

OCENA NOŚNOŚCI I STATECZNOŚCI PODTORZA ZGODNIE Z WYMAGANIAMI KRAJOWYMI ORAZ EUROKODU PN-EN 1991:2¹

Kazimierz Kłosek

dr hab. inż., prof. Pol.Śl. i WST, Wyższa Szkoła Techniczna, ul. Rolna 43, 40-555 Katowice, tel.: +48 322025034, e-mail: kazklo50@gmail.com

Juliusz Sołkowski

dr hab. inż., Politechnika Krakowska, ul. Warszawska 24, 31-155 Kraków tel.: +48 6282157, e-mail: jsolkowski@o2.pl

Marek Tondera

mgr inż., Rail-Road Project, Smolnica, tel.: +48 662 249 314, e-mail: m.tondera@onet.eu

Streszczenie. Obecnie zauważyć można w kraju problem z koegzystencją kolejowych przepisów wewnętrznych z wymogami zawartymi w Eurokodach. Artykuł prezentuje problematykę prawidłowego wykonywania modeli numerycznych na potrzeby analizy stateczności skarp i nasypów oraz podtorza w kontekście stosowania różnych modeli obciążenia.

Słowa kluczowe: stateczność nasypu, stateczność podtorza, modele obciążenia, LM71, HSLM, EC-1, EC-7, Id-3

1. Wprowadzenie

Wprowadzenie w Unii Europejskiej jednolitych aktów normowych dotyczących oceny i projektowania obiektów budowlanych spowodowało, iż wiele obowiązujących dotychczas wewnętrznych wytycznych branżowych jest obecnie wzajemnie niespójne. Zaobserwować można przez to stosowanie różnych modeli obliczeniowych, nie zawsze właściwych, co powoduje szereg problemów związanych z właściwym dokonywaniem samych analiz numerycznych, a także powodować może problemy proceduralne w odbiorze zadanych prac przez Zamawiającego, który posługuje się przestarzałymi instrukcjami wewnętrznymi, niedostosowanymi do istniejącego stanu wiedzy inżynierskiej. W konflikcie takim stoją na przykład wytyczne Id-3 „Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego” wprowadzone Uchwałą nr 165/2009 Zarządu PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. z dnia 04.05.2009 r. [5], z obowiązującymi normami PN-EN 1991-2 [1] oraz PN-EN 1997 [2,3]. Powyższe spowodowało, iż w literaturze spotkać można wiele interpretacji wymaganych wartości obciążeń jakie należy przyjąć w modelach obliczeniowych, sięgające dla prędkości rozkładowych 160 km/h wielkość obciążenia

¹ Wkład procentowy poszczególnych autorów: Kłosek K.: 34%, Sołkowski J.: 33%, Tondera M.: 33%

zastępczego na poziomie $q_{zast} = 120 \text{ kPa}$ [8], a nawet $q_{zast} = 150 \text{ kPa}$ [7]. Wynikające z powyższej sytuacji nieścisłości, czy nawet rozbieżności, autorzy niniejszego artykułu pragną wykazać na przykładzie najważniejszych elementów stanowiących ocenę stanu podtorza, tj.: analiz stateczności skarp i nasypów stanowiących konstrukcję podtorza oraz stosowanych modeli obciążeniowych dla poszczególnych obciążeń i odpowiadające im wartości.

2. Przyjmowanie obciążenia od ruchu kolejowego do obliczania osiadania i stateczności podtorza

2.1. Przypadki obliczeniowe

Zgodnie z Rozporządzeniem Ministra Infrastruktury i Rozwoju z dnia 5.06.2014 (Dz. U. poz. 867) „Zmieniające rozporządzenie w sprawie war. techn. jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie”, stosuje się:

- 1.1 par. 14a „...przy sprawdzaniu wytrzymałości budowli kolejowych stosuje się modele obciążeniowe zgodnie z PN-EN 15528 „Kolejnictwo – klasyfikacja linii w odniesieniu do oddziaływań pomiędzy obciążeniami granicznymi pojazdów szynowych a infrastrukturą”,
- 1.2 par. 14b „...modele obciążeń projektowych stosuje się zgodnie z normą PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje -- Część 2: Obciążenia ruchome mostów. Przy przyjmowaniu obciążenia kolejowego należy stosować współczynnik (mnożnik obciążenia) dla linii magistralnych i pierwszorzędnych $\alpha = 1.21$ (par. 14.b, p. pkt. 1).

Rozważając przypadki obliczeniowe podane powyżej, pozostaje problem sposobu przyłożenia obciążenia do konstrukcji ziemnej podtorza. Czy należy obciążenie przykładać osiowo na tor, czy mimośrodowo, czy w sposób pasmowy (tzn. poniżej spodu podsypki), czy ma to być obciążenie poruszające się, czy obciążenie ze współczynnikiem dynamicznym, itp.

- a. przypadek 1.1 (norma PN-EN 15528):
 - nie ma wskazań odnośnie sposobu przykładania obciążenia,
 - w prezentowanych modelach obliczeniowych dla wagonów oraz lokomotyw 4-osiowych i 6-osiowych rozważa się zasadniczo prędkość do 160 km/h (wyjątkowo 200 km/h), z zaleceniem przeprowadzenia analiz dynamicznych zgodnie z Eurokodem 1, pkt. 5.1, Załącznik D),
 - w normie podaje się modele referencyjne, które są reprezentatywne dla określonych typów dla wagonów i lokomotyw, na które składają się konfiguracje osi oraz naciski osiowe, tworząc podział na kategorie linii (od A do E5),
- b. przypadek 1.2: (PN-EN 1991-2 Eurokod 1):
 - zgodnie z pkt. 6.3.6.4, przy obliczeniach podtorza stosuje się obciążenie pasmowe o szerokości 3.0 m położone 0.7 m poniżej powierzchni toczonej główki szyny.

2.2. Przykłady obliczeń obciążenia na podtorze zgodnie z PN-EN 15528

Biorąc pod uwagę najbardziej niekorzystny przypadek obciążenia, dla najcięższych pojazdów, poniżej prezentowane są wyniki obliczeń na podstawie **zalecenia PN-EN 15528**: dotyczące sprawdzenia wytrzymałości budowli kolejowych są następujące:

- lokomotywy: maksymalne obciążenie liniowe 64 kN/m (pkt. 6.3.4.), które dotyczy zarówno lokomotyw 4-osiowych jak i 6-osiowych,
- wagony: najcięższy wagon referencyjny (E5) – obciążenie liniowe 88 kN/m (Tabela A.1).

Z uwagi na brak w w/w normie określenia sposobu przyłożenia obciążenia, wykonano obliczenia dla obciążenia pasmowego o szerokości 3.0 m (przez analogię do PN-EN 1991-2 Eurokod 1). Uzyskano następujący wynik:

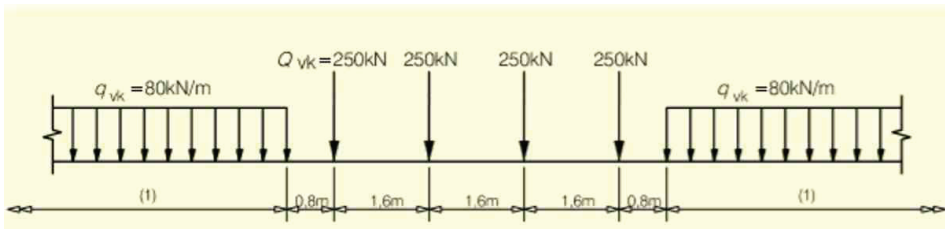
- dla lokomotyw: 64 kN/m/3.0 m -21.3 kPa,
- dla wagonów: 88 kN/m/3.0 m -29.3 kPa.

Stosując współczynnik dla linii $\alpha = 1.21$ (mimo braku bezpośredniego wskazania) uzyskuje się obciążenia pasmowe odpowiednio 25,8 kPa oraz 35,5 kPa, które są mniejsze niż wynikające z modelu LM 71 (tzn. 63.02 kPa).

2.3. Przypadki przyjmowania obciążeń projektowych zgodnie z PN-EN 1991-2 Eurokod 1

Zgodnie z TSI infrastruktura 1299/2014, pkt. 4.2.7.1.1, współczynnik zależny od kategorii linii w przypadku linii o kodach P1, P2, P3, P4 oraz F1, F2, F3 musi spełniać warunek $\alpha > 1$, ponadto także zgodnie ze wspomnianym Rozporządzeniem (Dz. U. 867) $\alpha = 1.21$ (par. 14.b, p. pkt. 1). Wg PN-EN 1991-2 Eurokod 1: Oddziaływania na konstrukcje, stosowane są następujące modele obliczeniowe:

- Model LM 71** – do obliczeń obiektów mostowych oraz także do obliczeń podtorza, gdzie stosuje się obciążenie pasmowe o szerokości 3.0 m położone 0.7 m poniżej powierzchni tocznej główki szyny (pkt. 6.3.6.4) – rys. 1.



Rys. 1. Model obciążenia LM 71

Z powyższego modelu oblicza się obciążenia na 1 mb toru:

$$250 \text{ kN}/1.6 \text{ m} = 156.3 \text{ kN/m}$$

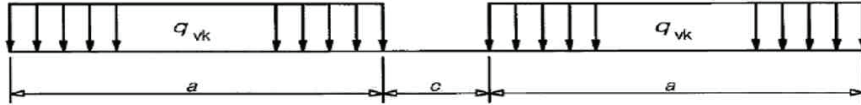
Po zastosowaniu współczynnika $\alpha = 1.21$ otrzymuje się:

$$156.3 \times 1.21 = 189.06 \text{ kN/m}$$

Obciążenie powyższe jest przyłożone jako obciążenie pasmowe o szerokości 3.0 m, co oznacza ostatecznie:

$$\text{obciążenie od taboru} = 189.06 \text{ kN/m}/3.0 = 63.02 \text{ kPa.}$$

- b. Model SW/0 i SW/2 – do obliczeń przęseł obiektów mostowych o belkach ciągłych, nie stosuje się do obliczeń podtorza – widać ponadto, że efekty obciążenia modelem SW/2 (rys. 2) od ciężkiego ruchu kolejowego dają wartości mniejsze, niż efekty obliczone z zastosowaniem LM 71.



Model obciążenia SW/0 i SW/2

Wartości charakterystyczne obciążeń pionowych w modelach obciążeń SW0 i SW2

Model Obciążenia	q_{vk} [kN/m]	a [m]	c [m]
SW/0	133	15,0	5,3
SW/2	150	25,0	7,0

$$SW/2 = 150 \text{ kN} \times 1.21 / 3.0 \text{ m} = 60.5 \text{ kPa} < LM 71 = 63.02 \text{ kPa,}$$

Rys. 2. Modele obciążenia SW/0, SW/2

- c. Modele dynamiczne pionowych obciążeń ruchomych

Modele dynamiczne stosuje się do obliczeń konstrukcji mostowych w celu uwzględnienia wpływu szybkiego przyrostu obciążenia na wzbudzenie konstrukcji oraz w celu sprawdzenia, czy nie występują zjawiska rezonansowe w konstrukcji obiektu mostowego. Zgodnie z PN-EN 1991-2 Eurokod 1, przy takich obliczeniach bierze się pod uwagę:

- prędkość ruchu po obiekcie mostowym, rozpiętość elementu oraz długość linii ugięcia elementu,
- częstotliwość drgań własnych konstrukcji i elementów wchodzących w jej skład,
- liczbę osi pojazdu,
- tłumienie konstrukcji,
- charakterystykę pojazdu oraz toru położonego na obiekcie mostowym.

Wspominany Eurokod 1 podaje także granice częstotliwości drgań własnych obiektu mostowego.

Analizę dynamiczną obiektu mostowego należy wykonać dla Pociągów Rzeźwistych jeżeli $v_{\max} \geq 200 \text{ km/h}$. Natomiast, jeśli prędkość maksymalna $v_{\max} < 200 \text{ km/h}$, należy przeprowadzić obliczenia dla pociągów typowych. W cytowanym EC 1 podana jest lista pociągów typowych: A, B, C, D oraz E.

Na obiektach projektowanych na liniach dla $v > 200 \text{ km/h}$ analizę dynamiczną należy wykonać stosując także model HSLM. Model obciążenia stanowią dwa niezależne Pociągi Uniwersalne: HSLM-A oraz HSLM-B. Pierwszy z wy-

mienionych modeli podaje zestawy wagonów od A1-A10, natomiast drugi model jest układem sił pionowych o jednakowym rozstawie. Model ten stosuje się dla obiektów mostowych o rozpiętości do 7.0 m w celu sprawdzenia zjawisk rezonansowych pomiędzy pojazdem a krótkim obiektem, który może być wzbudzony z częstotliwością zbliżoną do częstotliwości drgań własnych obiektu z uwagi na jego małą rozpiętość.

Zgodnie z Załącznikiem E w/w normatywu (str. 141), model obciążenia HSLM stosuje się gdy:

- nacisk statyczny osi jest ograniczony do 170 kN dla pociągów zespolonych oraz dla pociągów konwencjonalnych, zasadniczo także mniejszych niż 170 kN (wzór do określenia nacisku osi E.2, znajduje się w załączniku E),
- długości wagonu $18 \div 27$ m,
- masa pociągu jest ograniczona do 10000 kN,
- długość pociągu nie przekracza 400 m,
- do obliczeń z wykorzystaniem modelu HSLM nie stosuje się współczynnika dynamicznego (pkt. 6.4.5.2)

Modelu HSLM nie stosuje się do obliczeń podtorza.

2.4. Sprawdzenie współczynników obciążeniowych dla pociągów rzeczywistych

Pomijając efekty nagłego przyrostu obciążenia na podtorze oraz efekty rezonansowe pomiędzy pociągiem a podtorzem, współczynniki obciążeniowe dla pociągów rzeczywistych są wyznaczone w następujący sposób (nawet przy założeniu wystąpienia ponadnormatywnych obciążeń pociągami towarowymi):

- a. **wagony** – naciski osiowe 250 kN o rozstawie 1.8 m w wózkach:
 $250 \text{ kN}/1.8 \text{ m} = 138.9 \text{ kN/m}$ (obciążenie liniowe),
co daje obciążenie pasmowe o szerokości 3.0 m wartości:
 $138.9 \text{ kN/m}/3.0 \text{ m} = 46.3 \text{ kPa} < 63 \text{ kPa (LM 71)}$,
Obliczony współczynnik zwiększający dla modelu LM 71 wynosi 1.36;
- b. **lokomotywy** – naciski osiowe 225 kN o rozstawie 2.6 m w wózkach:
 $225 \text{ kN}/2.6 \text{ m} = 86.5 \text{ kN/m}$ (obciążenie liniowe),
co daje obciążenie pasmowe o szerokości 3.0 m wartości :
 $86.5 \text{ kN/m}/3.0 \text{ m} = 38.9 \text{ kPa} < 63 \text{ kPa (LM 71)}$,
Obliczony współczynnik zwiększający dla modelu LM 71 wynosi 2.18;
- c. **Pendolino** – naciski osiowe N o rozstawie 3.0 m w wózkach:
 $170 \text{ kN}/3.0 \text{ m} = 56.7 \text{ kN/m}$ (obciążenie liniowe),
co daje obciążenie pasmowe o szerokości 3.0 m wartości:
 $56.7 \text{ kN/m}/3.0 \text{ m} = 18.9 \text{ kPa} < 63 \text{ kPa (LM 71)}$,
Obliczony współczynnik zwiększający dla modelu LM 71 wynosi 3.34.

2.5. Wnioski z przeglądu modeli obliczeniowych dla podtorza

- 1) obciążenie pasmowe o wartości **63.02 kPa**, uzyskane z modelu LM71, przyłożone na głębokości 0.7 m poniżej powierzchni tocznej główki szyny jest zgodne z obowiązującymi normami oraz rozporządzeniami (Rozp. Dz. U. 867, 2014, TSI 1299/2014, Eurokod 1: PN-EN 1991-2),
- 2) powyższe obciążenie jest przyjmowane do projektowania (ew. wzmacniania) podtorza i jest największym możliwym obciążeniem przyjmowanym dla podtorza,
- 3) obciążenie przyjmowane dla budowli istniejących, zgodnie z PN-EN 15528, dla najcięższego możliwego obciążenia (linia kategorii E5) wynosi **35,5 kPa** (z uwzględnieniem współczynnika dla kategorii linii $\alpha = 1.21$),
- 4) przy sprawdzaniu nośności podtorza istniejącego (bez jego wzmacniania), przy zastosowaniu modelu LM 71 uzyskuje się pewność co do jego nośności, gdy współczynnik stateczności jest spełniony, natomiast w przypadku niespełnienia współczynnika stateczności należałoby przeprowadzić dodatkową analizę z wykorzystaniem wymagań normy PN-EN 15528,
- 5) formy zniszczenia podtorza (utruty stateczności) uzyskane z wykorzystaniem w/w obciążeń będą na ogół różne, co prowadzi do wniosków odnośnie zastosowania typu wzmocnienia podtorza,
- 6) wymienione wyżej normatywy podają quasi-styczne modele obciążenia - brak jest modeli w pełni dynamicznych do obliczeń podtorza.

3. Ocena stateczności podtorza z uwzględnieniem wymogów Eurokodu 7 i warunków technicznych Id-3

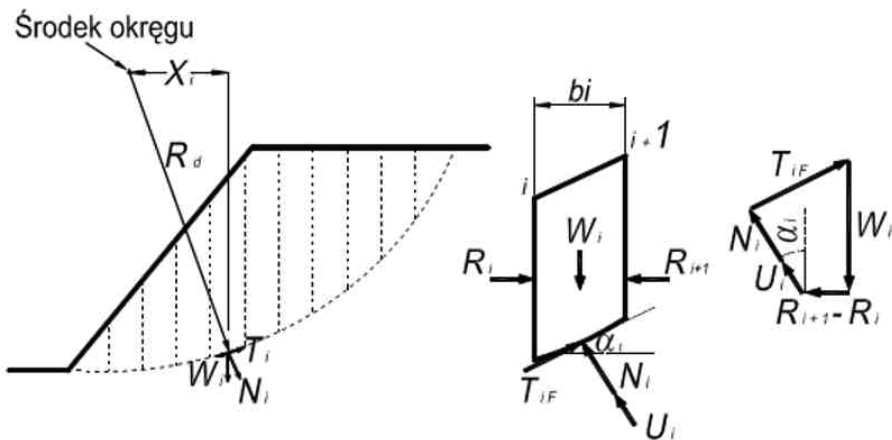
W niniejszej części artykułu zaprezentowane zostały wyniki analiz numerycznych wykonanych na potrzeby oceny istniejącej linii kolejowej w kontekście przystosowania jej do potencjalnego przejścia obciążeń związanych z podniesieniem prędkości do 230/250 km/h.

Obliczenia stateczności zostały wykonane na podstawie aktualnie obowiązującej normy PN-EN 1997-1 (Eurokod 7). Zgodnie z punktem 2.4.7.3. zastosowano podejście obliczeniowe nr 3, gdzie kombinacja zestawu współczynników częściowych opisana jest zależnością: $A2 + M2 + R3$. Obciążenia przyjęto zgodnie z Eurokodem 1 „Oddziaływania na konstrukcje”, przyjmując model LM 71 wg PN-EN 1991-2. Na potrzeby korelacji wyników z wymogami Id-3 wytypowano reprezentacyjne przekroje, celem określenia współczynnika bezpieczeństwa według niestosowanej obecnie metody globalnego współczynnika bezpieczeństwa, niemniej do wyników tej metody odnoszą się bezpośrednio wymogi zawarte w Id-3 [5]. Celem porównania dla wytypowanych przekrojów zostały także wykonane modele obliczeniowe uwzględniające obciążenie przyjęte dla Pendolino w miejsce stosowanego obciążenia LM 71.

Obliczenia stateczności skarp nasypów i przekopów przeprowadzono analizując kołowe powierzchnie poślizgu przy wykorzystaniu tzw. metody blokowej. Bryłę skarpy podzielono na odpowiednie bloki i sprawdzono stan równowagi każdego z bloków oraz wszystkich łącznie.

Jako siły zsuwające przyjmuje się ciężar własny gruntu, ciśnienie sphywowe wody, obciążenie naziomu bloku itd. Jako siły utrzymujące – siły tarcia i opór spójności. Do określenia współczynnika stateczności skarp projektowanych nasypów zastosowano metodę Bishopa, która opiera się na następujących założeniach:

- płaskiego stanu naprężenia i odkształcenia;
- hipotezy wytrzymałościowej Coulomba-Moh'ra;
- niezależności parametrów Φ i c ;
- wystąpienia wzdłuż całej powierzchni poślizgu jednakowych przemieszczeń.



Rys. 3. Założenia obliczeniowe stateczności skarp projektowanych przy użyciu metody Bishop'a

Obliczenia przeprowadzono przy użyciu specjalistycznego oprogramowania komputerowego (GGU Stability). Zgodnie z obowiązującą w Polsce normą PN-EN 1997 [2,3] oraz Instrukcją ITB nr 429/2007 [6], wartość stopnia wykorzystania wytrzymałości konstrukcji dla projektowanych obiektów (w tym przypadku budowla ziemna) musi spełniać warunek (wg PN – EN 1997-1: Eurocod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne, dla stanu podstawowego do 120 lat użytkowania obiektu):

$$E_d \leq R_d \quad 1/\eta = \frac{E_d}{R_d} \leq 1 \quad (1a)$$

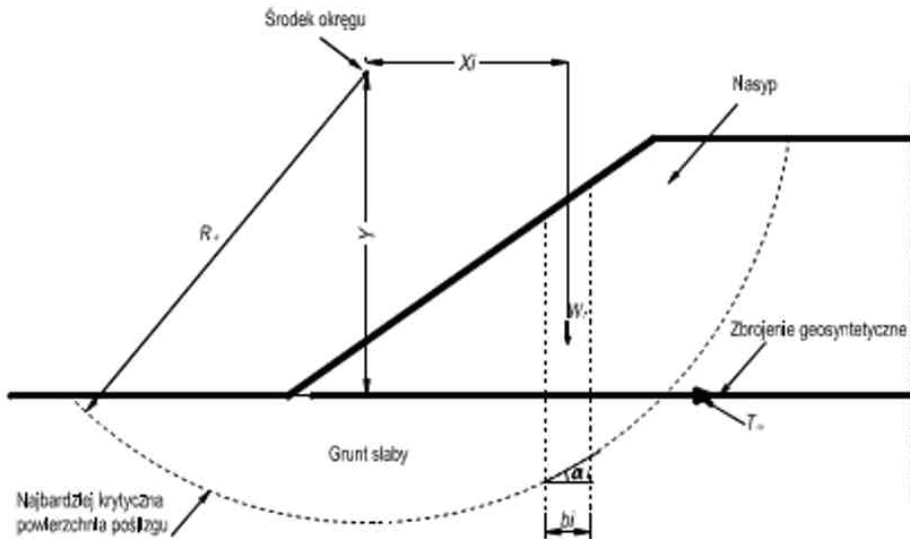
gdzie:

R_d – wartość obliczeniowa oporu przeciw oddziaływaniu,

E_d – wartość obliczeniowa efektu oddziaływań.

W celu obliczenia granicznej nośności podłoża pod nasypami posłużono się metodą pasków, jako najbardziej dokładną dla określenia granicznej nośności podłoża.

za, uwzględniającą wpływ wytrzymałości na ścinanie gruntu nasypowego. Założenia obliczeniowe metody są identyczne jak w przypadku sprawdzania stateczności skarp, z tą różnicą, że analizowane powierzchnie zniszczenia swym zasięgiem obejmują również słabe podłoże zalegające pod nasypem. Pozwala to na sprawdzenie, czy obciążenie podłoża wielometrowym nasypem może spowodować wypieranie gruntu rodzimego z pod podstawy nasypu. Suma sił zapobiegających wypieraniu podłoża musi być, ze względów bezpieczeństwa znacząco większa od sił dążących do wyparcia podłoża. Jeżeli uzyskany współczynnik bezpieczeństwa jest niższy od wymaganego przez normatywy, to konieczne jest wzmocnienie nasypu np. poprzez zastosowanie zbrojenia geosyntetycznego w podtorzu lub podstawie nasypu.



Rys. 4. Schemat obliczenia wytrzymałości oraz potrzeby zastosowania potencjalnego zbrojenia geosyntetycznego w podstawie nasypu

Obliczenia stateczności zostały wykonane na podstawie normy PN-EN 1997-1 (Eurokod 7, [2,3]). Zgodnie z punktem 2.4.7.3. zastosowano podejście obliczeniowe nr 3, gdzie kombinacja zestawu współczynników częściowych opisana jest zależnością:

$$A2 + M2 + R3$$

Podejście obliczeniowe wg Eurokodu 7 uwzględnia częściowe współczynniki bezpieczeństwa w trakcie wyznaczania wartości obliczeniowych oddziaływań R_d i E_d , natomiast w przypadku wyznaczania współczynnika stateczności metodą globalnego współczynnika stateczności (podawanego np. w Id-3) bierzemy pod uwagę wartości charakterystyczne (nie uwzględniające współczynników częściowych bezpieczeństwa) – bezpieczeństwo konstrukcji przyjmuje się globalnie.

Przedmiotowe obiekty analizowano zgodnie z metodą stanów granicznych, sprawdzając stateczność wewnętrzną i zewnętrzną. Wyniki obliczeń stateczności skarp i nasypów metodą Bishop'a wg EC-7 przedstawiono na rys. 5-10, obra-

zując najbardziej niekorzystny mechanizm zniszczenia konstrukcji budowli. Wg powyższego, wartość wskaźnika wykorzystania konstrukcji dla projektowanych obiektów oraz stanu podstawowego użytkowania obiektu musi spełniać warunek:

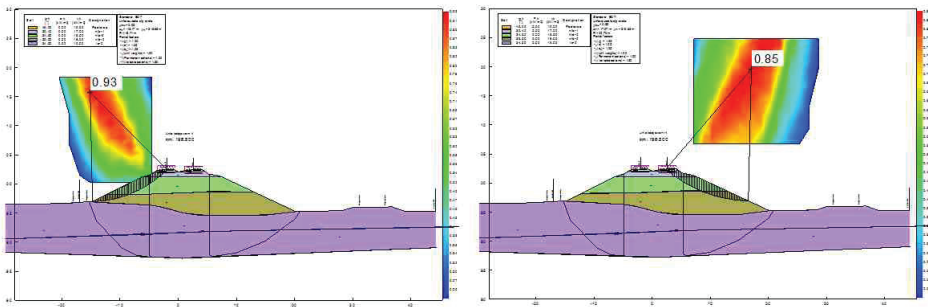
$$\mu_{\max} = E_d/R_d \leq 1,0 \quad (1b)$$

Dla porównania metod obliczeniowych wykonano także alternatywnie obliczenia metodą globalnego współczynnika stateczności (rys. 6a i 6b oraz 9a i 9b), aby określić korelacje wyników uzyskiwanych w różnych podejściach obliczeniowych. Dla przypomnienia należy zaznaczyć, iż w myśl zapisów instrukcji Id-3 wartość współczynnika bezpieczeństwa „F” wynosić powinna odpowiednio:

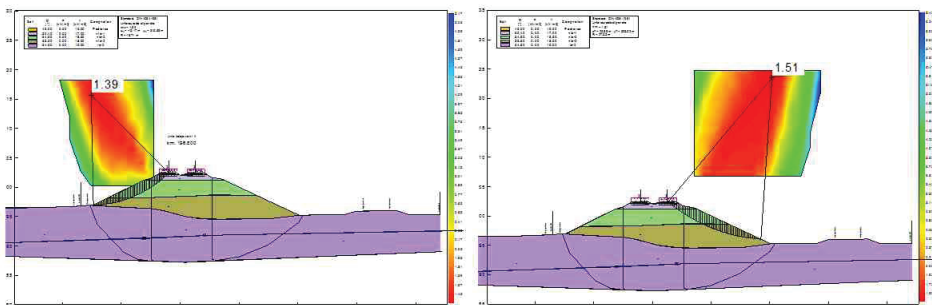
$F \geq 2,0$ dla podtorza nowobudowanego i dobudowywanego,

$F \geq 1,5$ dla podtorza w eksploatacji,

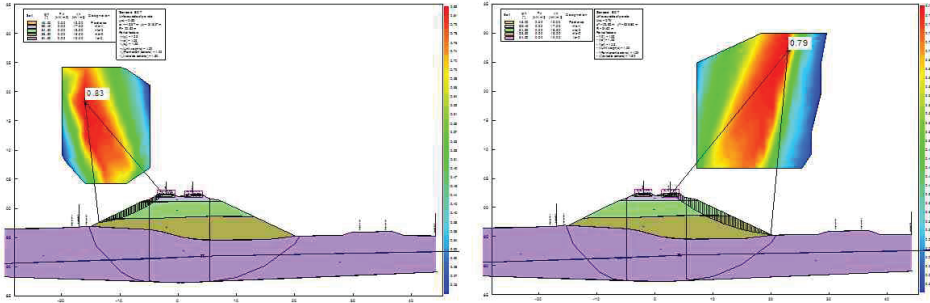
$F \geq 1,3$ dla podtorza bezpośrednio po naprawie.



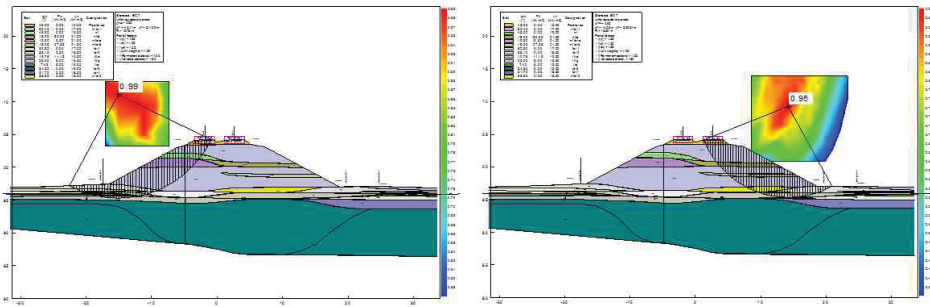
Rys. 5a i 5b. Wyniki analiz stateczności dla przekroju P-1 wykonanych wg EC-7 oraz modelu obciążenia LM 71. $\mu_{\max L} = 0,93$, $\mu_{\max P} = 0,85$



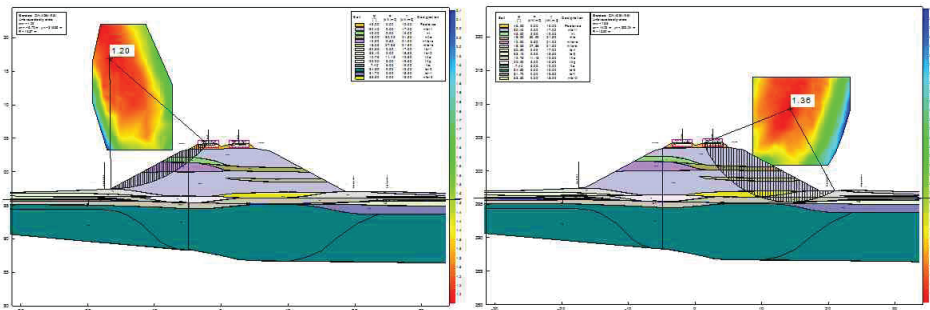
Rys. 6a i 6b. Wyniki analiz stateczności dla przekroju P-1 wykonanych wg Id-3 oraz modelu obciążenia LM 71. $F_L (\eta_L) = 1,39$, $F_P (\eta_P) = 1,51$



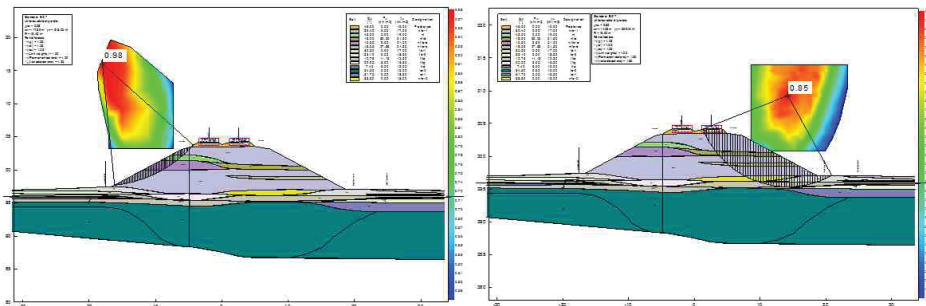
Rys. 7a i 7b. Wyniki analiz stateczności dla przekroju P-1 wykonanych wg EC-7 oraz modelu obciążenia właściwego dla Pendolino. $\mu_{maxL} = 0,83$, $\mu_{maxP} = 0,79$



Rys. 8a i 8b. Wyniki analiz stateczności dla przekroju P-2 wykonanych wg EC-7 oraz modelu obciążenia właściwego dla LM 71. $\mu_{maxL} = 0,99$, $\mu_{maxP} = 0,95$



Rys. 9a i 9b. Wyniki analiz stateczności dla przekroju P-2 wykonanych wg Id-3 oraz modelu obciążenia LM 71. $F_L(\eta_L) = 1,20$, $F_v(\eta_v) = 1,36$



Rys. 10a i 10b. Wyniki analiz stateczności dla przekroju P-2 wykonanych wg EC-7 oraz modelu obciążenia właściwego dla Pendolino. $\mu_{maxL} = 0,98$, $\mu_{maxP} = 0,85$

Zbiorcze zestawienie wyników przedstawiono w poniższej tabeli 1.

Tabela 1. Zbiorcze zestawienie wyników

Lp.	Km	Współczynnik stateczności $[\mu_{max}]$ wg EC7		Współczynnik stateczności $[\eta]$ wg metody globalnego wsp.		Współczynnik stateczności $[\mu_{max}]$ wg EC7 dla obciążenia Pendolino	
		Strona Lewa	Strona Prawa	Strona Lewa	Strona Prawa	Strona Lewa	Strona Prawa
01.	P-1	0,93	0,85	1,39	1,51	0,83	0,79
02.	P-2	0,99	0,95	1,20	1,36	0,98	0,85

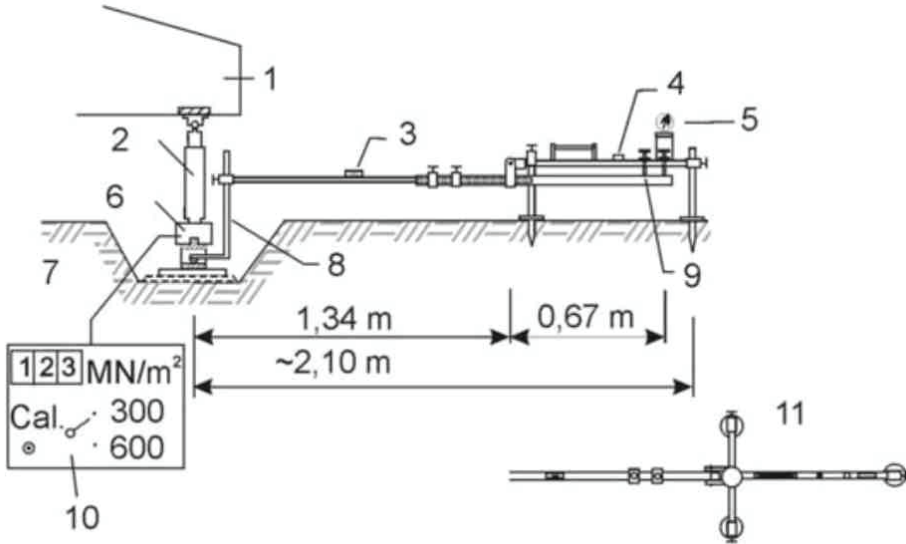
Analizy wykazały, że w odniesieniu do wymagań EC-7 dla obydwu przypadków, każdorazowo został spełniony warunek wymaganego współczynnika stateczności. Z kolei odnosząc te modele do starej metody, na bazie której bazują wytyczne Id-3, współczynnik stateczności spełnia wymagania co do wartości jedynie w jednym przypadku (P-1, strona prawa).

Przypadki reprezentacyjnych przekrojów wykazują też, iż bardzo istotnym jest schemat zniszczenia i ma on bezpośrednie przełożenie na wartość współczynnika bezpieczeństwa. W przypadku przekroju P-1 zauważyć można, że pomniejszone obciążenie (wskutek zastosowanego modelu obciążenia dla Pendolino) zwiększa pewność stateczności o wartość 0,06 – 0,1. Natomiast w przypadku przekroju P-2, zmniejszenie (nawet tak znaczące) obciążenia nie wpływa znacząco na wartość współczynnika bezpieczeństwa, gdyż uzyskano wartość mniejszą o zaledwie 0,01. Wyniki te wskazują jednoznacznie, że w analizach stateczności prócz stosowanych modeli obciążeń każdorazowo bardzo dokładnie należy analizować prawdopodobne schematy zniszczenia i w razie potrzeb, dostosowywać do nich właściwe metody zabezpieczeń.

4. Ocena nośności torowiska w świetle aktualnych ustaleń normowych

Oprócz określenia stopnia zagęszczenia, dla kolejowych robót ziemnych wymagany jest często także pomiar nośności. Obecnie można wykonać taką ocenę jako:

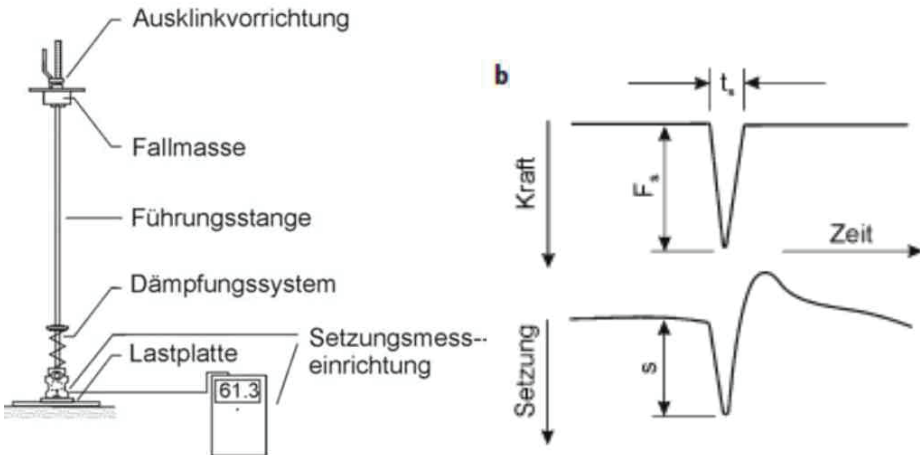
- próbę statyczną (próba docisku sztywnej płyty VSS i określenie modułów $E1/E2$); rys. 11; zalecana wg Id3 [5].



Rys. 11. Pomiar nośności torowiska płyta statyczna wg [9]

Oznaczenia: 1 dociżenie; 2 podnośnik ciśnieniowy; 3 libella; 4 libella kołowa; 5 czujnik zegarowy; 6 czujnik z zakresu od 0 do 100 kN; 7 badany grunt; 8 osiadające ramię aparatu; 9 śruba blokująca; 10 przykładowy wyświetlacz; 11 widok z góry.

- próbę dynamiczną (lekka płyta dynamiczna) zgodnie z TPBF część 8.3; rys. 12.



Rys. 12. Płyta dynamiczna wg [9]

Badanie nośności torowiska, zwłaszcza w warunkach intensywnie eksploatowanej linii napotyka na szereg istotnych przeszkód, co w praktyce skutkuje najczęściej zaniechaniem tego rodzaju badań. Głównym problemem jest tu bez wątpienia:

- konieczność wykonania badań pod krawędzią podkładu, co wymaga jego usunięcia, rozgarnięcia podsypki, przygotowania podłoża, rozłożenia sprzętu pomiarowego itp.; czynności te wymagają z reguły wstrzymania ruchu pociągów, często także i po torach sąsiednich z uwagi na emisję drgań podłoża zaburzających pomiar statyczny,
- po wykonaniu pomiaru należy przywrócić pierwotną konstrukcję nawierzchni, wykonać jej podbicie i stabilizację, co sumarycznie znacznie wydłuża czas niezbędnego zamknięcie linii (do ok.3-4h).

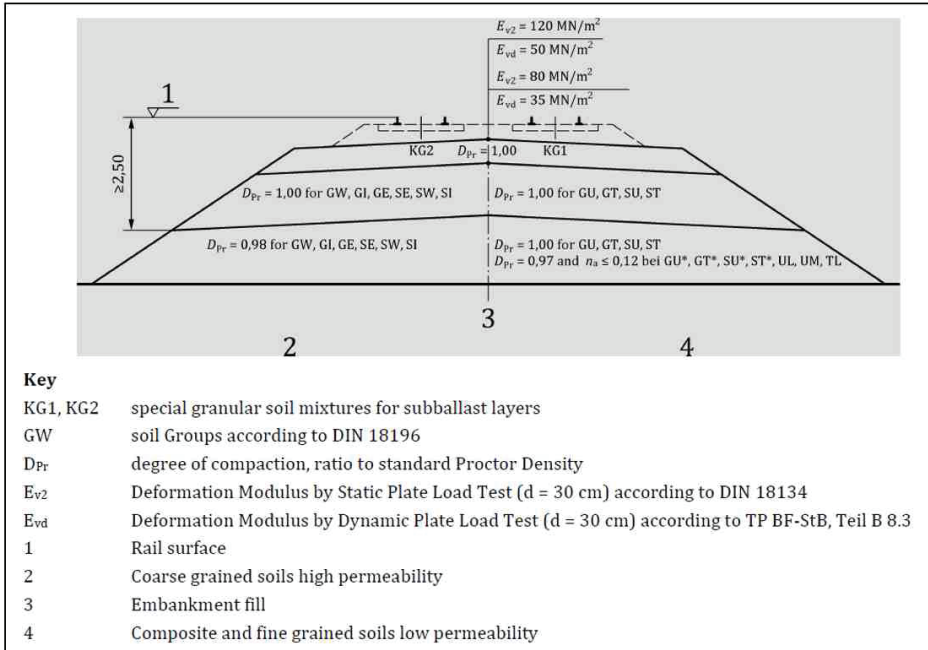
Zalecenia podane w Id3 skutkują w praktyce całkowitym niemalże zaniechaniem badań nośności torowiska 'pod ruchem' i ograniczeniem tych pomiarów wyłącznie do sytuacji wymagających odbioru robót przed zabudową nawierzchni na torowisku. Sytuacja taka występowała w wielu innych zarządach kolejowych, gdzie jednakże od wielu lat stosuje się inne, alternatywne metody pomiarowe nośności. Dobrym przykładem są tu działania kolei niemieckich, które dopuściły stosowanie tzw. płyty dynamicznej już ponad 20-lat temu.

Nie ulega wątpliwości, że badanie płytą dynamiczną dokonało dużego postępu w praktyce zarówno na Wschodzie i Zachodzie Niemiec. Według ekspertów niemieckich [jak np. Prof. L. Fendrich] praktyka w tym względzie wyprzedziła naukę. Poniżej przedstawiono za [9] najważniejsze wymagania związane z badaniami lekką płytą dynamiczną (Evd).

Można w nich zauważyć, że odbiory na podstawie badań płytą dynamiczną są powszechnie w Niemczech uznawane, a tematyka ta została szczegółowo opisana w części „Pośrednie metody badań” [9].

Rozwój badań płytą dynamiczną rozpoczął się na kolejach niemieckich już w 1970 roku od tematu badawczego zrealizowanego na zlecenie Deutsche Reichsbahn. Zostały one opracowane na przestrzeni lat we wspólnych pracach na odcinkach drogowych i kolejowych w NRD, doprowadzając w efekcie finalnym do rangi ustandaryzowanych wytycznych (TGL 11 461/10 z października 1980 r.). Finalnie uznano je za wiążące dla transportu drogowego i kolejowego. Podobne próby podjęto w 'starych' krajach związkowych. Po zjednoczeniu w 1991 r. wprowadzono dyrektywę dotyczącą obszaru Deutsche Reichsbahn, a w 1997 r. obowiązywać zaczęła w dyrektywa w sprawie kolei niemieckich w sprawie zastosowania lekkiej płyty w budownictwie kolejowym od 01.02.1997 r.

Nowa norma polska [4], jaka została wprowadzona od bieżącego roku w zakresie kolejowych robót ziemnych także jednoznacznie wskazuje na możliwość odbioru, jak i bieżącej kontroli poszczególnych warstw nasypu kolejowego za pomocą wymagań, jakie stawia się lekkiej płycie dynamicznej i modułowi dynamicznego E_{vd} .



Rys. 13. Przekrój przez nasyp kolejowy linii magistralnej ($V < 230$ km/h) z wymogami uzyskania wartości określonych dynamicznych modułów odkształcenia (E_{vd}) wg PN-EN 16907-1:2019 [4]

Jak wynika z badań [9], pomiar obciążenia w zakresie „suchym” wykazuje wyższą nośność podtorza w badaniach modułu dynamicznego. Wraz ze wzrostem wilgotności nośność E_{vd} zmniejsza się do wartości nośności odpowiedniej dla gęstości i zawartości wody.

Za szczególnie istotny należy uznać wniosek o możliwości oceny modułu ‘stacynowego’ na bazie prób wykonywanych lekką płytą dynamiczną przy zastosowaniu odpowiednich współczynników korelacyjnych. Kwestia ta jest podstawowa dla wiarygodnej interpretacji wyników uzyskiwanych płytą dynamiczną, co wymaga odpowiednich kompetencji.

Płyta dynamiczna eliminuje podstawową niedogodność badań płytą statyczną, jaką w praktyce jest nierealność wykonania tych badań ‘pod ruchem’ pociągów. Cykl wykonania 1 próby to min. 2-3 h zamknięcia ruchu na linii wg. oceny wykonawców. W warunkach wielu linii o dużym natężeniu ruchu skutkowało to, wg. informacji IZ-tów, całkowitym zaniechaniem pomiarów nośności torowiska. Badania takie wykonuje się wyłącznie po odbiorach napraw, przy braku ruchu. Wg ww. badań, zaleceń niemieckich, jak i normy PN-EN 16907-1-2019 wymagana wartość modułu odkształcenia podtorza mierzona na torowisku dotyczy całej jego szerokości, a nie tylko strefy pod-podkładowej, co umożliwia dokonywanie miarodajnych pomiarów kontrolnych płytą dynamiczną również na ławie torowiska. W tych warunkach nie ma zagrożenia dla ciągłości i bezpieczeństwa prowadzenia ruchu, co stanowi istotny atut tej alternatywnej metody pomiarowej.

5. Podsumowanie

Reasumując powyższe, należy stwierdzić, że ocena nośności i stateczności podtorza powinna być wykonywana zgodnie z wymaganiami krajowymi oraz Eurokodu PN-EN 1991:2. Wymogi te niejednokrotnie jeszcze odbiegają od praktyki projektowej, jak i niektórych zapisów ujętych w przepisach krajowych, co wymaga odpowiednich zmian. Dotyczy to zwłaszcza ewaluacji takich parametrów wytrzymałościowych podtorza jak nośność i stateczność. Sprawa ta jest szczególnie istotna w procesie modernizacji linii przystosowywanych do dużych prędkości. Szczegółowe wnioski i zalecenia w tym zakresie podano odpowiednich rozdziałach niniejszej pracy.

Bibliografia

- [1] PN-EN 1991-2:200 7. Eurokod 1. Oddziaływania na konstrukcje. Część 2. Obciążenia ruchome mostów.
- [2] PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne.
- [3] PN-EN 1997-1:2008/Ap2:2010 Eurokod 7. Projektowanie geotechniczne. Część 1: Zasady ogólne. Załącznik krajowy NA.
- [4] PN-EN 16907-1:2019-01. Roboty ziemne -- Część 1: Zasady i reguły ogólne.
- [5] Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego Id-3, PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., Warszawa 2009.
- [6] Projektowanie konstrukcji oporowych, stromych skarp i nasypów z gruntu zbrojonego geosyntetykami. Instrukcja ITB nr 429/2007(2008). Warszawa, 2007.
- [7] Batog, A., Hawrysz, M., Problemy analizy stateczności skarp nasypów kolejowych, *Górnictwo i Geoinżynieria*, Rok 32, Zeszyt 2, 2008 r.
- [8] Pilecka, E., Maciołek, G., Analiza stateczności nasypu kolejowego po modernizacji na przykładzie odcinka Brzeg-Oława. *Zeszyty naukowo-techniczne SITK RP*, Oddział w Krakowie. Nr 1(112). 2017 r.
- [9] Fendrich L., *Handbuch. Eisenbahninfrastruktur*. Springer-Verlag Berlin. 2007 r.

