowano stan równowagi bryły potencjalnego klina odłamu za pomocą metody wielkich brył, metody Kezdy'ego bądź rzadziej Szachunianca. W ostatnich latach zeszłego wieku z różnym powodzeniem wdrażano do oceny stateczności nasypów kolejowych programy komputerowe oparte na metodzie elementów skończonych MES (np. Plaxis), bądź rzadziej, oparte na metodzie różnic skończonych (np. FLAC). Wielkość obciążeń wywołanych przejeżdżającym składem przyjmowano najczęściej jako wartość charakterystyczną, przykładem czego jest sposób podany w punkcie 3.1. Ponadto do obliczeń przyjmowano wartości charakterystyczne parametrów geotechnicznych gruntów, w tym ciężaru objętościowego oraz parametrów wytrzymałości na ścinanie.

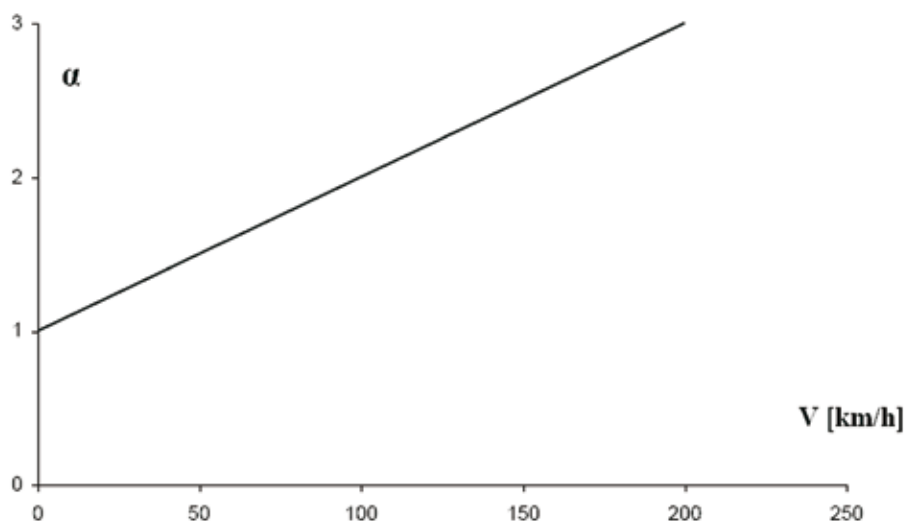
Przed publikacją w roku 2009 najnowszej wersji „Warunków technicznych...” Id3 [1] istniała pewna dowolność w ustalaniu wielkości wymaganego zapasu stateczności skarp. W warunkach występowania najmniej korzystniejszego obciążenia składem poruszającym się z pełną prędkością rozkładową wymagana wartość wskaźnika stateczności przyjmowana była najczęściej w zakresie $F_{\text{dop}} = 1,20 - 1,50$. Ostatnia, najwyższa wartość była przyjmowana w ślad za wymaganiami stawianymi nasypom drogowym w przedmiotowych rozporządzeniach (obecnie obowiązujące wydano w 1999 [9]). Prowadziło to jednak do znacznego przewymiarowania konstrukcji nasypów lub konstrukcji je wzmacniających.

Ocena stateczności według Eurokodu 7

Podejście obliczeniowe

Wytyczne Eurokodu 7 [4] dotyczące analizy stateczności skarp są zawarte w rozdziale 11 „Stateczność ogólna” a zalecenia dotyczące projektowania nasypów w rozdziale 12 „Nasypy”.

W celu oceny stateczności skarp nasypów należy sprawdzić stany graniczne GEO



1. Zależność współczynnika dynamicznego od prędkości ruchu pojazdów szynowych

oraz STR, których osiągnięcie wiąże się z utratą stateczności ogólnej masywu gruntowego oraz obiektów towarzyszących (np. elementów konstrukcyjnych torowiska). Stan graniczny typu GEO wiąże się z wystąpieniem zniszczenia w masywie gruntowym np. w postaci osuwiska skarpy wykopu, naturalnego zbocza lub skarpy nasypu posadowionego na słabonośnym podłożu. Z kolei stan graniczny typu STR dotyczy przypadków wystąpienia zniszczenia lub dużych przemieszczeń w masywie gruntowym wraz z elementami konstrukcyjnymi w nim wykonanymi np. awarie kotwionych ścian oporowych głębokich wykopów, w których powierzchnia zniszczenia przechodzi przez kotwy.

Do analizy stateczności można zastosować jedno z czterech wprowadzonych przez Eurokod 7 podejść obliczeniowych, które różnią się sposobem przyjęcia wartości poszczególnych współczynników częściowych. Współczynniki częściowe zostały ujęte w trzy grupy:

- A - współczynniki stosowane do oddziaływań lub ich efektów, obejmujące:
 - γ_G - współczynnik częściowy dla oddziaływań stałych niekorzystnych (głównie powodowanych ciężarem własnym gruntu, z tym że nie jest on tożsamy ze współczynnikiem cząstkowym dla ciężaru własnego gruntu γ),
 - $\gamma_{G\text{fav}}$ - współczynnik częściowy dla oddziaływań stałych korzystnych,
 - γ_Q - współczynnik częściowy dla oddziaływań zmiennych (obciążeń),
 - M - współczynniki dla parametrów gruntu, obejmujące m.in.:
 - $\gamma_{\varphi'}$ - współczynnik częściowy dla tangensa efektywnego kąta tarcia wewnętrznego,
 - γ_c - współczynnik częściowy dla efektywnej spójności,
 - γ_y - współczynnik częściowy dla ciężaru objętościowego gruntu,
 - R - współczynnik γ_{Re} stosowany dla oporów występujących na powierzchni poślizgu.
- Wartości współczynników częściowych

zalecanych przez Eurokod 7 do stosowania w analizie stateczności skarp dla poszczególnych podejść obliczeniowych (PO) zestawiono w tabeli 1. Zgodnie z załącznikiem krajowym NA [5] do sprawdzania stateczności ogólnej, w tym stateczności skarp, zaleca się stosowanie podejścia obliczeniowego PO 3 a dla pozostałych stanów granicznych podejścia PO 2.

Metody inżynierskie w analizie stateczności skarp wg Eurokodu 7

Projektowanie zgodnie z Eurokodem 7 wymaga wykazania, iż obliczeniowe skutki oddziaływań E_d są nie większe niż odpowiadający im obliczeniowy opór R_d :

$$R_d \geq E_d \quad \text{lub} \quad \frac{R_d}{E_d} \geq 1 \quad (3)$$

Zatem analiza stateczności prowadząca do wyznaczenia minimalnej wartości wskaźnika stateczności $F_{\min}$ winna być wykonywana na wartościach obliczeniowych parametrów geotechnicznych, oddziaływań i oporów uzyskiwanych poprzez zastosowanie współczynników częściowych.

Przykładowo, w powszechnie stosowanych, inżynierskich metodach analizy stateczności (tzw. metodach „pasków”), przy przyjęciu kołowo cylindrycznej powierzchni poślizgu moment obracający należy traktować jako skutek oddziaływań M_{Ed} , a odpowiadający mu moment utrzymujący jako opór wobec tych oddziaływań M_{Rd} . Zatem wskaźnik stateczności w ujęciu Eurokodu 7 definiuje następujący wzór:

$$F = \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \frac{\sum_{i=1}^n R_{ed,i}}{\sum_{i=1}^n (W_{d,i} + Q_{d,i}) \sin \alpha_i} \quad (4)$$

gdzie:

- $R_{ed,i}$ - obliczeniowy opór gruntu na ścinanie wzdłuż podstawy i-tego bloku (paska),
- α_i - kąt nachylenia podstawy i-tego bloku do poziomu,
- $W_{d,i}$ - obliczeniowy ciężar i-tego bloku, sprowadzony do podstawy bloku (paska),

$Q_{d,i}$ - obciążenie zewnętrzne przyłożone na poziome podstawy i-tego bloku.

Przy takim podejściu minimalny wskaźnik stateczności winien być nie mniejszy od jedności. Warunek (3) implikuje diametralnie odmienne od tradycyjnie stosowanego, podejście do obliczeń stateczności, w którym obliczenia wykonywano dla charakterystycznych wartości oddziaływań i reakcji gruntu, a wymagany zapas stateczności osiągnano poprzez odpowiednio wysoką wartość dopuszczalną dyrektywnego współczynnika pewności F_{dop} , która w aktualnym wydaniu „Warunków technicznych...” Id3 [1] wynosi $F_{dop} = 1,5 - 2,0$.

Zapisy Eurokodu 7 pośrednio wprowadzają warunek konieczności uwzględnienia w obliczeniach stateczności sił poziomych między wydzielonymi blokami w klinie odłamu. Wyklucza to więc stosowanie do analizy stateczności skarp popularnej metody Felleniusa (szwedzkiej), jak również metody Janbu, w wersji w której rozpatruje się tylko pionowe reakcje między blokami.

Porównanie wyników oceny stateczności

Dla ilustracji różnic w ocenie stateczności przeprowadzonych za pomocą podejścia wg Id3 a podejściem wg norm europejskich, obliczenia przeprowadzono dla typowego nasypu kolejowego uformowanego zgodnie z zasadami podanymi w Tabelicy 2 „Warunków technicznych...” Id3 [3] - nasyp o nachyleniu 1;1,5 uformowany z gruntów piaszczysto-gliniastych (piasków gliniastych) o typowych wartościach parametrów geotechnicznych $\gamma=20 \text{ kN/m}^3$, $\varphi=15^\circ$, $c=26 \text{ kPa}$. Dla ograniczenia analizy stateczności do gruntów podtorza (nasypu) dla podłoża przyjęto wyższe wartości parametrów geotechnicznych, tak aby najniebezpieczniejsze powierzchnie poślizgu przebiegały głównie w nasypie. W przykładzie obliczeniowym analizowano stateczność nasypu o zmiennej wysokości 3 - 6 m. Obliczenia stateczności przeprowadzono metodą Bishopa w naprężeniach całkowitych (przyjęto, iż ciśnienie wody w porach gruntu nie występuje - nasyp w strefie aeracji).

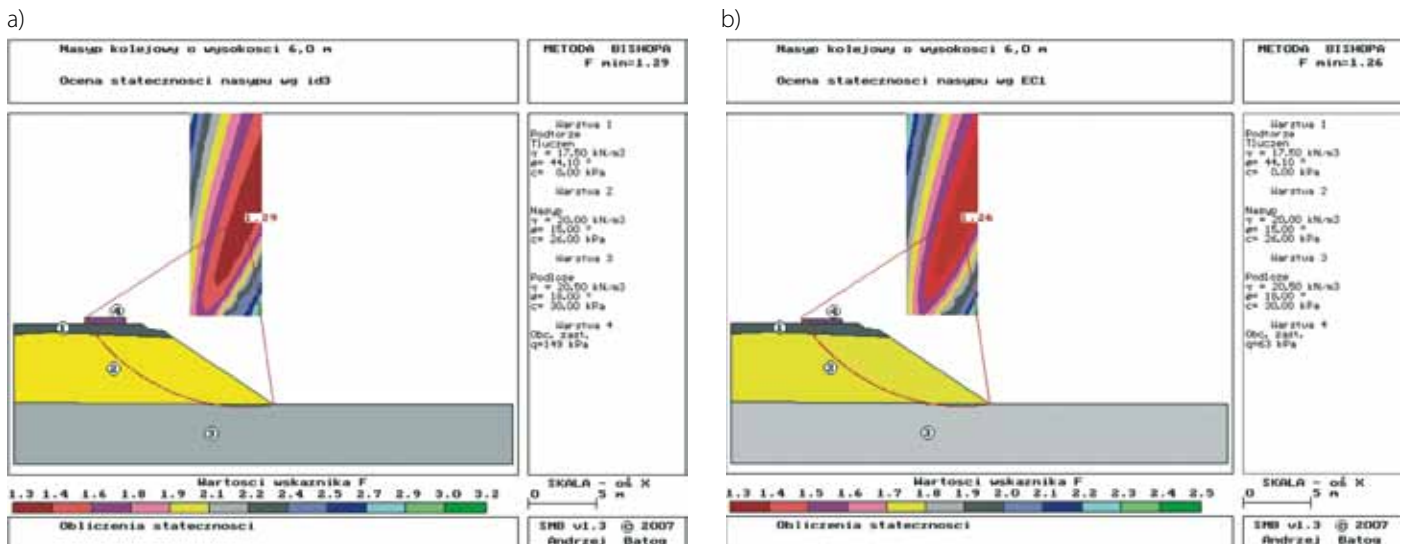
Na rysunku 2 porównano wyniki analizy stateczności dla nasypu o maksymalnej wysokości 6 m. Na wykresie zamieszczonym na rysunku 3 zestawiono wyniki uzyskane dla obu podejść wraz ze stosownymi kryteriami oceny stateczności.

Jak można zauważyć na wykresie (rysunek 3), przy przyjęciu podejścia zgodnego z krajowymi uregulowaniami, typowy obciążony nasyp kolejowy, o nachyleniach zgodnych z „Warunkami technicznymi...” Id3 [3] nie spełnia wymogów stosowanych przed rokiem 2009 ($F_{dop}=1,5$) a tym bardziej znacznie zwiększonych wymogów dotyczących zapasu stateczności, wprowadzonych

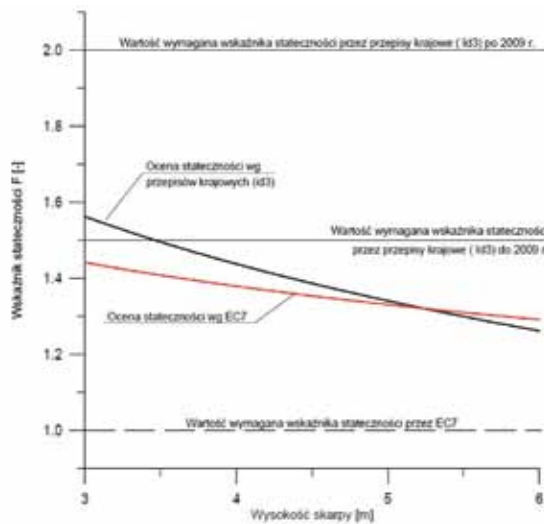
Tab.1: Wartości współczynników częściowych zalecanych do stosowania w analizie stateczności skarp

Współczynniki częściowe		Podejścia obliczeniowe			
		PO 1		PO 2	PO 3
		Kombinacja 1	Kombinacja 2		
A	γ_G	1,35	1,0	1,35	1,0*
	$\gamma_{G\text{fav}}$	1,0	1,0	1,0	1,0
	γ_Q	1,5	1,3	1,5	1,3*
M	$\gamma_{\varphi'}$	1,0	1,25	1,0	1,25
	γ_c	1,0	1,25	1,0	1,25
	γ_y	1,0	1,0	1,0	1,0
R	γ_{Re}	1,0	1,0	1,1	1,0

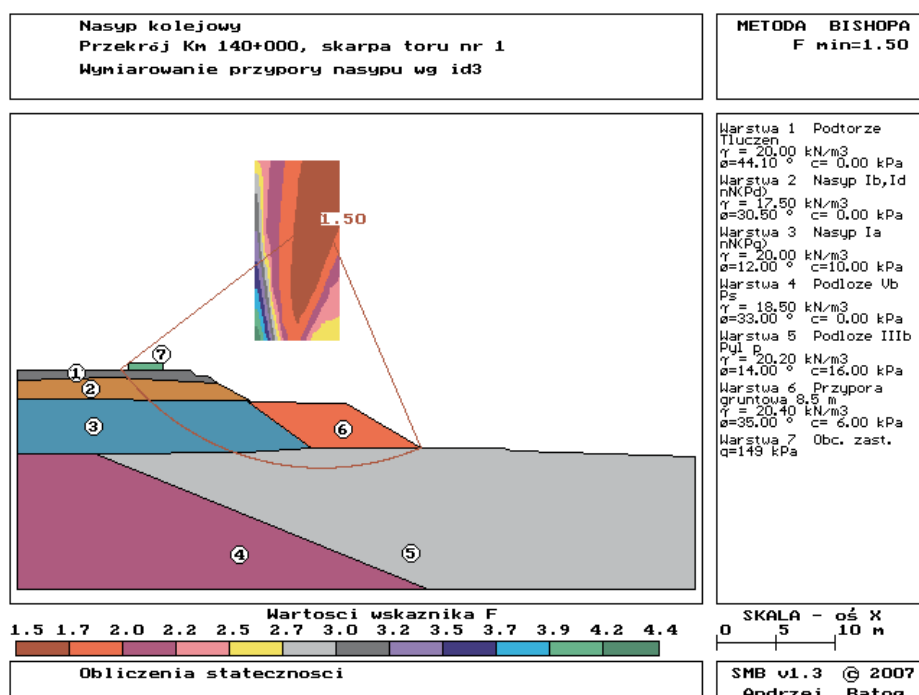
*/ oddziaływania te traktuje się jako oddziaływania geotechniczne



2. Ocena stateczności skarpy obciążonego nasypu kolejowego o wysokości 6,0 m
a) podejście według przepisów krajowych, b) podejście według Eurokodu 1 oraz 7



3. Porównanie ocen stateczności typowej skarpy nasypu kolejowego



4. Przykład wymiarowania przypory obciążonego nasypu według podejścia krajowego

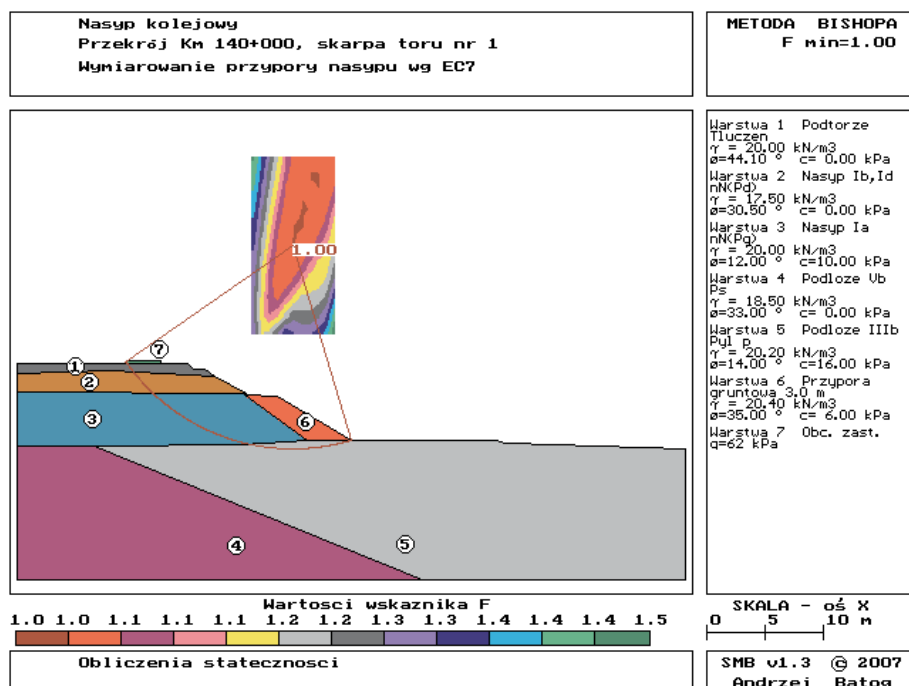
po 2009 r. ($F_{dop}=2,0$). Całkowicie odmiennie przedstawiają się wyniki oceny stateczności przeprowadzonej na podstawie Eurokodów. W tym przypadku wszystkie oceny stateczności są znacznie wyższe od wartości wymaganej $F_{dop}=1,0$. Jednakże to podejście winno być stosowane z rozumą, gdyż nie uwzględnia ono wpływu oddziaływań dynamicznych.

Przykłady obliczeniowe stateczności nasypu wzmocnionego przyporą gruntową

Przy modernizacji linii magistralnych częstą praktyką projektową jest poszerzenie nasypów ze skarpami o nachyleniu 1:1,5, a w przypadku niewystarczającej stateczności globalnej, budowanie przypór dla jej poprawienia. Jako przykład dla ilustracji takiego rozwiązania wybrano rzeczywisty przekrój, w którym w warunkach występowania obciążenia składowym nasypu skarpa jest niestateczna zarówno przy zastosowaniu podejścia obliczeniowego według przepisów krajowych (Id3), jak i dla podejścia obliczeniowego opartego na Eurokodach.

W przypadku zastosowania podejścia zgodnego z przepisami krajowymi, z trudem można w tym przypadku (rysunek 4) uzyskać za pomocą bardzo rozległej przypory długości 8,5 m (pełniącej rolę ławy dociągającej) wartość wskaźnika stateczności $F_{min}=1,50$.

Należy tu zauważyć, iż formowanie przypór gruntowych szerokości ponad 8 m w wielu przypadkach nie jest możliwe, m.in. z uwagi na konieczność wykupu gruntów sąsiadujących ze szlakiem kolejowym. Zatem dla osiągnięcia wymaganego zapasu stateczności zgodnego z Id3 w przypadku modernizacji nasypów kolejowych należy z góry założyć konieczność jego zbrojenia za pomocą gwoździowania, palowania lub



5. Przykład wymiarowania przypory obciążonego nasypu według podejścia krajowego

innych technologii wglębnego wzmacniania podłoża gruntowego.

Do innych, mniej ostrych wniosków można natomiast dojść po przeprowadzeniu tego typu analiz w oparciu o zasady projektowania geotechnicznego zawarte w Eurokodzie 7. W tym przypadku dla spełnienia warunku stanu granicznego GEO potrzebna jest niewielka przypora szerokości 3 m (rysunek 5). Wynika to z dwóch głównych założeń do oceny stateczności ogólnej:

- przyjęcia znacznie mniejszych obciążeń charakterystycznych od przejeżdżającego składu kolejowego niż według zaleceń krajowych, uwzględniających potencjalny wpływ oddziaływań dynamicznych przy dużych prędkościach,
- przyjęcia znacznie niższego zapasu stateczności - według Załącznika Krajowego do Eurokodu 7 [5] do oceny stateczności ogólnej stosować należy podejście obliczeniowe 3, w którym zakłada się wymaganą wartość wskaźnika stateczności $F_{dop} = 1.0$ a zapas stateczności wynika tylko z przyjęcia do analiz numerycznych obliczeniowych (obniżonych) wartości parametrów wytrzymałości na ścinanie oraz obliczeniowego obciążenia (zwiększonego), których wartości określa się na podstawie współczynników częściowych.

Przyjęcie powyższych założeń do oceny stateczności modernizowanych nasypów kolejowych może skutkować znacznie mniejszym zakresem prac związanych z ich wzmocnieniem. Jednakże w praktyce projektowej podejście prezentowane w Eurokodzie 7 winno być stosowane z rozwagą, przede wszystkim w sytuacjach, w których warunki gruntowe i wodne w nasypach i ich bezpośrednim podłożu sprzyjają silnemu tłumieniu niekorzystnych oddziaływań dynamicznych.

Podsumowanie

Jak wykazano w oparciu o przykłady zawarte w niniejszej pracy, zastosowanie wytycznych zawartych w Eurokodzie 7 oraz 1 jako alternatywy wobec dotychczasowych metod oceny stateczności skarp nasypów na modernizowanych liniach kolejowych, pozwala ograniczyć znacząco zakres prac zabezpieczających. Jednakże przykłady te również wskazują, że oba te podejścia nie są sobie równoważne. Bezkrtyczne stosowanie Eurokodów do nasypów kolejowych może prowadzić do groźnych błędów w przypadkach, w których warunki gruntowe nie sprzyjają znacznemu tłumieniu efektów dynamicznych od przejeżdżających składów kolejowych. ◀

Materiały źródłowe

- [1] Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego Id-3, PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Warszawa 2009 r.
- [2] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej nr 987 z dnia 10.09.1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie. Dz.U. Nr 151 z dnia 15.12.1998 r.
- [3] PN-EN 1991-2:2007. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2. Obciążenia ruchome mostów
- [4] PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne
- [5] PN-EN 1997-1:2008/Ap2:2010 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne. Załącznik krajowy NA
- [6] Norma branżowa „Podtorze i podłoże kolejowe. Roboty ziemne. Wymagania i badania” BN-88/8932-02 z roku 1988
- [7] Drogi Kolejowe, praca zbiorowa pod redakcją Jana Sysaka, PWN, Warszawa 1986.
- [8] Kazimierz Towpik: Infrastruktura transportu kolejowego. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2004
- [9] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie. Dz.U. 1999 nr 43 poz. 430
- [10] Wiłun Z.: Zarys geotechniki, Wyd. Kił, Warszawa, 2000
- [11] Krużyński M., Hawrysz M., Batog A.: Stateczność skarp nasypów modernizowanych linii magistralnych. III MKN-T Problemy modernizacji i naprawy podtorza konferencyjnego. Materiały konferencyjne. Wrocław Żmigród, 2006
- [12] Batog A., Hawrysz M.: Problemy analizy stateczności skarp nasypów kolejowych. Górnictwo i Geoinżynieria. 1/2008