

mgr Tomasz Sobkowiak

ROZPRAWA DOKTORSKA

**BADANIE UTRATY STABILNOŚCI  
BUDOWLI ZIEMNYCH LINII KOLEJOWYCH  
NA WYBRANYCH PRZYKŁADACH  
REJONU PÓŁNOCNO-ZACHODNIEJ POLSKI**

PRACA POD KIERUNKIEM

Prof. dr hab. inż. Maciej Kordian Kumor

Poznań 2025 r.

*Nie należy mnożyć bytów ponad potrzebę,  
by nie wpaść w pułapkę bezradności wobec badanej materii.*

Tadeusz A. Kisielewski

## PODZIĘKOWANIA

*Pragnę wyrazić swoją głęboką wdzięczność mojemu promotorowi, Panu Profesorowi dr hab. inż. Maciejowi Kordianowi Kumor, za wsparcie merytoryczne, cenne wskazówki oraz inspirację w trakcie całego procesu przygotowywania niniejszej pracy. Pańska wiedza, doświadczenie i pomoc były dla mnie źródłem rozwoju naukowego, a zarazem motywacją do ukończenia niniejszej rozprawy.*

*Szczególne podziękowania składam mojemu Ojcu Jerzemu, za wiarę we mnie i w powodzenie tego przedsięwzięcia. Dziękuję za przekazaną przez ostatnie dwadzieścia lat wiedzę zawodową, stałe wsparcie i cierpliwość większą niż moce obliczeniowe wszystkich wykorzystanych w tej pracy algorytmów. Bez Twoich wskazówek, które wielokrotnie ratowały mnie, nie tylko z naukowych ślepych zaułków, nie byłoby mnie tu gdzie jestem.*

*Słowa wdzięczności kieruję również do Pana Profesora dra hab. Wojciecha Stankowskiego oraz Pana dra inż. Sławomira Janińskiego, którzy swoimi pomysłami, konstruktywną krytyką, a czasem żartem sprawiali, iż nawet najbardziej skomplikowane problemy były możliwe do rozwiązania.*

*Serdecznie dziękuję mojej Rodzinie, za niekończące się wsparcie i wiarę w to, że „to się kiedyś skończy”. Dziękuję za każde dobre słowo, za zrozumienie i cierpliwość, której wystarczyłoby na napisanie kilku doktoratów.*

*Na koniec wyrażam wdzięczność wszystkim osobom i instytucjom, które w jakikolwiek sposób przyczyniły się do powstania tej pracy – zarówno poprzez wsparcie merytoryczne, jak i organizacyjne.*

## **SPIS TREŚCI**

1.	Wstęp .....	7
1.1.	Przedmiot rozważań .....	7
1.2.	Stabilność i stateczność kolejowych budowli ziemnych .....	10
1.3.	Przegląd literatury dotyczącej przedmiotu badań .....	18
1.4.	Zakres pracy, cel i teza.....	47
2.	Badanie stabilności kolejowych budowli ziemnych .....	49
2.1.	Charakterystyka rejonu badań.....	49
2.2.	Ograniczenia właściwości geotechnicznych ośrodka gruntowego .....	54
2.3.	Kryteria oceny przyczyn utraty stabilności .....	55
2.4.	Wybór metod analitycznych .....	64
2.5.	Charakterystyka odcinków badawczych .....	66
2.5.1.	Linia Kolejowa nr 401, km 86,500 ÷ 86,600 (odcinek nr 1).....	70
2.5.2.	Linia Kolejowa nr 401, km 84,800 ÷ 85,050 (odcinek nr 2).....	71
2.5.3.	Linia Kolejowa nr 202, km 178,000 ÷ 178,100 (odcinek nr 3).....	72
2.5.4.	Linia Kolejowa nr 273, km 291,160 ÷ 291,190 (odcinek nr 4).....	73
2.5.5.	Linia Kolejowa nr 405, km 75,100 ÷ 75,300 (odcinek nr 5).....	74
2.5.6.	Linia Kolejowa nr 203, km 290,600 ÷ 290,720 (odcinek nr 6).....	75
2.5.7.	Linia Kolejowa nr 351, km 140,700 ÷ 141,200 (odcinek nr 7).....	76
2.5.8.	Linia Kolejowa nr 351, km 121,840 ÷ 121,950 (odcinek nr 8).....	77
2.5.9.	Linia Kolejowa nr 3, km 409,000 ÷ 409,940 (odcinek nr 9).....	79
2.5.10.	Linia Kolejowa nr 273, km 237,000 ÷ 237,400 (odcinek nr 10).....	81
2.6.	Czynniki determinujące utratę stabilności .....	82
2.6.1.	Lokalne warunki geologiczne i hydrogeologiczne.....	82

2.6.2.	Zmiany warunków klimatycznych .....	85
2.6.3.	Biogeniczne środowisko naturalne.....	86
2.6.4.	Czynniki historyczno-lokalizacyjne i zmiany technologiczne .....	86
2.6.5.	Warunki eksploatacyjne .....	91
3.	Analiza zbiorów czynników i procesów generujących utratę stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.....	93
3.1.	Metoda zbioru 0/1 .....	94
3.2.	Kryteria indeksowania czynników .....	102
3.3.	Metoda zbioru zindeksowanego.....	106
3.4.	Analiza wpływu zmiany geometrii w przekroju poprzecznym nasypu kolejowego jako przykład skomplikowania czynników i procesów destrukcyjnych .....	124
3.5.	Algorytm postępowania przy analizie utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej.....	132
4.	Podsumowanie .....	137
5.	Wnioski.....	142
6.	Bibliografia .....	145
6.1.	Książki, publikacje.....	145
6.2.	Badania geotechniczne, dokumentacje geologiczno-inżynierskie, ekspertyzy, projekty .....	153
6.3.	Instrukcje, normy, rozporządzenia, ustawy, wytyczne .....	156
6.4.	Netografia.....	158
7.	Słownik niektórych terminów inżynierskich, geologicznych, hydrogeologicznych i ekologicznych użytych w pracy .....	160
	STRESZCZENIE .....	169
	ABSTRACT.....	170

**ZAŁĄCZNIKI:**

Załącznik nr 1 – Opis analizowanych odcinków badawczych

Załącznik nr 2 – Analiza wpływu zmiany szerokości ławy torowiska na wartość współczynnika stateczności

## **1. Wstęp**

Budowlana działalność człowieka zaznacza się historycznie świadomym i celowym wykonywaniem różnorodnych budowli ziemnych tworzących formy morfologiczne zmieniające w istotny sposób oddziaływanie na podłoże gruntowe. Do charakterystycznych budowli ziemnych można zaliczyć zwały (hałdy), nasypy kolejowe i drogowe, wały przeciwpowodziowe, groble, tamy, wały obronne, kurhany, grodziska i kopce. Mają one różne kształty, a ich konstrukcja i budowa wewnętrzna zależy od funkcji i potrzeb użytkownika, materiału z którego zostały zbudowane, technik zagęszczania oraz wzmacniania lub stabilizacji. W każdym przypadku, powstanie antropogenicznych form morfologicznych skutkuje lokalnym zakłóceniem naturalnej równowagi statycznej konstrukcji masywu i stanu naprężenia podłoża. Zjawisko lokalnej antropopresji w podłożu gruntowym ma przeważnie nieodwracalny charakter i dlatego, zasadniczego znaczenia nabiera określenie możliwych konsekwencji wywołanych świadomą działalnością inżynierską człowieka w środowisku [Lindner, 1992].

### **1.1. Przedmiot rozważań**

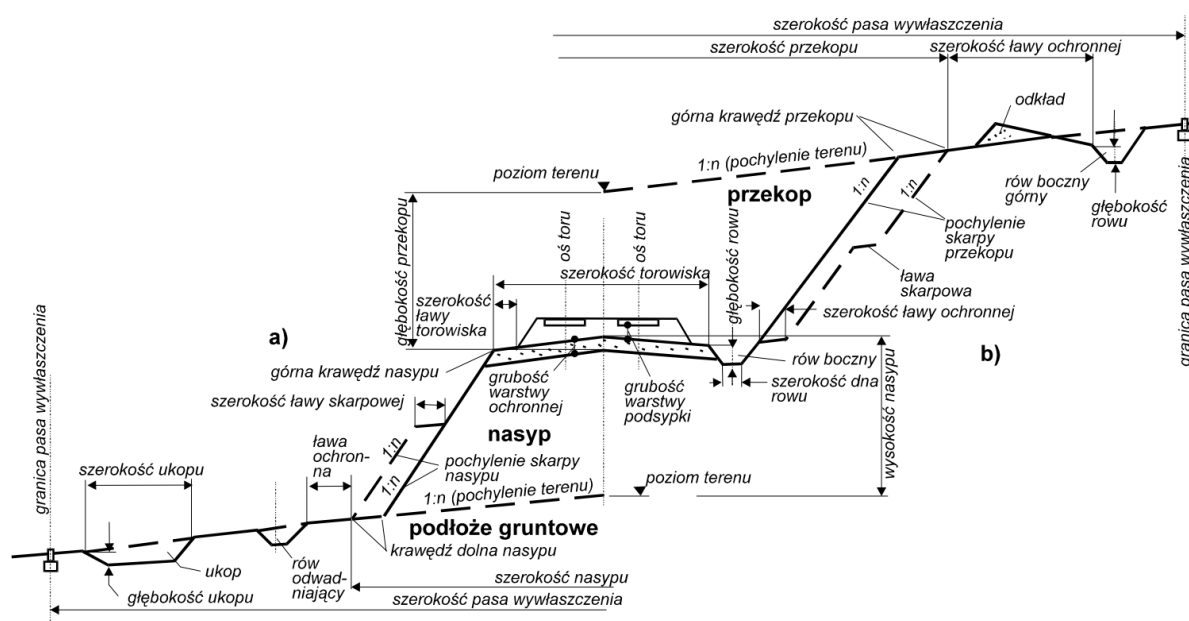
Wśród antropogenicznych budowli ziemnych, historycznie największy udział mają inżynierskie budowle komunikacyjne (np.: drogi rzymskie), poprzez elementy konstrukcyjne wiaduktów i mostów, nasypy i przekopy do współczesnych linii kolejowych i dróg samochodowych. Budowle ziemne należą do konstrukcji budowlanych najbardziej podatnych na bezpośrednie oddziaływanie geosrodowiskowych czynników zewnętrznych – egzogenicznych, szczególnie antropopresji - dotyczy to obszaru strefy Europy centralnej i części środkowoeuropejskiej.

Stabilność budowli ziemnych, a przede wszystkim jej utrata, stanowi w praktyce budownictwa lądowego jeden z najtrudniejszych problemów inżynierskich. Stabilność budowli ziemnej linii kolejowej została zdefiniowana w rozdziale 1.2. na stronie 10, w dalszej części rozprawy. Rozpoznanie oraz identyfikacja geosrodowiskowych procesów i czynników powodujących jej utratę, a zwłaszcza opracowania właściwych metod przeciwdziałania zniszczeniu budowli ziemnych wymagają szerokiej wiedzy teoretycznej i przede wszystkim weryfikacji

doświadczalnej. Mimo współczesnych, zaawansowanych technologii budowlanych wykorzystujących najnowsze zdobycze techniki, rejestrowane są wciąż przypadki utraty stateczności skarp nasypów i przekopów kolejowych, erozyjne rozcięcia skarp, jak również deformacje korpusów nasypów i podtorzy w stopniu uniemożliwiającym bezpieczną eksploatację linii kolejowej. Skutkiem są znaczne straty materialne w infrastrukturze krytycznej, m.in.: kolejowej oraz wodociągach, gazociągach, sieci kanalizacyjnej, energetycznej czy teletechnicznej [Sobkowiak, 2012].

Jak ustalono, przyczyn utraty stabilności poszukuje się w sferze egzogenicznych czynników i procesów: geologicznych, geomorfologicznych, hydrogeologicznych, hydrograficznych, biogenicznych oraz antropogenicznych (zwłaszcza współczesnej antropopresji) z czynnikami historycznymi i procesami eksploatacyjnymi budowli włącznie.

Powyższe zagadnienia uznano za ważne i podjęto próbę analizy przyczyn utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.



Ryc. 1.1. Podtorze i jego elementy [Id-3, 2009]

Jedną z zasadniczych części systemu transportowo-komunikacyjnego zaliczanej do infrastruktury krytycznej, zagrożonej utratą stabilności budowli ziemnych są eksploatowane linie kolejowe. Obecnie drogi kolejowe, szczególnie w północnej Polsce, stanowią linie wybudowane przed I wojną światową (83%). Od początku powstania II RP, prowadzono działania nie tylko inżynierskie, umożliwiające stworzenie obecnie jednolitej, krajowej sieci kole-

jowej. Wielokrotnie zmieniano przepisy, dostosowujące sieć dróg kolejowych do aktualnych potrzeb transportowych. Nie zawsze dokonywane były zmiany kształtu podtorza lub konstrukcji nośnej. Na skutek zwiększonych wartości obciążeń eksploatacyjnych toru oraz braku wzmocnień podtorza i nawierzchni kolejowej, powstawały odkształcenia torowisk sprzyjające powolnej destrukcji tj. gromadzeniu się wód opadowych, powodując utratę stabilności konstrukcji nawierzchni kolejowej oraz niezamierzone powstanie lokalnych osuwisk skarp. Często do pogorszenia stanu równowagi geostatycznej przyczyniała się także, np.: dobudowa podtorza pod drugi tor, wykonana bez należytego rozpoznania i przygotowania geotechnicznego. W wielu przypadkach, przy niekorzystnym układzie warstw gruntów w podtorzu, powstawały strefy podtopień wodami opadowymi i przemarzającymi zastoiskami. Dodatkowo, sformułowane w ostatnich latach zwiększone wymagania w zakresie układu geometrycznego torów tj. konieczność zwiększenia wartości promieni łuków poziomych, zwiększenie szerokości międzytorza oraz zmniejszenia nachylenia podłużnego linii kolejowych powodowały, że istniejące wartości wytrzymałości podtorza były niewystarczające dla wzrastającego obciążenia eksploatacyjnego [Dąbrowski i in., 2014].

Linie kolejowe, w obecnym okresie intensywnych przemian gospodarczych w Polsce, należy zaliczyć do infrastruktury o szczególnej wrażliwości, a podstawowy cel zarządców infrastruktury stanowi trwałość i bezpieczeństwo eksploatacji linii kolejowej. Do uznania tego problemu za ważny skłaniają obserwacje i analizy awarii na liniach kolejowych na terenie Polski, a także analizy licznych pozycji literatury przedmiotu, np.: [Dąbrowski i in., 2014; Grabowski i in., 2011; Skrzyński, 2000].

Wymogiem czasu obecnie jest opracowanie nowoczesnych metod i procedur diagnostycznych, które pozwolą wystarczająco wcześnie zidentyfikować miejsca linii kolejowych, gdzie istnieje realne prawdopodobieństwo wystąpienia utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.

W treści prezentowanej rozprawy doktorskiej, podjęto jedną z pierwszych prób w kraju stworzenia **kompleksowej metody oceny utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych, na wybranych przykładach rejonu północno-zachodniej Polski**. Wytypowany rejon badań należy do obszarów Polski, szczególnie zagrożonych utratą stabilności licznych budowli ziemnych. Charakteryzuje się zróżnicowaną budową geologiczną o młodej, naturalnej rzeźbie postglacjalnej. W tworzeniu metody wykorzystano możliwie szerokie spektrum

czynników i procesów egzogenicznych, w powiązaniu z historycznie istniejącym systemem transportowo-komunikacyjnym.

## **1.2. Stabilność i stateczność kolejowych budowli ziemnych**

Zapewnienie bezpiecznego ruchu pociągów wymaga od zarządcy infrastruktury kolejowej posiadania instrumentu, który w skuteczny sposób pozwoli przewidywać awarie. Stosowane systemy diagnostyki w zakresie budowli ziemnych linii kolejowych, jak wskazuje dotychczasowa praktyka, wydają się być niewystarczające. W dalszym ciągu dochodzi do niekontrolowanych uszkodzeń w obrębie korpusu nasypów, skarp nasypu i przekopu.

Wszystkie egzogeniczne czynniki i procesy działają na ciągłą zmianę struktury i tekstury ośrodka gruntowego, budującego zbocze lub skarpe. Fakt ten ma zasadnicze znaczenie, zwłaszcza w skarpach nasypu budowlanego, które nierzadko budowano z przypadkowego materiału. Osunięcia mas ziemnych zawsze związane są z kątem nachylenia powierzchni terenu, dlatego należy zdefiniować te powierzchnie, tak by odróżnić nachylone powierzchnie budowli ziemnych od kątów nachylenia powierzchni terenów naturalnych (pierwotnych).

W celu poprawnego rozumienia rozwoju procesów masowych, w dysertacji wykorzystano podział i określenia zawarte punkcie 1.3.2. instrukcji nr 424/2006 Instytutu Techniki Budowlanej, dotyczącej oceny stateczności skarp i zboczy.

Nachylone powierzchnie terenu dzieli się na:

- **naturalne**, czyli zbocza – ukształtowane w wyniku procesów naturalnych, nachylone powierzchnie terenu,
- **sztuczne**, czyli skarpy – wykonane przez człowieka formy uskoku naziomu; mogą być pionowe lub nachylone pod określonym kątem jako skarpa wykopu lub skarpa nasypu [ITB, 2006].

Istotą wszelkich zmian wytrzymałościowych w obrębie zboczy i skarp jest zmiana struktury wewnętrznej ośrodka gruntowego (rozluźnienie, utrata wytrzymałości na ścinanie, sufozja, wysadziny, przepływ wody) budującego masyw gruntu, na którą oddziałują głównie czynniki egzogeniczne. Na potrzeby rozprawy, koniecznym jest doprecyzowanie podziału na:

- nachylone powierzchnie naturalne – **zbocza** (stoki),
- nachylone powierzchnie ukształtowane sztucznie w gruntach naturalnych – **skarpy przekopu**,

- nachylone powierzchnie ukształtowane sztucznie w gruntach nasypowych – **skarpy nasypu** oraz w szczególnych przypadkach skarpy przekopu.

Na zbocza i skarpy działają takie same procesy denudujące, które pod wpływem siły ciężkości i czynników atmosferycznych i innych procesów egzogenicznych, rozwijają procesy erozji zboczowej zwane procesami stokowymi.

W geologii inżynierskiej, powyższe procesy i czynniki zaliczane są do procesów zwanych ruchami masowymi. Ogólnie, termin ruchy masowe stosowany jest do tych procesów, w wyniku których masy ziemne (skalne) przemieszczają się w dół zbocza (skarpy) pod wpływem siły ciężkości [Embleton i Thornes, 1985; Jaroszewski i in., 1985].

**Osuwisko** jest formą geomorfologiczną powstałą w wyniku samoczynnego przemieszczenia się mas gruntów na skutek działania procesów egzogenicznych. Przemieszczenie mas ziemnych po zboczu (skarpie) odbywa się jako pełzanie, zsuw czy spływ.

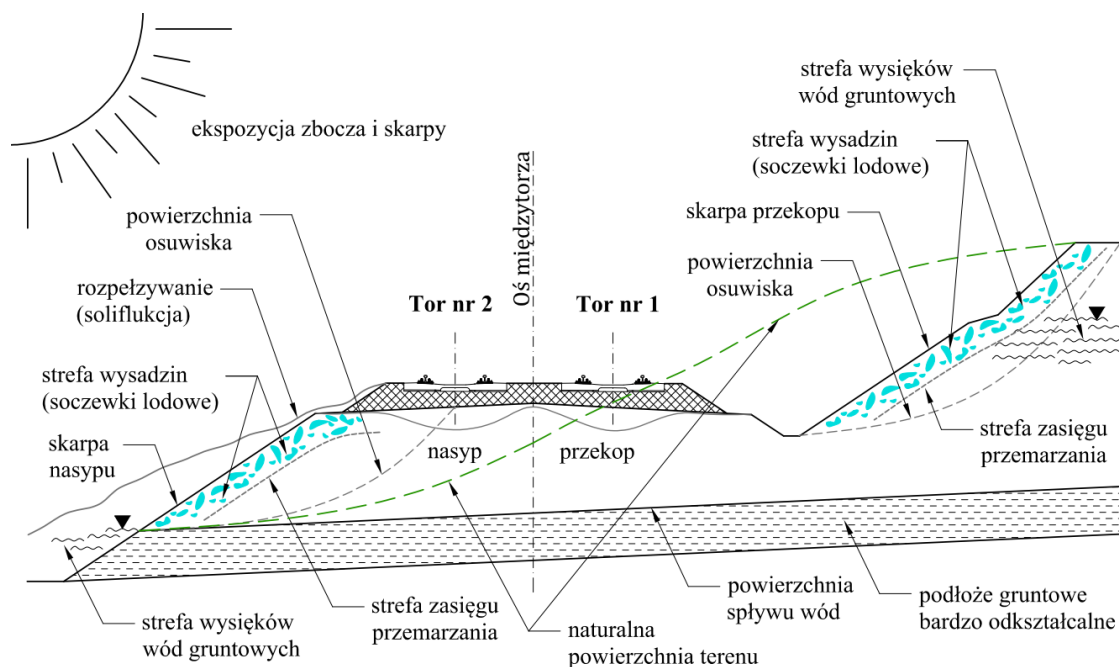
W kolejowych budowlach ziemnych najbardziej wrażliwym elementem na oddziaływanie czynników i procesów egzogenicznych jest skarpa. Utrata stateczności skarp w trakcie eksploatacji linii kolejowej jest niezwykle niebezpieczna, ponieważ dla ruchu kolejowego konsekwencje mogą mieć katastrofalny charakter.

W treści literatury przedmiotu [np. Instrukcja ITB 424/2006; Pisarczyk 1992; Wiłun 1976] pojęcie stateczności jest opisywane wyłącznie poprzez opis postaci utraty stateczności i opis metod wykonywania obliczeń, bez wnikania w złożoność procesu potencjalnego uruchomienia ruchów masowych w obrębie skarp i zboczy. Nie oceniając takiego podejścia, tym bardziej wskazane jest wprowadzenie pojęcia **stabilności budowli ziemnej** jako pojęcia uwzględniającego nie tylko treści praw mechaniki gruntów, ale możliwie wielką liczbę dodatkowych czynników, niemożliwych do opisanego z użyciem liczb, a mających często decydujący wpływ na bezpieczną eksploatację linii kolejowej.

W rozprawie pod pojęciem **stabilności budowli ziemnej linii kolejowej** należy rozumieć ogół cech zapewniających pełną możliwość bezawaryjnej eksploatacji linii kolejowej w czasie użytkowania. To znaczy utrzymania stanu stateczności skarp, niewystępowania erozyjnych rozcięć skarp oraz rozpełzania skarp, braku deformacji korpusu nasypu i podtorza odcinka linii kolejowej, posadowionego na podłożu gruntowym podlegającym zmianie wartości parametrów wytrzymałościowych w czasie.

Utrata stabilności budowli ziemnej linii kolejowej jest procesem złożonym, na który składają się zmiany w nawierzchni i podtorzu linii kolejowej, korpusie nasypu, jak i skarpach

nasypu lub przekopu. Deformacje, nawet niewielkie, poszczególnych elementów drogi kolejowej wpływają na stabilność całości konstrukcji.



Ryc. 1.2. Poglądowy przekrój poprzeczny budowli ziemnej linii kolejowej z elementami utraty stabilności

W rozprawie doktorskiej określono **stopnie utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej** wykorzystując terminy stosowane w Prawie Budowlanym [Ustawa Prawo Budowlane, 1994 ze zm.] oraz w publikacji Instytutu Techniki Budowlanej [Runkiewicz, 2020], w których rozróżnia się: zagrożenie awaryjne, awarię budowlaną oraz katastrofę budowlaną. Używając powyższych określeń oraz przypisanych im definicji lub wyjaśnień, zmodyfikowano je pod kątem oceny stanu budowli ziemnych linii kolejowych:

- 1. Zagrożenie awaryjne** to stan obiektu, w którym zaistniałe uszkodzenia wskazują na możliwość zagrożenia eksploatacji linii kolejowej lub bezpiecznego prowadzenia ruch pociągów w przypadku zachowania dotychczasowych warunków użytkowania. Symptomy utraty stabilności nawierzchni kolejowej polegają m.in. na zmianie geometrii torów w planie i profilu, wystąpieniu wychłapów, zmniejszeniu wymiarów ławy torowiska poniżej normatywnej szerokości, nieznacznej zmianie konstrukcji korpusu nasypu w przekroju poprzecznym poprzez proces mechanicznego zniszcze-

nia np.: przez migrujące zwierzęta. Stan, który nie wymaga wprowadzenia ograniczeń prędkości ruchu pociągów.

2. Jako **awarię budowlaną** należy rozumieć zdarzenie, w wyniku którego budowla ziemna ulega postępującym uszkodzeniom lub przemieszczeniom – w stopniu utrudniającym lub uniemożliwiającym bezpieczną eksploatację całości lub fragmentu linii kolejowej.

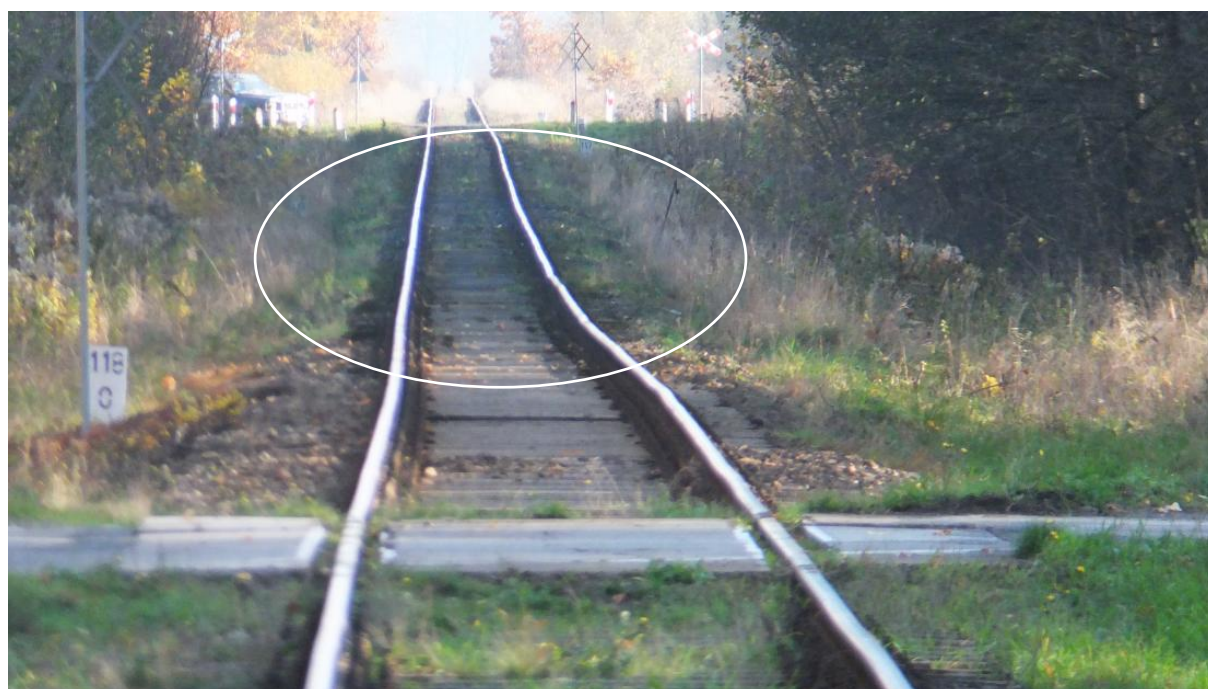
Oznaki wyraźnej utraty stabilności nawierzchni kolejowej polegają na zmianie geometrii torów w planie i profilu, braku ław torowiska, zmianie konstrukcji nasypu w przekroju poprzecznym poprzez proces erozyjnego działania wody oraz czynników eksploatacyjnych i egzogenicznych. Rozpełzanie skarp oraz wyparcie gruntu w podłożu naturalnym. Stan, który wymaga dla bezpieczeństwa ruchu kolejowego, wprowadzenia ograniczenia prędkości pociągów lub wyłączenia toru z eksploatacji i podjęcia prac naprawczych.

3. Jako **katastrofę budowlaną** należy rozumieć niezamierzone, gwałtowne zniszczenie całości lub części budowli ziemnej linii kolejowej, które nastąpiło w wyniku uruchomienia ruchów masowych, uniemożliwiając eksploatację odcinka linii kolejowej. Zdarzenie, w wyniku którego nastąpiło zniszczenie linii kolejowej powodujące całkowite wyłączenie z eksploatacji odcinka linii kolejowej, znaczne straty materialne oraz niejednokrotnie tragiczne skutki społeczne.

Przykładem utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej może być uszkodzone odwodnienie podtorza, które powoduje gromadzenie się wód opadowych na warstwach gruntów spoistych w podtorzu, czego konsekwencją jest istotne pogorszenie wartości parametrów wytrzymałościowych, poprzez wypłukiwanie drobnych cząstek materiału gruntowego, uplastycznienie górnej części warstwy, procesy przemarzania z soliflukcją włącznie. Drgania przekazywane przez poruszające się składy pociągów, dodatkowo pogarszają stan osłabionego oddziaływaniem wody gruntu. To skutkuje pojawieniem się wychlapów pod podkładami. Nawierzchnia kolejowa zostaje osłabiona i ulega postępującej degradacji, brak jej stabilności, co skutkuje ograniczeniem prędkości ruchu pociągów, wymusza pilną i nieplanowaną naprawę. Jest to jeden z wielu czynników złożoności zdefiniowania problemu utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.



Fot. 1.1. Lokalna strefa utraty stabilności podtorza – LK 202 km 178,000 ÷ 178,100. Przykład deformacji toków szynowych po zniszczeniu systemu odwadniającego toru stacyjne.



Fot. 1.2. Lokalna strefa utraty stabilności podtorza – LK 403 km 118,00 ÷ 118,100. Nadmierne osiadanie nawierzchni kolejowej na skutek nieprawidłowo działającego odwodnienia podtorza.

Zgodnie z przyjętymi powyżej definicjami i na podstawie wizji lokalnej, analizy symptomów zewnętrznych, wykonanych badań geotechnicznych oraz doświadczeń inżynierskich, przyjęte do analizy odcinki badawcze, przypisano do poszczególnych stopni utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych:

1. Zagrożenie awaryjne:

Odcinek badawczy nr 1 Linia Kolejowa nr 401, km 86,500 ÷ 86,600 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Międzyzdroje, a stacją Lubiewo),

Odcinek badawczy nr 2 Linia Kolejowa nr 401, km 84,800 ÷ 85,050 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Warnowo, a stacją Międzyzdroje),

Odcinek badawczy nr 7 Linia Kolejowa nr 351, km 140,700 ÷ 141,200 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Choszczno, a przystankiem Ziemomyśl),

2. Awaria budowlana:

Odcinek badawczy nr 4 Linia Kolejowa nr 273, km 291,160 ÷ 291,190 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Godków, a przystankiem Witnica Chojeńska),

Odcinek badawczy nr 8 Linia Kolejowa nr 351, km 121,840 ÷ 121,950 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Rębusz, a stacją Słonice),

Odcinek badawczy nr 9 Linia Kolejowa nr 3, km 409,000 ÷ 409,940 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Świebodzin, a przystankiem Wilkowo Świebodzińskie),

3. Katastrofa budowlana:

Odcinek badawczy nr 3 Linia Kolejowa nr 202, km 178,000 ÷ 178,100 (odcinek stacyjny, stacja Wiekowo),

Odcinek badawczy nr 5 Linia Kolejowa nr 405, km 75,100 ÷ 75,300 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Szczecinek, a przystankiem Gwda Mała),

Odcinek badawczy nr 6 Linia Kolejowa nr 203, km 290,600 ÷ 290,720 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Gorzów Wielkopolski Wschodni, a stacją Santok),

Odcinek badawczy nr 10 Linia Kolejowa nr 273, km 237,000 ÷ 237,400 Tor nr 2 (odcinek szlakowy pomiędzy przystankiem Radów, a przystankiem Laski Lubuskie).

Dla zobrazowania obciążeń jakim poddawana jest budowla ziemna linii kolejowej, poniżej przedstawiono tabele z parametrami eksploatacyjnymi linii kolejowych zgodnie z Rozporządzeniem MTiGM z dnia 10 września 1998 roku w sprawie warunków technicznych ja-

kim powinny odpowiadać budowle kolejowej i ich usytuowanie oraz Standardami Technicznymi PKP PLK SA z 27 kwietnia 2021 roku.

Tab. 1.1. Parametry eksploatacyjne linii kolejowych [Rozporządzenie MTiGM, 1998]

Lp.	Kategoria linii kolejowej	Obciążenie przewozami T [Tg/rok]	Prędkość maksymalna Vmax [km/h]	Prędkość maksymalna pociągów towarowych Vt [km/h]	Dopuszczalne naciski osi P [kN]
1	2	3	4	5	6
1	Magistralne (0)	$T \geq 25$	$120 < V_{max} \leq 200$	$80 < V_{max} \leq 120$	$P \leq 221$
2	Pierwszorzędne (1)	$10 \leq T < 25$	$80 < V_{max} \leq 120$	$60 < V_{max} \leq 80$	$210 \leq P < 221$
3	Drugorzędne (2)	$3 \leq T < 10$	$60 < V_{max} \leq 80$	$50 < V_{max} \leq 60$	$200 \leq P < 210$
4	Znaczenia miejscowego (3)	$T < 3$	$V_{max} \leq 60$	$V_{max} \leq 50$	$P < 200$

Tab. 1.2. Nominalny statyczny nacisk osi taboru towarowego przy prędkości maksymalnej [Standardy Techniczne, 2021]

Typ linii	Prędkość pociągu towarowego	Nacisk osi lokomotywy	Nacisk osi wagonu towarowego
P250	140 km/h	22,5 t	18,0 t
	120 km/h	22,5 t	22,5 t
P200	140 km/h	22,5 t	18,0 t
	120 km/h	22,5 t	22,5 t
M200	140 km/h	22,5 t	18,0 t
	120 km/h	22,5 t	22,5 t
	100 km/h	22,5 t	25,0 t
P160	140 km/h	22,5 t	18,0 t
	120 km/h	22,5 t	22,5 t
M160	140 km/h	22,5 t	18,0 t
	120 km/h	22,5 t	22,5 t
	100 km/h	22,5 t	25,0 t
P120	120 km/h	18,0 t	18,0 t
M120	120 km/h	22,5 t	20,0 t
	100 km/h	22,5 t	22,5 t
T120	120 km/h	22,5 t	20,0 t
	100 km/h	22,5 t	22,5 t
P80	80 km/h	18,0 t	18,0 t
M80	80 km/h	22,5 t	22,5 t
T80	80 km/h	22,5 t	22,5 t
T40	40 km/h	20,0 t	20,0 t

Oznaczenia typu linii:

*P* - głównie dla ruchu taboru pasażerskiego,

*T* – głównie dla ruchu taboru towarowego,

*M* – dla ruchu taboru mieszanego,

liczba przy symbolu litery oznacza max dopuszczalną prędkość taboru.

Maksymalny statyczny nacisk osi pociągu (masa całkowita pociągu) nie może przekraczać sumy wszystkich nominalnych statycznych nacisków osi danego pociągu zwiększonej o 2%. Maksymalny statyczny nacisk pojedynczej osi nie może być większy od nominalnego statycznego nacisku pojedynczej osi zwiększonego o 4%.

Tab. 1.3. Nominalny statyczny nacisk osi taboru pasażerskiego przy prędkości maksymalnej (TSI HS RST, TSI HS INF, TSI INF) [Standardy Techniczne, 2021]

Typ linii	Prędkość pociągu pasażerskiego	Nacisk osi lokomotywy	Nacisk osi wagonu	Nacisk osi zespołu trakcyjnego
P250	250 km/h	-	-	18,0 t
	230 km/h	22,5 t	18,0 t	18,0 t
P200	200 km/h	22,5 t	18,0 t	20,0 t
M200	200 km/h	22,5 t	18,0 t	20,0 t
P160	160 km/h	22,5 t	18,0 t	20,0 t
M160	160 km/h	22,5 t	18,0 t	20,0 t
P120	120 km/h	18,0 t	18,0 t	18,0 t
M120	120 km/h	22,5 t	18,0 t	20,0 t
T120	120 km/h	22,5 t	18,0 t	20,0 t
P80	80 km/h	18,0 t	18,0 t	18,0 t
M80	80 km/h	22,5 t	18,0 t	20,0 t
T80	80 km/h	22,5 t	18,0 t	20,0 t
T40	40 km/h	20,0 t	18,0 t	20,0 t

Rozprawa doktorska stanowi próbę zebrania, uporządkowania możliwie szerokiego spektrum czynników wpływających na zmienność wartości parametrów geotechnicznych, które determinują utratę stabilności budowli ziemnych linii kolejowych. Analizę przeprowadzono na przypadkach zlokalizowanych w rejonie północno-zachodniej Polski.

Wybór obszaru Polski północno-zachodniej do analizy przypadków utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych, podyktowany był aspektami naukowymi jak i potrzebami praktycznymi diagnostyki kolejowej. Dodatkowy argument stanowi kilkunastoletnie, bezpośrednie zawodowe zaangażowanie autora rozprawy w rozwiązywanie praktycznych problemów linii kolejowych w obszarze północnej Polski.

### **1.3. Przegląd literatury dotyczącej przedmiotu badań**

Problematyka grawitacyjnych ruchów masowych i związanych z nimi przekształceń morfologicznych powierzchni terenu jest licznie prezentowana w piśmiennictwie geomorfologicznym i geologii dynamicznej. Przykładem może być syntetyczne ujęcie tej problematyki w podręczniku pod redakcją Leszka Lindnera [Lindner, 1992]. Różnorodność rodzajów procesów destrukcyjnych oraz ich intensywność, jest zależna od strefowości klimatycznej i zmienności uwarunkowań litologicznych podłoża, w warunkach długotrwałych okresów tektonicznego spokoju – quasi statyczne. Wyróżnia się dwa generalne modele przekształceń stoku, prowadzące do generowania płaskich, bądź łagodnie pofalowanych powierzchni – powierzchni zrównań (sedymenty, pedypłeny). Są to modele - regradacyjny (cofanie stoku w warunkach suchych środowisk) oraz degradacyjny (denudacyjno-akumulacyjne łagodzenie stoku, w warunkach środowisk wilgotnych). Do przemian stoków w środowiskach wilgotnych (należą do nich obszary badań podłoża linii kolejowych prezentowanych w dysertacji), odwołuje się koncepcja tzw. „denudacyjnego bilansu stoku” [Jahn, 1954]. Wyróżniono trzy warianty:

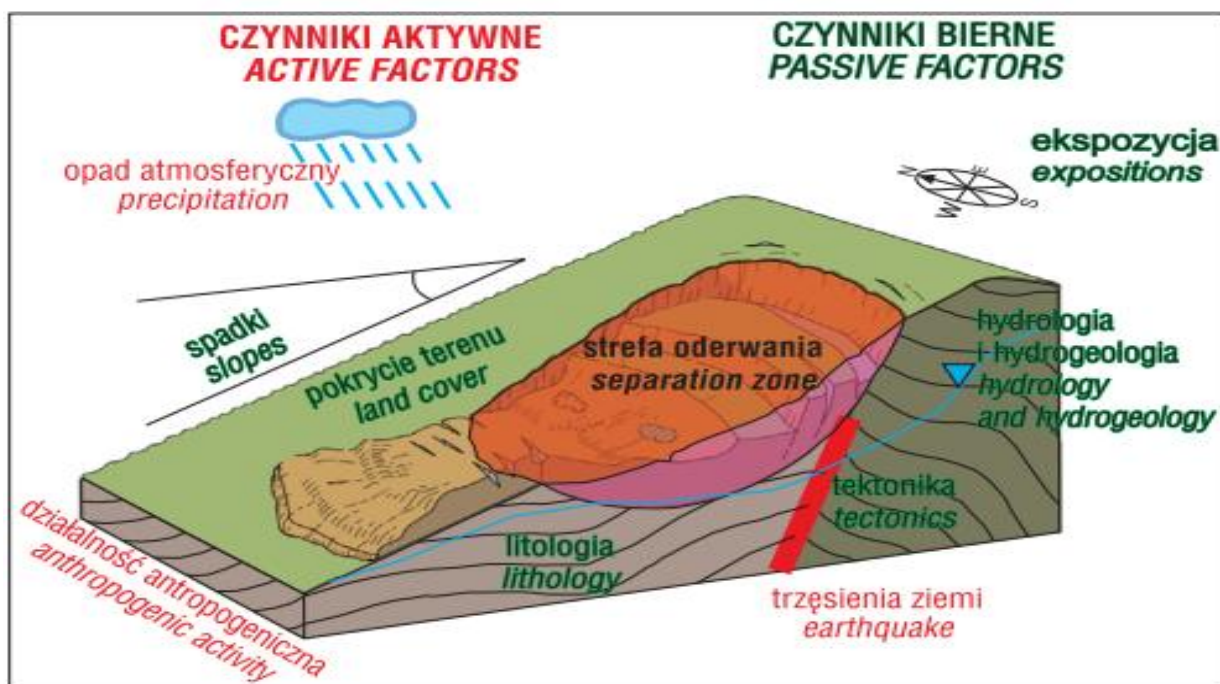
- a) bilans równowagi, gdzie głównie w środkowym segmencie stoku utrzymuje się cienka warstwa zwietrzliny,
- b) bilans ujemny, głównie w górnym segmencie stoku przeważa denudacyjny transport nad szybkością generowania zwietrzliny,
- c) bilans dodatni, przede wszystkim w dolnym segmencie stoku wzrasta gromadzenie zwietrzliny i ma miejsce różnorodne jej przemieszczanie oraz pogrubianie (generowanie „deluwiów”).

Dolną granicą nachylenia skłonów względem ruchu mas skalnych jest kąt 2-3°. Tym niemniej zaistnienie ruchów masowych, przy tak małych nachyleniach jest możliwe jedynie w specyficznych uwarunkowaniach, np. środowisk peryglacjalnych.

Warunek kąta 2-3° nie jest zasadniczym kryterium stabilności konstrukcji ziemnych linii kolejowych. Istotniejsze są drgania emitowane przez ruch pociągów (zwłaszcza długich składów towarowych) na nasycone podłoża i podtorze wodą o stopniu wilgotności  $0,8 \geq Sr \leq 1,0$ . Ruch ten powoduje harmonicznie powtarzający się wzrost ciśnienia porowego, stanowiącego bezpośrednią przyczynę rozluźnienia ośrodka gruntowego. Tak rozluźniony

ośrodek gruntowy traci pierwotne wartości parametrów wytrzymałościowych i podlega strukturalnej przebudowie wewnętrznej.

Najpowszechniejszym przejawem ruchów grawitacyjnych i naruszeniem równowagi geostatycznej są osuwiska. Pojawiają się jako pojedyncze bądź grupowe przekształcenia stoków, warunkowane zmianami reologicznymi gruntów, najczęściej w wyniku zmian klimatycznych. Przykładem, fale opadów które wystąpiły w północno-zachodniej Polsce na wiosnę i podczas lata 2010 r., powodując obok powodzi, niespotykaną od wielu lat klęskę osuwisk [Wysokiński, 2011]. Podobne, niecykliczne zdarzenia dotyczą ruchów mas błotnych, lawin śnieżnych, śnieżno-gruzowych, także tzw. szarż lodowców. Dla budowli ziemnych linii kolejowych intensywne opady atmosferyczne o charakterze gwałtownym są równie niebezpieczne jak dla osuwisk zboczy.



Ryc. 1.3. Współwystępowanie aktywnych i biernych czynników warunkujących uruchomienie osuwiska. Schemat osuwiska na podstawie David J. Varnes ( *Slope Movement Types and Processes. Chapter 2, 1978*) zamieszczonego przez Tomasz Wojciechowski (*Przegląd Geologiczny* 5/2019)

Zaistnienie podatności na zagrożenia osuwiskami [Ryc.1.3] przedstawia Cornelis van Westen, przywołując rolę aspektów geologicznych, geomorfologicznych, klimatycznych, użytkowania gruntów, jak również aspektów urbanistycznych i infrastrukturalnych, przedstawiając jednocześnie walidacje danych, konwersje danych oraz sposobów analizy zagrożenia

osuwiskowego [Wojciechowski, 2019]. Wyżej wymienione aspekty uzupełnione o dynamikę oddziaływania ruchu pociągów oraz aspekty antropogeniczne w obrębie budowli ziemnych linii kolejowych występują w stopniu znacznie intensywniej degradującym niż w zboczach naturalnych.

Denudacyjne, wietrzeniowo-grawitacyjne przekształcenia rzeźby obszaru Polski, ujmuje tablica 1.4. [Wysokiński, 2011].

Tab. 1.4. Główne rodzaje i cechy ruchów grawitacyjnych na terenie Polski [Wysokiński, 2011]

Nazwa	Kąt nachylenia zbocza	Prędkość przemieszczeń	Przyczyna	Predyspozycje
Zsuw strukturalny ok. 60%	kilka do kilkudziesięciu stopni	wolne do bardzo szybkich > 5 m/s	różnice wietrzenia, podcięcie, erozja	powierzchnie nieciągłości, warstwowanie (np. ility)
Osuwisko rotacyjne ok. 30%	kilkanaście do 90°	wolne do bardzo szybkich	podcięcie, nasycenie mas	litologia, parametry wytrzymałościowe
Spływ ok. 3%	20-45°	bardzo szybki	opady, nasycenie mas, erozja wody	nieciągłości, litologia, rozdrobnienie
Obryw ok. 7%	45-90°	gwałtowny	wietrzenie, podcięcie, vibracje	powierzchnie nieciągłości, spękania

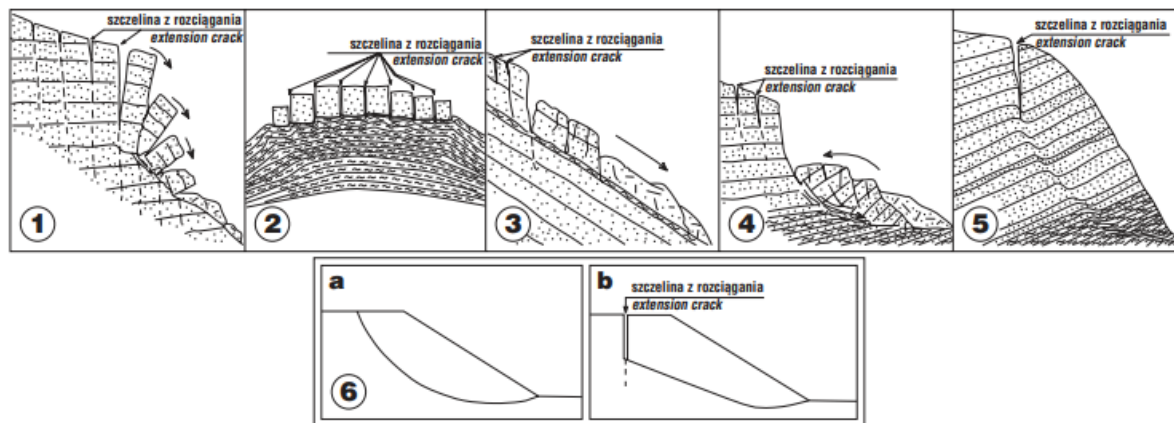
Cechy wskazane w tablicy 1.4. jako przyczyny i predyspozycje powszechnie występują w rejonie północno-zachodniej Polski i są typowymi czynnikami oraz procesami wpływającymi na utratę stabilności budowli ziemnej linii kolejowej.

Autor [Wysokiński, 2011] akcentuje potrzebę prawidłowego określania typu przemieszczania materiału, a jednocześnie stwierdza: *Osuwiska są powszechną „chorobą” naszej planety, były zawsze i będą dopóki będą wystarczająco stromo nachylone stoki, siły grawitacji i odpowiednie czynniki klimatyczne.* Zalicza osuwiska do zjawisk złożonych i przytacza zestawienie kryteriów ich opisów w różnych klasyfikacjach: rodzaj ruchu (swobodny lot, przesuw, spływ), materiał (głazy, grunt, błoto), aktywność (okresowa, ciągła, nieaktywne w momencie obserwacji), prędkość przemieszczania się (gwałtowne, powolne), charakterystyka morfologiczna (kąt nachylenia zbocza, zawodnienie), wiek (stare, wielokrotnie odnawialne), położenie geograficzne i topograficzne, rodzaj klimatu (suma opadów, temperatury itp.), przyczyny wywołania ruchu (naturalne, trzęsienie ziemi, antropogeniczne, podcięcie).

Jednocześnie, przywołuje powszechnie stosowaną na świecie klasyfikację David J. Varnes przedstawioną w tablicy 1.5.

Tab. 1.5. Ujednolicona klasyfikacja ruchów masowych (Varnes 1978; Hutchinson, 1988,1995; WP/WLI,1990,1993; Cruden&Varnes 1996; Dikau i Inn.,1996; International Geotechnical Societies UNESCO Working Party on World Landslide Inventory) [Margielewski, 2009].

Typ ruchów masowych Type of the mass movements	Rodzaj przemieszczanego materiału Type of displaced material		
	Skalny Rock	Rumoszowy Debris	Ziemny (grunty drobnoziarniste: gleby, zwietrzliny, materiał nasypowy itp.) Soil
Obryw Fall	obryw skalny rockfall	obryw rumoszu debris fall	obryw materiału ziemnego soil fall
Przechyl <sup>1</sup> Topple <sup>1</sup>	przechyl skalny rock topple	przechyl rumoszu debris topple	przechyl materiału ziemnego soil topple
Zsuw rotacyjny Slide rotational	pojedynczy (zerwa) single (slump) sukcesywny successive wielokrotny multiple	pojedynczy (zerwa) single (slump) sukcesywny successive wielokrotny multiple	pojedynczy (zerwa) single (slump) sukcesywny successive wielokrotny multiple
Zsuw złożony, nierotacyjny <sup>2</sup> Slide compound, non-rotational <sup>2</sup>	pojedynczy single progressywny progressive wieloetapowy multistoried	pojedynczy single progressywny progressive wieloetapowy multistoried	pojedynczy single progressywny progressive wieloetapowy multistoried
Zsuw translacyjny (w tym blokowy i płytowy) Slide translational (block slide and slab slide)	zsuw skalny: rock slide: płaski planar schodowy stepped klinowy wedge	zsuw rumoszu debris slide	zsuw materiału ziemnego mudslide
Rozsuwanie boczne <sup>3</sup> Lateral spreading <sup>3</sup>	rozsuwanie skał rock spreading	rozsuwanie rumoszu debris spread	rozsuwanie materiału ziemnego soil spread
Splyw Flow	splyw skalny (niem: Sackung <sup>4</sup> ) rock flow (sagging; ger. Sackung <sup>4</sup> )	splyw gruzowy (rumoszu) debris flow	splyw materiału ziemnego soil flow
Mieszane — kombinacja różnych typów Complex	np. lawina skalna e.g. rock avalanche	np. osuwisko splywowe e.g. flow slide	np. zerwa-splyw ziemny e.g. slump-earthflow



1.Przechyl (przewracanie), 2. Rozsuwanie boczne; 3. Osuwisko translacyjne; 4. Osuwisko rotacyjne; 5. Spływ skalny; 6. Różnica pomiędzy cykloidalną obwiednią powierzchni poślizgu osuwisk rotacyjnych w materiale jednorodnym bez udziału szczeliny z rozciągania (a) i z udziałem szczeliny rozciągania (b) – typowe dla osuwiska złożonego.

Ryc. 1.4. Główne typy ruchów masowych (wg WP/WLI,1990,1993; Cruden&Varnes 1996; Dikau i Inn.,1996) powstające w obrębie silnie anizotropowych utworów fliszowych z udziałem szczeliny rozciągania. [Margielewski, 2009].

W pracy [Margielewski, 2009] została przedstawiona ujednolicona klasyfikacja ruchów masowych, uzupełniona o schematy głównych typów ruchów masowych.

Na obszarze badań, ujętym w zakresie rozprawy, o czwartorzędowej glacialno-holocenijskiej genezie, dominującą rolę odgrywają procesy osuwiskowe, przy niewielkim udziale obrywów, spływów, roli zjawisk mrozowych w osuwiskach zboczowych. W dalszej części dysertacji, przedstawiono problematykę w publikacjach geologiczno-inżynierskich.

Po ustaleniu typu osuwiska, należy określić przyczynę jego powstania. Przyczyny osuwisk można podzielić na powstałe z powodu zwiększenia obciążenia stoku lub zmniejszenia wytrzymałości materiałów z jakich jest zbudowany. Często obie przyczyny występują również razem, stąd prowadzą do interferencji przyspieszając stan graniczny podłoża. Zwiększenie obciążeń może powstać od obiektu budowlanego, nasycenia gruntu wodą (zwiększony ciężar), naturalnego (erozja) lub sztucznego (wykop) podcięcia w dolnej części skarpy, jak również drgań i wstrząsów od ruchu pojazdów czy trzęsienia ziemi. Przyczynami zmniejszenia wytrzymałości skał lub gruntów budujących zbocze są między innymi, naturalne procesy wietrzenie (np.: chemiczne - rozpuszczanie, wypłukiwanie, czy wietrzenie fizyczne - rozdrabnianie). Na zboczach naturalnych pierwszym wskaźnikiem o ruchach powierzchni terenu jest stan szaty roślinnej. Niezdeformowane pionowe drzewa powyżej 25 lat, wskazują na zbocza martwe, a drzewa przemieszczone oraz o zniekształconych pniach, tzw. „pijany las”, wskazują na aktywność osuwiskową. Przemieszczone rośliny, krzewy i młode drzewa świadczą o niedawnej aktywności, a roślinność wodna lub wodolubna, wskazuje na strefy wysięków i wypływów wód oraz silne zawodnienie zbocza [Wysokiński, 2011]. W dysertacji na odcinkach badawczych nr 1, nr 3 oraz nr 4, wystąpiły w/w cechy wskaźnikowe.

Oddziaływaniem warunków klimatycznych ocenia się ekspozycję skarpy, pomiary opadów i ich rozkład oraz pomiary innych czynników klimatycznych mających wpływ na grunty (przemarzanie). Za ważne należy uznać też kwerendę i analizę materiałów archiwalnych, starych planów, rycin oraz opisanych historycznych zdarzeń o charakterze katastrofalnym.

Osuwiska czynne lub uśpione, jako zjawiska dynamiczne „żywe”, nieustannie zmieniają morfologię terenu i zawsze, kiedy podejmujemy proces inwestycyjny przy możliwości osuwisk, musimy mieć aktualne materiały kartograficzne [Wysokiński, 2011].

Problemy teoretyczne związane z prędkością przemieszczania się mas ziemnych są słabo poznane, nie tylko w naszym kraju. Mamy tu do czynienia ze skomplikowanymi procesami reologicznymi. Obecnie na podstawie istniejących teorii nie ma jeszcze możliwości zbu-

dowania ścisłego rozwiązania, na podstawie którego można by analizować łącznie proces odkształcenia i moment zniszczenia zbocza w chwili powstania osuwiska. Niezależnie analizuje się proces odkształcenia i proces zniszczenia [Wysokiński, 2011]. Linia kolejowa usytuowana w trawersie zbocza podlega wszystkim procesom destrukcyjnym występującym na całej długości zbocza. Z uwagi na dynamikę ruchu pociągów, zbocze na odcinku posadowienia drogi kolejowej będzie bardziej zagrożone ruchami masowymi. W takim przypadku, stabilność budowli ziemnej jest niezależna od jakości i sposobu wykonania budowli ziemnej linii kolejowej, lecz wyłącznie zależna od budowy geologicznej i stanu podłoża gruntowego.

Proces deformacji zboczy jest uwarunkowany wieloma czynnikami. Działanie i związek niektórych czynników z tym procesem są dobrze poznane, innych tylko przewidywane. Czynniki działają ze zmienną intensywnością w czasie, wywołując różną prędkość przemieszczeń mas ziemnych tworzących zbocza [Wysokiński, 2011].

Za zasadniczą przyczynę, która wywołuje deformacje zbocza uważa się zaburzenia w polach fizycznych, głównie w polu grawitacyjnym, ale również w innych polach fizycznych, jak filtracyjnym, termicznym czy magnetycznym [Wysokiński, 2011].

W zagadnieniach związanych z budowlą ziemną linii kolejowej istotnym zagadnieniem są zaburzenia w polach fizycznych zmiany stanu naprężenia oraz geometrii podłoża.

Dotychczasowe oceny deformacji zboczy i metody ich prognozowania, mimo dużej liczby badań są dalekie od naukowej ścisłości i są nie pełni zadowalające w praktyce inżynierskiej.

Wysokiński porównuje badania nad czynnikami działającymi na zbocze podając przez siebie zmodyfikowaną klasyfikację. Grupy czynników przedstawiają się następująco:

1. Określające parametry geometryczne masywu zbocza, czyli obecny kąt nachylenia zbocza, jego wysokość i kształt jako wynik historii geologicznej, a także dane dotyczące układu warstw i wszelkiego rodzaju przewarstwień oraz innych powierzchni pochodzenia tektonicznego, wietrzeniowego, itd.
2. Określające materiały, z których jest zbudowane zbocze, a więc zawierające charakterystyki cech fizycznych i mechanicznych.
3. Wywołane warunkami hydrogeologicznymi, w tym istnieniem i wahaniami poziomów wód gruntowych, od których zależą zmiany wilgotności gruntów w zboczu i zmiany ciśnienia hydrostatycznego i hydrodynamicznego.

4. Uwarunkowanie klimatem, a szczególnie: ilość i natężenie opadów wpływających na zmianę właściwości gruntów i warunków hydrogeologicznych; zmianami temperatury i wilgotności powietrza powodującymi proces wysychania – skurczu gruntów oraz zmieniającymi parametry fizyczno-mechaniczne gruntów tworzących zbocze (zamrażanie i odmarzanie gruntów prowadzi do zmian struktury i tekstury), a zatem również do zmian parametrów wytrzymałościowych; nasłonecznieniem i wiatrami powodującymi nierównomierne wysychanie zbocza w różnych jego częściach.
5. Związane z ruchami skorupy ziemskiej, głównie z przeciążeniami i trzęsieniami ziemi, jak również z powolnymi ruchami skorupy ziemskiej wpływającymi na zmiany pola nateżeń w masywie.
6. Spowodowane zmianami kształtu geometrycznego zbocza lub stanu naprężeń:
  - w sposób naturalny przez działalność wody, podmywanie spowodowane wahaniami zwierciadła wody, erozję boczną płynącej wody, spłukiwanie gleb i gruntów;
  - wskutek działalności człowieka przez wykonanie wykopów oraz obiektów budowlanych, powodujących dodatkowe obciążenia, jak również wskutek wstrząsów wywołanych eksploatacją surowców bądź przejazdem ciężkich pojazdów i pracą maszyn itp.
7. Związane z rozwojem i rodzajem szaty roślinnej oraz niszczeniem zboczy przez świat zwierzęcy.
8. Wywołane wpływami kosmicznymi i planetarnymi, oddziałujące pośrednio – przez ruchy skorupy ziemskiej oraz zmiany klimatyczne [Wysokiński, 2011].

Z analizy przedstawionego schematu wynika, że działanie czynników na obiekt odbywa się przez zmianę stanu naprężeń w masywie lub przez zmianę właściwości ośrodka. Część czynników oddziałuje jednocześnie na zmianę zarówno stanu naprężeń, jak i własności materiału. Działanie czynników jest zmienne w czasie, co powoduje zwiększenie lub zmniejszenie prędkości przebiegu procesu [Wysokiński, 2011].

Autorzy artykułu dotyczącego niestatecznego zbocza w dolinie Warty [Sobkowiak i in., 2019] uznali, że utrata stateczności skarp i zboczy w praktyce budowlanej stanowi jeden z najtrudniejszych problemów technicznych, a rozpoznanie przyczyn powstawania osuwiska i przeciwdziałanie skutkom wymaga dużej wiedzy, doświadczenia i szerokiego spektrum badań geotechnicznych, a nawet to, nie jest gwarantem rozpoznania wszystkich istotnych przyczyn

zaistnienia procesu osuwiskowego. Utrata stateczności po upływie dostatecznie długiego okresu eksploatacji zbocza, może być skutkiem wielu przyczyn. Przyczyn tych można szukać zarówno wśród czynników egzogenicznych (deszcze, wysadziny, podtopienia, skurcz, pęcznienie, działanie zamrozu, procesy filtracyjne czy grawitacja) jak i wśród czynników biogenicznych (niszczące działanie zwierząt budujących nory takich jak lisy, bobry, borsuki) oraz bakterii tlenowych (bakterie aerobowe) i beztlenowych (bakterie anaerobowe) – istotnie decydujące np. o procesie rozkładu biochemicznego materii fitogenicznej jak i konsolidacji podłoża organicznego. Innym czynnikiem biogenicznym są mchy wytwarzające bardzo agresywne kwasy humusowe, siarkowe czy solne. Do niedawna były one niezauważane przez kadry budowlane. Przedstawione wyżej czynniki niestateczności zboczy mają charakter czynników obiektywnych, do których również należy budowa geologiczna. Natomiast warunki i jakość zabudowy oraz sposób obciążenia zbocza to niewątpliwie zespół czynników o charakterze subiektywnym.

Zaistnienie pojedynczo tych niekorzystnych zjawisk i procesów nie spowodowałoby stanu zniszczenia. Jak w każdych tego typu awariach obiektów budowlanych o powstaniu stanu awaryjnego (stanu zniszczenia) decyduje jednoczesne zaistnienie szeregu niekorzystnych zjawisk i procesów. Powstanie stanu awaryjnego jest skutkiem rozwoju procesu niszczenia w czasie. Czas intensyfikuje procesy niszczenia i skutkuje zaistnieniem stanu uruchamiającego następne zjawisko czy proces niszczący. Nakładanie się skutków tych procesów doprowadza do powstania stanu awaryjnego [Sobkowiak i in., 2019].

Wyróżnione procesy destrukcyjne zbocza przedstawione przez autorów [Sobkowiak i in., 2019], w takim samym zakresie oddziałują na budowle ziemne linii kolejowych, ale ze znacznie większą intensywnością. Większa intensywność destrukcyjna jest skutkiem znacznego dynamicznego (pochodzącego od masy i prędkości składu pociągu) obciążania linii kolejowej.

Jednym z istotnych czynników, które bierze się pod uwagę przy opracowywaniu planów zagospodarowania przestrzennego terenów oraz przy projektowaniu i realizowaniu poszczególnych inwestycji jest ukształtowanie terenu, jego morfologia, a przede wszystkim jego nachylenie [Kowalski, 1988].

W wielu publikacjach dotyczących osuwisk zarówno zboczy jak i skarp, zagadnienie nachylenia terenu uznaje się za jedno z zasadniczych czynników stabilności.

Jeśli przyjąć morfologię powierzchni terenu jako kryterium oceny przydatności terenu do celów budowlanych to w książce *Geologia Inżynierska* Witolda Cezariusza Kowalskiego [Kowalski, 1988] znajdujemy propozycję ich klasyfikacji:

- **dobre warunki**, gdy nachylenie powierzchni terenu jest mniejsze niż 10% (tj.  $< 3^\circ$ ), deniwelacje terenu nie przekraczają 10m., poziome rozczłonkowanie terenu jest słabe (tzn. odległości między wcięciami erozyjnymi i kotlinami są większe niż 2,5km);
- **przydatne warunki**, gdy nachylenie powierzchni terenu miejscami jest mniejsze niż 10,5% , miejscami większe – w granicach 10÷20% (tj. do  $11^\circ$ ), deniwelacje są większe – wahają się w granicach 10÷20m., poziome rozczłonkowanie terenu jest średnie lub znaczne (tzn. odległości między erozyjnymi wcięciami i kotlinami wahają się w granicach 0,5÷2,0km);
- **mało przydatne warunki**, gdy nachylenie powierzchni terenu jest większe niż 20% (tj.  $> 11^\circ$ ), a w górach - większe niż 30% (ponad  $16^\circ$ ), deniwelacje terenu przekraczają 25m., poziome rozczłonkowanie terenu jest bardzo duże (tzn. odległości między erozyjnymi wcięciami i kotlinami poniżej 0,5km).

Natomiast w publikacji [Wojciechowski, 2019] wykazano, że spośród czynników biernych największy wpływ na osuwiska w Polsce mają spadki terenu w przedziale  $9^\circ \div 30^\circ$ . Stwierdza również, że w skali Polski ekspozycja stoków i zbocza ma niewielkie znaczenie. Spośród wszystkich klas pokrycia terenu, jedynie zabudowa wpływa w niewielkim stopniu na wzrost podatności osuwiskowej.

Morfologia terenu okazała się podstawowym czynnikiem decydującym o utracie stabilności budowli ziemnej linii kolejowej na odcinku badawczym nr 10. W tym przypadku, przy nachyleniu powierzchni terenu w zakresie od  $5-10^\circ$ , woda opadowa spływała w kierunku nasypu kolejowego w rejon przepustu, z terenu o powierzchni ponad 160 ha. Nieprawidłowo posadowiony przepust, przy intensywnych opadach atmosferycznych powodował podtapianie nasypu kolejowego. Od strony wody naporowej, nastąpiło zwiększone parcie i ciśnienie hydrostatyczne (w postaci siły masowej) powodując zmianę położenia toru szczególnie od strony wypływu uruchamiając procesy deformacji skarpy i odkształcenia korpusu nasypu.

Przed dalszą częścią przeglądu literatury należy wyjaśnić, że są zasadnicze różnice między powstawaniem osuwisk w naturalnych zboczach, a powstawaniem osuwisk w skarpach nasypu i przekopu.

Skarpy i zbocza podlegają tym samym denudującym procesom endogenicznym, egzogenicznym w tym zoogenicznym i fitogenicznym, jednak w wyrażnie różnej skali. Ruchy masowe w zboczach obejmują obszary wielokrotnie większe niż ruchy masowe w skarpach. Skarpy natomiast w przeciwieństwie do zboczy, poddawane są bardzo intensywnemu działaniu (w przypadku kolei) czynników eksploatacyjnych, szeroko rozumianych jako antropogeniczne, których złożoność niekiedy jest trudna czy wręcz niemożliwa do ustalenia. Zatem wybór kryteriów dla oceny przyczyn awarii budowli ziemnej linii kolejowej lub prognozowanie powstania zagrożenia nie może być przejęty wprost z nauk geologicznych.

Przedłożone [Wysokiński, 2011] klasyfikacje przyczyn osuwisk zboczy mają charakter ogólnikowy i przydatność ich do oceny utraty stabilności jest tylko częściowa. Taka sama teza znajduje się w opracowaniach, m.in. [Biedrowski i in., 1996, Dąbrowski i in., 2014, Wysokiński 2010].

Za wiodące prace nad kryteriami pozwalającymi opisać podatność na zagrożenie osuwiskami zboczy oraz tworzenie map i systemów umożliwiających przewidywanie ryzyka zaistnienia ruchów masowych można uznać publikacje Cornelis J. i van Westen. W publikacji [van Westen, 1993] wyróżnił:

- aspekty geologiczne,
- aspekty geomorfologiczne,
- aspekty klimatyczne,
- aspekty użytkowania gruntów,
- aspekty urbanistyczne i infrastrukturalne.

Przedstawił również walidacje danych, konwersje danych oraz sposobów analizy zagrożenia osuwiskowego.

W artykule [Wojciechowski, 2019] autor powołuje się na propozycje van Westen przy kartowaniu osuwisk wydzielając jednocześnie regionalną podatność wydzielonego obszaru na powstawanie osuwisk. Zarówno ta praca jak i bardzo obszerna publikacja profesora Wysokińskiego [Wysokiński, 2011] odnoszą się prawie wyłącznie do zboczy. Takie podejście pozwala ograniczyć rozważania do dużych obszarowo powierzchni osuwiskowych ale powstałych w wyniku działania czynników egzogenicznych z wyłączeniem lub małym udziałem czynników antropogenicznych i eksploatacyjnych.

Wybrany do rozważań rejon Polski północno-zachodniej, charakteryzuje się zróżnicowaniem aspektów, które wyróżniono w publikacji [van Westen, 1993]. Dla oceny zagrożenia

utrata stabilności budowli ziemnej linii kolejowej zasadnicze znaczenie ma współdziałanie czynników i procesów naturalnych z czynnikami eksploatacyjnymi i antropogenicznymi.

Mechanizm powstania osuwiska w zboczu jest podobny do mechanizmu powstania osuwiska w skarpie, stąd i czynniki procesów osuwiskowych w wielu aspektach są takie same [Wysokiński, 2011].

Wojciechowski, powołując się na prace pod redakcją Leszka Bobera z lat 1984, 1997 i 1999 wskazuje tzw. czynniki bierno od, których jest uzależniona stateczność zboczy. Spośród nich wyróżnia warunki geologiczne (litologiczne i tektoniczne), morfologiczne (np. spadki ekspozycję i kształt stoku), hydrologiczne i hydrogeologiczne oraz pokrycie terenu. Autor stawia tezę, że gdy współdziałanie czynników biernych stwarza warunki odpowiednie do powstania osuwiska, jego uruchomienie może nastąpić pod wpływem impulsu, którym w Polsce najczęściej są opady atmosferyczne, erozja rzeczna, jeziorna, abrazja morska, czy działalność człowieka, natomiast sporadycznie wstrząsy sejsmiczne. Impulsy te są nazywane czynnikami aktywnymi. W pracy tej przytoczono sposoby indeksowania cech oraz metodę wag przesłanek jako metody dwuwymiarowych analiz.

Po analizie publikacji [Małka, 2018; Wojciechowski, 2019; van Westen, 1993] można skonkludować, że trafność zastosowania właściwego indeksowania czy wiarygodnego i poprawnego przyłożenia wag przesłanek stanowi klucz od rzeczowego opisu istoty przyczyn powstania osuwiska. W zagadnieniach inżynierskich w obrębie infrastruktury krytycznej, jaką niewątpliwie jest stabilna konstrukcja linii kolejowej, ustalenie istotnych przyczyn powstania procesu zagrożenia utraty stabilności wydaje się być zagadnieniem o priorytetowym znaczeniu. W dysertacji nie można było bezpośrednio skorzystać ze sposobu indeksowania cech zastosowanych w powyższych publikacjach. Mając na uwadze charakter badanej materii zastosowano do zindeksowania cech destrukcyjnych podejście heurystyczne w metodzie wag przesłanek.

Autorzy w publikacji [Dąbrowski i in., 2014], również potwierdzili złożoność procesu osuwiskowego oraz trudności w określeniu czynników będących przyczynami powstawania osuwisk kolejowych budowli ziemnych. Za bezpośrednie uznali:

- zwiększenie obciążeń podtorza (zwiększenie prędkości pociągów, zawilgocenie gruntu, obciążenie odsiewkami, śniegiem itp.),
- podcięcie stoku wykopem, przekopem, na skutek erozyjnego działania wód itp.,

- zmniejszenie wytrzymałości gruntów na ścinanie, np. na skutek dopływu wód z wysoczyzny i wyżej położonych zbiorników, nagłego zawilgacania gruntów makroporowatych lub niedogęszczonych itp.,
- odspojenie górnych warstw podłoża zbudowanego ze skał,
- wymywanie cząstek gruntu z dolnych warstw podłoża,
- mała wytrzymałość gruntu na styku warstw (np. na skutek zawilgocenia, przemarzania gruntu),
- upłynnienie gruntu na skutek drgań.

Oceniają, że przyczyny występowania zjawisk osuwiskowych w dużej mierze są związane z lokalizacją budowli.

Można zatem postawić tezę, że pod pojęciem „lokalizacja budowli”- mieści się zbiór cech geologicznych, ukształtowania terenu czyli morfologicznych, hydrologicznych związanych głównie z odwodnieniem terenu oraz cały zestaw czynników zoogenicznych, fitogenicznych oraz antropogenicznych z eksploatacyjnymi włącznie.

Wcześniejsze wykrycie zagrożeń podtorza osuwiskami byłoby bardzo wskazane, lecz należy do zagadnień bardzo trudnych i skomplikowanych. Autorzy opracowania mając świadomość, że większość linii kolejowych w Polsce wybudowano przed I wojną światową oraz linie były wielokrotnie przebudowywane, twierdzą, że jest brak możliwości wykonania szczegółowych badań i oceny stateczności na wszystkich liniach. O powstawaniu lub wystąpieniu osuwiska mogą świadczyć między innymi takie objawy jak:

- narastanie odkształceń toru (osiadania i przemieszczenia w kierunku spadku terenu),
- szczeliny w podłożu i podtorzu (zazwyczaj najwyżej położona szczelina ma kształt wypukłego łuku),
- uskoki i stopnie prostopadłe do kierunku ruchu mas gruntowych,
- wyrzucenia skarp lub podłoża nasypu,
- zmiany kształtu lub przemieszczenia podtorza,
- przemieszczenia, uszkodzenia lub zniszczenia urządzeń odwadniających, budynków itp.,
- przechyłanie się słupów i drzew, spękania pni drzew,
- zastoiska wody w górnej części stoku i wycieki wody w dolnej,
- zawilgocenie skarp (np. roślinność charakterystyczna dla terenów podmokłych),

- przesunięcia kręgów w pobliskich studniach gospodarczych oraz nietypowe wahania poziomów wód w studniach.

Opisane powyżej czynniki zostały rozpoznane na odcinkach badawczych, przedstawionych w rozprawie doktorskiej.

Autorzy publikacji [Grubecki i Sysak, 1987; Biedrowski i Troć, 1996] wydzielili podobne przyczyny zewnętrzne i wewnętrzne powstawania osuwisk. Za najważniejsze zewnętrzne przyczyny uznali: wahania bazy czyli podstawy erozji, podmywania i rozmywania brzegów wodami płynącymi lub falowaniem wód powierzchniowych, akumulacja przy brzegach i wytwarzanie terasów akumulacyjnych, wietrzenie gruntów na zboczach, dodatkowe obciążenie stoku poza granice równowagi np. obiektem budowlanym. Natomiast za najważniejsze wewnętrzne przyczyny niestateczności mas gruntowych na zboczach uznali: zmianę ich konsystencji w postaci pojawienia się właściwości plastycznych i płynnych, ciśnienie spływowe wody przesączającej się w obrębie zbocza, sufozja prowadząca do zmian strukturalnych i wytrzymałości gruntów.

Zwrócili uwagę na fakt istnienia różnego tempa ruchu mas ziemnych, różnych rozmiarów powierzchni osuwiskowych, zasięgu o różnej głębokości, różnej częstotliwości. Charakter i przebieg ruchów masowych zależy od:

- nachylenia stoku, zmiana na skutek podcinania lub dobudowania,
- budowy podłoża, litologii zmieniającej się pod wpływem wietrzenia,
- jakość pokrywy zwietrzelinowej, jej składu mechanicznego i związanej z tym porowatości i nasiąkliwości zmieniającej się w toku dalszego wietrzenia oraz zależności od stopnia nasiąknięcia wodą,
- klimatu, a zwłaszcza opadów i temperatury,
- obciążenia zbocza np. obiektem budowlanym, nasypem itp.

Podobnie jak w innych opracowaniach nie podano wartości liczbowych, które by pozwoliły na skatalogowanie przyczyn powstawania osuwisk w kategoriach ich istotności, ważności czy procentowego udziału w procesie degradacji. To zostało podjęte w niniejszej dysertacji.

Analizowane odcinki badawcze obejmują obszar Polski północno-zachodniej. Ograniczenie obszaru badań wprowadziło w sposób naturalny ograniczenie rodzajów gruntów i typów podłoża gruntowego. W rozprawie nie uwzględniono czynników związanych ze zmianami jakościowymi podłoża ekspansywnego i makroporowatego, ponieważ w obszarze badań

takie podłoża nie występują. Mapa występowania gruntów ekspansywnych w Polsce opracowana przez Przysiańskiego [Przysiański i inni, 1991], potwierdza brak tego typu podłoża w rejonie badań. W przypadku rozszerzenia analizy wg zaproponowanej w rozprawie metody przewidywania zagrożenia utratą stabilności budowli ziemnych linii kolejowych, na pozostałe rejonu Polski, koniecznym jest uwzględnienie omawianych gruntów.

W pracach [Kumor, 2007; Kumor, 2016; Kumor i in., 2017; Jeż, 1994] opisując grunty ekspansywne, występujące na znacznych obszarach Polski charakteryzują je jako grunt wrażliwy objętościowo. Ulegają one pęcznieniu na skutek wzrostu wilgotności i kurczeniu się na skutek przesuszenia. Właściwości te wiążą się z obecnością w gruncie minerałów ilastych, szczególnie z grupy smektytu.

Cechy ekspansywne wykazuje (w różnym stopniu) większość iłów występujących na terenie Polski, z których szczególnie silną ekspansywnością charakteryzują się ropy pliczeńskie, zwane również poznańskimi [Przysiański i in., 1991; Jeż, 1995].

W książce [Kumor, 2016] stwierdził, że czynniki sprawcze uaktywniające ekspansywność iłów zależą przede wszystkim od wielu zewnętrznych przyczyn wpływających na zmianę wilgotności.

Tab. 1.6. Czynniki determinujące zmiany wilgotności podłoża ekspansywnego

<i>Czynniki geologiczne</i>	<i>Czynniki środowiskowe</i>	<i>Inne czynniki</i>
<ul style="list-style-type: none"><li>• <i>powierzchnia właściwa szkieletu gruntowego</i></li><li>• <i>skład granulometryczny gruntu</i></li><li>• <i>skład mineralny</i></li><li>• <i>rodzaj kationu wymiennego</i></li><li>• <i>struktura gruntu</i></li><li>• <i>wskaźnik plastyczności</i></li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• <i>czynniki klimatyczne</i></li><li>• <i>wpływ roślinności</i></li><li>• <i>obciążenie zewnętrzne gruntu</i></li><li>• <i>położenie zwierciadła wody gruntowej</i></li><li>• <i>czynniki antropogeniczne</i></li><li>• <i>objętościowy rozkład wilgotności</i></li></ul>	<ul style="list-style-type: none"><li>• <i>głębokość</i></li><li>• <i>czas</i></li></ul>

Grunty ekspansywne, podobnie jak grunty zapadowe, są gruntami wykazującymi zmiany objętości właściwej w powiązaniu ze zmianą wilgotności. W odróżnieniu jednak od gruntów zapadowych (lessy, osady lessopodobne), które posiadają strukturę nietrwałą, ulegającą destrukcji po doprowadzeniu wody (przez co zmniejszają swoją objętość), grunty ekspansywne pęcznieją wraz ze wzrostem wilgotności i odwrotnie, ulegają skurczowi w przypadku, gdy wilgotność gruntu maleje. Zmiany objętości właściwej gruntów ekspansywnych, zachodzą gdy znajdują się one w stanie nienasyconym – tj. w strefie aeracji [Michalski, 2016].

Gruntów tych raczej nie wykorzystuje się do budowy korpusu nasypów, jednak w podłożu gruntowym mogą one występować i wpływać na stan budowli ziemnej linii kolejowej. Innym zagadnieniem jest występowanie tych gruntów w skarpach przekopów, gdzie poddawane są wszystkim procesom egzogenicznym z całym spektrum skutków omawianych w przytoczonej literaturze.

Przy wykorzystaniu proponowanej metody przewidywania zagrożenia utratą stabilności budowli ziemnych linii kolejowych na obszarze Polski, koniecznym będzie uzupełnienie metody o wyżej omawiane czynniki i procesy.

W literaturze przedmiotu, zagadnienie udziału czynników biogenicznych przy ocenie stabilności konstrukcji ziemnej linii kolejowej jest bardzo rzadko omawiane. Znajdujemy opracowania stateczności zboczy, przy których rozważane były czynniki pochodzenia biologicznego.

W tym zakresie zwraca się uwagę, że w opracowaniach przytoczonych poniżej autorzy swobodnie i często jako tożsame używają pojęcia zbocze, stok czy skarpa. Pomimo tego, że na początku niniejszej rozprawy zdefiniowane zostały te pojęcia, to jednak dla zachowania autentyczności przekazu w analizie literatury, podawane będą one zgodnie zapisami autorów publikacji.

Pod pojęciem czynników biogenicznych rozumiemy grupę czynników przyrodniczych – fitogenicznych z udziałem roślin (drzew, krzewów, traw i mchów), bakterii tlenowych (aerobowych) i beztlenowych (anaerobowych) oraz zoogenicznych przede wszystkim zwierzęta tworzące systemy nor podziemnych.

Czynniki fitogeniczne mogą być zarówno destrukcyjne jak i stabilizujące, a czynniki zoogeniczne są zawsze destrukcyjne dla konstrukcji ziemnej linii kolejowej.

W monografii [Zydroń, 2019] autor zwraca uwagę, że roślinność pełni istotną rolę w ograniczaniu lub zapobieganiu powierzchniowym ruchom masowym, erozji powierzchni terenu. Wpływ systemów korzeniowych na wzmocnienie gruntu (przyrost jego wytrzymałości na ścinanie – *root cohesion*) zależy od liczby korzeni, rozkładu w profilu gruntowym oraz ich wytrzymałości na rozciąganie.

W publikacji [Koda i in., 2010] stawiają tezę, że analiza stateczności skarp, pokrytych roślinnością powinna uwzględniać wpływ roślin na warunki obliczeń. Dobrze porośnięta skarpa może mieć współczynnik stateczności większy o 15–20% niż skarpa bez roślin. Podstawowymi warunkami intensywnej wegetacji traw są korzystne stosunki wodne i pokarmowe

oraz minimalna zawartość substancji toksycznych w środowisku glebowym. Tego rodzaju warunki można stworzyć niemal wszędzie, nawet przy dużych nachyleniach i przy znacznych koncentracjach zanieczyszczeń w przyziemnej części atmosfery. Roślinność przeznaczona do tego celu powinna spełniać następujące warunki: szybko rosnać w celu zabezpieczenia powierzchni skarpy, posiadać dobrze rozwinięty system korzeniowy, który dodatkowo wzmacnia podłoże, tworzyć trwałą i zwartą pokrywę roślinną w ciągu całego roku, mieć niewielkie wymagania pokarmowe, nie wymagać częstego koszenia, posiadać dużą odporność na zmienne warunki pogodowe. Trawami, które spełniają te wymagania i mogłyby wytworzyć mury, są trawy niskie, posiadające dobrze rozwinięty i gęsty system korzeniowy, tym samym tworząc zwartą obudowę roślinną. Autorzy zwracają uwagę, że błędny dobór roślinności na skarpy oraz jej niepoprawne rozmieszczenie i brak pielęgnacji mogą spowodować znaczne pogorszenie warunków stateczności, a w niektórych przypadkach przyczynić się do powstania osuwiska.

Niska roślinność w postaci traw i krzewów, a zwłaszcza tych o bardzo rozbudowanym systemie korzeniowym sprzyjają stabilności skarp i zboczy. Wysokie drzewa o wybujałej koronie rosnące zwłaszcza na skarpie nasypu na skutek procesów wysadzinowych, a przede wszystkim wiatrów porywistych, powodują dylatowanie brył i składników gruntowych. Tak zdylatowana skarpa o zdecydowanie obniżonych wartościach parametrów spójności ( $c$ ) i kąta tarcia wewnętrznego ( $\phi$ ) łatwo podlega procesom osuwiskowym. Taka sytuacja została stwierdzona na odcinkach badawczych nr 1, 4, 5 i 8 zamieszczonych w rozprawie.

Według autorów [Koda i in., 2010], przeciwozyjne zabezpieczenie skarp i zboczy wiąże się bezpośrednio z prawidłowym zagęszczeniem gruntu oraz utworzeniem optymalnych warunków do rozwoju starannie dobranej roślinności. Skarpa porośnięta prawidłowo dobraną do warunków roślinnością może mieć nawet o 20% większy współczynnik stateczności niż skarpa na której nie ma roślinności. Ważne jest jednak dokładnie przeanalizowanie warunków umacnianego zbocza tak, aby niewłaściwym doбором roślinności nie przyczynić się do obniżenia jego stateczności. W tym celu można uwzględnić pokrywę roślinną w analizie obliczeniowej stateczności skarpy. Dla obliczenia stateczności skarp, które pokryte są roślinnością należy wziąć pod uwagę oddziaływanie dodatkowych czynników takich, jak między innymi siła kohezji zależna od wpływu systemu korzeniowego roślin na zmiany spójności gruntu. System korzeniowy może również przyczynić się do zmiany ciśnienia hydrostatycznego zmieniając strukturę gruntu lub poziom wody gruntowej. Na stateczność może wpływać także

dotychczasowe obciążenie powodowane roślinnością. W przypadku wysokich drzew, wpływ siły i kąta padania wiatru na roślinę może destabilizować podłoże, na którym rosną drzewa o rozłożystej koronie. Bardzo istotnym parametrem z punktu widzenia obliczeniowego jest również wytrzymałość korzeni na rozciąganie i kąt ich położenia względem nachylenia powierzchni skarpy. Wszystkie dodatkowe czynniki związane z występowaniem pokrywy roślinnej na skarpie zostały wzięte pod uwagę w metodzie obliczeniowej stateczności skarp i zboczy zwanej *Greenwood General Method*. W oparciu o tę metodę, można przewidzieć jaki sposób obsadzenia skarpy przyczyni się pozytywnie, zwiększając stateczność skarpy, jednak należy mieć na uwadze, że niewłaściwy dobór roślinność może jedynie przyspieszyć procesy prowadzące do destabilizacji zbocza.

Alternatywą dla standardowych metod wzmocnienia gruntów przy użyciu, na przykład betonu, może być stosowanie mikroorganizmów. Analizując oddziaływanie niektórych bakterii na grunt zaobserwowano poprawę jego parametrów. Zmiany dostrzeżone były w przypadku współczynnika filtracji, wilgotności gruntu, stopnia zagęszczenia, wytrzymałości na ścinanie, a także modułu ściśliwości. Wytrzymałość gruntu na ścinanie jest podstawowym parametrem wpływającym na stateczność skarp i zboczy. Wszystko opierało się o wykorzystywanie osadu węgla wapnia powstałego w procesie mikrobiologicznym. Proces mikrobiologicznego uzyskiwania węgla wapnia oparty jest na wytwarzaniu minerałów w naturalnym środowisku. Stosunkowo prosty proces i prowadzi do szybkiego uzyskania wysokiej zawartości węgla wapnia. Mikroorganizmy poprzez hydrolizę uzyskują jon kwasu węglowego i amoniaku, które następnie są równoważone w wodzie dzięki czemu uzyskiwany jest wodorowęglan [Misiótek, 2018].

Książka pt. *Biogeotechnika* [Jeż, 2008] jest kompleksowym opracowaniem na pograniczu inżynierskich zagadnień dot. budownictwa w odniesieniu do szeroko pojętej przyrody. Obejmuje wiedzę, znakomicie i jasno zaprezentowaną, z wszystkimi elementami niezbędnymi do zrozumienia wzajemnego oddziaływania przyrody na budownictwo i budownictwa na przyrodę. Profesor uważał, że roślinność porastająca zbocze była i nadal jest traktowana jako nieistotny, mało ważny lub co najwyżej pośredni czynnik stabilności i z tego powodu lekceważono ją w analizach. Rozdział 7 autor poświęcił na zależności wpływu roślin na stateczność skarp i zboczy. Wprowadził szeroka ocenę ekologiczną zagrożenia osuwiskami, wyjaśnił wpływ roślin na zbocze w odniesieniu: hydrologicznym, mechanicznym wytrzymałości grun-

tu na ścinanie oraz ocenę stateczności zboczy z uwzględnieniem roślin. Bardzo obszernie i szczegółowo odniósł się do zabudowy biologicznej skarp i zboczy.

W publikacji [Mizerski, 2005] znajduje się podział wietrzenia biologicznego (organicznego) na:

- mechaniczne: korzenie roślin wciskają się w szczeliny skalne i rozpychają je,
- chemiczne: działanie substancji organicznych będących produktami zwierzęcymi lub roślinnymi (kwasy organiczne),
- działanie bakterii: np. bakterie beztlenowe zamieniają gips w siarkę,
- działanie zwierząt ryjących: przedostawanie się wody przez nory i korytarze wspomaga wietrzenie chemiczne.

Intensywność i charakter wietrzenia zależą od rodzaju skały oraz od warunków klimatycznych (głównie od ilości wody oraz temperatury). W klimacie suchym (pustynnym) przeważa wietrzenie fizyczne. W klimacie gorącym i wilgotnym – wietrzenie chemiczne. Rośliny o gęstych i rozległych systemach korzeniowych odgrywają kluczową rolę w zabezpieczeniu skarp przed erozją wodną, a na luźnych podłożach także wietrzną (np. w przypadku wydm). Warstwa gleby o grubości 18 cm na stoku o pochyleniu 10% ulega zerodowaniu w ciągu 18 lat przy braku pokrywy roślinnej. W przypadku upraw polowych zerodowanie takiej warstwy zajęłoby 110 lat, ale już pod trwałą darnią byłaby zabezpieczona przez ponad 80 tys. lat, a przy trwałej pokrywie leśnej – przez ponad 500 tys. lat.

Destrukcyjną działalność bobrów zauważa się wszędzie tam gdzie linia kolejowa graniczy z jeziorami, stawami, terenami bagnistymi czy regularnie podtapianymi obszarami.

W okolicy stawów z siedliskami bobrów podwyższa się i stabilizuje poziom wody gruntowej, zmniejsza się erozja oraz zwiększa osadzanie cząstek mineralnych i organicznych. Inicjowane są naturalne procesy bagienne. Kopanie nor i kanałów przez bobry, transportowanie drewna z ładu oraz podwyższanie poziomu wody w wyniku budowy tam, poważnie zmieniają charakter i kształt linii brzegowej cieków lub zbiorników. Wody gromadzone w stawach z siedliskami bobrów stopniowo wnikają w otaczający grunt, lokalnie podwyższając poziom wody gruntowej. Zmienia to chemizm i uwodnienie gleb, jak również skład gatunkowy fauny glebowej [Czech, 2005].

W przypadku szlaków komunikacyjnych znacznie częściej ma miejsce blokowanie przepustów drogowych, podkopywanie nasypów i ich podtapianie niż ścinanie przez bobry drzew bezpośrednio na drogi czy linie kolejowe. [Czech, 2005].

Zwierząt degradujących konstrukcje ziemne linii kolejowych jest więcej. Wiele z nich wybrało sobie skarpy nasypu lub skarpy przekopu za dobre miejsce na nory. Do tych zwierząt należą borsuki, lisy, i coraz częściej jenoty.

We wszystkich przedstawionych powyżej publikacjach, degradujące działania czynników i procesów biogenicznych (fitogenicznych i zoogenicznych) na szlaki komunikacyjne uznano za pojedyncze zagadnienia przyczynkowe. W ujętych w rozprawie odcinkach badawczych linii kolejowych rejonu północno-zachodniej Polski nr 1, 2, 4, 5, 7, 8, 9 stwierdzono biogeniczne działania destrukcyjne jako istotnie wpływające na utratę stabilności budowli ziemnych.

Instrukcja [PIG, 2008] przy określaniu zakresu merytorycznego podaje, że główne cele wykonania Mapy Osuwisk i Terenów Zagrożonych Ruchami Masowymi, zwanej dalej MOTZ, są następujące:

- a) rozpoznanie i udokumentowanie osuwisk oraz terenów zagrożonych ruchami masowymi w Polsce,
- b) charakterystyka geomorfologiczna i geologiczna osuwisk,
- c) ustalenie przyczyn powstania i rozwoju osuwisk,
- d) ocena stopnia aktywności osuwisk i możliwości ich dalszego rozwoju,
- e) ocena terenów zagrożonych ruchami masowymi,
- f) wstępna ocena możliwości zabezpieczenia osuwisk aktywnych i okresowo aktywnych,
- g) gromadzenie wyników monitoringu prowadzonego na osuwiskach.

W §15 Instrukcji zwraca się uwagę na specyfikę budowy geologicznej, warunków morfologicznych oraz procesów wpływających na zróżnicowanie ruchów masowych w poszczególnych regionach Polski: Karpaty i zapadlisko przedkarpackie, Sudety, Góry Świętokrzyskie, pas wyżyn środkowopolskich, doliny rzeczne centralnej i północnej Polski, młodogłacjalne obszary Polski północnej, wybrzeże Morze Bałtyckie oraz na terenach związanych z powierzchnią i podziemną eksploatacją górniczą lub z prowadzeniem inwestycji inżynierskich [PIG, 2008].

Wydzielenie w w/w instrukcji młodogłacjalnych obszarów Polski północnej, potwierdza istotność specyfiki lokalnej tych terenów. Obszar ten został wybrany do analizy badawczej w rozprawie doktorskiej.

„Instrukcja opracowania mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi” [PIG, 2008] odnosi się do pojęcia zbocza (stoku) i jest z oczywistych względów mało przydatna dla oceny stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.

W publikacji [Racinkowski i in., 2001] wydzielono na obszarze Niżu Polskiego 10 obszarów geologiczno-inżynierskich. Jako obszar geologiczno-inżynierski przyjęto przypowierzchniowy wycinek powierzchni skorupy ziemskiej charakteryzujący się, z punktu widzenia inżynierijno-budowlanego, zbliżonymi cechami urzeźbienia powierzchni terenu, podobnymi walorami technicznymi podłoża budowlanego i właściwościami wód podziemnych oraz oddziaływaniem podobnych procesów geodynamicznych. Obszary te w sposób istotny nawiązują do morfogenetycznego charakteru strefy niżowej, dlatego przy ich wydzieleniu stanowiły kryterium wiodące. Z tego względu nazwy poszczególnych obszarów nawiązują do terminologii i treści pojęciowej stosowanej w geomorfologii.

Wydzielono i scharakteryzowano pod względem geologiczno-inżynierskim 10 typowych obszarów:

- obszar wysoczyzny moreny czołowej,
- obszar wysoczyzny moreny dennej,
- obszar wysoczyzny zaburzonej glacitektonicznie,
- obszar wysoczyzny kemowej,
- obszar wysoczyzny sandrowej,
- obszar równiny zastoiskowej,
- obszar pól wydmywanych,
- obszar terasy nadzalewowej dolin rzecznych,
- obszar terasy zalewowej doliny rzecznej,
- obszar równiny bagienno-torfowej [Racinkowski i in., 2001].

W pracy [Piotrowski, 1991] został zamieszczony podobny podział pod względem warunków geologiczno-inżynierskich ale dotyczy podziału obszaru Polski. Ponadto charakteryzuje się dużą ogólnością informacji i nie zawsze jest związany z cechami morfogenetycznym.

W dysertacji korzystano z podziału obszarów pod względem geologiczno-inżynierskim zaproponowanego w publikacji [Racinkowski i in., 2001].

W załączniku 5b do Instrukcji MOTZ za główne kryteria powstania osuwisk uznano kryteria:

- a) geomorfologiczne **GM**,
- b) geologiczne **GL**,
- c) hydrogeologiczne i hydrograficzne **HG**,
- d) antropogeniczne **AG**.

Poniżej podano najczęściej spotykane przykłady elementów rzeźby, uwarunkowań geologicznych i wodnych oraz czynników naturalnych i antropogenicznych, które mogą wskazywać na predyspozycję obszaru do rozwoju ruchów masowych.

a) geomorfologiczne **GM**:

- nachylenie, wysokość i ekspozycja zboczy/stoków,
- ukształtowanie powierzchni zboczy/stoków,
- działalność naturalnych procesów geologicznych (erozji rzecznej, abrazji brzegowej, spływu wód powierzchniowych, podniesienia się poziomu wód gruntowych i inne),
- inne (np.: spływy błotne).

b) geologiczne **GL**:

- obecność skał spoiстых i sypkich w obrębie zboczy/stoków,
- obecność utworów wskazujących na transport po stoku/zboczu (deluwia, utwory soliflukcyjne, peryglacjalne),
- obecność skał, które mogą stanowić powierzchnię poślizgu (iły, iłowce, łupki),
- obecność struktur glacitektonicznych i/lub struktur tektonicznych,
- wartość kąta upadu warstw,
- stosunek kierunku zapadania warstw do kierunku nachylenia zbocza/stoku,
- inne (np.: niekorzystne przewarstwienia i dylatacje).

c) hydrogeologiczne i hydrograficzne **HG**:

- obecność źródeł, wysięków, podmokłości,
- obecność wód powierzchniowych (płynących i stojących) w obrębie zbocza / stoku,
- inne (np.: uszkodzenia infrastruktury wodno-kanalizacyjnej).

d) antropogeniczne **AG**:

- usunięcie ze zboczy/stoków szaty roślinnej (zwiększenie denudacji i ułatwienie infiltracji),

- podcięcie (zestromienie) zboczy, zwłaszcza w dolnej części (obniżenie parametrów wytrzymałościowych skał/gruntów),
- rozcięcie zboczy/stoków, np. przy budowie drogi (zmiana stateczności i warunków krążenia wód podziemnych),
- zabudowa zboczy/stoków (dodatkowe obciążenie wpływające na stateczność);
- ograniczenie swobodnego odpływu wód po powierzchni zboczy/stoków (zwiększenie możliwości nawodnienia warstw przypowierzchniowych wskutek przyspieszonej infiltracji),
- utworzenie zbiornika wodnego u podnóża zboczy/stoków (zmiana wilgotności naturalnej skał/warstw/gruntów oraz uruchomienie procesów abrazji brzegowej).

W innych rodzajach budownictwa np.: w realizacji kopalni odkrywkowych zwraca się uwagę [Grabowski i in., 2009; Grabowski i in., 2011] na skutki ingerowania w istotę techniczną odwodnienia.

W publikacji [Popielski, 2012] autor rozważa geosrodowiskowe warunki stateczności skarp w obrębie głębokich wykopów fundamentowych. Podzielił zakres oddziaływań GPOB (Głębokiego Posadowienia Obiektów Budowlanych) na dwie grupy:

- fizyczne, nieuniknione, wynikające z mechaniki ośrodka i procesu jego odciążania oraz obciążania zwane naturalnymi,
- technologiczne wynikające z uwarunkowań realizacji, związane z przyjętymi rozwiązaniami oraz starannością wykonania.

Zwrócił uwagę na konieczność szczegółowego uwzględnienia specyfiki występowania wód gruntowych w podłożu budowlanym m.in.:

- zmiany położenia pierwszego poziomu wodonośnego,
- określenia momentu zaprzestania odwodnienia,
- określenia obszaru i wartości osiadań wywołanych odwodnieniem oraz czasu ich redukcji i odbudowania się wyporu pod wykonanym obiektem,
- zmiany w warunkach filtracji po wykonaniu konstrukcji (przegrodzenie strumienia filtracji) i związane z tym podpiętrzenie,
- wpływu na niższe poziomy wodonośne,
- zmienności parametrów filtracyjnych ośrodka (wywołaną przez erozję, sufozję lub kolmatację gruntu).

Zmienność warunków i parametrów filtracji wywołana zarówno czynnikami naturalnymi jak i czynnikami pochodzenia antropogenicznego, należy do zasadniczych procesów decydujących o stabilności budowli ziemnych linii kolejowych. Ich pełne i poprawne rozpoznanie w procesie ustalenia przyczyn awarii uważa się za pierwszoplanowe. Pozostałe czynniki będą dotyczyły stabilności odcinka linii kolejowej posadowionego w głębokim przekopie lub w tunelu. W rejonie przeprowadzonych badań, nie wystąpiła potrzeba tak szczegółowej analizy procesów wodnych.

Titow w publikacji pt.: *Wzmacnianie podtorza długo eksploatowanych linii kolejowych* zwrócił uwagę na wady podtorza i podzielił je na sześć grup:

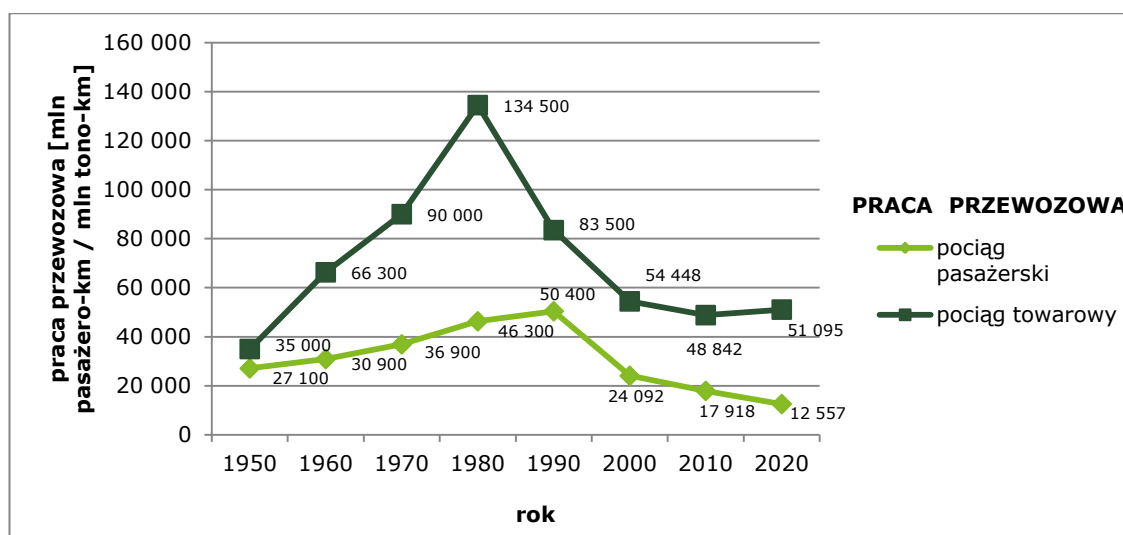
- odkształcenia torowiska (nierówność, osiadania w okresie wiosennym, wysadzi-ny),
- odkształcenia skarp podtorza i przyległych stoków (zmycia gruntów, osuwiska, osypiska),
- odkształcenia przekrojów poprzecznych podtorza lub poprzeczne jego przemieszczenia na podłożu (osiadania, rozpełznięcia nasypów ich przesunięcia na stokach,
- odkształcenia i inne wady mało wytrzymałego podłoża (bagna wyrobiska górnicze pustki krasowe itp.),
- odkształcenia i inne wady podtorza oraz współdziałających z nim urządzeń spowodowane klęskami żywiołowymi,
- niezgodności z obecnie obowiązującymi normami [Titow, 1990].

Każde odkształcenie lub wada podtorza jest ważnym sygnałem o zaistnieniu procesów utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej. Wg autora zapasy wytrzymałości podtorza zanikają już po poprzecznym przesunięciu nawierzchni o 20÷30cm.

Wysokiński przywołuje pojęcie założonego okresu użytkowania, który wykorzystywany jest przy:

- doborze oddziaływań projektowych (takich jak na przykład wiatr, czy wpływy sejsmiczne),
- ocenach pogarszania się właściwości materiałowych, np. w czasie;
- określaniu kosztów użytkowania budowli.
- określaniu strategii utrzymania obiektu oraz skutków rozbiórki, tzw. „budownictwo zrównoważone” [Wysokiński, 2011].

Można przyjąć, że projektując i budując linie kolejowe przed I wojną światową, nie zakładano limitu czasu użytkowania odcinka. Obecnie zgodnie z instrukcją [Id-3, 2009] oraz standardami technicznymi [Standardy Techniczne t. I, 2021] podtorze projektuje się przy założeniu trwałości równej 100 lat, natomiast torowisko (górną część podtorza) na której jest ułożona nawierzchnia, należy zaprojektować przy założeniu jej trwałości równej 20-50 lat zależnie od paramentów eksploatacyjnych linii. Z czasem następuje konieczność modernizacji linii i dostosowania do zapotrzebowania przewozowego w gospodarce. Zmiany na zapotrzebowanie transportowe liczby przewozu pasażerów i ładunków w latach 1950 – 2020 wyrażony współczynnikiem pracy przewozowej - iloczynu wagi ładunku [w tonach]/ilości pasażerów [w osobach] i drogi [w kilometrach] przedstawiono na wykresie 1.1.



Wykres 1.1 Zmiana ilości przewozu pasażerów i ładunków w latach 1950 – 2020 [GUS 2014, GUS 2022]

Uznano za konieczne wykonanie przeglądu obowiązujących Instrukcji PKP Polskich Linii Kolejowych S.A. Instrukcje nie mają charakteru naukowego czy badawczego, ale są stosowane na liniach PKP PLK SA i mają pełne przełożenie praktyczne na bezpieczne eksploataowanie linii kolejowych. Z pośród 13 branż przeanalizowano branżę „Linie kolejowe” oznaczona jako „Id”. Wybrano tylko te instrukcje, które obejmowały zagadnienia związane z dysertacją.

Instrukcja Id-1 (D-1) *Warunki techniczne utrzymania nawierzchni linii kolejowej*, podobnie jak Id-2 (D-2) *Warunki techniczne dla kolejowych obiektów inżynierskich* i Id-4 *Instrukcja o oględzinach, badaniach technicznych i utrzymaniu rozjazdów*, nie wniosły nic

istotnego do rozważań dotyczących budowli ziemnych. W Id-2 budowle ziemne linii kolejowych nie zostały zaliczone do obiektów inżynierskich, co może świadczyć o pewnym niedocenieniu wpływu tych budowli na stabilność linii kolejowej w całości.

Instrukcja Id-3 Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego jest instrukcją, która wydaje się być podstawową instrukcją kolejową opisującą wymagania PKP PLK S.A. dotyczące wielu różnych aspektów podtorza, podłoża gruntowego, robót ziemnych, budowli ziemnych i ochrony środowiska.

W normatywnym załączniku nr 17 powyższej instrukcji wprowadzona jest definicja wady podtorza oraz sklasyfikowanie wad w zależności od charakteru i zaliczanie ich do jednej z trzech grup A,B,C. : *Za podtorze z wadą, uważa się podtorze o zmniejszonej przydatności do eksploatacji oraz podtorze całkowicie nieprzydatne od eksploatacji na skutek zbyt dużych odkształceń tej budowli, jej uszkodzeń i zmian wymagań itp. Za podtorze z wadą uważa się również podtorze zagrożone – zwłaszcza wtedy, gdy przewidywane skutki wystąpienia wady są poważne. Wady podtorza klasyfikuje się na podstawie objawów zewnętrznych oraz przyczyn [Id-3, zał. 17].*

Grupy te nie identyfikują stopnia zagrożenia awaryjnego budowli ziemnej, lecz tylko gromadzą w grupy: A- obejmuje starzenie się podtorza, B- uszkodzenie i zagrożenia zależne od wyjątkowo niekorzystnych warunków klimatycznych, wypadki kolejowe, C- odchyłki od obowiązujących norm [Id-3, 2009].

Wady podtorza oraz zalecenia dotyczące jego utrzymania tablica 17-1 jest kopią badań radzieckich z lat 70-tych ubiegłego wieku. Stąd podejście do problemu można uznać za nie do końca przystające do obecnych potrzeb.

Opis zarówno wad podtorza jak i przyczyn, jest bardzo enigmatyczny, przymiotnikowy i bez kryteriów technicznych.

W pkt 2. załącznika nr 17 wprowadzono zapis „ *W trakcie utrzymywania (podtorza - dopisek autora) należy dążyć do możliwie wczesnego wykrywania wad, zagrożeń i stosowania odpowiednich środków profilaktycznych.....*”.

Powyższy zapis jednoznacznie potwierdza zasadność podejmowanych w dysertacji prac badawczych.

Karta pomiarów diagnostycznych podtorza, zamieszczona w załączniku nr 19 wydaje się być przydatna do bardzo ograniczonego dokumentowania stopnia zagrożenia utraty stabil-

ności budowli ziemnych linii kolejowych. Przetawione w dysertacji, uzyskane wyniki badań mogą być pomocą w uzupełnieniu czy rozwinięciu karty pomiarów.

W załączniku nr 24 podkreślono konieczność traktowania roślinności w obrębie linii kolejowej jako element wpływający na wiele aspektów bezpieczeństwa linii kolejowej i ważny składnik stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.

W §17 instrukcji Id-7 o dozorowaniu linii kolejowych, użyto pojęcia „stabilność” w stosunku do toru bezstykowego. W tym samym paragrafie zapisano:

*3. Podtorze kolejowe:*

*1) Należy sprawdzić, czy:*

- a) nie ma widocznego osiadania toru (dołków) oraz zapadlisk w pobliżu toru,*
- b) skarpy podtorza i rowów bocznych nie zostały uszkodzone lub nie są narażone na osunięcie,*
- c) rowy boczne nie zostały zasypane i czy nie zatrzymuje się w nich woda.*

*2) Zauważone usterki należy odnotować w Księżce D803.*

*4. Podsypka:*

*1) Należy sprawdzić, czy:*

- a) tor jest prawidłowo obsypany podsypką,*
- b) nie występuje zanieczyszczenie podsypki uniemożliwiający odprowadzenie wody,*
- c) podsypka nie została podmyta lub rozmyta [Id-7, 2016].*

To są jedyne odniesienia instrukcji do zagadnień analizowanych w rozprawie.

Id-8 *Instrukcja diagnostyki nawierzchni kolejowej*, odnosi się do stanu torów i rozjazdów a w naszym sensie nierówności pionowe, poziome, wichrowatość toru.

Natomiast Id-14 (D-75) *Instrukcja o dokonywaniu pomiarów, badań i oceny stanu torów*, koncentruje się wyłącznie na jakości i stanie torów nie dociekając ich przyczyn. Wprowadza ona raporty syntetyczne - obliczone wartości odchyłeń standardowych „S” i wadliwość „W” dla poszczególnych parametrów oraz syntetyczny wskaźnik stanu toru „J” i wadliwość pięcioparametrowa „W5” z odcinka podstawowego. Kryterium wadliwość pięcioparametrowej „W5” z odcinka podstawowego może uznać za ważny przy prognozowaniu stabilności budowli ziemnych linii kolejowych. Jeżeli pomiary torów wykonywane są w sposób i terminach zgodnych z Instrukcjami Id-1, Id-7, Id-8 i Id-14, to w przypadku kiedy wartość

0,2 < W5, to powinien stanowić sygnał o konieczności ustalenia czy istnieją inne przyczyny wadliwości niż sama nawierzchnia.

W opracowaniu wewnętrznym PKP PLK S.A. "Zestawienie Dobrych Praktyk...." [Lewiński L., 2024] analizuje w 14-stu rozdziałach, 14 różnych elementów decydujących o nowoczesnym i skutecznym utrzymaniu oraz bezpiecznej eksploatacji linii kolejowych. Wśród tych jako pierwsze analizuje **kolejowe budowle ziemne nazywając je fundamentem każdej drogi kolejowej**. Autor uznaje, że największe uszkodzenia w kolejowych budowlach ziemnych powstały podczas prowadzenia napraw głównych nawierzchni z wykorzystaniem sprzętu zmechanizowanego, braku odpowiednich technologii i sprzętu w procesie mechanicznego oczyszczania podsypki oraz prac kablowych związanych z zastępowaniem napowietrznych linii teletechnicznych instalacjami podziemnymi. Podał również warunki poprawnego prowadzenia robót naprawczych w obrębie budowli ziemnych linii kolejowych. W podsumowaniu stwierdza, że na liniach nie objętych kompleksowymi modernizacjami występują **poważnie zdegradowane kolejowe budowle ziemne, a proces degradacji za sprawą budowy kolejnych instalacji kablowych trwa**. Publikacja potwierdza potrzebę podjęcia prac do oceny stanu degradacji budowli ziemnych linii kolejowych w odniesieniu do bezpiecznej eksploatacji linii.

Niemal wszystkie szczegółowe instrukcje geotechniczne, czy normy techniczne obligują projektantów i inżynierów do bezpiecznego i racjonalnego prognozowania zmian w podłożu budowlanym, np.: PN-B-02479;1998 „Geotechniczna prognoza zjawisk w podłożu, to inaczej wstępne przewidywanie oceny współpracy obiektu budowlanego z podłożem, uwzględniające zmiany w podłożu, jakie mogą powstać wskutek wykonywania i eksploatacji obiektu.”

W treści normy *PN-EN 1997.1 Projektowanie geotechniczne. cz. I: Zasady ogólne* tzw. Eurokod-7 podano następujące oddziaływania, które należy uwzględnić w obliczeniach stateczności skarp: ciężar gruntu, skały, wody; ciśnienie wody gruntowej; ciśnienie sphywowe; obciążanie naziomu; usunięcie obciążenia (odciążenie) np. wykonanie wykopu; obciążenie pojazdami; przemieszczenia związane z pełzaniem lub osiadaniem mas gruntowych; pęcznienie i skurcz spowodowane przez wpływy klimatyczne; zmiany wilgotności; rośliny; przyspieszenie od trzęsienia ziemi; wybuchów lub obciążeń dynamicznych; działanie zamarzania; siły od napinania. kotew, rozpór innych konstrukcji, które oddziałują na masyw gruntu. Z powyższego można wnioskować, że przy ocenie przyczyn powstania i wyboru sposobu naprawy

budowli ziemnej linii kolejowej, należy szczegółowo odtworzyć prawdopodobny mechanizm decydujący o powstaniu zagrożenia dla ruchu pociągów.

Niezbędność prognozowania zjawisk i zmian w podtorzu i podłożu gruntowym, wynika z wyżej przywołanych przepisów, rozporządzenia MTBiGM *W sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych*, jak również branżowych instrukcji PKP PLK S.A. m.in.: Igo-1 *Wytyczne do badań podłoża gruntowego dla potrzeb budowy i modernizacji infrastruktury kolejowej*. Prognozowanie zjawisk i zmian jest konieczne ze względu szeroko pojęte kolejowe bezpieczeństwo przewozowe. Najbardziej wrażliwym elementem konstrukcji linii kolejowej na oddziaływanie czynników i procesów egzogenicznych jest budowla ziemna. Spełnienie warunków normatywnych w prognozowaniu zmian w obrębie budowli ziemnej linii kolejowej wymaga ustalenia kryteriów oceny zagrożeń wynikających ze zmian w podtorzu i podłożu gruntowym.

W literaturze zagranicznej, dominuje tematyka diagnostyki nawierzchni kolejowej i uszkodzeń nawierzchni torów kolejowych [m.in. Arain i in., 2024; Morais i in., 2023; He i in., 2024] także dla pociągów dużych prędkości, m.in. Szanghaj – Nanjing (Chiny).

W zakresie monitorowania podtorza, a w szczególności nasypów kolejowych, uwaga zwrócona jest przede wszystkim na wpływ poziomu wód gruntowych na zmiany na nasypie kolejowym [m.in. Usman i in., 2024; Xu i in., 2023; Lr i Selig, 2004]. Autorzy publikacji [Polemio i Lollino, 2011] przeanalizowali awarie nasypów kolejowych we Włoszech wywołane wysokimi stanami rzek, które powstały poprzez nawalne, intensywne opady. W artykule [Aqib i in., 2023] poddali analizie przesiąkanie i spływ powierzchniowy po nasypach kolejowych w Indiach w porze deszczowej (monsunowej). Oceniono wpływ roślinności, stopnia zagęszczenia i intensywności opadów na stabilność zbocza. W Japonii zbadano przypadki erozji nasypu kolejowego linii kolejowej podczas powodzi i na tej podstawie skategoryzowano rodzaje i stopnie uszkodzenia linii kolejowej. [Tsubaki i inni, 2016]. W publikacji [Xu i inni, 2023] wykazano, iż opady deszczu są jedną z głównych przyczyn awarii nasypów komunikacyjnych w Chinach. Przeprowadzono ocenę podatności infrastruktury kolejowej na awarie spowodowane opadami deszczu i przygotowano klasyfikację warunków pogodowych, w szczególności intensywności opadów pod kątem wpływu na stabilność nasypów.

Zastosowanie technik teledetekcyjnych (nieniszczących) – GPR i InSAR dla procesu diagnozowania usterek torów kolejowych [Koohmishi i in., 2024] to kolejna grupa badań zaproponowana dla potrzeb prowadzenia kontroli stanu linii kolejowych. W Chorwacji, wspólna

inicjatywa badaczy i zarządców infrastruktury kolejowej, doprowadziła do próby opracowania nowej metody oceny stanu nawierzchni i podtorza, wykorzystującej przede wszystkim techniki badań elektromagnetycznego radaru penetrującego grunt (GPR), refrakcji sejsmicznej, jak i dronów oraz archiwalnych badań geotechnicznych „in-situ” [Kovacevic i in., 2016]. W innym opracowaniu [Kovacevic i in., 2019] przedstawiona jest metodologia wstępnego określenia aktualnego stanu nasypów za pomocą kombinacji badań georadarowych, oględzin i danych historycznych.

Trzęsienia Ziemi, notoryczne kradzieże czy wandalizm to też czynniki wpływające na bezpieczeństwo prowadzenia ruchu pociągów. W jednej z publikacji [Mohammadi i in., 2023] przeanalizowano właściwości sejsmiczne skał i gruntów znajdujących się w nasypach kolejowych ich wpływ na stateczność nasypów w czasie trzęsień Ziemi. Natomiast w Republice Południowej Afryki dokonano oceny stanu publicznych sieci kolei towarowej i pasażerskiej. Kluczowymi czynnikami wpływającymi na obecny stan infrastruktury kolejowej, a w zasadzie jego uszkodzenia jest kradzież i wandalizm majątku kolejowego [George i in., 2018].

Autor dysertacji, dokonując przeglądu publikacji zagranicznych zauważył, że podejście zarówno naukowe jak i praktyczne do monitorowania stanu drogi kolejowej jest wieloaspektowe. Niestety, ze względu na lokalne uwarunkowania m.in. klimatyczne, czy grunto-wo-wodne, można jedynie częściowo, przedstawione rozwiązania przystosować do kontroli infrastruktury kolejowej w Polsce.

Podsumowując, w przeglądzie literatury nie znaleziono opracowania, które proponowałyby kompleksowe ujęcie zagadnienia identyfikacji miejsc na linii kolejowej, gdzie istnieje prawdopodobieństwo wystąpienia utraty stabilności budowli ziemnej w postaci deformacji korpusu nasypu i skarp, które ostatecznie może doprowadzić do powstania ruchów masowych. Brakuje również opracowań, zawierających kompletny przegląd czynników i procesów destrukcyjnych budowli ziemnych linii kolejowych. Brak takiego zestawienia uniemożliwia przeprowadzenie analizy istotności czynników destrukcyjnych (wag przesłanek) oraz proponowania matematycznych kryteriów prognozowania wystąpienia zagrożeń.

Opracowanie metody identyfikacji miejsc zagrożonych destrukcją budowli ziemnej linii kolejowych w oparciu o analizę istotności czynników i procesów, przypisanym im wartością indeksacyjnym jest ważne z punktu widzenia praktyki diagnostycznej na liniach kolejowych. W rozprawie podjęto próbę opracowania podstaw do metody diagnostyki w zakresie utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.

#### **1.4. Zakres pracy, cel i teza**

Zakres i cel pracy podporządkowano:

- a) identyfikacji i wyznaczeniu czynników generujących utratę stabilności budowli ziemnej linii kolejowej - dla określenia strefy wystąpienia potencjalnej awarii lub katastrofy budowli ziemnej i w celu podjęcia działań technicznych zapewniających bezpieczną eksploatację linii kolejowej,
- b) ustaleniu kryteriów obserwacyjnych, decydujących o stanie zagrożenia destrukcją budowli ziemnej linii kolejowej według istotności zdefiniowanych czynników aktywnych,
- c) ocenie stanu zagrożenia utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych w oparciu o wyznaczoną metodykę badań na przykładzie wybranego obszaru Polski północno-zachodniej.

Bezpieczna eksploatacja linii kolejowej będzie możliwa wtedy, gdy zostaną opracowane i wdrożone procedury umożliwiające wytypowanie miejsc wrażliwych na deformacje zarówno nawierzchni kolejowej, jak i podtorza. W dotychczasowym przeglądzie literatury nie stwierdzono kompleksowej propozycji dla sposobu ustalania odcinków linii kolejowych zagrożonych osuwiskami. Opisywane w literaturze przypadki, odnoszą się do spektakularnych lub incydentalnych awarii. Autor rozprawy doktorskiej, na podstawie kilkunastoletnich, własnych prac badawczych oraz literatury przedmiotu, podjął próbę stworzenia kompleksowej metody analitycznej umożliwiającej wyznaczenie na linii kolejowej miejsc podatnych na utratę stabilności, ustaleniu kryteriów obserwacyjnych decydujących o stanie zagrożenia destrukcją budowli ziemnej linii kolejowej według istotności zdefiniowanych czynników aktywnych.

Praktycznym aspektem rozprawy jest opracowanie autorskiej metodyki pozwalającej na możliwość przewidywania utraty stabilności budowli ziemnej w oparciu o analizę wybranych charakterystycznych przypadków utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowych rejonu północno-zachodniej Polski.

Podstawowy materiał analityczny pochodzi z dziesięciu stanowisk badawczych z obszaru Polski północno-zachodniej przedstawionych chronologicznie, w których wystąpiła utrata stabilności linii kolejowej. Uwzględniono w nich, na tle morfogenetycznym, historię budowy linii kolejowej, budowę geologiczną i morfologię terenu oraz opis mechanizmów rozwoju procesów destrukcyjnych. Opisy skrócono do niezbędnego minimum z uwagi na obszerność

materiału wyjściowego, eksponując przede wszystkim mechanizmy rozwoju procesu destrukcyjnego, a całość konstruując w taki sposób, by można było wyróżnić wszystkie kryteria istotne dla modelu ustalania prawdopodobieństwa wystąpienia awarii. Materiały opisujące poszczególne odcinki badawcze zestawiono w **załączniku nr 1**.

Analiza przypadków umożliwiła zaproponowanie autorskich kryteriów oceny przyczyn utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych, uwzględniając ich specyfikę oraz specyfikę warunków eksploatacyjnych, z uzasadnieniem wyboru wskazanych kryteriów.

W efekcie postępowania analitycznego zaproponowano metodę obserwacyjno-wskaźnikową sposobu wyznaczania potencjalnie zagrożonych odcinków linii kolejowych.

Niniejsza praca powstała w oparciu o 20-letnie doświadczenie autora przy wykonywaniu badań geotechnicznych i geologiczno-inżynierskich, udziale w ekspertyzach związanych z ustaleniem przyczyn zagrożeń i awarii komunikacyjnych budowli ziemnych oraz projektowaniu i bezpośrednim prowadzeniu robót naprawczych na liniach kolejowych. Wszystkie przypadki katastrof, awarii, zagrożeń awaryjnych, niestateczności nasypów i przekopów oraz deformacji linii kolejowych opisane w niniejszym opracowaniu są autorowi znane z bezpośredniego zaangażowania w prace geotechniczne, projektowe, jak również kierowanie naprawczymi robotami budowlanymi.

**Celem pracy** jest geośrodowiskowa analiza podatności budowli ziemnych do zdefiniowania prawdopodobieństwa destrukcji korpusu i skarp budowli ziemnych linii kolejowych.

**Teza:**

Istnieje empiryczna możliwość sklasyfikowania czynników oraz procesów egzogenicznych destabilizujących budowle ziemne linii kolejowych oraz nadania im stopnia istotności do parametrycznego opracowania metody prognozowania wystąpienia utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej.

## **2. Badanie stabilności kolejowych budowli ziemnych**

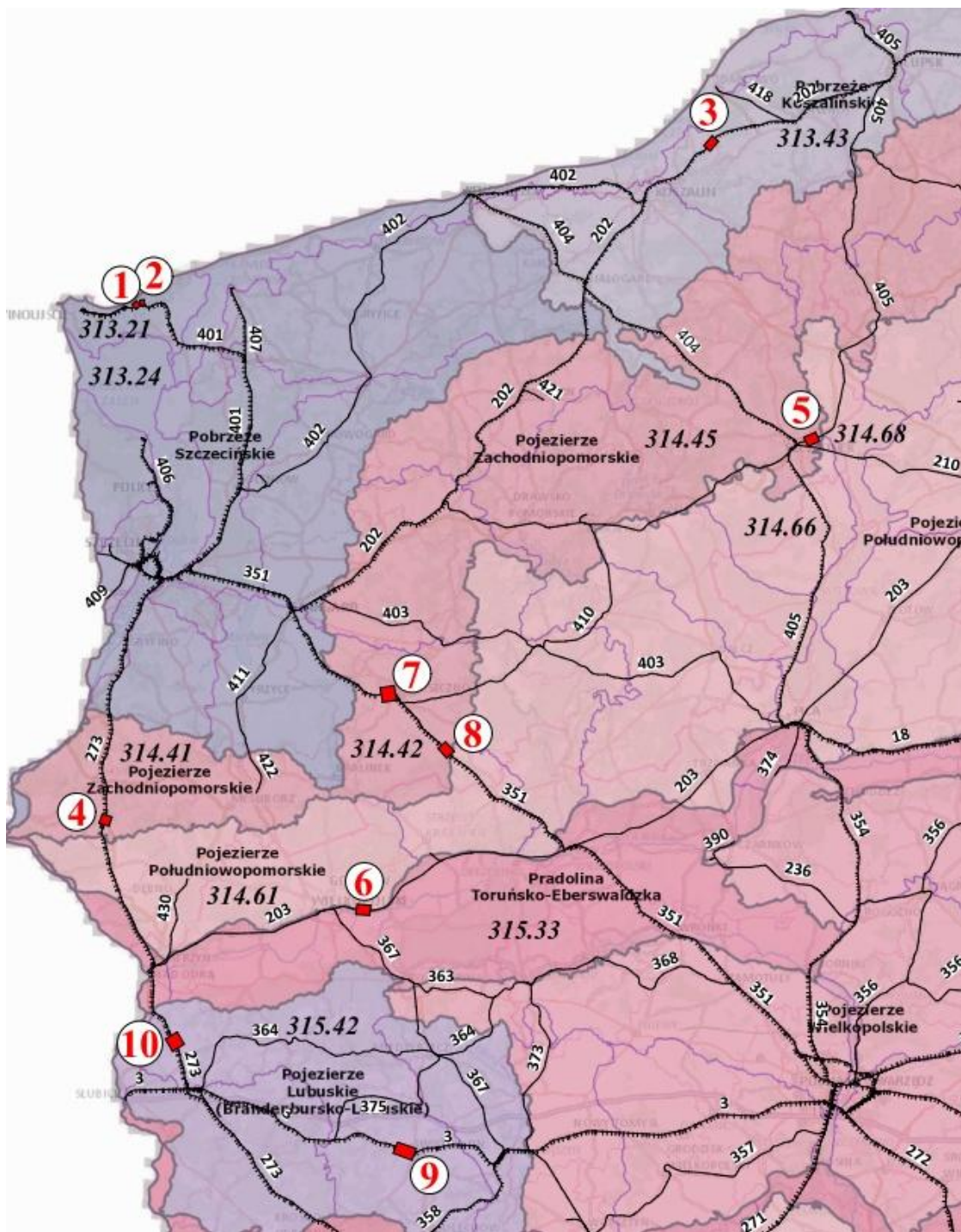
Rozdział obejmuje wyjaśnienia podstawowych aspektów przyjętej metodyki analizy utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych na przykładzie analizy rejonu północno-zachodniej Polski.


### **2.1. Charakterystyka rejonu badań**

Skuteczność różnego rodzaju czynników i procesów destrukcyjnie działających na stabilność budowli ziemnych linii kolejowych jest zależna przede wszystkim od warunków geosrodowiskowych analizowanego regionu. Warunki te determinują wybór rozwiązań technicznych podejmowanych zarówno na etapie projektowania, budowy i eksploatacji linii kolejowych. Szeroko pojęte regionalne i lokalne warunki geosrodowiskowe, które obejmują:

- budowę geologiczną,
- warunki geologiczno – inżynierskie,
- warunki hydrogeologiczne i hydrologiczne,
- warunki morfologiczne jako skutki procesów glacialnych i post glacialnych,
- warunki klimatyczne,
- warunki użytkowania gruntów i stopień uprzemysłowienia regionu.

Analizowano przypadki utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowych zlokalizowane na obszarze północno-zachodniej Polski. Kryteriami wyboru przykładów utraty stabilności był: rodzaj konstrukcji ziemnej (korpus nasypu, skarpa nasypu lub przekopu), lokalizacje w obrębie podobnych warunków fizjograficznych i geologiczno-inżynierskich, a przede wszystkim jak wyżej wspomniano, współdziałanie autora pracy, w rozpoznawaniu przyczyn utraty stabilności konstrukcji ziemnej linii kolejowej. Analizowane przypadki opisane są numerem linii kolejowej, kilometrem wystąpienia utraty stabilności oraz numerem i nazwą jednostką fizjograficzną wg Kondrackiego [Kondracki, 1988], na której znajduje się awaryjny odcinek. Do analizy wybrano przypadki na następujących odcinkach sieci PKP PLK S.A.:



 - lokalizacja oraz nr odcinków badawczych

 - linia kolejowa wraz z numeracją

314.66 - nr mezoregionu

Ryc. 2.1. Lokalizacja odcinków badawczych

1. Linia kolejowa nr 401, km 86,500 ÷ 86,600 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Międzyzdroje, a stacją Lubiewo), 313.21 – Uznam i Wolin.
2. Linia kolejowa nr 401, km 84,800 ÷ 84,860 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Warnowo, a stacją Międzyzdroje), 313.21 – Uznam i Wolin.
3. Linia kolejowa nr 202, km 178,000 ÷ 178,100 (odcinek stacyjny, stacja Wiekowo), 313.43 – Równina Słupska.
4. Linia kolejowa nr 273, km 291,160 ÷ 291,190 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Godków, a przystankiem Witnica Chojeńska), 314.41 – Pojezierze Myśliborskie.
5. Linia kolejowa nr 405, km 75,100 ÷ 75,300 (odcinek szlakowy pomiędzy przystankiem Gwda Mała, a stacją Szczecinek), 314.66 – Pojezierze Szczecineckie.
6. Linia kolejowa nr 203, km 290,600 ÷ 290,720, 315.33 – Kotlina Gorzowska, (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Gorzów Wielkopolski Wschodni, a stacją Santok).
7. Linia kolejowa nr 351, km 140,700 ÷ 141,200 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Choszczno, a przystankiem Ziemomyśl), 314.42 – Pojezierze Choszczeńskie,
8. Linia kolejowa nr 351, km 121,840 ÷ 121,950 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Rębusz, a stacją Słonice), 314.42 – Pojezierze Choszczeńskie.
9. Linia kolejowa nr 3, km 409,000 ÷ 409,940, (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Świebodzin, a przystankiem Wilkowo Świebodzińskie), 315.42 – Pojezierze Łagowskie.
10. Linia kolejowa nr 273, km 237,000 ÷ 237,400, (odcinek szlakowy pomiędzy przystankiem Radów, a przystankiem Laski Lubuskie), 315.42 – Pojezierze Łagowskie.

Przedstawione poniżej opisy budowy geomorfologicznej oraz geologiczno-inżynierskiej są informacją ogólną. Podstawowy i zasadniczy wpływ na utratę stabilności konstrukcji linii kolejowych ma lokalna budowa geologiczna, a przede wszystkim lokalna konfiguracja warstw geotechnicznych, warunków wodnych, sposobu eksploatacji linii, czynników i procesów egzogenicznych (w tym również, zoo- i fitogenicznych oraz antropogenicznych).

Zaprezentowane badania koncentrują się w obrębie Pobrzeża Południobałtyckiego (podprowincja 313) oraz Pojezierza Południobałtyckiego (podprowincja 314-315).

Pobrzeże Południobałtyckie, to pas o szerokości od kilku do kilkudziesięciu kilometrów wzdłuż południowych wybrzeży Bałtyku. Tworzą go nadmorskie krajobrazy z ujściami rzek, obejmują przecięte siecią małych pradolin równiny morenowej, położone poniżej 100m

n.p.m. z nielicznymi wzgórzami przekraczającymi tę wysokość. W miejscach, gdzie do brzegu morza dochodzą obszary wysoczyznowe lub czołowo-morenowe, rozwinęły się wysokie brzegi klifowe, stale cofające się wskutek postępującej abrazji morskiej. W miejscach, gdzie brzeg morza sąsiaduje z terenami den dolin rzecznych lub równin bagiennych rozwinęły się brzegi mierzejowo-wydmowe, wykształcone wskutek akumulacyjnej działalności fal morskich. Na ich zapleczu występują stosunkowo płytkie, lecz rozległe jeziora przybrzeżne. W tej części obszary wydmowe, deltowe, jeziorno-bagienne oraz wysoczyzny to najbardziej typowe krajobrazy Pobrzeża Południobałtyckiego [Kondracki, 1988].

Pojezierze Południobałtyckie, charakterystyczną cechą tej podprovincji jest występowanie krajobrazów młodoglacjalnych. Jest to szeroka strefa występowania zwartego obszaru wysoczyzn morenowych pagórkowatych i falistych, ograniczona od południa pasmem moren czołowych fazy pomorskiej, a od północy wyraźnym obniżeniem tzw. Pradoliny Pomorskiej. Obszary wysoczyznowe charakteryzują się znacznym urozmaiceniem rzeźby terenu. Są one zbudowane z gliny zwałowej, na której spoczywają niekiedy cienkie pokrywy ablacyjne (głównie piaski gliniaste). W części środkowej (pomiędzy Stargardem, a Nowogardem) powierzchnię wysoczyznową urozmaicają ciągi drumlinów, czyli wydłużonych form wałowych zorientowanych południkowo, zbudowanych z gliny zwałowej. Występujące tu wysoczyzny morenowe rzadko przekraczają 50 m n.p.m. w części południowej i obniżają się w kierunku wybrzeża Bałtyku do wysokości 5 - 10 m n.p.m. Ich powierzchnię budują gliny morenowe, powleczone niekiedy pokrywą utworów drobnofrakcyjnych. Krajobraz wysoczyzn morenowych urozmaicają także wąskie i głęboko wcięte rynny glacialne. Rzeźbę powierzchni tego pasa urozmaicają wzgórza moren czołowych, dość głęboko wcięte doliny rzeczne oraz doliny marginalne, a także znacznie rzadziej występujące rynny glacialne z dużą ilością zagłębień bezodpływowych i jezior związanych z zanikiem lodu lodowcowego [<https://eregion.wzp.pl>]. Wyraźnie są widoczne pagórkowate wysoczyzny i równiny sandrowe. W zagłębieniach oprócz jezior występują torfowiska. Z fazy pomorską zlodowacenia północnopolskiego związane są największe nagromadzenia materiału glacialnego i fluwioglacjalnego, np. wzniesienie Wieżyca (329m n.p.m.) Na południe od moren fazy pomorskiej występują rozległe powierzchnie sandrowe [Kondracki, 1988]. Nieciągły pas obszarów sandrowych z izolowanymi „wyspami” wysoczyznowymi leży w południowej części województwa, na południe od pasma wzgórz czołowo-morenowych fazy pomorskiej. W okolicach Przybiernowa Pradolina Pomorska łączy się z rozległymi równinami piaszczystymi, Goleniowską i Wkrzańską, poło-

żonymi po obu stronach Zalewu Szczecińskiego. Ich najwyższy poziom terasowy, leżący na wysokości 20 - 22 m n.p.m., jest śladem odpływu wód pradolinnych w kierunku zachodnim. Ukształtowanie obu równin charakteryzują rozległe, piaszczyste poziomy terasowe, których wysokości maleją stopniowo w kierunku brzegów zalewu. Zastoisko pyrzyckie rozwinęło się na planie wydłużonego obniżenia egzaracyjnego, które utworzyło się podczas transgresji lądolodu, zajętego następnie przez rozległe jezioro zasilane wodami roztopowymi [<https://eregion.wzp.pl>].

Osady strefy przypowierzchniowej powstawały w okresie stadiału głównego zlodowacenia północnopolskiego fazy pomorskiej, fazy poznańsko-dobrzyńskiej oraz na południu tego obszaru fazy leszczyńskiej. Są to osady bezpośredniej akumulacji lądolodu głównie w postaci glin zwałowych oraz osady wodnolodowcowe i rzecznotodowcowe w postaci piasków i żwirów. Obszar ten lokalnie wypełniają również osady wydmowe, torfowe czy zastoiskowe.

Miejsca analizowanych stanowisk badawczych (przypadków) zaliczane są, wg L. Wałtychy „*Ogólny podział Polski*”, pod względem warunków geologiczno-inżynierskich, do obszarów wielkiego nasilenia glacitektonicznych zaburzeń jak i średniego nasilenia zjawisk glacitektonicznych. W obszarach tych glacitektonika, a nie zmienność składu granulometrycznego decyduje o wartości budowlanej podłoża gruntowego. [Sysak, 1966]

Warstwy tworzące podłoże są nieciągłe, o nierównej miąższości i o zmiennym układzie uziarnienia. Zmienność składu granulometrycznego wynika, nie tyle z pierwotnych warunków sedymentacji, ile z późniejszych zaburzeń ich budowy. Warstwy często ukształtowane są w postaci soczewek i są nieciągłe. Miąższość ich w skutek nacisku w jednym miejscu jest glacitektonicznie zwiększona, a w innym pomniejszona. Warstwy są zaburzone glacitektonicznie i uformowane w fałdy proste o dużej amplitudzie. Warstwy zdeformowane w bardzo strome fałdy, niekiedy przewalone lub nasunięte, rozciągnięte, a miejscami zmienione na kry lodowcowe o zmiażdżonej, zaburzonej pierwotnej strukturze. Miejscami w obrębie tych obszarów warstwa gruntów leżących w części przypowierzchniowej jest niezaburzona, natomiast znajdujące się pod nią grunty są silnie zaburzone. Kompleks osadów tych obszarów przedstawia budowę geologiczną i warunki geologiczno-inżynierskie o wielkim stopniu komplikacji [Sysak, 1966].

Tereny Polski północno-zachodniej zostały ukształtowane, przede wszystkim w wyniku kolejnych procesów glacialnych. Procesy akumulacyjne spowodowały duże zróżnicowanie materii gruntowej, natomiast topnienie lądolodu i intensywne odpływy wód utworzyły zróż-

nicowaną rzeźbę morfologiczną od moren spiętrzonych z zaburzeniami glacictektonicznymi, poprzez długie zbocza na granicy wysoczyzny i dolin lub teras do dolin wypełnionych osadami organicznymi czy warwopodobnymi. Procesy te skutkowały stworzeniem bardzo zróżnicowanego podłoża gruntowego, również o cechach niekorzystnych do celów budowlanych, np.: podłoże zbudowane z gruntów organicznych z wysokim stanem wód gruntowych czy formy morenowe o dużej deniwelacji terenu.

Takie urozmaicenie przyrodnicze daje możliwość zebrania stosunkowo obszernego materiału porównawczego.

## **2.2. Ograniczenia właściwości geotechnicznych ośrodka gruntowego**

Zajmując się materia w sensie ogólnym, formułujemy „*a priori*” tak zwaną hipotezę ciągłości, zakładając, że właściwości fizyczne substancji rozkładają się jednolicie w całym obszarze zajęтым przez daną substancję [Allen, 1977]. Przyjęcie hipotezy ciągłości dla materii gruntowej jest daleko idącym uproszczeniem. Teorie mechaniki gruntów traktowały do niedawna, dość często, każdy grunt jako materiał ciągły i jednorodny oraz w zależności od potrzeby zupełnie sztywny i nieściśliwy albo też sprężysty, tzn. podlegający prawu Hooke’a. W rzeczywistości grunt, który jest zbiorem okruchów nie jest, ani jednorodny, ani ciągły i tylko do niektórych jego rodzajów i to w bardzo zawężonych granicach obciążania ma zastosowanie prawo Hooke’a [Huckel, 1967]. Prawo Hooke’a określa zależność odkształcenia od naprężenia - odkształcenie ciała pod wpływem działającej na nie siły jest proporcjonalne do tej siły. Hipoteza ciągłości, w tych rozważaniach została ograniczona do objętości stanowiących ułamek całości i nazywane będzie obszarem lokalnym. Zdefiniowanie obszaru lokalnego jest trudne i w każdym przypadku może nieco inaczej określać kryteria obszaru lokalnego. Dla potrzeb analizy procesów zmian wartości parametrów geotechnicznych zdefiniowano obszar lokalny jako: obszar (część całości), która na skutek działania czynników egzogenicznych zmieniała cechy fizyczne w zakresie pozwalającym na statystyczne jej wyodrębnienie. Nie zawsze obszar zmian cech fizycznych jest na tyle istotny, by wpłynął na niezawodność konstrukcji inżynierskiej.

Konieczność oceny zmian wartości parametrów geotechnicznych podłoża budowlanego jest zauważalna dopiero wtedy, kiedy jest potrzeba ustalenia przyczyny zaistniałych awarii budowlanych. Analizując stan podłoża po awarii, do dyspozycji są tylko wartości parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego po zaistnieniu awarii. Dla poprawnego opisanie proce-

su zniszczenia obiektu budowlanego należałoby znać stan podłoża na etapie „0”, czyli przed przyłożeniem obciążenia (budowlą). Trudność w ocenie wartości parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego na etapie „0” wydaje się być nie do przeczywienia.

W normie PN-86/B-02480, gruntem budowlanym nazywamy część skorupy ziemskiej mogącą współdziałać z obiektem budowlanym, stanowiąca jego element lub służąca jako tworzywo do wykonania budowli ziemnych. Grunt jest ośrodkiem wieloskładnikowym, nieciągłym, rozdrobnionym o dynamicznej zmianie cech fizycznych. Wielkość dynamiki tych zmian jest funkcją jakościowych cech składników budujących ośrodek gruntowy. Ponieważ jest ośrodkiem nieciągłym, heterogenicznym to zmiana wartości parametrów geotechnicznych jest skokowa. Zatem, korzystając z prawa Hooke’a, tylko w bardzo przybliżony sposób można opisać zależności pomiędzy obciążeniem, a odkształceniem.

Wydaje się ważnym dla możliwie pełnego opisu zachowania się podłoża gruntowego pod obciążeniem, oprócz modelu matematycznego obciążonego nadmiernym uproszczeniem, równie istotne jest opisanie subtelności strukturalno-teksturalnych danego typu gruntu. Możliwość poprawnej oceny zachowania się podłoża gruntowego pod obciążeniem zależy jest od stopnia rozpoznania budowy wewnętrznej gruntu, czyli przyjętych kryteriów podziału cech strukturalnych i teksturalnych.

Zagadnienia budowy wewnętrznej gruntów mineralnych spoistych jak i nie spoistych, w zakresie geologii inżynierskiej są rozpoznane wystarczającym w stopniu. Przyjęcie podobnego założenia w stosunku do gruntów (podłoży) organicznych jest nieodpowiednie i wymaga szeregu rozstrzygnięć merytorycznych i formalnych. Podstawowym problemem jest ocena inżynierska jakości budowlanego podłoża organicznego, oparta o kryteria wytrzymałościowe stosowane przy podłożach mineralnych np. metodą Coulomba-Mohra. Istniejąca rozbieżność pomiędzy zachowaniem się gruntów mineralnych i organicznych pod obciążeniem jest tak istotna, że stosowanie tych samych metod wytrzymałościowych do ich oceny nie jest poprawne.

### **2.3. Kryteria oceny przyczyn utraty stabilności**

Kryteria opisujące przyczyny powstawania osuwisk przedstawione w przeglądzie literatury (rozdział 1.3), w przeważającej mierze dotyczą osuwisk, które można nazwać naturalnymi, czyli takie, które powstały w zboczach naturalnych ze stosunkowo małym udziałem przyczyn antropogenicznych. Natomiast osuwiska na liniach kolejowych powstają w skarpach

sztucznie formowanych przy dominującym udziale wielu różnorodnych i zmiennych w czasie czynników antropogenicznych. W praktyce, osuwiska na liniach kolejowych występują przede wszystkim w obrębie korpusu nasypu lub skarpy przekopu. Fakt ten potwierdza **słuszność podjęcia badań w zakresie oceny stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.**

O ile udział działalności człowieka przy powstawaniu osuwiska zboczy zaliczany jest do czynników rzadziej występujących [Sobkowiak i in., 2005] to w przypadku skarp, udział działalności człowieka - szerzej działalności antropogenicznej zaliczany jest do czynników podstawowych –wiodących.

Obecnie na podstawie istniejących teorii nie ma jeszcze możliwości zbudowania rozwiązania, na podstawie którego można by analizować łącznie proces odkształcenia i moment zniszczenia zbocza w chwili powstania osuwiska, niezależnie analizujemy proces odkształcenia i proces zniszczenia [Wysokiński, 2011].

Mimo różnic w ocenie istotności czynników decydujących o powstaniu osuwiska w zboczu (stoku) i powstaniu osuwiska w skarpie nasypu lub przekopu linii kolejowych wydaje się możliwe i zasadne wykorzystanie bogatego doświadczenia badawczego wynikającego z prac opisujących niestateczność zboczy (stoku). W procesach egzogenicznych w skali makro o awarii obiektu budowlanego decyduje często lokalna zmiana wartości parametrów geotechnicznych podłoża gruntowego. Dzieje to się zwykle w strefie obiektów inżynierskich zwłaszcza przepustów, na które działają procesy zaliczone do grupy deformacji filtracyjnych. W procesach egzogenicznych niedocenianą rolę odgrywa oddziaływanie biogeniczne. O zmienności wartości parametrów geotechnicznych, decyduje również zespół czynników, które są zaliczane do czynników (procesów) eksploatacyjnych. Istnieje także zespół czynników zmieniający stan podłoża gruntowego o charakterze nadzwyczajnym (katastrofalnym) zarówno pochodzenia egzogenicznego jak i endogenicznego. W zjawiskach katastrofalnych można założyć udział procesów egzogenicznych w długim przedziale czasowym (np. wysoka woda stulenia). Przyjęcie takiego założenia dla procesów endogenicznych jest niemożliwe. Procesy endogeniczne występują w skali globalnej lub wielkoregionalnej, o nieprzewidywalnej intensywności i powtarzalności. Oddziaływanie ich dotyczy wielu obiektów inżynierskich jednocześnie, a zatem jest niezależne od przyjętych warunków projektowych oddziaływania pojedynczego obiektu budowlanego na podłoże gruntowe.

W publikacjach dotyczących zagadnień osuwiskowych w obrębie linii kolejowych, zwłaszcza dotyczących kryteriów oceny przyczyn powstania osuwiska, nie znaleziono klasy-

fikacji zindeksowanej lub klasyfikacji z ustalonymi wagami cech. Zagadnienie indeksowania cech geologicznych lub klasyfikowania tych cech ustalonymi wagami, w literaturze przedmiotu, odnosi się do stateczności zboczy (stoków).

Propozycja kryteriów oceny przyczyn powstawania osuwisk w skarpach linii kolejowych ukształtowanych sztucznie w gruntach, z uwagi na swoją techniczną specyfikę powinna uwzględniać cechy:

- geologiczno-inżynierskie podłoża budowlanego,
- morfologiczne terenu,
- hydrologiczne i hydrogeologiczne w zakresie strefy oddziaływania na linię kolejową,
- klimatyczne,
- pokrycia terenu,
- historycznych zmian decydujących możliwości powstania osuwiska lub niestabilności konstrukcji ziemnej podtorza (przebudowa - przerwanie ciągów drenarskich terenów przyległych, dobudowa drugiego toru, elektryfikacja zwłaszcza linii dwutorowej),
- egzogeniczne w tym eksploatacyjne związane ze wzrostem obciążenia linii, antropogeniczne, biogeniczne – zoo i fitogeniczne,
- jakościowe materiału gruntowego wbudowanego w korpus nasypu.

Działające w procesie zboczowym czynniki podzielono na 3 grupy:

- a) zbiór czynników, które można pomierzyć i oddziaływać na nie (U), np. wymiary i kształt geometryczny zbocza, obciążenie zewnętrzne, określone zabiegi techniczne w celu poprawienia właściwości gruntów i zmiany obciążeń.
- b) zbiór czynników, które można pomierzyć, ale są one niezależne od człowieka (V), np. czynniki klimatyczne, atmosferyczne, wytrzymałość gruntu itp.
- c) zbiór czynników, których nie można pomierzyć ani sterować nimi, a nawet nie zawsze można je dobrze rozpoznać (Z), a których wpływu nie można wykluczyć [Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j, 2019].

W wielu publikacjach [m.in. Jeż, 2008; Małka, 2018; Sobkowiak, 2005; Wojciechowski, 2019] prezentowane są podziały na czynniki : bierne i czynne lub na obiektywne i subiektywne :

- bierne - czynniki i procesy stałe (niezmienne) w przewidywalnym okresie eksploatacji obiektu,
- czynne - czynniki i procesy zmienne i zależne od natury ich powtarzalności, jak i od działań antropogenicznych i biogenicznych,
- obiektywne - te, które możemy kształtować wg naszych potrzeb,
- subiektywne - te, których nie możemy samodzielnie kształtować.

Szczegółowość czynników jest ograniczona zarówno obiektywnie z powodu braku pełnych i wiarygodnych informacji o zmianach technicznych jakie zachodziły w konstrukcji budowli ziemnej w czasie, jak i subiektywnie przez niedoskonałość aparatu analitycznego. Ponieważ analizę podatności budowli ziemnych linii kolejowych prowadzimy w oparciu o powyższe czynniki to należy mieć świadomość skutków tych ograniczeń.

W oparciu o przegląd literatury przedmiotu (rozdział 1.3), przedstawione przykłady utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych oraz doświadczenie własne z badań nad awariami czy katastrofami budowli ziemnych linii kolejowych przedstawionych w rozdziale 2.5 oraz w załączniku nr 1, jak również odcinków badawczych niecytowanych (nieomawianych) w tej pracy, a będących udziałem autora [pozycje z bibliografii: 19÷20, 112÷116, 118÷120, 123, 127÷129, 131, 133, 141] zaproponowano autorską wersję wydzielenia kryteriów oceny przyczyn decydujących o utracie stabilności budowli ziemnych linii kolejowych zgodnie, z zakresem i rozumieniem tego pojęcia przedstawionego w rozdziale 1.2.

Proponuje się następujący **podział czynników i procesów generujących zmiany wartości parametrów geotechnicznych gruntów, które mogłyby mieć istotny wpływ na powstanie szeroko rozumianej utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych:**

#### **Geologiczne (GL)**

**GL 1** - istnienie naturalnych potencjalnych powierzchni poślizgu w podtorzu lub podłożu gruntowym,

**GL 2** - budowa geologiczna podłoża:

- 1.** podłoże podlegające dużym odkształceniom; w podłożu (w strefie oddziaływania obciążeń) zaleganie gruntów organicznych o miąższościach:
  - a.** < 2,0m,
  - b.** 2,0m÷6,0m,
  - c.** 6,0m÷10,0m,

d. > 10,0m,

2. podłoże podlegające średnim odkształceniom; występowanie w podłożu nieskonsolidowanych gruntów zastoiskowych oraz warwopodobnych,
3. podłoże podlegające odkształceniom w zakresie dopuszczalnym, litologia zmieniająca się pod wpływem wietrzenia,
4. podłoże sztywne niepodlegające odkształceniom i zmianom,

**GL 3** - jakość pokrywy zwietrzelinowej, jej składu mechanicznego i związanej z tym porowatości i nasiąkliwości zmienia się w toku dalszego wietrzenia oraz w zależności od stopnia nasiąknięcia wodą i wpływu tej nasiąkliwości na stan gruntów podłoża.

### **Geologiczno-inżynierskie (G-I)**

**G-I 1** - obszar wysoczyzny moreny czołowej,

**G-I 2** - obszar wysoczyzny moreny dennej,

**G-I 3** - obszar wysoczyzny zaburzonej glacitektonicznie,

**G-I 4** - obszar wysoczyzny kemowej,

**G-I 5** - obszar wysoczyzny sandrowej,

**G-I 6** - obszar równiny zastoiskowej,

**G-I 7** - obszar pól wydmowych,

**G-I 8** - obszar teras nadzalewowych dolin rzecznych,

**G-I 9** - obszar teras zalewowych doliny rzecznej,

**G-I 10** - obszar równiny bagienno–torfowej [Racinkowski i in., 2001].

### **Morfometryczne, czyli ukształtowanie nachylenia terenu (GM)**

**GM 1** - **dobre warunki**, gdy nachylenie powierzchni terenu jest mniejsze niż 10% (tj.  $<3^\circ$ ), deniwelacje terenu nie przekraczają 10m, poziome rozczłonkowanie terenu jest słabe (tzn. odległości między wcięciami erozyjnymi i kotlinami są większe niż 2,5km),

**GM 2** - **przydatne warunki**, gdy nachylenie powierzchni terenu miejscami jest mniejsze niż 10,5 %, miejscami większe – w granicach 10÷20% (tj. do  $11^\circ$ ), deniwelacje są większe – wahają się w granicach 10÷20 m, poziome rozczłonkowanie

terenu jest średnie lub znaczne (tzn. odległości między erozyjnymi wcięciami i kotlinami wahają się w granicach 0,5 ÷ 2,0 km),

**GM 3** - mało przydatne warunki, gdy nachylenie powierzchni terenu jest większe niż 20 % (tj. do 11°), a w górach - większe niż 30% (ponad 16°), deniwelacje terenu przekraczają 25 m, poziome rozczłonkowanie terenu jest bardzo duże (tzn. odległości między erozyjnymi wcięciami i kotlinami poniżej 0,5 km) [Kowalski, 1988].

### **Hydrogeologiczne i hydrograficzne (HG)**

**HG 1** - rozmycie lub podtopienie dolnej krawędzi skarpy,

**HG 2** - wypór wody, okresowe wystąpienie ciśnienia spływowego i wysączające się wody ze skarp przekopów i nasypów, skutkujące procesami sufozyjnymi czy kurzawkowymi (deformacje filtracyjne),

**HG 3** - sufozja, wymywanie cząstek gruntu prowadzące do zmian strukturalnych i wytrzymałości gruntów w podłożu gruntowym.

**HG 4** - nasiąknięcie gruntów przekopu lub korpusu nasypu na skutek opadów atmosferycznych, co powoduje pęcznienie gruntu, działanie prawa wyporu – prawa Archimidesa, a tym samym zmniejszenie wytrzymałości na ścinanie,

**HG 5** - przebiecie hydrauliczne, z reguły występujące u podstawy skarp lub zboczy spowodowane wpływem wody gruntowej w strefie lub powyżej podstawy skarpy,

**HG 6** - wysadziny związane z zamrozem, odpowiednim rodzajom gruntu, występującym w zasięgu istnienia zwierciadła wody gruntowej, co powoduje zdylatowanie cząstek i spadek wytrzymałości gruntów na ścinanie,

**HG 7** - wahania zwierciadła wód gruntowych czyli wahania bazy - podstawy erozji,

**HG 8** - zmiana konsystencji gruntów do stanów plastycznych i płynnych włącznie,

**HG 9** - obecność źródeł i wysięków zwłaszcza w skarpach przekopu,

**HG 10** - zlewnia, której skuteczność zależy od nachylenia powierzchni, stopnia i rodzaju porośnięcia powierzchni oraz od jej wielkości.

### **Klimatyczne (KL)**

**KL 1** - wietrzenie gruntów w skarpach,

**KL 2** - czynniki i procesy egzogeniczne, których dynamika uzależniona jest od zewnętrznych czynników atmosferycznych:

1. insolacja,
2. zamróz,
3. warunki przenikania mrozu,
4. skurcz,
5. pęcznienie,
6. grawitacja,

**KL 3** - gwałtowność i suma opadów (temperatury, kierunki i intensywność wiatrów itp.),

**KL 4** - pora roku w momencie zaistnienia awarii.

**Biogeniczne** w tym:

**Fitogeniczne (FG)** - stopień i rodzaj pokrycia skarp (dobrze porośnięta skarpa może mieć współczynnik stateczności większy o 15–20% niż skarpa bez roślin):

**FG 1** - odsłonięte skarpy podlegające erozjom mechanicznym i chemicznym,

**FG 2** - skarpy częściowo pokryte trawami, krzewami i drzewami o wysokościach powyżej 4,0m,

**FG 3** - skarpy częściowo pokryte trawami, krzewami i drzewami o wysokościach poniżej 4,0m,

**FG 4** - skarpy całe pokryte trawami posiadające dobrze rozwinięty gęsty system korzeniowy, tym samym tworząc zwartą obudowę roślinną.

**Chemiczne (CH)**

**CH 1** - działanie substancji organicznych będących produktami zwierzęcymi lub roślinnymi (kwasy organiczne),

**CH 2** - wietrzenie chemiczne.

**Zoogeniczne (ZG)**

**ZG 1a** - działanie bakterii tlenowych (aerobowych),

**ZG 1b** - działanie bakterii beztlenowych (anaerobowych) przy rozkładzie torfu lub beztlenowych ureolitycznych – przekształcają gips w siarkę,

**ZG 2** – niszcząca działalność bobrów – tam, gdzie linia kolejowa graniczy z jeziorami, stawami, terenami bagnistymi, czy regularnie podtapianymi (podtapianie nasypów, nory, żeremie i korytarze bobrowe, drzewa zwalone na linie kolejowe),

**ZG 3** – drażnienie nor przez zwierzęta w skarpach nasypów i przekopów m.in.: borsuki, lisy, jenoty,

**ZG 4** - rozdeptywanie skarp w obrębie szlaków migracyjnych zwierząt.

### **Historyczne (H)**

**H1** - czas eksploatacji:

1. >100 lat,
2. 100÷30 lat,
3. <30 lat,

**H2** - przebudowa lub modernizacja linii, związana ze wzrostem prędkości eksploatacyjnej lub ze zmianą geometrii toru np. poziomego promienia łuku:

1. >100 lat,
2. 100÷30 lat,
3. <30 lat,

**H3** - elektryfikacja linii:

1. 70÷30 lat,
2. <30 lat,

**H4** - wysokość skarpy:

1. < 4.0 m,
2. 4.0÷10.0m,
3. >10.0m,

**H5** - dobudowany tor 2:

1. >80 lat,
2. 80÷30 lat,
3. <30 lat,

**H6** - wytrasowanie linii:

1. w dolinie,
2. w trawersie zbocza,
3. wododziałem,

4. w terenie płaskim,

**H7** - ekspozycja skarpy względem stron świata:

1. NW÷NE – zbocza „zimne”,
2. SE÷SW – zbocza „ciepłe”,
3. SW÷NW – zbocza „wilgotne”,
4. NE÷SE – zbocza „wilgotne”,

**H8** - jakość techniczna użytego do budowy materiału gruntowego:

1. zła,
2. mało odpowiednia,
3. odpowiednia,
4. bardzo dobra,

**H9** - zmiany w strefie przylegającej do linii kolejowej, powodujące zmianę warunków wodnych w obrębie linii.

### **Eksploatacyjne (EK)**

**EK 1** - niekontrolowane dociążenie naziomu - górnej powierzchni torowiska lub górnej krawędzi skarpy nasypu lub przekopu (obciążenie odsiewkami, śniegiem),

**EK 2** - nawodnienie naziomu przy braku skutecznego (sprawnego) odwodnienia itp.,

**EK 3** - zmniejszenie wytrzymałości gruntów na ścinanie, np. na skutek dopływu wód z wyżej położonych terenów, nagłego zawilgacania gruntów makroporowatych lub niedogęszczonych itp.,

**EK 4** - mała wytrzymałość gruntu na styku warstw (np. na skutek zawilgocenia, przemarzania gruntu),

**EK 5** - wypieranie gruntu po nadmiernym obciążeniu podtorza i podłoża gruntowego,

**EK 6** - niewłaściwe zaprojektowanie nachylenia i umocnienia skarp wykopu lub nasypu,

**EK 7** - zmiana geometrii (przekroju poprzecznego) na skutek działań modernizacyjnych takich jak: elektryfikacja, dobudowa drugiego toru, zmniejszenie ławy torowiska,

**EK 8** - odkształcenia torowiska (nierówność, osiadania w okresie wiosennym, wysadzi-ny),

- EK 9** - odkształcenia przekrojów poprzecznych podtorza lub poprzeczne jego przemieszczenia na podłożu (osiadania, rozpełznięcia nasypów ich przesunięcia na stokach),
- EK 10** - odkształcenia i inne wady mało wytrzymałego podłoża (bagna, wyrobiska górnicze, pustki krasowe itp.),
- EK 11** - wzrost obciążenia od: taboru, ilości przejeżdżających pociągów, wzrostu prędkości eksploatacyjnej,
- EK 12** - zniszczenie struktury gruntu poprzez rozluźnienie, na skutek drgań spowodowanych złym stanem nawierzchni lub taboru,
- EK 13** - przebudowa lub zamierzona budowa pasa ppoż. wg. nowych wymogów,
- EK 14** - drgania wywołane czynnikami zewnętrznymi działającymi w bliskiej odległości od linii kolejowej np. ciężki sprzęt budowlany pracujący na inwestycji prowadzonej w pobliżu skarpy, czy nieprawidłowe fundamenty pod maszyny drgające (np. przemysłowe agregaty prądotwórcze),
- EK 15** - aspekty urbanistyczne i infrastrukturalne dodatkowo obciążające stok i skarpy poza granice równowagi np. obiektem budowlanym (zabudowanie powierzchni spływu i niekontrolowane i szkodliwe skanalizowanie wód opadowych).

#### **2.4. Wybór metod analitycznych**

Z inżynierskiego punktu widzenia, wyrażenie stopnia zagrożenia utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych w postaci matematycznej jest bardzo oczekiwane, przede wszystkim przez kolejowe kadry diagnostyczne, zabezpieczające bezawaryjną eksploatację linii kolejowych. Inspiracją niniejszej rozprawy, oprócz elementów badawczych, był potencjał praktyczny. Zaproponowanie stopnia utraty stabilności budowli ziemnej na analizowanych odcinkach linii kolejowej, w oparciu o wartość liczbową punktów uzyskanych z oceny czynników decydujących o podatności budowli ziemnych linii kolejowych na utratę stabilności, wydaje się możliwe do zastosowania w praktyce diagnostycznej.

Badania podatności i zagrożenia osuwiskowego sięgają lat 70. ubiegłego wieku [Cascini, 2008; Małka, 2018], natomiast od początku lat 90. ubiegłego stulecia w badaniach zagrożenia osuwiskowego stosuje się metody matematyczne i technologię GIS [Hyun-Joo i in., 2011]. W rozprawie doktorskiej [Małka, 2018], autorka zwróciła uwagę na różnorodność ist-

nienia metod oceny podatności na osuwanie, które jednak nie zawsze są klarowne, ponieważ poszczególne metodyki przenikają się nawzajem, a autorzy, niekiedy nie podają dokładnie jaką metodę stosowali. Wybór metody analizy zależy od dostępności danych, stosowanej skali, typu osuwisk i oprogramowania jakim dysponuje osoba wykonująca analizę. W publikacji [Aleotti i in., 1999] rozróżnili metody jakościowe i ilościowe oraz metody pośrednie i bezpośrednie. Alternatywny podział przedstawili van Westen, van Asch oraz Soeters [van Westen i in., 1993], którzy wyróżnili metody: heurystyczne, statystyczne, deterministyczne i probabilistyczne. Zmodyfikowany podział metod badań podatności osuwiskowej wg van Westena, był stosowany w licznych publikacjach naukowych m.in.: [Cascini, 2008, Youssef i in., 2011].

Próby oceny podatności i ryzyko zagrożenia osuwiskami wyrażone w postaci matematycznej dotyczyły wyłącznie problemu osuwisk zboczowych. W rozdziale nr 2.3, opisano różnice w czynnikach decydujących o powstaniu osuwisk w zboczach naturalnych i osuwisk w skarpacech linii kolejowych. Różnice te są tak zasadnicze, że bezpośrednie przeniesienie metod zastosowanych przy analizie osuwisk w zboczach do osuwisk w skarpacech linii kolejowych jest niemożliwe.

Analizowane w niniejszej pracy 10 odcinków badawczych jest ograniczonym materiałem porównawczym do pełnej analizy statystycznej. Mając świadomość, iż nie ma pewności co do rozpoznania wszystkich przyczyn powstania osuwiska oraz przekonanie co do złożoności opisywanych przypadków awaryjnych, należałoby prowadzić dalsze prace analityczno-porównawcze dla weryfikacji zaproponowanej metody diagnostycznej.

Ustalone kryteria oceny przyczyn utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych są przede wszystkim opisowe i mają charakter wieloznaczny i nieprecyzyjny. Zamiast zdaniem przyjmującymi wartości prawda lub fałsz posługujemy się zmiennymi lingwistycznymi, które przyjmują jako wartości nieprecyzyjne pojęcia języka mówionego. Zbiory wykorzystujące do obrazowania informacji nieprecyzyjnych, nieokreślonych bądź niekonkretnych, do których należą przyjęte kryteria oceny, to systemy rozmyte. Systemy rozmyte znajdują zastosowanie tam, gdzie nie posiadamy wystarczającej wiedzy o modelu matematycznym rządzącym danym zjawiskiem oraz tam gdzie odtworzenie tegoż modelu staje się nieopłacalne lub nawet niemożliwe. Tak więc możemy je spotkać w bazach danych, sterowaniu oraz dziedzinach zajmujących się przetwarzaniem języka naturalnego [Rykaczewski, 2006]. W rozprawie zastosowano analizę 0/1 - funkcję charakterystyczną zbioru, która jest szczególnym przypadkiem funkcji przynależności należącej do systemów/zbiorów rozmytych.

Drugim ważnym problemem było przypisanie wagi istotności poszczególnym kryteriom. Do tego wykorzystano metodę heurystyczną za pomocą, której zbiór 0/1 zamieniono na zbiór zindeksowany. Opis indeksowania zamieszczono w rozdziale 3.2.

Dla wyżej opisanego materiału badawczego podjęto wielostopniową analizę stanowisk badawczych przyjmując następujący schemat:

1. Analiza zbioru 0/1.
2. Analiza zbioru zindeksowanego metodą heurystyczną.

## **2.5. Charakterystyka odcinków badawczych**

Ocena geologiczno-inżynierskich warunków panujących w podłożu budowlanym musi uwzględniać rodzaj i stopień jednorodności wydzielonych jednostek przestrzennych, która zależy od dokładności z jaką wyznacza się parametry określające wzajemne współdziałanie budowli i podłoża gruntowego. Głównym zadaniem ustalenia warunków geologiczno-inżynierskich jest stworzenie dostatecznie dokładnego modelu budowy geologicznej oraz rozpoznania charakterystyki gruntów występujących w strefie rozpatrywanego obiektu, a także pod wpływem oddziaływania budowli [Kaczyński, 2017].

Dla rozwiązania pytań i problemów postawionych w tej pracy powyżej przytoczone sformułowanie wydaje się być niewystarczającym. Należy je uzupełnić o współdziałanie ośrodka gruntowego z jakiej jest zbudowana budowla ziemna, jej odporność na procesy egzogeniczne w całej gamie ich różnorodności: procesy geologiczne, morfologiczne, hydrologiczne, biogeniczne (w tym zoo- i fitogeniczne), antropogeniczne z historią budowy włącznie oraz warunki utrzymaniowe i eksploatacyjne ze wzrostem jej obciążenia. Przedstawione w niniejszej pracy (z konieczności w skrócie) cechy, wydają się być istotne dla udowodnienia postawionej tezy.


Przeanalizowane zostały odcinki linii kolejowych, na których wystąpiły ruchy masowe w postaci lokalnych osuwisk lub innej formy utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowych powodując ograniczenie normalnych warunków eksploatacyjnych. Zdecydowano, że będą dotyczyły lokalizacji, w których autor pracy brał udział w rozpoznawaniu przyczyn utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej, w projektowaniu naprawy oraz budowlanych robotach naprawczych. Niewątpliwie ważnym argumentem była szczegółowość rozpoznania odcinka awaryjnego na każdym etapie realizacji naprawy oraz wiarygodność wyników. Od-


cinki badawcze zostały ułożone chronologicznie wg kolejności prowadzonych prac analitycznych i projektowych, a wyszczególnione w rozdziale 2.1.

Materiały badawcze obejmujące szczegółowo aspekty utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej analizowanych odcinków, z uwagi na ich znaczną obszerność zostały umieszczone w formie **załącznika nr 1** do rozprawy. Poniżej zamieszczono ogólne charakterystyki odcinków badawczych łącznie ze stanem istniejących skutków deformacji. Każdemu odcinkowi badawczemu przypisano w postaci symboli (używanych w tekście i tablicach zbiorczych 3.1. i 3.6.), czynniki i procesy destrukcyjne. Opis każdego odcinka zakończono ustaleniem czynników i procesów destrukcyjnych zaliczonych wyłącznie do decydujących i pierwszorzędnych.

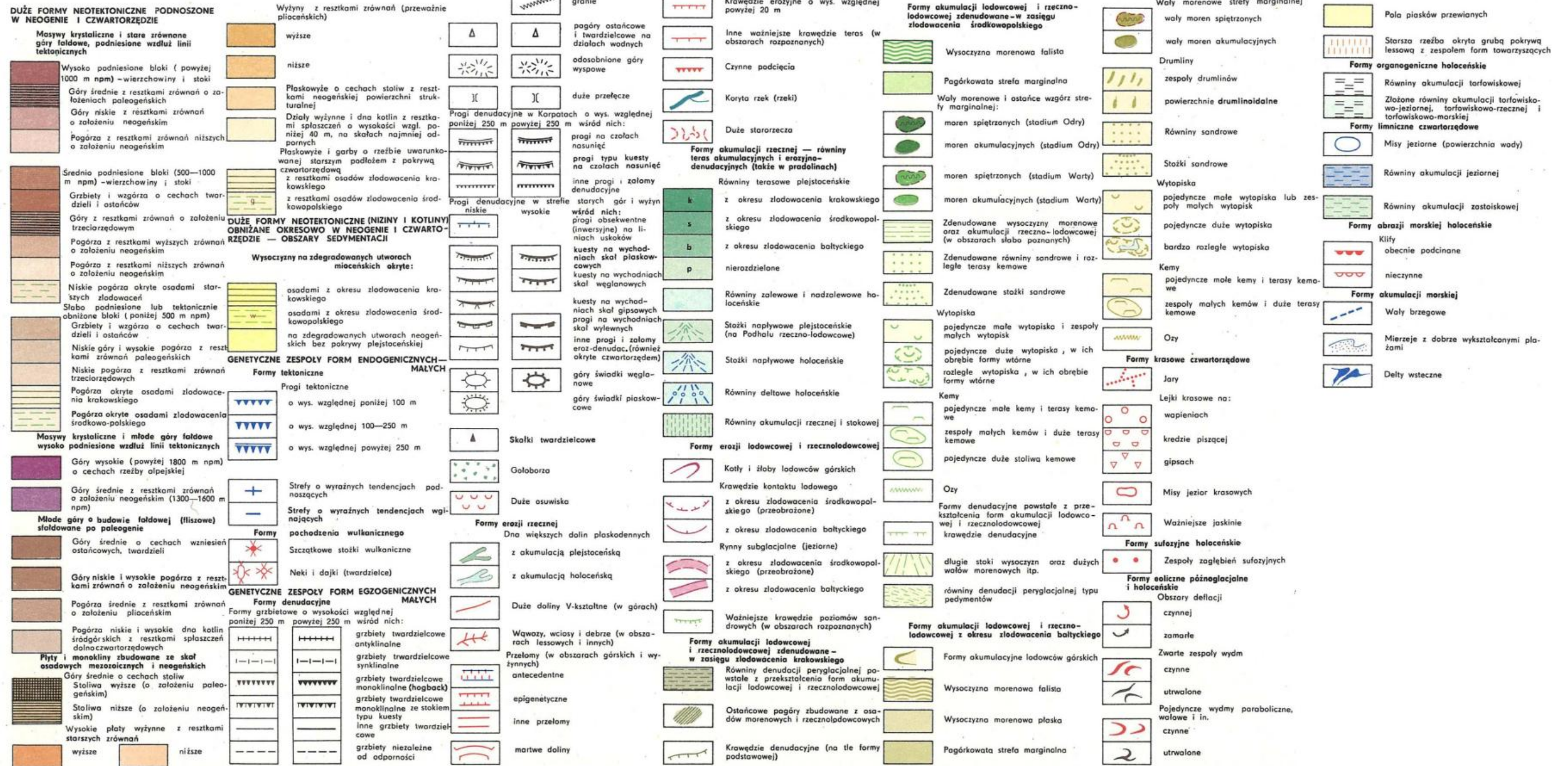
Poniższą mapę [Ryc.2.2.] przedstawiającą rozmieszczenie odcinków badawczych, opracowano przy wykorzystaniu mapy geomorfologicznej Polski w skali 1:100 000 opracowanej przez Rosa B., Karczewska A., Kozarski S., Murawski T., Rotnicki K.: *Przeglądowa mapa geomorfologiczna Polski, Arkusz Poznań*, Instytut Geografii i Przestrzennego Zagospodarowania PAN. Objasnienia powyższej mapy geomorfologicznej zamieszczono w **załączniku nr 2**.



 **10** - lokalizacja oraz nr odcinków badawczych

 - linia kolejowa wraz z numeracją

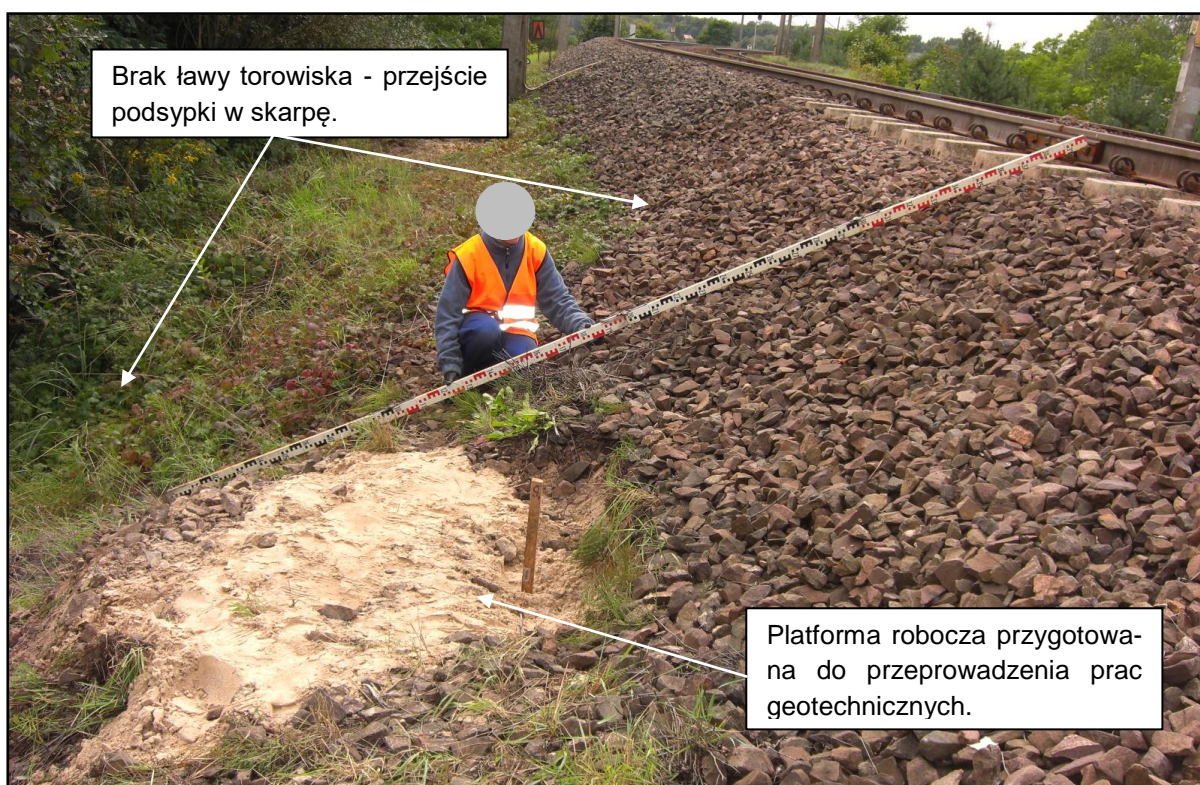
Ryc. 2.2. Przeglądowa mapa geomorfologiczna Polski z lokalizacją odcinków badawczych



Ryc. 2.3. Objasnienia do przeglądowej mapy geomorfologicznej Polski

### **2.5.1. Linia Kolejowa nr 401, km 86,500 ÷ 86,600 (odcinek nr 1)**

Linia kolejowa dwutorowa, zbudowana na nasypie, który po modernizacji ma wysokość do 15,0m. Zwiększono znacznie promień łuku poziomego. Nasyp zbudowany jest z gruntów jednorodnie uziarnionych, słabo zagęszczalnych. Wartości wskaźnika zagęszczenia w korpusie nasypu wynosiły odpowiednio  $I_s \geq 0,92$  oraz  $I_s \geq 0,91$ . Brak ławy torowiska przy torze nr 2 był skutkiem działań egzogenicznych przy istotnym udziale procesów antropopresji i zoopresji. Nasyp nie wykazywał symptomów rozwoju ruchów osuwiskowych, jedynie degradacje powierzchni skarpy skutkującą utratą geometrii normatywnej.



Fot. 2.1. LK 401, km 86,500 ÷ 86,600 – brak ławy torowiska

Czynniki i procesy generujące zmiany wartości parametrów geotechnicznych gruntów, które miały istotny wpływ na powstanie utraty stabilności budowli ziemnej to: G-I10; KL2.6; KL3; H1.1; H3.1; H5.2; EK3; EK7; EK11. (Powyższe skróty zostały wyjaśnione w rozdziale 2.3.)

### **2.5.2. Linia Kolejowa nr 401, km 84,800 ÷ 85,050 (odcinek nr 2)**

Na tym odcinku linię wybudowano w przekopie ustabilizowanej wydmy. Przekop na badanym odcinku osiąga głębokość do ok. 10,0m i wykazywał wyraźnie cechy deformacji w postaci rozcięć erozyjnych o głębokościach nawet do 2,0m, fragmentami całkowite zniszczenie geometrii skarpy. Erozja była skutkiem braku rowów przyskarpowych, a wody opadowe spływały w kierunku skarpy przekopu. Skarpa przekopu zbudowana jest z jednorodnie uziarnionych, łatwo rozgęszczalnych piasków drobnych. Stan taki jest permanentnym stanem skarpy, która wielokrotnie ulegała lokalnym procesom rozmycia. Powierzchnia skarpy była odkryta, nie umocniona, nie wykazywała klasycznych symptomów rozwoju ruchów osuwiskowych, jedynie degradację powierzchni skarpy skutkującą utratą geometrii normatywnej.



Fot. 2.2 LK nr 401, km 84,800 ÷ 85,050 - rozcięcie erozyjne w skarpie wraz z wyflukanym materiałem drobno-piaszczystym.

O utracie stabilności zdecydowały przede wszystkim czynniki i procesy destrukcyjne o symbolach: KL2.6; KL3; H1.1; H3.1; H5.2; EK3; EK11.

### **2.5.3. Linia Kolejowa nr 202, km 178,000 ÷ 178,100 (odcinek nr 3)**

Na odcinku w strefie awarii występuje jako linia jednotorowa. Linia kolejowa na tym odcinku zbudowana jest w nasypie o wysokości do 4,0 m, z gruntów spoistych, pylastych również przemieszanych z gruntami piaszczystymi. Na skutek przeprowadzonych prac modernizacyjnych, został zniszczony system drenażowy stacji. W przeszłości obszar stacji był poddawany dużym wahaniom zwierciadła wody gruntowej w strefie kontaktowej (nasyp/grunty naturalne) oraz zjawiskom podtapiania. Obszar badań znajduje się w obniżeniu o wysokich poziomach wody gruntowej, a wielu miejscach występują „oczka” stagnującej wody. Istnienie konstrukcji ziemnej o charakterze przypory świadczyć może o występujących w przeszłości procesów osuwiskowych.



Fot. 2.3. LK nr 202, km 178,000 ÷ 178,100 Deformacja toru po zniszczeniu systemu drenażu – deformacja toków szynowych i tymczasowe zabezpieczenie stabilności nawierzchni kolejowej.

W obrębie odcinka stwierdzono wystąpienie czynników i procesów: GL1; GL2.1b; HG1; HG2; HG3; HG4; HG6; HG7; HG8; HG10; KL2.1 - KL2.6; KL3; KL4; H1.1; H3.1; H9; EK3; EK4; EK5; EK11. które miały istotny wpływ na powstanie utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej.

#### **2.5.4. Linia Kolejowa nr 273, km 291,160 ÷ 291,190 (odcinek nr 4)**

Linia kolejowa na analizowanym odcinku została przebudowana na linię dwutorową w roku 1975r. Znajduje się na nasypie o wysokości w granicach 4 ÷ 5m. Nasyp wykazuje wyraźne cechy deformacji w postaci rozpełzania się skarp, lokalnych rozcięć erozyjnych o niewielkich głębokościach. Dodatkowo stwierdzono występowanie lei oraz obszarów rozluźnienia w postaci kawern i pustek w korpusie nasypu, które powstały na skutek procesów sufozyjnych. Ustalono brak ław torowiska i odsłonięte czoła podkładów, w skutek czego nastąpiło rozpełzanie skarpy nasypu bez oznak osuwisk.

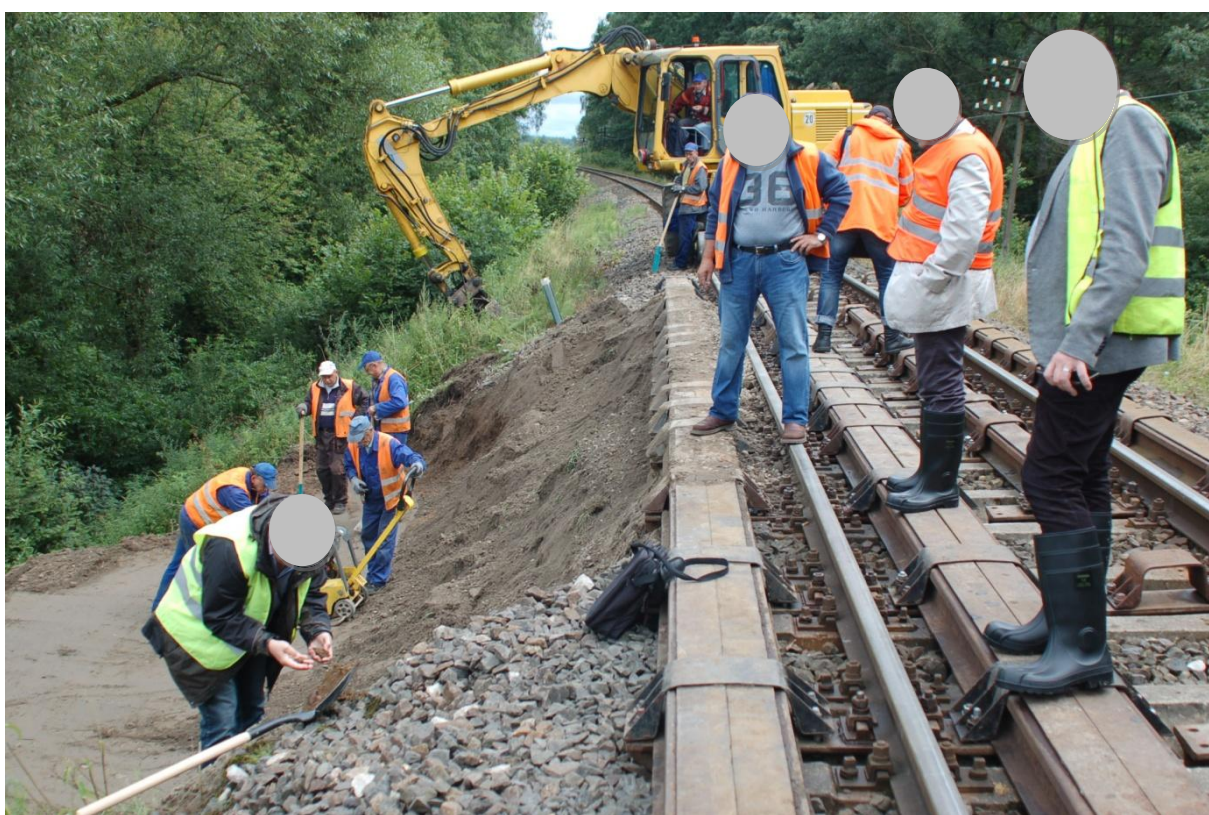


Fot. 2.4. LK nr 273, km 291,160 ÷ 291,190- deformacja skarpy - brak ławy torowiska oraz lej erozyjny, odsłonięte czoła podkładów

Do utraty stabilności budowli ziemnej głównie przyczyniły się następujące czynniki i procesy destrukcyjne: GL2.1b; G-I8; HG1- HG8; HG10; KL2.2 - KL2.4; KL2.6; H1.1; H3.1; H5.2; H9; EK3; EK7; EK11.

### **2.5.5. Linia Kolejowa nr 405, km 75,100 ÷ 75,300 (odcinek nr 5)**

W pobliżu miejscowości Marcelin, na odcinku katastrofy budowlanej jest to linia jednotorowa, wybudowana na nasypie posadowionym, w trawersie zbocza o znacznym nachyleniu. W podłożu, występują grunty organiczne w postaci namulów gliniastych i torfów. Zmiany w gospodarce leśnej spowodowały duże obniżenie zwierciadła wody gruntowej, co uaktywniło procesy osiadania torfu i utratę podparcia skarpy. Powstałe osuwisko nastąpiło gwałtownie i miało zasięg kilkunastu metrów.



Fot. 2.5. LK nr 405, km 75,100 ÷ 75,300. Miejsce awarii – tymczasowe zabezpieczenie nasypu konstrukcją odciążającą z wiązek szyn

Czynniki i procesy generujące zmiany wartości parametrów geotechnicznych gruntów, które miały główny wpływ na powstanie utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych to: GL1; GL2.1b; G-I8; HG1; HG2; HG3; HG4; HG6; HG7; HG8; HG10; KL2.1 – KL2.4; KL2.6; KL3; KL4; ZG1a; H1.1; H9; EK3; EK4; EK5; EK7.

### **2.5.6. Linia Kolejowa nr 203, km 290,600 ÷ 290,720 (odcinek nr 6)**

Na odcinku katastrofy budowlanej jest to linia dwutorowa, posadowiona w trawersie zbocza między terasą zalewową a nadzalewową, w bezpośredniej bliskości rzeki Warty. O nieuchronności powstania osuwiska zarządca linii kolejowej był informowany ok. 15lat wcześniej. Nasyp, o wysokość 5,0÷6,0m, posadowiony w bliskości rzeki poddawany był harmonicznym wahaniom wody gruntowej, okresami o katastrofalnie dużej amplitudzie. Regularne podtapianie konstrukcji nasypu, a zwłaszcza jej dolnej strefy, skarpy zbudowane z gruntów spoistych wysadzinowych, ekspozycja południowa, grunty organiczne w podłożu gruntowym, mało skutecznie działające odwodnienie oraz procesy egzogeniczne w szerokim spektrum, doprowadziły do powstania lokalnego osuwiska o charakterze gwałtownym.



Fot. 2.6. LK nr 203, km 290,600 ÷ 290,720. Miejsce katastrofy – koluwium osuwiskowe z rozcięciem erozyjnym skarpy. „Wiszące” podkłady kolejowe.

O utracie stabilności zdecydowały głównie poniższe czynniki i procesy destrukcyjne: GL1; G-I9; HG1; HG2; HG3; HG4; HG6; HG7; HG8; HG10; KL2.1 – KL2.4; KL2.6; KL3; KL4; ZG1a; H1.1; H2.1; H5.1; H9; EK3; EK4; EK7; EK11.

### **2.5.7. Linia Kolejowa nr 351, km 140,700 ÷ 141,200 (odcinek nr 7)**

Linia kolejowa na tym odcinku zbudowana jest jako linia dwutorowa na nasypie, którego wysokość wynosi 3,0 ÷ 4,0 m i znajduje się w strefie okresowo stagnujących wód powierzchniowych. W podłożu stwierdzono grunty organiczne - torfy. W czasie badań geotechnicznych, w nasypie stwierdzono wyraźne cechy deformacji w postaci pęknięć w ławie torowiska. Zdiagnozowano również deformacje nasypu o charakterze lokalnym w postaci wielu lei sufozycznych, które spowodowały znaczne jego rozluźnienie zwłaszcza pod tokiem zewnętrzny toru nr 2. Odkryto kawerny (obszarów pustek) w korpusie nasypu, które mogły być skutkiem działalności dość powszechnie tu występujących bobrów, ale również procesów sufozycznych.



Fot. 2.7. LK nr 351, km 140,700 ÷ 141,200. Osiadanie podstawy skarpy - spękania i odspojenia w nasypie.

Do utraty stabilności budowli ziemnej głównie przyczyniły się następujące czynniki i procesy destrukcyjne: GL2.1b; G-I10; HG1; HG6; HG7; HG10; KL2.2; KL2.3; KL2.6; ZG1a; H1.1; H3.1; H5.2; H9; EK3; EK4; EK11.

#### **2.5.8. Linia Kolejowa nr 351, km 121,840 ÷ 121,950 (odcinek nr 8)**

Ocena stopnia utraty stabilności podtorza i korpusu nasypu na tym odcinku kolejowego linii kolejowej, dwutorowej, dotyczyła nasypu o wysokości od 2,0 do 3,0m, posadowionej w niecce ze stagnującą wodą. Na tym odcinku były obserwowane nieznaczne odkształcenia skarp i korpusu nasypu oraz deformacje nawierzchni kolejowej, jednak odcinek nie był zaliczony do fragmentów linii, które należałoby częściej nadzorować. Ujawnienie zapadlisk w międzytorzu i strefach nawierzchniowych i podtorowych zwróciło uwagę na konieczność ustalenia przyczyn ich powstania oraz zakresu destrukcji wewnętrznej w korpusie nasypu.

Badania geotechniczne wykazały, że w rejonie awarii, podłoże pod nasypem kolejowym, stanowią grunty organiczne, tj. torfy o miąższości lokalnie przekraczającej 5,0m. Przeprowadzone badania wykazały również znaczną niejednorodność materiału wbudowanego w korpus nasypu oraz wysoki poziom wód gruntowych. W analizowanym przypadku, mamy do czynienia zarówno z niejednorodnym materiałem wbudowanym w nasyp, procesem konsolidacji torfu, permanentnym podtapianiem nasypu (w roku 2016 woda sięgała ławy torowiska toru nr 2), procesami sufozyjnymi i lokalnie kurzawkowymi, destrukcyjnymi działaniami zoogenicznymi w postaci korytarzy i kawern bobrowych oraz dynamicznym oddziaływaniem przekazywanym przez ruch pociągów.



Fot. 2.8. LK nr 351, km 121,840 ÷ 121,950. Skutki nadmiernego odkształcenia podłoża gruntowego oraz intensywnych procesów sufozyjnych. Widoczne odchylenia od pionu słupów trakcyjnych.

W obrębie odcinka badawczego stwierdzono, że wystąpienie czynników i procesów: GL 2.1b; G-I 10; HG 1; HG 2; HG 3; HG 4; HG 5; HG 6; HG 7; KL 2.6; KL 3; ZG 1a; H 1.1; H 3.1; H 5.2; H 9; EK 3; EK 4; EK 5; EK 11 miało istotny wpływ na powstanie utraty stabilności budowli ziemnej.



Fot. 2.9. LK nr 351, km 121,840 ÷ 121,950. Zablockowany przepust – katastrofalny napór wody powierzchniowej.

### **2.5.9. Linia Kolejowa nr 3, km 409,000 ÷ 409,940 (odcinek nr 9)**

Linia kolejowa nr 3 na badanym odcinku zbudowana jest w nasypie, którego wysokość dochodzi do ok. 6,0 m w strefie okresowo stagnujących wód powierzchniowych związanych ze stanami powodziowymi rzeki Pławnicy. Odcinek ten był pod stałym nadzorem diagnostycznym. Osiadanie nasypu mierzone grubością tłucznia wynosi do ok. 1,50m co przy miąższości torfu i gytii sięgającej miejscami 17,0m dowodzi, iż korpus nasypu będzie się dalej odkształcał. Zarówno od toru nr 1 jak i 2, nie jest zachowana normatywna ława torowiska, a fragmentami nie istnieje. Osłabienie postawy skarpy przy jej nawodnieniu, powoduje uruchomienie procesów w postaci deformacji geometrii korpusu, rozpełzwanie skarpy, zsuwów, może to doprowadzić do powstania osuwisk.

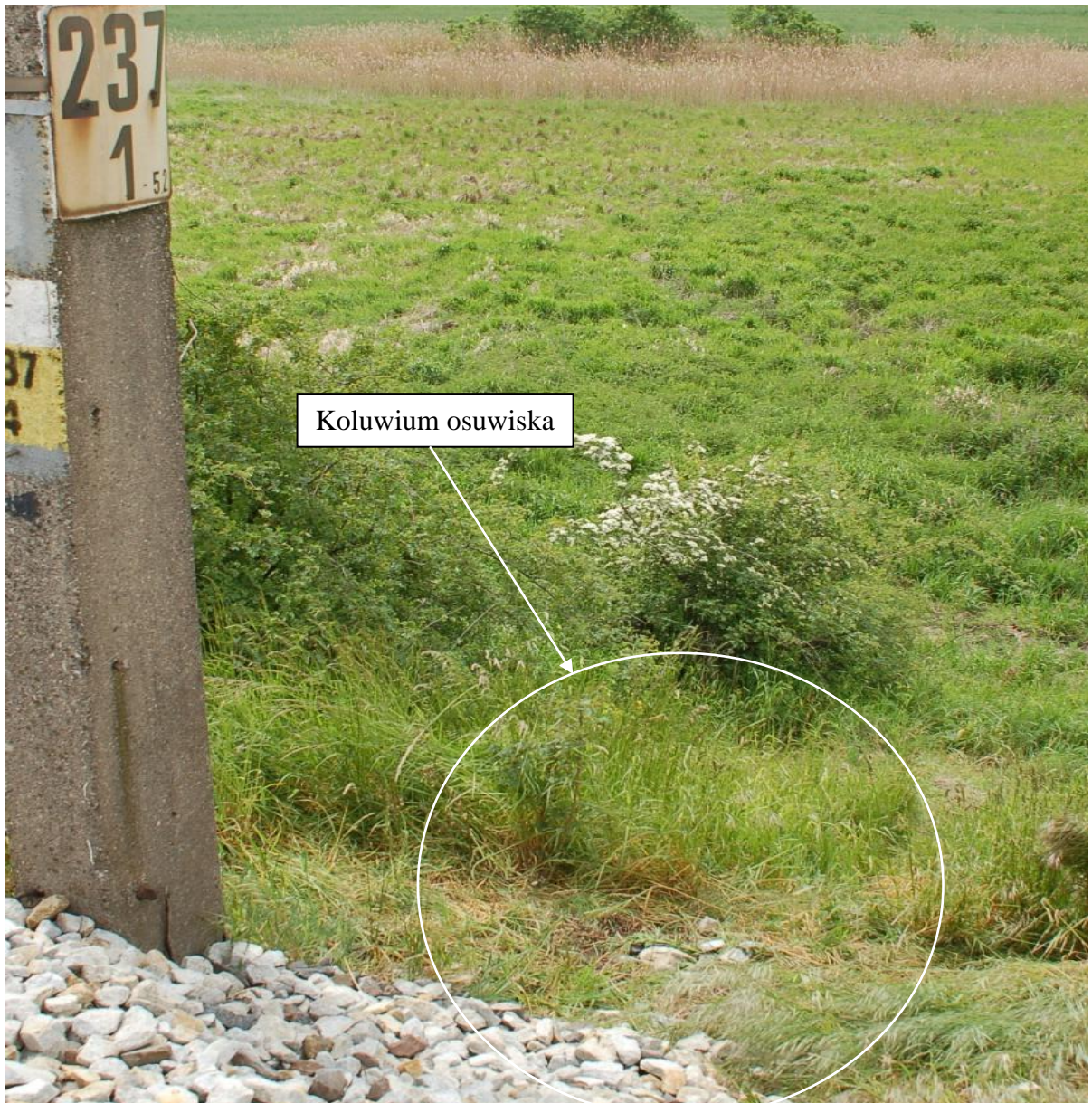


Fot. 2.10. LK nr 3, km 409,000 ÷ 409,940 Rozpełzywanie nasypu, brak ławy torowiska. Na dalszym planie widoczne odchylenia od pionu słupów trakcyjnych.

Czynniki i procesy generujące zmiany wartości parametrów geotechnicznych gruntów, które miały istotny wpływ na powstanie utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych to: GL2.1d; G-I10; HG1; HG4; HG6; HG7; HG8; HG10; KL2.2; KL2.3; KL2.6; KL3; H1.1; H3.1; H5.1; H9; EK3; EK4; EK5; EK7; EK11.

### **2.5.10. Linia Kolejowa nr 273, km 237,000 ÷ 237,400 (odcinek nr 10)**

Obecnie jest to linia magistralna, dwutorowa, posiada rozkładowe prędkości pociągów pasażerskich wynoszące 160 km/h oraz 120 km/h dla pociągów towarowych. Na badanym odcinku są zastosowane ograniczenia prędkości ruchu pociągów do wartości  $V=50\text{km/h}$ . Po stronie toru nr 2, w km 237,095 stwierdzono oś koluwium osuwiskowego, świadcząca o aktywnych procesach masowych.



Fot. 2.11. LK nr 273, km 237,000 ÷ 237,400. Deformacja nasypu - brak ławy torowiska w miejscu osi koluwium osuwiska

Występowanie strefy osuwiskowej można szacować od km ok. 237,060 do km ok. 237,130. Od strony toru nr 2 nie ma uregulowanych stosunków wodnych. Istniejące rowy boczne, strefy występowania gruntów organicznych i stagnowanie wód bezpośrednio przy nasypie, zdecydowanie pogarszają stan techniczny korpusu nasypu. W km 237,045 zlokalizowany jest przepust, który po remoncie przestał spełniać swoje podstawowe zadanie, ponieważ rzędna dna przepustu została podniesiona powyżej rzędnej dna bocznego rowu doprowadzającego. Linia kolejowa poddawana była jednostronnemu naporowi wody opadowej akumulowanej z wysoczyzny. Napływ wody opadowej napierającej na nasyp od strony toru nr 1 to wody zbierane ze zlewni o powierzchni ok. 160ha przy różnicy wysokości do 16,0m.

O utracie stabilności głównie zadecydowały czynniki i procesy destrukcyjne: GL1; GL2.1b; HG1 – HG4; HG6 – HG8; HG10; KL2.1 – KL2.3; KL2.6; KL3; ZG1a; H1.1; H3.1; H5.2; H9; EK3; EK4; EK5; EK11.

## **2.6. Czynniki determinujące utratę stabilności**

### **2.6.1. Lokalne warunki geologiczne i hydrogeologiczne**

**Budowa geologiczna podłoża** zarówno litologia jak i wzajemny układ warstw, decyduje o wielkości jego odkształcenia, a tym samym o procesach deformacji w podtorzu kolejowym. Niezależnie od procesów kształtujących podłoże budowlane, warunki posadowienia i eksploatacji linii kolejowych mogą się istotnie różnić, a różnice te wpływają na możliwości bezpiecznego eksploataowania dróg kolejowych.

**Regionalne cechy geologiczno-inżynierskie** są podstawą wydzielenia obszarów. Kryterium wydzielenia obszarów jest zdeterminowane podobieństwem rzeźby, rodzaju gruntów podłoża, oddziaływania poziomów wody gruntowej oraz rodzaju procesów geodynamicznych. Podobieństwo cech pozwala na wydzielenie obszarów, które w różnym stopniu wpływają na procesy niestateczności linii kolejowej. W pracy wykorzystano propozycję [Wiśniowski i in., 2004], która ściśle odnosi się do obszaru młodoglacjalnego Polski północnej. Wybór tego regionu na analizę badawczą jest związany z aktywnością zawodową autora rozprawy na tym terenie. Dla zaproponowanego podziału odkształceń podłoże gruntowe o du-

żych i średnich odkształceniach stwarza ryzyko osuwisk w stopniu odpowiednim do wielkości osiadań. Natomiast podłoże o dopuszczalnym zakresie osiadań i podłoże sztywne należą do podłoży bezpiecznych. Regiony oznaczone jako: **G-I** – 1; 2; 4; 5, można zaliczyć do raczej bezpiecznych; **G-I** – 3; 6, można zaliczyć do wątpliwych pod względem bezpieczeństwa linii kolejowej; **G-I** – 7; 8, można zaliczyć do mało bezpiecznych; **G-I** – 9; 10, można zaliczyć do terenów niebezpiecznych dla zapewnienia wymaganych warunków eksploatacyjnych.

**Nachylenie terenu** jest przede wszystkim parametrem możliwości bezpiecznego bezpośredniego posadowienia linii kolejowej. W pracy wykorzystano klasyfikację powszechnie stosowaną w literaturze przedmiotu opisującą trzy kategorie morfometryczne przydatności terenu: warunki dobre, warunki przydatne i warunki mało przydatne.

**Rozmycie lub podtopienie dolnej krawędzi skarpy** powoduje utratę podparcia skarpy, która po przekroczeniu wytrzymałości na ścinanie w najsłabszej płaszczyźnie ulegnie osunięciu.

**Wypór wody, okresowe wystąpienie ciśnienia sphywowego** uruchamia procesy zaliczane do tzw. deformacji filtracyjnych. Deformacje filtracyjne w obrębie podłoża gruntowego lub konstrukcji ziemnych mogą spowodować :

- **Kolmatację gruntu** – czyli zamulanie i uszczelnienie przepuszczalnego gruntu przez zawiesinę ilową i pyłową, przenoszoną z wodą w procesie filtracji [Kowalski, 1988]. Efektem kolmatacji jest zmniejszenie przepuszczalności ośrodka gruntowego i zwiększanie wartości ciśnienia sphywowego.
- **Przemieszczanie się cząstek** w szkielecie gruntowym. Proces ten powstaje pomiędzy obszarem gdzie rozwija się sufozja, a obszarem gdzie zachodzi kolmatacja.
- **Kurzawkę**, która nie jest rodzajem gruntu jak, w niektórych publikacjach się przedstawia, lecz zjawiskiem gwałtownego, turbulentnego wypływu wody, spowodowanego działaniem ciśnienia sphywowego. Ponieważ ciśnienie sphywowe jest siłą masową, to przy określonej wartości ciśnienia sphywowego, następuje równoczesne przemieszczanie upłynnionego gruntu przy wartości  $\tau = 0,0$ .

- **Sufozję gruntu** polegającą na wynoszeniu poszczególnych cząstek gruntu z jego szkieletu. Dla tego zjawiska jest charakterystyczne, że poszczególne cząstki gruntu poruszają się niezależnie od siebie i prowadzą do negatywnych zmian strukturalnych i wytrzymałości gruntów. [Żynda, 1967]

$$n_0 < n_1 \quad \Rightarrow \quad I_D^0 > I_D^1 \quad \Rightarrow \quad \varnothing^0 > \varnothing^1$$

gdzie:

$n_0$  – porowatość początkowa ;  $I_D^0$  – początkowa wartość stopnia zagęszczenia,

$n_1$  – porowatość końcowa ;  $I_D^1$  – końcowa wartość stopnia zagęszczenia,

$\varnothing^0$  – początkowa wartość kąta tarcia wewnętrznego,

$\varnothing^1$  - końcowa wartość kąta tarcia wewnętrznego.

**Nasiąknięcie gruntów przekopu lub korpusu nasypu** na skutek opadów atmosferycznych powoduje pęcznienie gruntu w skutek działania „prawa wyporu” - zwiększa odległości pomiędzy ziarnami gruntu, a w konsekwencji zmniejsza wytrzymałość na ścinanie i zwiększa obciążenie.

**Przebicie hydrauliczne** u podstawy skarp jest to pewna forma wyparcia gruntów, wcześniej fragmentów skolmatowanych powyżej podstawy skarpy. Na skutek przebicia hydraulicznego następuje zachwianie warunków podparcia skarpy, powstają leje, kawerny, wyparcia gruntu, z wszystkimi konsekwencjami dla konstrukcji ziemnej.

**Wysadziny w podłożu gruntowym** są efektem wietrzenia mrozowego, które zaznacza się podniesieniem warstwy gruntu w zamarzającej strefie przypowierzchniowej. Każda konstrukcja budowlana, a zwłaszcza budowla ziemna, w określonych warunkach gruntowo – klimatycznych podlega destrukcyjnym działaniom procesów wysadzinowych. Występowanie wysadzin w obrębie linii kolejowej, można zlokalizować w skarpach nasypów jak i przekopów oraz w przypowierzchniowej strefie torowiska i podtorza. Powodują zdylatowanie cząstek i znaczny spadek wytrzymałości na ścinanie gruntu w konstrukcji ziemnej [Wojciechowski, 2019].

**Wahania zwierciadła wód gruntowych** mogą powodować sufozję międzywarstwową rozluźniając warstwy będące w strefie oddziaływań obciążeń jak również zmianę obciążeń

stałych i zmianę wartości cech wytrzymałościowych w różnych częściach budowli ziemnych. Mogą również wypłukać drobną frakcję z konstrukcji ziemnej, istotnie pogarszając wartości parametrów wytrzymałościowych tej konstrukcji.

**Zmiana konsystencji** gruntów w postaci pojawienia się właściwości plastycznych i płynnych jest efektem wzrostu wilgotności. Wzrost wilgotności w gruntach spoistych może wytworzyć strefę z małą wytrzymałością gruntu na styku warstw, stąd poślizg zwłaszcza w iłach przekonsolidowanych. Wzrost wartości stopnia plastyczności powoduje jednocześnie obniżenie wartości kąta tarcia wewnętrznego i wartości spójności.

**Obecność źródeł i wysięków w skarpach przekopu** świadczy o ruchach wód podziemnych, które znalazły ujście w skarpiu, powodując m.in. uplastycznienie strefy przyskarpowej, zmniejszenie - pogorszenie wartości parametrów geotechnicznych, zdylatowanie strefy przyskarpowej oraz wyraźne dociążenie skarpy, zwykle skutkujące wyłuszczeniem czy nawet osuwiskiem.

**Wielkość zlewni** jest bezpośrednim czynnikiem wywołującym: podtopienia, powstania parcia wody czy ciśnienia spływowego i wraz warunkami klimatycznymi jest uzupełnieniem cech morfologicznych przy ocenie zagrożenia osuwiskowego.

### **2.6.2. Zmiany warunków klimatycznych**

**Warunki klimatyczne.** Skuteczność działania warunków klimatycznych na konstrukcje ziemną jest nieodłącznie związana z rodzajem i jakością materiału gruntowego wbudowanego w korpus nasypu lub naturalnie zakumulowanego materiału gruntowego w skarpach przekopu czy w podłożu budowlanym. Warunki klimatyczne decydują o skutkach insolacji, zamrozu, wysadzin, skurczu, pęcznienia i grawitacji. Zaliczone są do grupy czynników egzogenicznych, a częściowo zostało opisane przy charakteryzowaniu powyżej przedstawionych czynników i procesów destrukcyjnych.

### **2.6.3. Biogeniczne środowisko naturalne**

**Czynniki biogeniczne** wymienione w podkatalogu **fitogeniczne** działają z reguły jako elementy stabilizujące skarpy przekopu i nasypu. Stabilizują poprzez skuteczny system korzeniowy, który reguluje zmiany wilgotności w korpusie nasypu oraz potrafi globalnie zwiększyć spójności skarpy nawet o 40%. Najskuteczniej są chronione skarpy, które w całości pokryte są trawami posiadające dobrze rozwinięty gęsty system korzeniowy, tym samym tworząc zwartą obudowę roślinną. Natomiast skarpy odsłonięte umożliwiają intensywne działanie erozji mechanicznej i chemicznej ze wszystkimi wyżej opisanymi skutkami, a skarpy częściowo pokryte wysokimi krzewami i drzewami o wysokościach powyżej 4,0m, ze względu na wiatry działają jak belka jednostronnie umocowana powodując dylatowanie gruntu w strefie korzeni czyli nawet do kilku metrów.

**Czynniki biogeniczne** wymienione w podkatalogu **chemiczne** to mchy produkujące agresywne kwasy organiczne, w wyniku biochemicznego rozkładu części roślinnych powstają kwasy humusowe a rozkład produktów po-zwierzęcych z deszczami kwaśnymi tworzy kwasy organiczne. Kwasy te intensywnie działają na skały związane wchodząc w reakcję ze spoiwami jak i minerałami skał, powodując ich rozpad i rozkład.

**Czynniki biogeniczne** wymienione w podkatalogu **zoogeniczne** rozpatrujemy na poziomie bakterii oraz zwierząt. Jedne i drugie prowadzą do powstania istotnych deformacji podłoża gruntowego oraz korpusu nasypu i skarp. Wbrew oczekiwaniom większe spustoszenie w podłożu organicznym robią bakterie tlenowe (aerobowe) niż dzikie zwierzęta. Zwierzęta natomiast mają swój wyraźny udział deformowaniu skarp.

### **2.6.4. Czynniki historyczno-lokalizacyjne i zmiany technologiczne**

**Historia budowy** linii kolejowej ma bardzo istotne znaczenie przy próbie kompleksowego opisu przyczyn utraty stateczności, a właściwie utraty stabilności linii kolejowej (wyjaśnienie – rozdział 1.2.). Przyjmując, że czynniki decydujące o stabilności konstrukcji ziemnej linii kolejowej (lub jej braku) związane z budową geologiczną terenu mają charakter obiektywnym, to w przypadku historii budowy linii kolejowej mają charakter obiektywny tylko w zakresie wiedzy technicznej jaka była znana w czasie budowy.

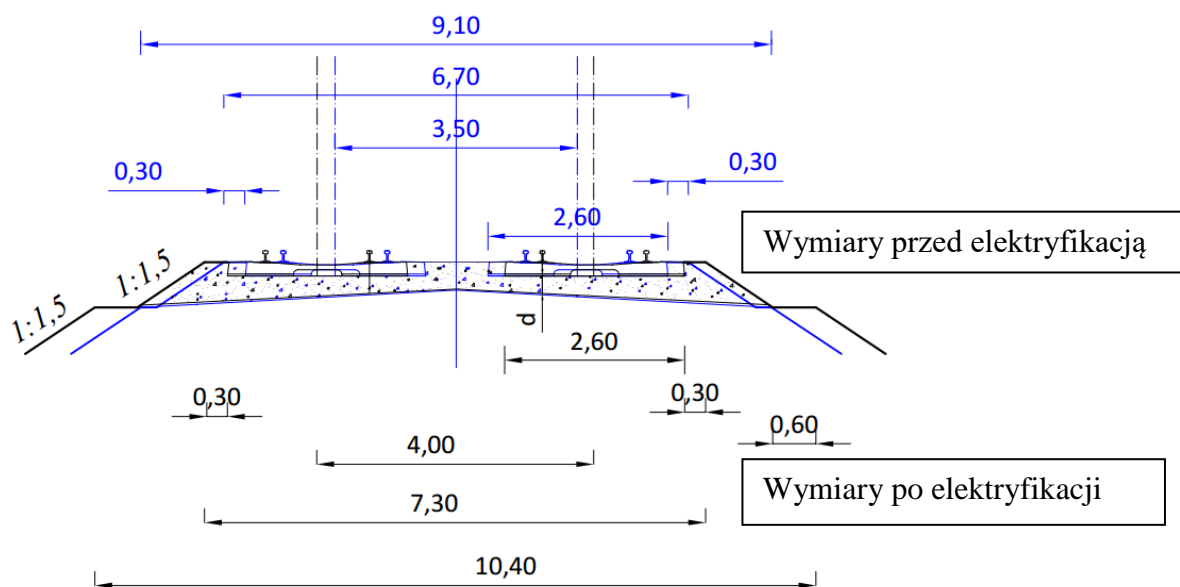
Sposób, technologia oraz jakość wbudowanego materiału gruntowego, czyli historia budowy implikuje warunki stabilności konstrukcji ziemnych. Wymagania techniczne stawiane obecnie konstrukcjom ziemnym linii kolejowej są szczegółowiej zdefiniowane i zdecydowanie większe niż to było w przeszłości. By zrozumieć wpływ historii budowy należy ocenić różnicę pomiędzy obecnymi wymaganiami bezpiecznego ruchu pociągów, a możliwościami technicznymi budowli ziemnych linii kolejowych wybudowanych w przeszłości. Należy zidentyfikować wszystkie czynniki decydujące o obecnym stanie technicznym i ocenić ich istotność w zaistniałym procesie destrukcji linii. Innymi niezmiennymi czynnikami wynikającymi z historii budowy jest wybór trasowania linii – lokalizacja, zwłaszcza skarp względem stron świata czy własności techniczne wbudowanego materiału gruntowego.

**Czas eksploatacji linii kolejowej**, w zasadniczy sposób wpływa na stan skonsolidowania podłoża budowlanego, ale także na stan zagęszczenia lub rozgęszczenia korpusu nasypu zależnie od rodzaju wbudowanego w korpus materiału gruntowego. Uwzględniając ciągłą zmianę stanu podłoża budowlanego wywołaną procesami przyrodniczymi i antropogenicznymi oraz eksploatacyjnymi, czas eksploatacji zwykle wpływa korzystnie na wytrzymałość podtorza. W tym zagadnieniu należy rozróżnić stan (jakość) konstrukcji nasypu od jakości podłoża budowlanego i ich różną odporność na oddziaływanie czynników eksploatacyjnych. Podłoże budowlane – mineralne przy sprzyjających warunkach wodnych (poziom ZWG poniżej 2,0m) zwykle ulega konsolidacji i stabilizuje linię kolejową. Podłoże budowlane z udziałem warstw organicznych i zazwyczaj relatywnie wysokim poziomem zwierciadła wody gruntowej, która poddawana jest wahaniom, w dłuższym czasie eksploatacji podlega różnej dynamice konsolidacji destabilizując linię kolejową.

**Modernizacja linii ze zmianą warunków eksploatacyjnych.** Jedną z podstawowych przyczyn modernizowania linii kolejowej jest konieczność zwiększenia jej przepustowości, a więc konieczność zwiększenia prędkości eksploatacyjnej i wielkości obciążenia ruchem oraz zwiększenia ciężaru przewożonych towarów. Zwiększenie tych składników eksploatacyjnych na danej linii kolejowej wymusza konieczność wzmocnienia nie tylko konstrukcji nawierzchni ale strefy podtorza i korpusu nasypu ze skarpami włącznie. Przy modernizacji następuje również zmiana parametrów geometrycznych linii w planie i profilu. **Zmiana promieni łuków** powoduje często konieczność dobudowy części nasypu jak również zmiana profilu po-

dłużnego wymaga korekty w budowlach ziemnych. To z kolei zmienia obciążenie stałe od konstrukcji linii kolejowej oraz zmienia nie zawsze korzystnie warunki współpracy konstrukcji ziemnej linii kolejowej z podłożem gruntowym. Poszerzanie nasypu powoduje, że obciążenie przenosi się na podłoże o innym stopniu skonsolidowania, a więc powstaje różne oddziaływanie na podłoże budowlane, które prowadzi do nierównomiernego siadania czy w konsekwencji do osuwiska.

**Elektryfikacja linii kolejowej**, zmusza do zmiany geometrii linii kolejowej w przekroju poprzecznym. Zmiana ta polegała w większości przypadków na konieczności rozsunięcia osi torów linii dwutorowych z 3,5m do nie mniej niż 4,0m. Konieczne rozsunięcie zwykle odbywało się kosztem szerokości ławy torowiska. Zmniejszenie szerokości ław torowiska w istotnym stopniu zmniejsza stateczność korpusu nasypu i skarp.



Ryc. 2.4. Schemat zmian przekroju poprzecznego w wyniku elektryfikacji toru

**Wysokość skarpy** jest naturalnym wskaźnikiem ryzyka powstania procesu osuwiskowego. Niżej zaproponowany podział wynika z analizy obserwacji linii kolejowych, badań geotechnicznych i geologiczno-inżynierskich prowadzonych na potrzeby rewitalizacji linii kolejowych, lokalnych napraw czy badań okołoliniowych, ekspertyz związanych z zagroże-

niem niestatecznością nasypu oraz badań i prac projektowych przy zabezpieczaniu awarii skarp.

Przy wysokości nasypów:

- poniżej 4,0m przy zachowaniu nawet średniej jakości materiału gruntowego wbudowanego w nasyp, poziomu ZWG poniżej 2,0m i braku warstw organicznych w podłożu budowlanym – nasyp wykazuje **małe ryzyko** zagrożenia osuwiskowego,
- 4,0÷10,0m przy zachowaniu właściwej jakości materiału gruntowego wbudowanego w nasyp, poziomu ZWG poniżej 2,0m i braku warstw organicznych w podłożu budowlanym – nasyp przy tej wysokości, naturalnie poddawany jest oddziaływaniom egzogenicznym, co stwarza **ryzyko** zagrożenia osuwiskowego,
- powyżej 10,0m nawet przy zachowaniu właściwej jakości materiału gruntowego wbudowanego w nasyp, poziomu ZWG poniżej 2,0m i braku warstw organicznych w podłożu budowlanym – przy tej wysokości nasyp, naturalnie poddawany jest oddziaływaniom egzogenicznym, co stwarza **duże ryzyko** zagrożenia osuwiskowego, a jego powierzchnie skarp powinny być technicznie wzmocnione.

**Dobudowa drugiego toru**, zwłaszcza konstrukcji nasypu, zwykle wiąże się z jakościowo innym materiałem gruntowym wbudowanym w stosunku do toru pierwszego. W tym miejscu należy wyjaśnić, że pojęcie tor pierwszy czy drugi, nie odnosi się do numeru toru lecz tylko do kolejności budowy toru. Tor pierwszy to tor wybudowany jako pierwotny, a tor drugi to tor dobudowany do pierwotnego. Dobudowa drugiego toru może skutkować: zmianą oddziaływania na podłożu gruntowe, może nastąpić różnica osiadań zwłaszcza w podłożu podlegającym wyraźnym procesom konsolidacji, to z kolei w zależności od połączenia konstrukcji ziemnej drugiego toru może wytworzyć powierzchnię poślizgu pomiędzy niezwiązanymi fragmentami konstrukcji ziemnej. Przy jakościowo różnych materiałach gruntowych pod poszczególnymi torami mogą powstać powierzchnie spływu przesiąkających wód opadowych, które to powierzchnie zdylatują konstrukcję ziemną nasypu. Jeżeli do tego dodać różne oddziaływania gruntu na procesy dynamiczne, to problem ten wymusza konieczność wnikliwego rozpoznania. Wpływ obciążenia dynamicznego może zmienić wytrzymałość statyczną nawet o 30% na niekorzyść.

**Wytrasowanie linii** jest kompromisem między aspektami ekonomicznymi, społecznymi, technicznymi, geologicznymi i hydrogeologicznymi. W konsekwencji może prowadzić do konieczności zastosowania specjalnych rozwiązań w celu zapewnienia odpowiedniego: odwodnienia, ustabilizowania korpusu nasypów oraz skarp przekopów czy zabezpieczenia dolnej krawędzi skarp przed podtopieniem. Niekiedy też wymaga to interwencji w głębokie podłoże budowlane. Z zaproponowanego podziału trasowania czyli: w dolinie, w trawersie zbocza, z wododziałem lub w terenie płaskim **największym ryzykiem** obarczona jest linia kolejowa poprowadzona w trawersie zbocza. W pozostałych przypadkach ryzyko jest mniejsze i porównywalne z sobą.

**Ekspozycja skarpy względem stron świata** czyli względem intensywności oddziaływań środowiskowych, powoduje różną intensywność oddziaływania insolacji i zamrozu na stan techniczny skarp, co implikuje poziom zabezpieczenia powierzchni skarp. W skarpach zbudowanych z gruntów spoistych najmniej korzystna jest ekspozycja południowa, ponieważ intensywne działanie słońca wywołuje skurcz w tych gruntach niezależnie od ich usytuowania w konstrukcji linii. Grunty spoiste występują zarówno w podłożu gruntowym, w korpusie nasypu czy w skarpach przekopu lub nasypu. Skurcz powoduje powstanie spękań, co w konsekwencji umożliwia infiltracje wody opadowej w głąb. Następuje uplastycznienie stref, zmniejszenie wartości parametrów geotechnicznych takich jak spójność i kąt tarcia wewnętrzne. Natomiast w okresie zimowym takie spękania sprzyjają procesom wysadzinowym, a więc zdylatowaniu gruntów w obrębie skarp.

**Jakość techniczna materiału gruntowego użytego do budowy konstrukcji ziemnych** zarówno przy budowie toru pierwszego jak i drugiego implikuje na poziomie podstawowym późniejsze konieczne zabiegi w celu utrzymania wymaganych warunków eksploatacyjnych. Materiał gruntowy wykorzystany do budowy drugiego toru, zwykle znacząco się różni od gruntu zastosowanego przy budowie pierwszego toru. Różnica w zastosowanym materiale bywa przyczyną: nierównomiernego osiadania torów, złego odwodnienia, powstania wychlapów, pęknięcia szyn itp.

**Zmiany w strefie przylegającej do linii kolejowej**, powodujące zmianę warunków wodnych w obrębie linii. Są bardzo trudne do ustalenia, ponieważ takie informacje nie są od-

notowywane w historii budowy linii kolejowej. Mają one natomiast często zasadnicze znaczenie w poprawnym zdiagnozowaniu przyczyn i rozwoju procesu lokalnej destrukcji. Bez pełnego i rzetelnego ustalenia przebiegu procesów zmian w zachowaniu stabilności konstrukcji nasypu czy przekopu kolejowego nie jest możliwe poprawne zaprojektowanie naprawy awaryjnego odcinka. Wydaje się, że jedynym sposobem pozyskania takiej informacji jest rzetelnie przeprowadzona wizja lokalna miejsca awarii i wywiad terenowy z ludźmi mającymi stosowny wiek i pamięć do wydarzeń z przeszłości. Ponadto dokonanie niezbędnych badań geotechnicznych i rozpoznania oznak zewnętrznych możliwości powstania awarii.

**Istnienie naturalnych potencjalnych powierzchni poślizgu** w podtorzu lub podłożu gruntowym, przy braku właściwego utrzymania odwodnienia linii kolejowej jak również odwodnienia terenu oddziałującego na linię kolejową, stwarza bardzo poważne zagrożenie zaistnienia osuwiska. W określonych przypadkach należy wykonać wnikliwe terenowe badania geotechniczne oraz stosownie zaprojektować odwodnienie i przeprowadzać regularne kontrole jego poprawnego funkcjonowania.

#### **2.6.5. Warunki eksploatacyjne**

**Wzrost obciążenia od:** zmiany wielkości taboru, ilości przejeżdżających pociągów, zwiększenia prędkości eksploatacyjnej, niekontrolowanego dociążenia naziomu, nawodnienia naziomu przy braku skutecznego odwodnienia pogarsza warunki stateczności. Zniszczenie struktury gruntu poprzez rozluźnienie, na skutek drgań spowodowanych złym stanem nawierzchni lub taboru może prowadzić do znacznych deformacji z wypieraniem gruntu włącznie.

**Zmiana geometrii** (przekroju poprzecznego) na skutek działań modernizacyjnych takich jak: elektryfikacja, dobudowa drugiego toru, zmniejszenie ławy torowiska, odkształcenia torowiska, odkształcenia przekrojów poprzecznych podtorza lub poprzeczne jego przemieszczenia na podłożu (osiadania, rozpełzowania nasypów ich przesunięcia na stokach), odkształcenia i inne wady mało wytrzymałego podłoża (bagna, wyrobiska górnicze, pustki krasowe) są dość powszechnie występującym problemem w utrzymaniu stabilności. Rzadziej prowadzą one do procesów osuwiskowych i można je uznać za czynniki dodatkowe.

**Antropopresja** niekiedy jest głównym przyczynkiem utraty stateczności skarp. Często wynika z niefrasobliwości działań osób nie mających wiedzy o możliwych skutkach. Najczęściej jest zabudowa stoku i skarp.

**Sposób użytkowania gruntów.** Brak roślinności na skarpach w określonych przypadkach m.in. na skutek insolacji w obrębie gruntów spoistych powoduje skurcze, które realizują się w postaci spękań, które ułatwiają migracje wód opadowych, a w okresie zimowym intensyfikują wysadziny i sprawiają, że skarpy są bardzo podatne na erozję.

**Drgania** emitowane od nieprawidłowo zafundamentowanych maszyn przemysłowych lub ciężkiego sprzętu budowlanego pracującego w sąsiedztwie linii kolejowej są niezwykle niebezpieczne dla konstrukcji ziemnych zbudowanych z gruntów mało spoistych i spoistych zwłaszcza w pełni nasyconych wodą. Drgania powodują proces zagęszczenia i rozgęszczenia, nadmiernego uplastycznienia gruntu do upłynnienia włącznie. Procesy te prowadzą do niebezpiecznych deformacji, utraty nośności podtorza.

### **3. Analiza zbiorów czynników i procesów generujących utratę stabilności budowli ziemnych linii kolejowych**

Analizę zbiorów przeprowadzono w oparciu o metodę zbioru „0/1” oraz metodę zbioru zindeksowanego. W metodzie zbioru zindeksowanego przypisano wagi zmiennym jakościowym, czyli czynnikom i procesom, które mają wpływ na utratę stabilności budowli ziemnych linii kolejowej, w 5-cio stopniowej klasyfikacji.

Według przyjętych definicji w rozdziale 1.2. odcinki badawcze przypisano do poszczególnych stopni utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych:

#### **1. Zagrożenie awaryjne:**

Odcinek badawczy nr 1 Linia kolejowa nr 401, km 86,500 ÷ 86,600 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Międzyzdroje, a stacją Lubiewo),

Odcinek badawczy nr 2 Linia kolejowa nr 401, km 84,800 ÷ 85,050 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Warnowo, a stacją Międzyzdroje),

Odcinek badawczy nr 7 Linia kolejowa nr 351, km 140,700 ÷ 141,200 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Choszczno, a przystankiem Ziemomyśl).

#### **2. Awaria budowlana:**

Odcinek badawczy nr 4 Linia kolejowa nr 273, km 291,160 ÷ 291,190 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Godków, a przystankiem Witnica Chojeńska),

Odcinek badawczy nr 8 Linia kolejowa nr 351, km 121,840 ÷ 121,950 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Rębusz, a stacją Słonice),

Odcinek badawczy nr 9 Linia kolejowa nr 3, km 409,000 ÷ 409,940 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Świebodzin, a przystankiem Wilkowo Świebodzińskie).

#### **3. Katastrofa budowlana:**

Odcinek badawczy nr 3 Linia kolejowa nr 202, km 178,000 ÷ 178,100 (odcinek stacyjny, stacja Wiekowo),

Odcinek badawczy nr 5 Linia kolejowa nr 405, km 75,100 ÷ 75,300 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Szczecinek, a przystankiem Gwda Mała),

Odcinek badawczy nr 6 Linia kolejowa nr 203, km 290,600 ÷ 290,720 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Gorzów Wielkopolski Wschodni, a stacją Santok),

Odcinek badawczy nr 10 Linia kolejowa nr 273, km 237,000 ÷ 237,400 (odcinek szlakowy pomiędzy przystankiem Radów, a przystankiem Laski Lubuskie).

### **3.1. Metoda zbioru 0/1**

W pierwszym kroku wykonano analizę skupień, która miała na celu pogrupować odcinki badawcze na zasadzie podobieństw. Zgodnie z zasadą dla każdego ze skupień ustalany jest jego środek, po czym mierzona jest odległość każdego z przypadków do tych środków. Stanowiska badawcze zaliczane są najbliższego skupienia. Analiza skupień to zbiór metod wielowymiarowej analizy statystycznej, służących wyodrębnianiu jednorodnych podzbiorów obiektów badanej populacji. Metody analizy skupień są stosowane wówczas, gdy nie dysponujemy hipotezami *a priori*, a badania są w fazie eksploracyjnej. Znajdywanie grup (skupień) obiektów odbywa się w oparciu o zmienne charakteryzujące analizowane obiekty, dlatego też istotnym elementem analizy skupień jest odpowiedni wybór zmiennych służących do wyodrębniania spójnych grup obiektów [<http://home.agh.edu.pl>].

Przypadki zostały podzielone automatycznie na 2 grupy przez program do statystycznej analizy danych *Statistica* wg Metody Pojedynczego Wiązania (*Single Linkage Method*), nazywanej Metodą Najbliższego Sąsiedztwa. Według założonej liczby czynników i procesów destrukcyjnych, program zaliczył do poszczególnych skupień następujące odcinki badawcze (wg sumy punktów zbioru):

- skupienie 1 - stanowiska badawcze nr 1, 2, 7, 8, 9,
- skupienie 2 - stanowiska badawcze nr 3, 4, 5, 6, 10.

Pogrupowanie stanowisk badawczych jako podobnych, nie ma żadnego uzasadnienia inżynierskiego, zwłaszcza przy szerokim wykorzystaniu metody heurystycznej.

W drugim kroku utworzono tablicę, w której zestawiono egzogeniczne czynniki i procesy destrukcyjne w grupach (geologiczne, geologiczno-inżynierskie, morfometryczne, hydrogeologiczne i hydrograficzne, klimatyczne, biogeniczne, historyczne, eksploatacyjne) oraz odcinki badawcze. W tablicy liczba „1” oznacza występowanie czynnika lub procesu destrukcyjnego na odcinku badawczym, natomiast liczba „0” oznacza brak występowania tych czynników lub procesów na danym odcinku badawczym.

Według powyżej przyjętych założeń powstała tablica 0/1 jako zbiór o układzie ortogonalnym, gdzie poziomo przedstawiono 10 odcinków badawczych opisanych w rozdziale 2.5. oraz w załączniku nr 1, a pionowo 94 zmienne opisane i zdefiniowane w rozdziale 2.6. Odcinki badawcze zostały uszeregowane zgodnie z chronologią wykonywanych badań i analiz.

Dla każdego odcinka badawczego określono zmienne, które można było przypisać po analizie zgromadzonych materiałów. Zbiór ten poddano analizie dla ustalenia trendów, które stanowią podstawy wnioskowania matematycznego i inżynierskiego.

Tab. 3.1. Czynniki i procesy destrukcyjne występujące na odcinkach badawczych

		LK nr 401, km 86,500 - 86,600	LK nr 401, km 84,800 - 85,050	LK nr 202, km 178,000 - 178,100	LK nr 273, km 291,160 - 291,190	LK nr 405, km 75,100 - 75,300	LK nr 203, km 290,600 - 290,720	LK nr 351, km 140,700 - 141,200	LK nr 351, km 121,840 - 121,950	LK nr 3, km 409,000 - 409,940	LK nr 273, km 237,000 - 237,400 Tor nr 2	SUMA		
GL	GL1	0	0	1	0	1	1	0	0	0	1	4		
	GL2	1	a	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	
			b	0	0	1	1	1	0	1	1	0	6	
			c	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
			d	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1
	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	3	1	1	0	0	0	0	0	0	0	0	2		
	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	GL3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	G-I	G-I1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
G-I2		0	1	0	0	1	0	0	0	1	1	4		
G-I3		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
G-I4		0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1		
G-I5		0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1		
G-I6		0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1		
G-I7		0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1		
G-I8		0	0	0	1	1	0	0	0	0	0	2		
G-I9		0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1		
G-I10		1	0	0	0	0	0	1	1	1	0	4		
GM	GM1	0	1	1	0	0	0	1	1	1	1	6		
	GM2	1	0	0	1	0	1	0	0	0	0	3		
	GM3	0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1		
HG	HG 1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	8		
	HG 2	0	0	1	1	1	1	0	1	0	1	6		
	HG 3	0	0	1	1	1	1	0	1	0	1	6		
	HG 4	0	0	1	1	1	1	0	1	1	1	7		
	HG 5	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	2		
	HG 6	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	8		
	HG 7	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	8		
	HG 8	0	0	1	1	1	1	0	0	1	1	6		
	HG 9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	HG 10	0	0	1	1	1	1	1	0	1	1	7		
KL	KL 1	1	1	0	0	1	1	0	0	1	1	6		
	KL 2	1	0	0	1	0	1	1	0	0	0	1	4	
		2	0	0	1	1	1	1	1	0	1	1	7	
		3	0	0	1	1	1	1	1	0	1	1	7	
		4	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0	4	
		5	0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1	
		6	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10	
KL 3	1	1	1	0	1	1	0	1	1	1	8			
KL 4	0	0	1	0	1	1	0	0	0	0	3			
BG	FG	FG1	0	1	0	0	1	1	0	0	0	0	3	
		FG2	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	2	
		FG3	0	0	0	1	1	0	1	1	1	0	5	
		FG4	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	2	
	CH	CH1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	8	
		CH2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	ZG	ZG 1a	0	0	0	0	1	1	1	1	0	1	5	
		ZG 1b	0	0	1	1	0	1	1	1	1	1	7	
		ZG 2	0	0	1	1	0	1	1	1	1	0	6	
		ZG 3	0	0	0	1	0	0	1	1	1	0	4	
ZG 4	1	1	0	1	0	0	0	1	1	0	5			
H	H1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10	
		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	H2	1	0	0	0	0	0	1	0	0	0	0	1	
		2	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	8	
		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	H3	1	1	1	1	1	0	0	1	1	1	1	8	
		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	H4	1	0	0	1	0	0	0	1	1	0	0	3	
		2	0	1	0	1	1	1	0	0	1	1	6	
		3	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
	H5	1	0	0	0	0	0	1	0	0	1	0	2	
		2	1	1	0	1	0	0	1	1	0	1	6	
		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	H6	1	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0	3	
		2	1	0	0	0	1	1	0	0	0	1	4	
		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
		4	0	1	1	0	0	0	0	1	0	0	3	
	H7	1	0	0	0	0	0	0	0	1	1	1	3	
		2	1	1	1	0	1	1	1	0	1	1	8	
		3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	
		4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	
	H8	1	0	0	1	1	1	1	0	0	0	1	5	
		2	1	1	0	0	0	0	0	1	0	0	3	
		3	0	0	0	0	0	0	1	1	0	0	2	
		4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	H9	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	1	8	
	EK	EK 1	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	0	
EK 2		0	0	1	1	0	1	1	1	1	1	7		
EK 3		1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	10		
EK 4		0	0	1	0	1	1	1	1	1	1	7		
EK 5		0	0	1	0	1	0	0	1	1	1	5		
EK 6		1	1	0	1	1	0	0	1	1	0	6		
EK 7		1	0	0	1	1	1	0	0	1	0	5		
EK 8		0	0	1	0	0	1	1	1	1	1	6		
EK 9		1	0	1	1	1	1	1	1	1	1	9		
EK 10		0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	7		
EK 11		1	1	1	1	0	1	1	1	1	1	9		
EK 12		1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	9		
EK 13		0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
EK 14		0	0	1	0	0	0	0	0	0	0	1		
EK 15		0	0	1	0	0	1	0	0	0	0	2		
<b>SUMA</b>		<b>22</b>	<b>21</b>	<b>43</b>	<b>39</b>	<b>40</b>	<b>43</b>	<b>33</b>	<b>40</b>	<b>43</b>	<b>39</b>			

Z tablicy 3.1. wynika, że na 10-ciu analizowanych odcinkach badawczych, częstość wystąpienia wyznaczonych czynników i procesów destrukcyjnych wynosiła:

- 10-cio krotnie wystąpiły następujące czynniki i procesy: **KL2.6; H1.1; EK3;** (*Symbolle zostały wyjaśnione w rozdziale 2.3.*)
- 9-cio krotnie wystąpiły następujące czynniki i procesy: **EK9; EK11; EK12;**
- 8-mio krotnie wystąpiły następujące czynniki i procesy: **HG1; HG6; HG7; KL3; CH1; H2.2; H3.1; H7.2; H9,**
- 7-mio krotnie wystąpiły następujące czynniki i procesy: **HG4; HG10; KL2.2; KL2.3; ZG1b; EK2; EK4; EK10,**
- 6-cio krotnie wystąpiły następujące czynniki i procesy: **GL2.1b; GM1; HG2; HG3; HG8; KL1; ZG2; H4.2; H5.2; EK6; EK8,**
- 5-cio krotnie wystąpiły następujące czynniki i procesy: **FG3; ZG1a; ZG4; H8.1; EK5; EK7,**
- 4-o krotnie wystąpiły następujące czynniki i procesy: **GL1; G-I2; G-I10; KL2.1; KL2.4; ZG3; H6.2,**
- 3 krotnie wystąpiły następujące czynniki i procesy: **GM2; KL4; FG1; H4.1; H6.1; H6.4; H7.1; H8.2,**
- 2-u krotnie wystąpiły następujące czynniki i procesy: **GL2.3; G-I8; HG5; FG2; H5.1; H8.3; EK15,**
- jeden raz wystąpiły następujące czynniki i procesy: **GL2.1a; GL2.1d; G-I4; G-I5; G-I6; G-I7; G-I9; GM3; KL2.5; H2.1; H4.3; H7.3; H7.4; EK14,**
- NIE wystąpiły następujące czynniki i procesy: **GL2.1c; GL2.2; GL2.4; GL3; G-I1; G-I3; HG9; CH2; H1.2; H1.3; H2.3; H3.2; H5.3; H6.3; H8.4; EK1; EK13.**

Powyższe zestawienie należy rozumieć:

1. Częstość wystąpienia rozważanych czynników i procesów destrukcyjnych w ilości 10 i 9 wydaje się być oczywista, ponieważ dotyczy cech powszechnych na linii kolejowej: działania grawitacji, okresu eksploatacji linii powyżej 100 lat (co na terenie badań jest normą) i czynników eksploatacyjnych. Taka częstość czynników i procesów destrukcyjnych nie jest wyznacznikiem rejonu badań i można się ich spodziewać w podobnym procencie na innych obszarach Polski.

2. Częstość wystąpienia rozważanych czynników i procesów destrukcyjnych w ilości 8 i 7 dotyczą cech hydrogeologicznych i hydrograficznych, klimatycznych i eksploatacyjnych, które są niewątpliwie charakterystyczne dla rejonu badań. Jest on urozmaicony morfologicznie co sprzyja istnieniu gęstej sieci niewielkich rzek, strumyków i rozlewisk ze stagnującą wodą. Rozlewiska sprzyjają powstawaniem stref zabagnionych i podtapiających budowle ziemne linii kolejowych. Podtopienia w okresach zimowych sprzyjają zamrozom, wysadzinom i pęcznieniu, a gwałtowność opadów i intensywność wiatrów w skarpach porośniętych drzewostanem powoduje ich przypowierzchniowe rozluźnienie.
3. W pozostałych przypadkach występowanie czynników i procesów destrukcyjnych jest związane z jakością ośrodka gruntowego z jakiej zostały zbudowane budowle ziemne linii kolejowej, warunkami eksploatacji oraz lokalnymi warunkami geologiczno-inżynierskimi. Warunki takie mogą wystąpić w wielu obszarach na Niżu Polskim.

Na tym etapie analizy porównano sumę czynników i procesów decydujących o stanie technicznym budowli ziemnych jakie zaobserwowano na każdym odcinku badawczym (tablica nr 3.2.).

Tab. 3.2. Suma czynników destrukcyjnych poszczególnych odcinków badawczych dla przyjętego schematu stopnia utraty stabilności

Numer odcinka badawczego	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
Σ punktów wg tabeli 3.1	22	21	43	39	40	43	33	40	43	39
Stopień utraty stabilności	<b>ZA</b>	<b>ZA</b>	<b>K</b>	<b>A</b>	<b>K</b>	<b>K</b>	<b>ZA</b>	<b>A</b>	<b>A</b>	<b>K</b>

Gdzie w/w tablicy:

- „**ZA**” - oznacza „Zagrożenie awaryjne”,
- „**A**” - oznacza „Awarię budowlaną”,
- „**K**” - oznacza „Katastrofę budowlaną”.

W podsumowaniu można uznać, że sumy punktów przypisane dla danego odcinka stanowią kryterium ustalenia stopnia utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej.

Kolejnym krokiem była analiza 10 odcinków badawczych wyrażonych liczbą wytypowanych czynników i procesów destrukcyjnych w każdym stanowisku. Do analizy przygotowano nowy podział odcinków badawczych, którym przypisano stopnie utraty stabilności oraz kolejność opartą na wzrastających wartościach punktowych w metodzie zbioru 0/1 (tablica 3.3.).

Tab. 3.3. Podział wg stopnia utraty stabilności

Stopień utraty stabilności	ZA	ZA	ZA	A	A	A	K	K	K	K
Numer odcinka badawczego	2	1	7	8	9	4	10	5	3	6
$\Sigma$ punktów wg tabeli 3.1	21	22	33	39	40	43	39	40	43	46

Odcinki badawcze podzielono wg stopnia utraty stabilności i poddano analizie wyniki wg wartości wzrastających (tablica 3.3). Przeanalizowano osobno każdą z trzech serii, gdzie: seria 1 odpowiada odcinkom badawczym „zagrożenie awaryjne” w kolejności nr 2, 1 i 7, seria 2 odpowiada odcinkom badawczym „awarii budowlanej” w kolejności nr 4, 8 i 9, seria 3 natomiast odpowiada odcinkom badawczym „katastrofy budowlanej” w kolejności nr 10, 5, 3 i 6. Podział umniejsza materiał statystyczny, jednak uznano to za konieczne dla oceny przewidywania stopnia utraty stabilności.

W praktyce inżynierskiej, w danym momencie badawczym, rozważa się jeden przypadek. Powstaje pytanie: Czy ten badany przypadek jest bliski awarii lub katastrofie, czy ma jeszcze czasowy bufor bezpieczeństwa na wdrożenie odpowiednich, technicznych zbiegów zabezpieczających? Przy takich założeniach, należy ustalić jak badany, pojedynczy przypadek lokuje się w przyjętych stopniach utraty stabilności.

Poniżej, przeanalizowano statystycznie poszczególne serie oraz dokonano porównania między nimi. Przeprowadzono analizę statystyczną z wykorzystaniem funkcji testowej *t-Studenta* różnicy dwóch średnich normalnych, analizując czy liczba czynników i procesów

destrukcyjnych wpływa na stopień utraty stabilności. Stosując wzór dla hipotezy zerowej w postaci [Oktaba, 1977]:

$$t^0 = \frac{\bar{y}_1 - \bar{y}_2}{\sqrt{\frac{n_1 S_1^2 + n_2 S_2^2}{n_1 + n_2 - 2} \left( \frac{1}{n_1} + \frac{1}{n_2} \right)}}$$

gdzie:

- $n$  - liczba wyników w serii
  - $\bar{y}$  - średnia arytmetyczna szeregu statystycznego
  - $Y^*$  - odchylenie średnie
  - $n-1$  - stopnie swobody
  - $\alpha = 0,05$  - poziom istotności bądź ryzyko błędu
  - $S^2$  - wariancja próby
  - $\sigma$  - odchylenie standardowe próby
- przy  $\alpha = 0,05$ , wartość krytyczna  $t_{0,05}$  - odczytana została z tablicy.

Założono, że zmienna losowa  $y_1$  ma rozkład normalny ze średnią  $\mu_1$  i odchyleniem standardowym  $\sigma$  i zmienna losowa  $y_2$  ma rozkład normalny ze średnią  $\mu_2$  i odchyleniem standardowym  $\sigma$ . Parametry  $\mu_1$ ,  $\mu_2$  i  $\sigma$  są stałe i nieznanne.

Tab. 3.4. Charakterystyka statystyczna poszczególnych serii

wyniki	seria 1	seria 2	seria 3	seria 2+3	seria 1+2+3
	22	39	43	39	22
	21	43	40	39	21
	33	40	46	40	39
			39	43	33
				43	40
				40	43
				46	43
					40
					46
					39
<b><math>n</math></b>	3	3	4	7	10
<b><math>\bar{y}</math></b>	25,333	40,667	42,000	41,429	36,600
<b><math>Y^*</math></b>	5,111	1,556	2,500	2,204	6,760
<b><math>S^2</math></b>	44,333	4,333	10,000	6,952	74,933
<b><math>\sigma</math></b>	6,658	2,082	3,162	2,637	8,656

Jako hipotezę alternatywną  $H_1$  wobec sprawdzanej hipotezy zerowej  $H_0 : \mu_1 = \mu_2$  głoszącej, że nie ma różnicy między średnimi  $\mu_1$  i  $\mu_2$  w obu populacjach, przyjęto hipotezę  $H_1 : \mu_2 \neq \mu_1$ . Test istotności przeprowadzono dla wszystkich kombinacji serii. Wyniki zestawiono w tablicy nr 3.5.

Tab. 3.5. Zestawienie wyników istotności dla różnicy dwóch średnich normalnych poszczególnych serii

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$				
	Wartość funkcji testowej $t$				
	seria 1	seria 2	seria 3	seria 2+3	seria 1+2+3
seria 1	-	2,776	2,571	2,306	2,201
seria 2	3,108	-	2,571	2,306	2,201
seria 3	3,710	0,536	-	2,262	2,179
seria 2+3	4,895	0,398	0,237	-	2,131
seria 1+2+3	1,911	0,742	1,125	1,343	-

Z porównania rezultatów testu istotności dla dwóch średnich normalnych przy przyjętym poziomie istotności  $\alpha=0,05$  zestawionych w tablicy nr 3.5. wynika, że:

- zasadnym jest rozdzielenie serii nr 1 od serii nr 2 i nr 3, ponieważ rozważając serie nr 1 i nr 2, gdzie  $t > t_{0,05} \Rightarrow 3,108 > 2,776$  co oznacza istotną różnicę, podobnie jest przy serii nr 1 i nr 3, gdzie  $t > t_{0,05} \Rightarrow 3,710 > 2,571$  również oznacza istotną różnicę,
- nieistotnym, w sensie statystycznym, okazało się rozdzielenie serii nr 2 od serii nr 3, ponieważ dla tych serii  $t < t_{0,05} \Rightarrow 0,536 < 2,571$ , co oznacza brak istotnej różnicy między seriami,
- serie nr 1 i nr 2+3, gdzie  $t > t_{0,05} \Rightarrow 4,895 > 2,306$ , wynika, że istnieje istotna różnica między seriami,
- serie nr 1 i nr 1+2+3, gdzie  $t < t_{0,05} \Rightarrow 1,911 < 2,201$  oznacza brak istotnej różnicy między seriami,

- serie nr 2 i nr 2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 0,398 < 2,306$ ,  
serie nr 2 i nr 1+2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 0,742 < 2,201$ ,  
serie nr 3 i serii nr 2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 0,237 < 2,262$ ,  
serie nr 3 i nr 1+2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 1,125 < 2,179$ ,  
serie nr 2+3 i nr 1+2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 1,343 < 2,131$ ,  
co oznacza brak istotnej różnicy między seriami.

Porównując rezultaty testów istotności serii nr 1, nr 2 i nr 3 w różnych konfiguracjach/wariantach można ocenić, że istotne jest rozdzielenie serii nr 1 od pozostałych serii. Niezależnie czy seria nr 2 (odcinki badawcze „awarii budowlanej”) i nr 3 (odcinki badawcze „katastrofy budowlanej”) występują razem z serią nr 1, czy też każda osobno (odcinki badawcze „zagrożenia awaryjnego”) to istnieje różnica między wynikami testów istotności na poziomie przyjętego  $\alpha = 0,05$  dla dwóch średnich normalnych porównywanych serii. Z inżynierskiego punktu widzenia, komentując powyższe, istotne jest czy na analizowanym odcinku występuje zagrożenie awaryjne, czy już została przekroczona granica awarii budowlanej. **Należy również zwrócić uwagę, że po osiągnięciu stopnia awarii budowlanej następuje pilna konieczność podjęcia natychmiastowych prac naprawczych z uwagi na brak istotnej różnicy pomiędzy stopniem awarii budowlanej i katastrofy budowlanej.**

### **3.2. Kryteria indeksowania czynników**

Biorąc pod uwagę uzyskane wyniki metodą 0/1 i opierając się na metodzie **heurystycznej**, zaproponowano ocenę istotności czynników i procesów decydujących o utracie stabilności linii kolejowej w postaci indeksowania liczbowego (kwantyfikacji).

**Metoda heurystyczna** - ogół sposobów i reguł postępowania służących podejmowaniu najważniejszych decyzji w skomplikowanych sytuacjach, wymagających analizy dostępnych informacji, a także przewidywania zjawisk przyszłych; oparte na twórczym myśleniu i kombinacjach logicznych [Jełowicki M. i in, 1979].

Przed przystąpieniem do analizy danych zawarty w rozprawie, wzięto pod uwagę formalne aspekty takie jak: stopień utraty stabilności oraz klasyfikację ważności czynników i procesów decydujących o utracie stabilności budowli ziemnej linii kolejowej.

Stopień utraty stabilności linii kolejowych jest zagadnieniem bardzo ważnym nie tylko z powodu niejednoznacznie zdefiniowanego pojęcia, ale przede wszystkim z uwagi na skutki materialne i społeczne. Przedstawiony w rozdziale 1.2., problem braku formalnego zdefiniowania stopnia z utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej wymagał konieczność przyjęcia klasyfikacji utraty stabilności jako wynik analizy porównawczej powszechnie używanych sformułowań.

Jedną z popularniejszych metod statystycznych sporządzania map podatności osuwiskowej jest metoda wielokrotnego podejmowania decyzji, tzw. *weights of evidence* (Wag przesłanek) [Bonham-Carter i in., 1989]. W poprzednim podrozdziale, analizowano układ zmiennych jakościowych binarnych – „0/1”. W tym natomiast, podjęto próbę przypisania wag zmiennym jakościowym by móc przeprowadzić pełniejszą analizę statystyczną.

Rozważając problem istotności czynników i procesów generujących zmiany parametrów geotechnicznych gruntów, które mają wpływ na utratę stabilności budowli ziemnych linii kolejowej zaproponowano 5 - stopniową klasyfikację.

Propozycję opracowano w oparciu o ważność i istotę czynników destrukcyjnych, które były opisywane w analizowanej literaturze przedmiotu m.in. [Dąbrowski i in., 2014; Grabowski i in., 2011; Skrzyński, 2000; Wysokiński, 2011] oraz w oparciu o 20-letnie doświadczenie autora dysertacji przy rozpoznawaniu, analizie przyczyn i opracowywaniu technologii napraw deformacji odcinków linii kolejowych.

Do analizy przyjęto podział czynników i procesów destrukcyjnych na klasy:

- decydująca,
- 1<sup>0</sup> rzędna,
- 2<sup>0</sup> rzędna,
- 3<sup>0</sup> rzędna,
- nieistotna,

Wyznaczone w rozprawie 94 czynniki i procesy destrukcyjne zostały przyporządkowane poszczególnym klasom:

- **decydująca: G-I 10; HG 1, HG 2, HG 3, HG 4, HG 5, HG 6, HG 7, HG 8, HG 9, HG 10; H 1.1.** (*Symbole zostały wyjaśnione w rozdziale 2.3.*)

- 1<sup>0</sup> rzędna: GL 1, GL 2.1b, GL 2.1c, GL 2.1d; G-I 8, G-I 9; KL 2.1, KL 2.2, KL 2.3, KL 2.4, KL 2.5, KL 2.6, KL 3, KL 4; ZG 1a ; H 1.2, H 2.1, H 3.1, H 5.1, H 5.2, H 9; EK 1, EK 3, EK 4, EK 5, EK 7, EK 11.
- 2<sup>0</sup> rzędna: GL 2.1a; G-I 3, G-I 6; GM 3; KL 1; ZG 2, ZG 3; H 2.2, H4.2, H4.3, H 6.2, H 7.2, H 8.1; EK 2, EK 6, EK 8, EK 9, EK 12, EK 13, EK 14, EK 15.
- 3<sup>0</sup> rzędna: GL 2.2, GL 3; G-I 1, G-I 2, G-I 4, G-I 5, G-I 7; GM 1, GM 2; FG 1, FG 2, FG 3, FG 4; CH 1, CH 2; ZG 1b, ZG 4; H 1.3, H 2.3, H 3.2, H 4.1, H 5.3, H 6.1, H 7.3, H 7.4, H 8.2; EK 10.
- nieistotna: GL 2.3; GL 2.4; H 6.4; H 7.1; H 8.3; H 8.4.

Za zasadniczy problem i główne zadanie, w tej części analizy, autor uznał przypisanie stosownych wartości liczbowych czynnikom i procesom. Każdemu czynnikowi i procesowi, który ma wpływ na utratę stabilności budowli ziemnych, przypisano odpowiednie wagi w postaci liczb. Adekwatne przypisanie wartości, decyduje o rzeczywistym udziale poszczególnych czynników i procesów w destrukcji budowli ziemnych linii kolejowych oraz tworzy możliwości praktycznego wykorzystania proponowanej metody diagnostycznej. Wartości liczbowe (wagi) przypisano arbitralnie poszczególnym zmiennym, wykorzystując i analizując wszystkie przesłanki, wiedzę oraz zdobyte doświadczenie zawodowe, w dobrej wierze.

Przyjęto do dalszej analizy następujące wartości liczbowe wag:

- czynniki i procesy decydujące: **5**,
- czynniki i procesy 1<sup>0</sup> rzędne: **3**,
- czynniki i procesy 2<sup>0</sup> rzędne: **2**,
- czynniki i procesy 3<sup>0</sup> rzędne: **1**.

Czynnikom i procesom nieistotnym przypisano wartość „0”, jako mającym obojętne oddziaływanie na stabilność konstrukcji ziemnej linii kolejowej.

Po dokonaniu indeksacji tablicy nr 3.1. zgodnie z wartościami liczbowymi wag, otrzymano tablicę 3.6. Po prawej stronie poza tablicą 3.6. znajduje się dodatkowa kolumna szczegółowych wartości liczbowych każdego kryterium.

Tab. 3.6. Czynniki i procesy destrukcyjne występujące na analizowanych odcinkach badawczych oraz przypisane im wartości

		LK nr 401, km 86,500 - 86,600	LK nr 401, km 84,800 - 85,050	LK nr 202, km 178,000 - 178,100	LK nr 273, km 291,160 - 291,190	LK nr 405, km 75,100 - 75,300	LK nr 203, km 290,600 - 290,720	LK nr 351, km 140,700 - 141,200	LK nr 351, km 121,840 - 121,950	LK nr 3, km 409,000 - 409,940	LK nr 273, km 237,000 - 237,400 Tor nr 2	SUMA	Indeks punktowy		
GL	GL1	0	0	3	0	3	3	0	0	0	3	12	3	GL1	
	GL2	1	a	0	0	0	0	2	0	0	0	0	2	2	GL2
			b	0	0	3	3	3	0	3	3	0	3	18	
			c	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
			d	0	0	0	0	0	0	0	0	3	0	3	
	GL3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
			3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
			4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
			0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
	G-I	G-I1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	G-I1
		G-I2	0	1	0	0	1	0	0	0	1	1	4	1	G-I2
		G-I3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	G-I3
		G-I4	0	0	0	0	0	0	0	0	1	0	1	1	G-I4
G-I5		0	0	0	0	1	0	0	0	0	0	1	1	G-I5	
G-I6		0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	2	2	G-I6	
G-I7		0	1	0	0	0	0	0	0	0	0	1	1	G-I7	
G-I8		0	0	0	3	3	0	0	0	0	0	6	3	G-I8	
G-I9		0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	3	3	G-I9	
G-I10		5	0	0	0	0	0	5	5	5	0	20	5	G-I10	
GM	GM1	0	1	1	0	0	0	1	1	1	1	6	1	GM1	
	GM2	1	0	0	1	0	1	0	0	0	0	3	1	GM2	
	GM3	0	0	0	0	2	0	0	0	0	0	2	2	GM3	
HG	HG1	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5	40	5	HG1	
	HG2	0	0	5	5	5	5	0	5	0	5	30	5	HG2	
	HG3	0	0	5	5	5	5	0	5	0	5	30	5	HG3	
	HG4	0	0	5	5	5	5	0	5	5	5	35	5	HG4	
	HG5	0	0	0	5	0	0	0	5	0	0	10	5	HG5	
	HG6	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5	40	5	HG6	
	HG7	0	0	5	5	5	5	5	5	5	5	40	5	HG7	
	HG8	0	0	5	5	5	5	0	0	5	5	30	5	HG8	
	HG9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	5	HG9	
	HG10	0	0	5	5	5	5	5	0	5	5	35	5	HG10	
KL	KL1	2	2	0	0	2	2	0	0	2	2	12	2	KL1	
	KL2	1 insolacja	0	0	3	0	3	3	0	0	0	3	12	3	KL2
		2 zamróz	0	0	3	3	3	3	3	0	3	3	21	3	
		3 wysadziny	0	0	3	3	3	3	3	0	3	3	21	3	
		4 skurcz	0	0	3	3	3	3	0	0	0	0	12	3	
		5 pęcznienie	0	0	3	0	0	0	0	0	0	0	3	3	
		6 grawitacja	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	30	3	
KL3	3	3	3	0	3	3	0	3	3	3	24	3	KL3		
KL4	0	0	3	0	3	3	0	0	0	0	9	3	KL4		
BG	FG	FG1	0	1	0	0	1	1	0	0	0	0	3	1	FG1
		FG2	1	0	0	0	0	0	0	1	0	0	2	1	FG2
		FG3	0	0	0	1	1	0	1	1	1	0	5	1	FG3
		FG4	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	2	1	FG4
	CH	CH1	0	0	1	1	1	1	1	1	1	1	8	1	CH1
		CH2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	CH2
	ZG	ZG1a	0	0	0	0	3	3	3	3	0	3	15	3	ZG1a
		ZG1b	0	0	1	1	0	1	1	1	1	1	7	1	ZG1b
		ZG2	0	0	2	2	0	2	2	2	2	0	12	2	ZG2
		ZG3	0	0	0	2	0	0	2	2	2	0	8	2	ZG3
ZG4	1	1	0	1	0	0	0	1	1	0	5	1	ZG4		
H	H1	1	5	5	5	5	5	5	5	5	5	50	5	H1	
		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		3
		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		1
	H2	1	0	0	0	0	0	3	0	0	0	0	3	3	H2
		2	2	2	2	2	0	0	2	2	2	2	16	2	
		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
	H3	1	3	3	3	3	0	0	3	3	3	3	24	3	H3
		2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
	H4	1	0	0	1	0	0	0	1	1	0	0	3	1	H4
		2	0	2	0	2	2	2	0	0	2	2	12	2	
		3	2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	
	H5	1	0	0	0	0	0	3	0	0	3	0	6	3	H5
		2	3	3	3	3	0	0	3	3	0	3	18	3	
		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
	H6	1	0	0	0	1	0	0	1	0	1	0	3	1	H6
		2	2	0	0	0	2	2	0	0	0	2	8	2	
		3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1	
		4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	
H7	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	H7	
	2	2	2	2	0	2	2	2	0	2	2	16	2		
	3	0	0	0	0	0	0	0	1	0	0	1	1		
	4	0	0	0	1	0	0	0	0	0	0	1	1		
H8	1	0	0	2	2	2	2	0	0	0	2	10	2	H8	
	2	1	1	0	0	0	0	0	0	1	0	3	1		
	3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
	4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
H9	0	0	3	3	3	3	3	3	3	3	3	24	3	H9	
EK	EK1	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	brak info	0	3	EK1	
	EK2	0	0	2	2	0	2	2	2	2	2	14	2	EK2	
	EK3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	3	30	3	EK3	
	EK4	0	0	3	0	3	3	3	3	3	3	21	3	EK4	
	EK5	0	0	3	0	3	0	0	3	3	3	15	3	EK5	
	EK6	2	2	0	2	2	0	0	2	2	0	12	2	EK6	
	EK7	3	0	0	3	3	3	0	0	3	0	15	3	EK7	
	EK8	0	0	2	0	0	2	2	2	2	2	12	2	EK8	
	EK9	2	0	2	2	2	2	2	2	2	2	18	2	EK9	
	EK10	0	0	1	1	1	1	1	1	1	0	7	1	EK10	
	EK11	3	3	3	3	0	3	3	3	3	3	27	3	EK11	
	EK12	2	2	2	2	2	2	2	2	2	0	18	2	EK12	
	EK13	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	2	2	EK13
	EK14	0	0	2	0	0	0	0	0	0	0	2	2	2	EK14
	EK15	0	0	2	0	0	2	0	0	0	0	4	2	2	EK15
<b>SUMA</b>		<b>51</b>	<b>41</b>	<b>121</b>	<b>112</b>	<b>117</b>	<b>125</b>	<b>86</b>	<b>103</b>	<b>111</b>	<b>113</b>	<b>980</b>			

### 3.3. Metoda zbioru zindeksowanego

Po wykonaniu indeksacji, wyniki poddano analizie według schematu zastosowanego w metodzie „0/1”. Podobnie jak przed indeksacją, wyniki podzielono wg stopnia utraty stabilności (definicja i podział - rozdział 1.2 rozprawy) i przeanalizowano każdą z trzech serii wg wartości wzrastających. Przyjęty podział zostanie szczegółowo opisany w podsumowaniu i wnioskach wg kryteriów wynikających z analizy statystycznej przedstawionej w dalszej części dysertacji.

Tab. 3.7. Podział wg stopnia utraty stabilności [po indeksacji]

Stopień utraty stabilności	ZA	ZA	ZA	A	A	A	K	K	K	K
Numer odcinka badawczego	2	1	7	8	9	4	10	5	3	6
Σ punktów po indeksacji	41	51	86	103	111	112	113	117	121	125

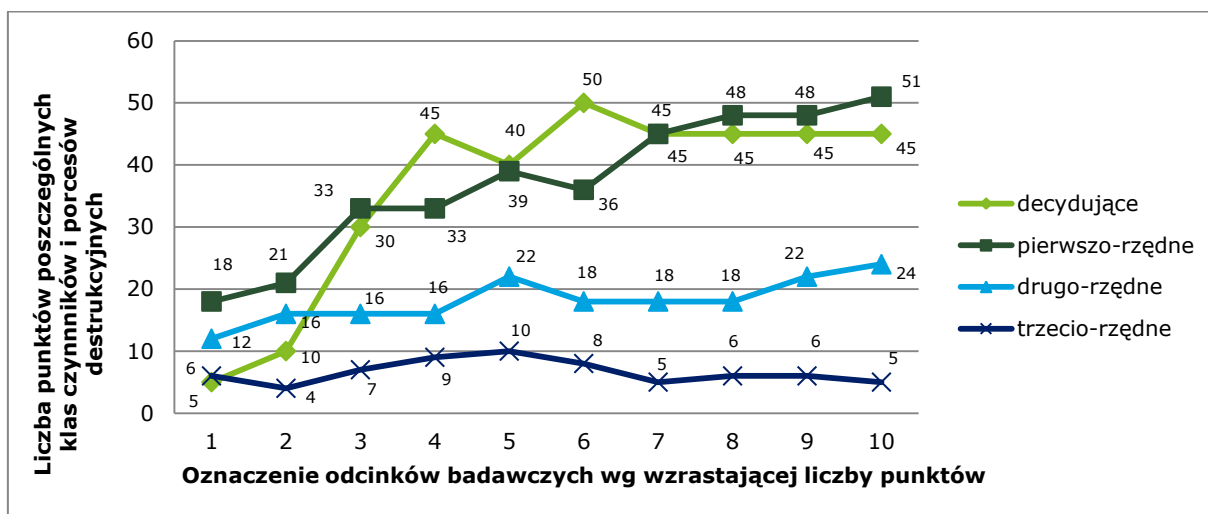
Gdzie w/w tablicy:

- „ZA” - oznacza „Zagrożenie awaryjne”,
- „A” - oznacza „Awarię budowlaną”,
- „K” - oznacza „Katastrofę budowlaną”.

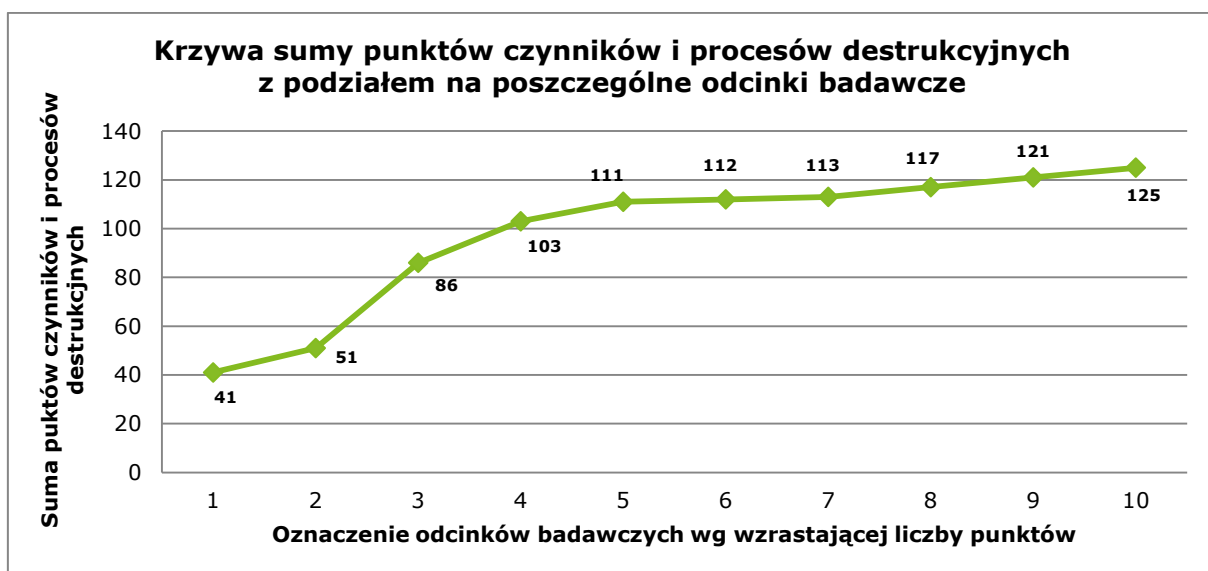
Następnie przeanalizowano rozkład czynników i procesów destrukcyjnych wg wartości liczbowych.

Tabela 3.8. Liczbowy rozkład czynników i procesów destrukcyjnych z podziałem na poszczególne klasy

Numer odcinka badawczego	Σ punktów poszczególnych odcinków badawczych	Oznaczenie odcinków badawczych wg wzrastającej liczby punktów	Liczba punktów poszczególnych klas procesów i czynników destrukcyjnych			
			Decydujące	Pierwszo-rzędne	Drugo-rzędne	Trzecio-rzędne
2	41	1	5	18	12	6
1	51	2	10	21	16	4
7	86	3	30	33	16	7
8	103	4	45	33	16	9
9	111	5	40	39	22	10
4	112	6	50	36	18	8
10	113	7	45	45	18	5
5	117	8	45	48	18	6
3	121	9	45	48	22	6
6	125	10	45	51	24	5



Wykres 3.1. Liczbowy rozkład czynników i procesów destrukcyjnych z podziałem na poszczególne klasy



Wykres 3.2. Liczbowy rozkład czynników i procesów destrukcyjnych z podziałem na poszczególne odcinki badawcze

Analizując wykresy 3.1. i 3.2. można wyraźnie wskazać granicę między zagrożeniem awaryjnym i awarią budowlaną. Stan graniczny (granica) między awarią budowlaną, a katastrofą budowlaną jest niejednoznaczny, co potwierdza założenia, że przypadku osiągnięcia stopnia awarii budowlanej, opisaną ilością punktów indeksowanych, nie ma buforu czasowego, a naprawa zagrożonego odcinka linii kolejowej powinna zostać wykonana niezwłocznie.

Podobnie jak przed indeksacją, przeprowadzono analizę statystyczną z wykorzystaniem funkcji testowej *t-Studenta*, do oceny wpływu liczby czynników i procesów destrukcyjnych na stopień utraty stabilności. Przeprowadzono test istotności różnicy dwóch średnich normalnych, wszystkich kombinacji serii. Wyniki zestawiono w tabelicy nr 3.10.

Tab. 3.9. Charakterystyka statystyczna poszczególnych serii [po indeksacji]

wyniki	seria 1	seria 2	seria 3	seria 2+3	seria 1+2+3
	41	103	113	112	112
	51	111	117	113	86
	86	112	121	103	103
			125	111	111
				121	121
				117	117
				125	125
					113
					51
					41
<b>n</b>	3	3	4	7	10
<b><math>\bar{y}</math></b>	59,333	108,667	119,000	114,571	98,000
<b><math>Y^*</math></b>	17,778	3,778	4,000	5,510	23,200
<b><math>S^2</math></b>	558,333	24,333	26,667	51,952	870,667
<b><math>\sigma</math></b>	23,629	4,933	5,164	7,208	29,507

Tab. 3.10. Zestawienie wyników istotności różnicy dwóch średnich normalnych [po indeksacji]

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$				
	Wartość funkcji testowej $t$				
	seria 1	seria 2	seria 3	seria 2+3	seria 1+2+3
seria 1	-	2,776	2,571	2,306	2,201
seria 2	2,890	-	2,571	2,306	2,201
seria 3	4,139	2,257	-	2,262	2,179
seria 2+3	5,014	1,158	0,899	-	2,131
seria 1+2+3	1,912	0,574	1,310	1,367	-

Z porównania rezultatów testu istotności przy przyjętym poziomie istotności  $\alpha=0,05$  zestawionych w tablicy nr 3.10 wynika, że:

- zasadnym jest rozdzielenie serii nr 1 od serii nr 2 i nr 3, ponieważ analizując serie nr 1 i nr 2, gdzie  $t > t_{0.05} \Rightarrow 2,890 > 2,776$  oznacza istotną różnicę, podobnie jest dla serii nr 1 i nr 3, gdzie  $t > t_{0.05} \Rightarrow 4,139 > 2,571$  również oznacza istotną różnicę,
- nie istotnym okazało się rozdzielenie serii nr 2 od serii nr 3, ponieważ  $t < t_{0.05} \Rightarrow 2,257 < 2,571$  oznacza brak istotnej różnicy między seriami,
- seria nr 1 i nr 2+3, gdzie  $t > t_{0.05} \Rightarrow 5,014 > 2,306$  oznacza, że istnieje istotna różnica między seriami,
- seria nr 1 i nr 1+2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 1,912 < 2,201$  to brak istotnej różnicy między seriami,
- serie nr 2 i nr 2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 1,158 < 2,306$ ,  
serie nr 2 i nr 1+2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 0,574 < 2,201$ ,  
serie nr 3 i nr 2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 0,899 < 2,262$ ,  
serie nr 3 i nr 1+2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 1,310 < 2,179$ ,  
serie nr 2+3 i nr 1+2+3, gdzie  $t < t_{0.05} \Rightarrow 1,367 < 2,131$ , wynika, że brak jest istotnej różnicy między seriami,
- w porównaniu wyników zamieszczonych w tabeli 3.5 [przed indeksacją] oraz w tabeli 3.10 [po indeksacji] przy przyjętym poziomie istotności  $\alpha = 0,05$  otrzymano zbieżne istotności. Można zatem postawić tezę, że dla tak przyjętych kryteriów i wartości indeksacji nie powstała możliwość dokładniejszego interpretowania czynników destrukcyjnych,
- powyższe wyniki potwierdziły wniosek zwarty w podsumowaniu rozdziału 3.1 (metoda zbioru „0/1”) o konieczności podjęcia natychmiastowych działań zabezpieczających w przypadku osiągnięcia stanu awarii budowlanej.

Za pierwszy krok, można uznać testy istotności weryfikujące hipotezy statystyczne. Wnioski z weryfikacji mają charakter jakościowy. Odpowiedź o charakterze liczbowym można uzyskać korzystając z przedziału ufności [Oktaba, 1977].

W drugim kroku rozpoczęto od analizy przedziału ufności pojedynczych serii. Przedział ufności ma postać [Okta, 1977]:

$$\bar{y} - L < \mu < \bar{y} + L$$

gdzie

L- półprzedział ufności

$$L = t_{\alpha} \sqrt{\frac{nS^2}{n(n-1)}}$$

Tab. 3.11. Zestawienie wyników analizy przedziałów ufności

wyniki	seria 1	seria 2	seria 3
	41	103	113
	51	111	117
	86	112	121
			125
<b>n</b>	3	3	4
<b><math>\bar{y}</math></b>	59,333	108,667	119,000
<b><math>S^2</math></b>	558,333	24,333	26,667
<b><math>t_{0,05}</math></b>	4,303	4,303	3,182
<b>L</b>	<b>72</b>	<b>15</b>	<b>9</b>
<b><math>\bar{y} \pm L</math></b>	59±72	109±15	119 ±9
	<b>-13÷131</b>	<b>96÷124</b>	<b>110÷128</b>

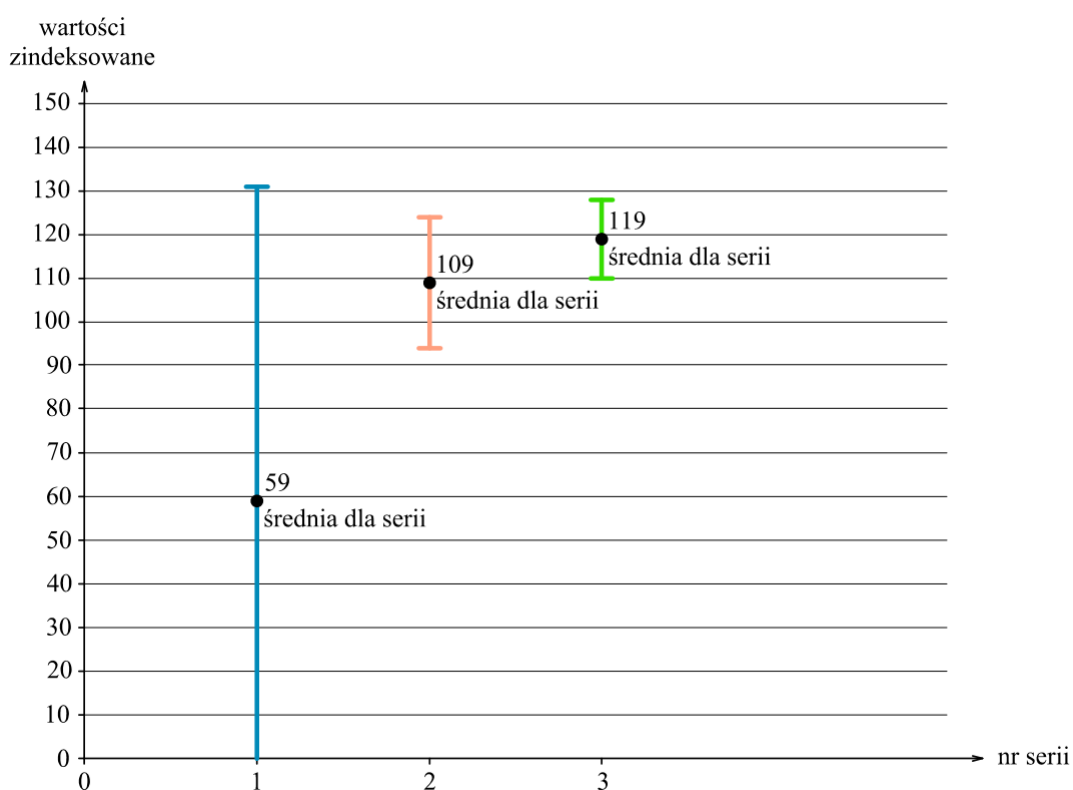
Z analizy tabeli 3.11. wynika, że seria 1 ma największy rozstęp przedziału ufności: od -13 punktów do +131 punktów. W rzeczywistości jest to przedział od 0 punktów do 131 punktów. Interpretując ten wynik można stwierdzić, że jest on skutkiem populacji o małej liczebności próby statystycznej oraz dużego rozrzutu punktów. Z punktu widzenia inżynierskiego można ten wynik skomentować następująco:

1. Stan zagrożenia awaryjnego jest przypisany budowlom ziemnym od momentu ich wybudowania, ponieważ poddawane są stałemu i nieuniknionemu działaniu czynników egzogenicznych.
2. Rozstęp przedziału ufności stanu zagrożenia awaryjnego jest o dużym marginesie bezpieczeństwa eksploatacyjnego.

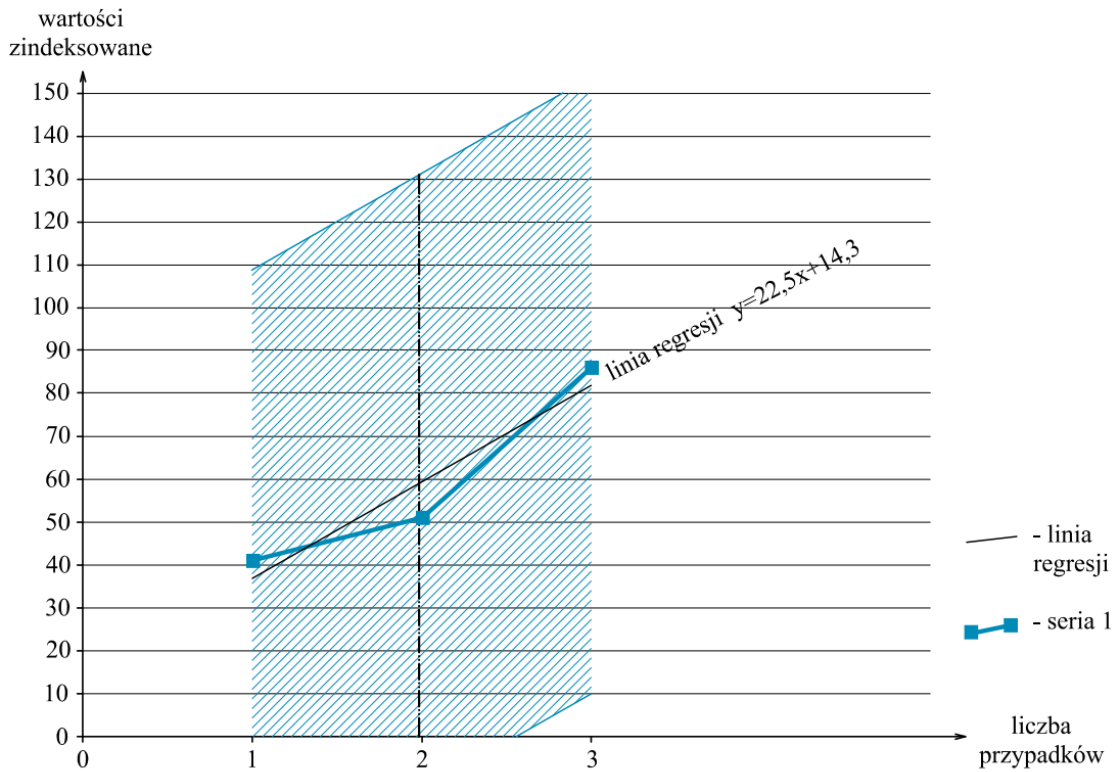
3. Ze względu na bezpieczeństwo ruchu pociągów, przy analizie miejsca zagrożonego, przekroczenie wartości 90 punktów zindeksowanych, wymaga bezzwłocznego przeprowadzenia robót naprawczych budowli ziemnej linii kolejowej.

Seria 2 i Seria 3 charakteryzują się rozstępem przedziału ufności odpowiednio  $96 \div 124$  i  $110 \div 128$ , które w pewnym obszarze wzajemnie się pokrywają. Potwierdza to pilne i niezwłoczne wykonanie naprawy przy zaistnieniu stanu awarii budowlanej.

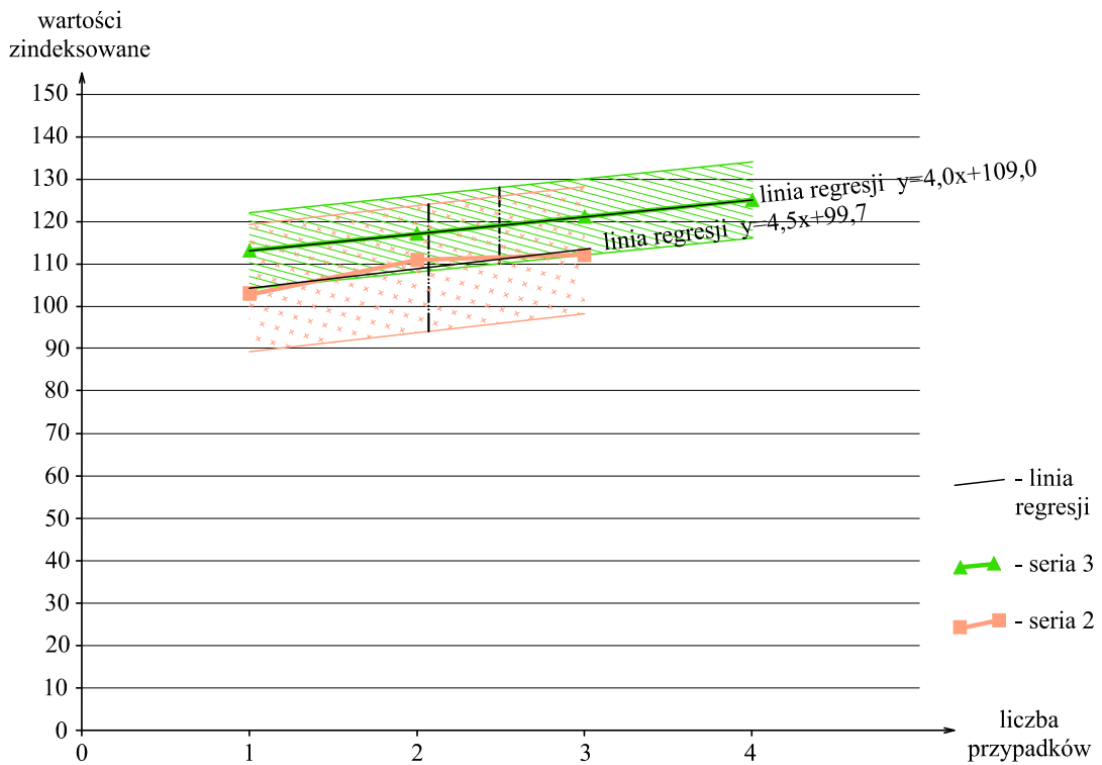
Poniżej na wykresach 3.3, 3.4 oraz 3.5 graficznie przedstawiono przedziały ufności dla rozważanych serii.



Wykres 3.3. Przedziały ufności dla wartości średniej poszczególnych serii



Wykres 3.4. Przedział ufności dla serii 1



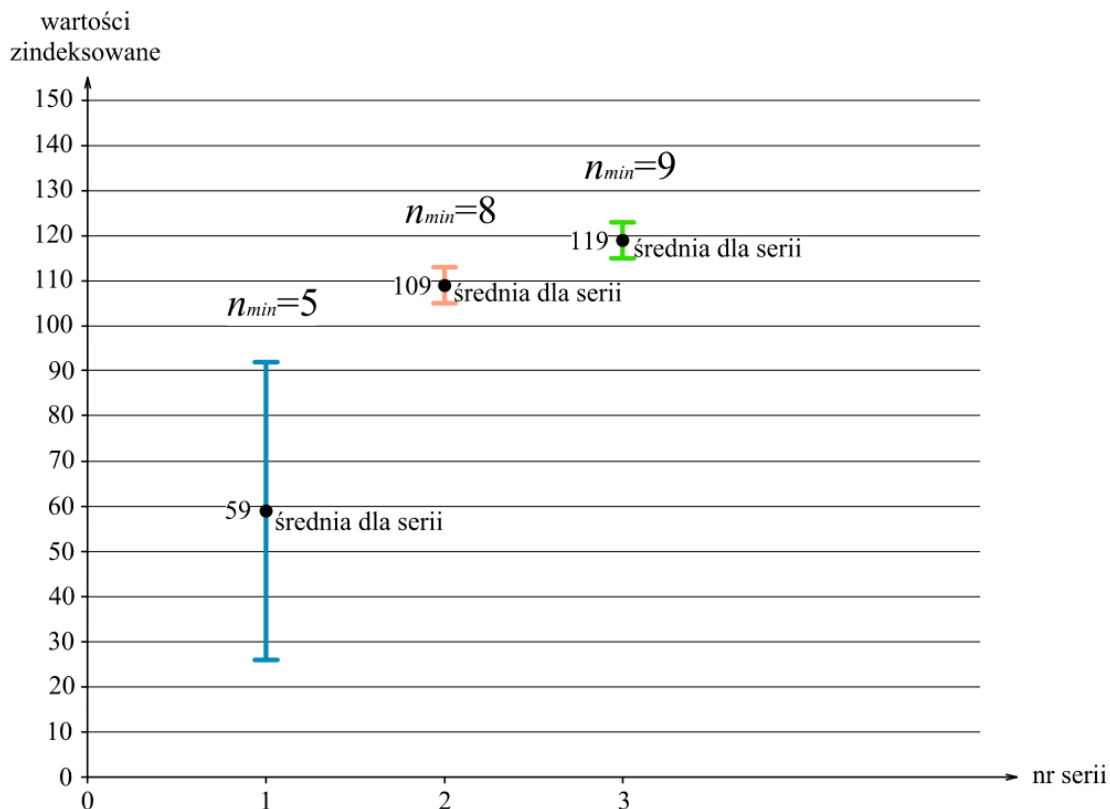
Wykres 3.5. Przedział ufności dla serii 2 i 3

Analiza przedziałów ufności, przy przyjętym poziomie istotności ryzyka błędu  $\alpha=0,05$  wykazała nakładanie się tych przedziałów w poszczególnych seriach. W badanym przypadku, taka interferencja przedziałów ufności dowodzi populacji o małej liczebności próby statystycznej, na co zwracano uwagę w wielu fragmentach dysertacji. Badana materia statystyczna jest tak złożona, że zebranie populacji o większej liczebności próby jest możliwe jedynie, przy zdecydowanie większych możliwościach organizacyjno – finansowych niż posiadał autor niniejszej rozprawy.

Dla określenia minimalnej liczby prób w każdej serii, tak by nie wystąpiło zjawisko nakładania się przedziałów, wykonano symulację, przyjmując wartość średnią jako wartość niezmienną, która wynosi: seria nr 1  $\bar{y} = 59$ , seria nr 2  $\bar{y} = 109$ , seria nr 3  $\bar{y} = 119$ . W wyniku przeprowadzonej symulacji poszczególnych serii, wyznaczono minimalne liczbę odcinków badawczych -  $n$  :

- seria 1,  $n=5$  półprzedział ufności  $L=33$ , zakres  $59 \pm 33 \Rightarrow 26 \div 92$ ,
- seria 2,  $n=8$  półprzedział ufności  $L=4$ , zakres  $109 \pm 4 \Rightarrow 105 \div 113$ ,
- seria 3,  $n=9$  półprzedział ufności  $L=4$ , zakres  $119 \pm 4 \Rightarrow 115 \div 123$ .

Możliwe przedziały ufności pokazuje wykres 3.6.



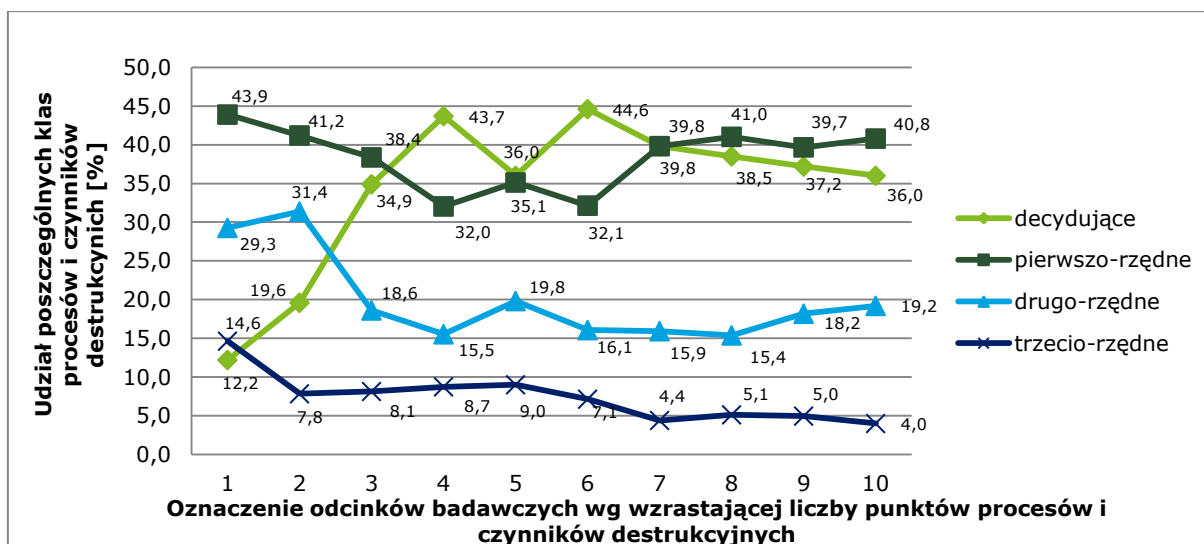
Wykres 3.6. Przedziały ufności dla symulowanych serii przy  $n_{min}$

Przeanalizowano również rozkład procentowy klas czynników i procesów destrukcyjnych.

Tab. 3.12. Rozkład czynników i procesów destrukcyjnych z podziałem na poszczególne klasy [%]

Numer odcinka badawczego	Oznaczenie odcinków badawczych wg wzrastającej liczby punktów	Udział poszczególnych klas procesów i czynników destrukcyjnych [%]			
		Decydujące	Pierwszo-rzędne	Drugo-rzędne	Trzecio-rzędne
2	1	12,2	43,9	29,3	14,6
1	2	19,6	41,2	31,4	7,8
7	3	34,9	38,4	18,6	8,1
8	4	43,7	32,0	15,5	8,7
9	5	36,0	35,1	19,8	9,0
4	6	44,6	32,1	16,1	7,1
10	7	39,8	39,8	15,9	4,4
5	8	38,5	41,0	15,4	5,1
3	9	37,2	39,7	18,2	5,0
6	10	36,0	40,8	19,2	4,0

Wyniki zawarte w tabeli nr 3.12. przedstawiono graficznie na wykresie nr 3.7.



Wykres 3.7. Udział poszczególnych klas czynników i procesów destrukcyjnych podzielonych na: decydujące, pierwszo-, drugo- i trzecio-rzędne wyrażony w [%]

Na wykresie 3.7. przedstawiono udział czynników i procesów destrukcyjnych podzielonych na: decydujące, pierwszo-, drugo- i trzecio-rzędne wyrażony w [%]. Wraz ze wzrostem zagrożenia (stopnia) utraty stabilności, rośnie udział czynników i procesów decydują-

cych. Istnieje wyraźne zróżnicowanie między czynnikami i procesami pierwszo-rzędnymi, a drugo-rzędnymi oraz pomiędzy drugo-rzędnymi, a trzecio-rzędnymi. Na podstawie wykresu 3.7. nie jest możliwe jednoznaczne rozdzielenie stopni zagrożenia awaryjnego, awarii budowlanej i katastrofy budowlanej.

Indeksacja punktowa istotności czynników i procesów decydujących o utracie stabilności linii kolejowej została wykonana w oparciu o metodę heurystyczną. Podstawą metody heurystycznej jest wieloletnie doświadczenie praktyczne, skrupulatne badanie przypadku oraz logiczne wyjaśnienie przyczyn z wykorzystaniem teorii fizycznych, chemicznych i mechanicznych.

Tab.3.13. Procentowy udział grupy czynników i procesów destrukcyjnych w poszczególnych odcinkach badawczych dla układu 0/1

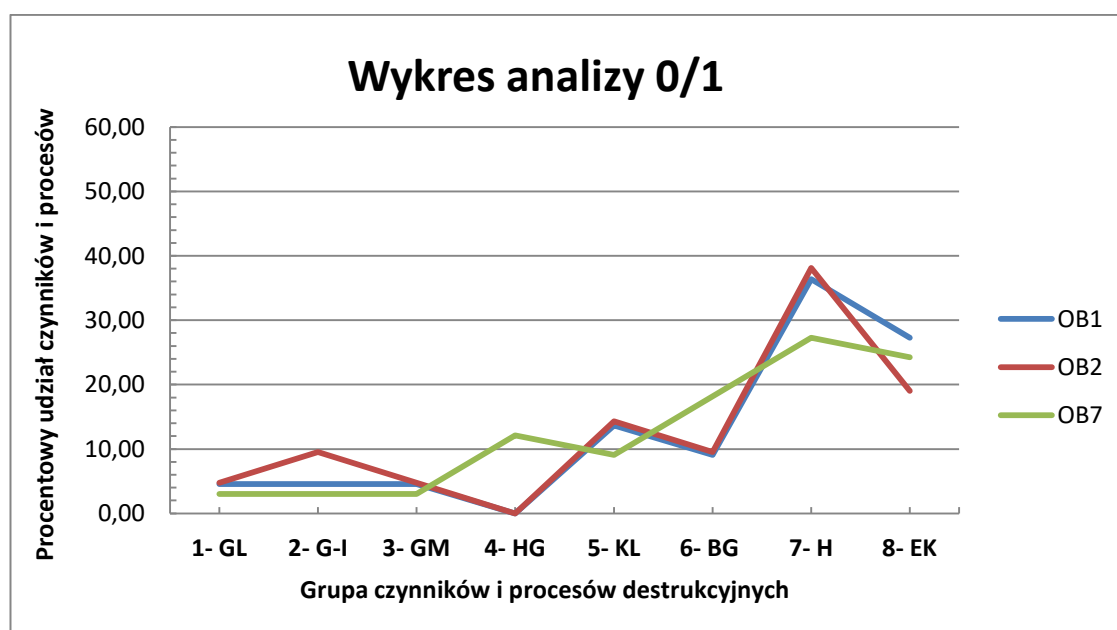
Oznaczenie i nr czynników destru.		Odcinek badawczy nr									
		OB1	OB2	OB3	OB4	OB5	OB6	OB7	OB8	OB9	OB10
GL	1	4,55	4,76	4,65	2,56	5,00	4,65	3,03	2,50	2,33	5,13
G-I	2	4,55	9,52	2,33	2,56	7,50	2,33	3,03	2,50	6,98	2,56
GM	3	4,55	4,76	2,33	2,56	2,50	2,33	3,03	2,50	2,33	2,56
HG	4	0,00	0,00	18,60	23,08	20,00	18,60	12,12	17,50	13,95	20,51
KL	5	13,64	14,29	18,60	10,26	20,00	18,60	9,09	5,00	11,63	15,38
BG	6	9,10	9,52	9,31	15,38	10,00	11,63	18,18	20,00	13,95	10,25
H	7	36,36	38,10	18,60	23,08	15,00	18,60	27,27	25,00	23,26	25,64
EK	8	27,27	19,05	25,58	20,51	20,00	23,26	24,24	25,00	25,58	17,95

Zachowując zgodnie z tablicą nr 3.7. przynależność poszczególnych odcinków badawczych do przypisanych im stopnia utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych, przeprowadzono analizę procentowego udziału grupy czynników i procesów destrukcyjnych w poszczególnych odcinkach badawczych. Analizę przeprowadzono dla układu 0/1 i układu zindeksowanego.

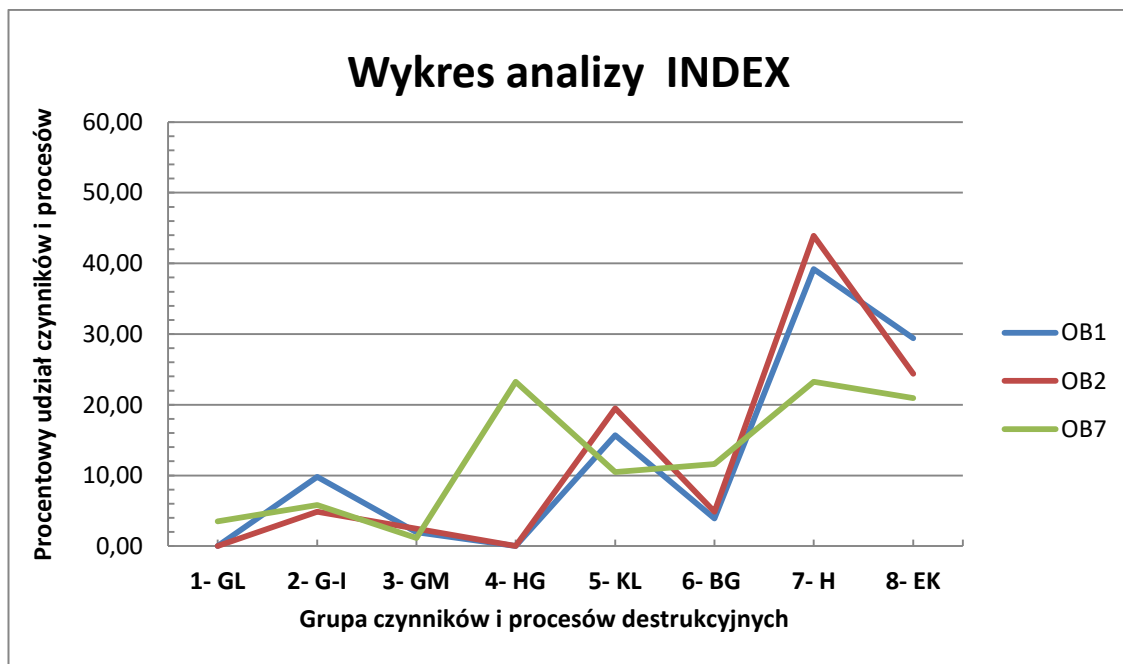
Tab.3.14. Procentowy udział grupy czynników i procesów destrukcyjnych w poszczególnych odcinkach badawczych dla układu zindeksowanego

Oznaczenie i nr czynników destru.		Odcinek badawczy nr									
		OB1	OB2	OB3	OB4	OB5	OB6	OB7	OB8	OB9	OB10
GL	1	0,00	0,00	4,96	2,68	5,13	4,00	3,49	2,91	2,70	5,31
G-I	2	9,80	4,88	1,65	2,68	4,27	2,40	5,81	4,85	6,31	0,88
GM	3	1,96	2,44	0,83	0,89	1,71	0,80	1,16	0,97	0,90	0,88
HG	4	0,00	0,00	33,06	40,18	34,19	32,00	23,26	33,98	27,03	35,40
KL	5	15,69	19,51	19,83	10,71	19,66	18,40	10,47	5,83	12,61	15,04
BG	6	3,92	4,88	4,14	7,14	5,13	6,40	11,63	11,65	7,21	5,31
H	7	39,22	43,90	14,88	19,64	13,68	17,60	23,26	17,48	19,82	21,24
EK	8	29,41	24,39	20,66	16,07	16,24	18,40	20,93	22,33	23,42	15,93

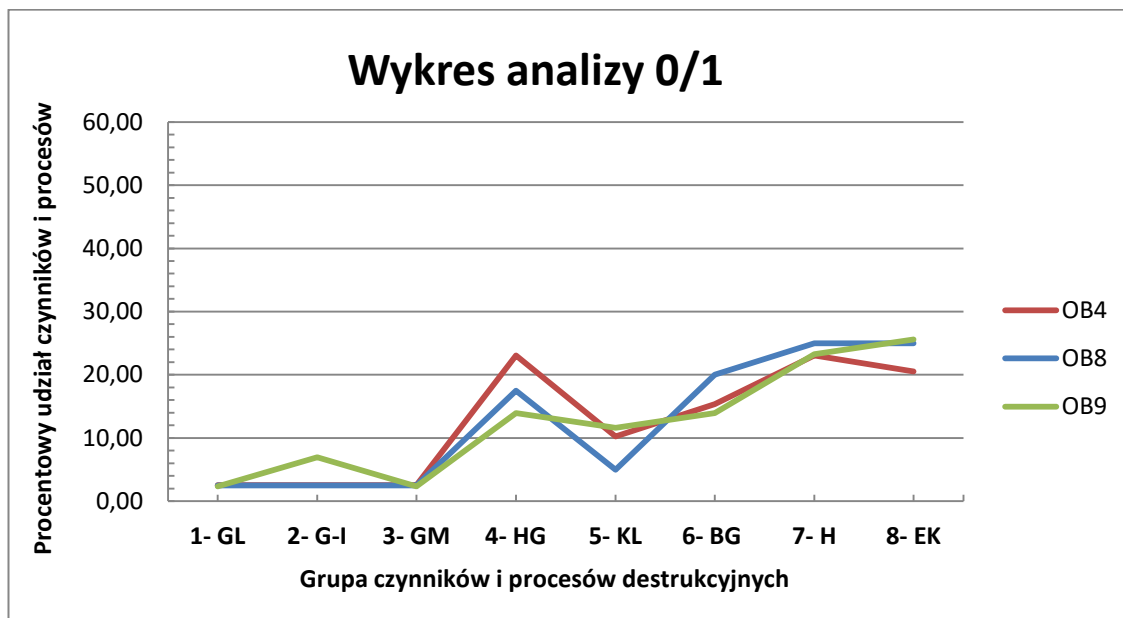
Poniżej na wykresach nr 3.8.÷3.13. przedstawiono wyniki graficzne procentowego udziału grupy czynników i procesów destrukcyjnych w poszczególnych stanowiskach badawczych z podziałem na stopień utraty stabilności, dla układu 0/1 i układu punktów po zindeksowaniu.



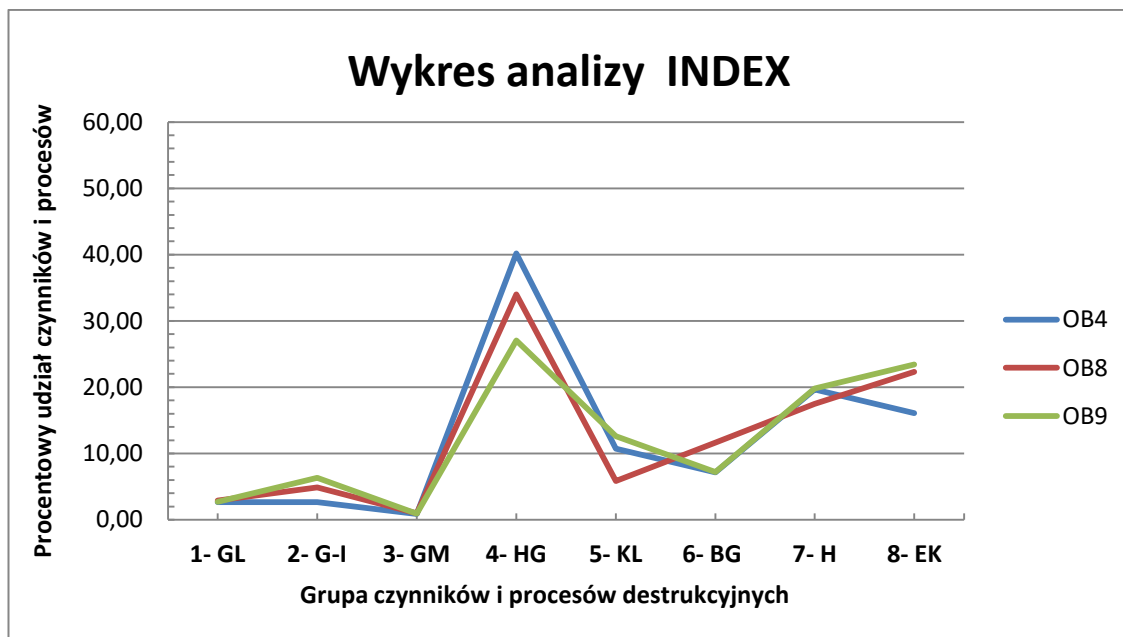
Wykres 3.8. Wykres analizy 0/1 dla stopnia utraty stabilności – **Zagrożenie Awaryjne**



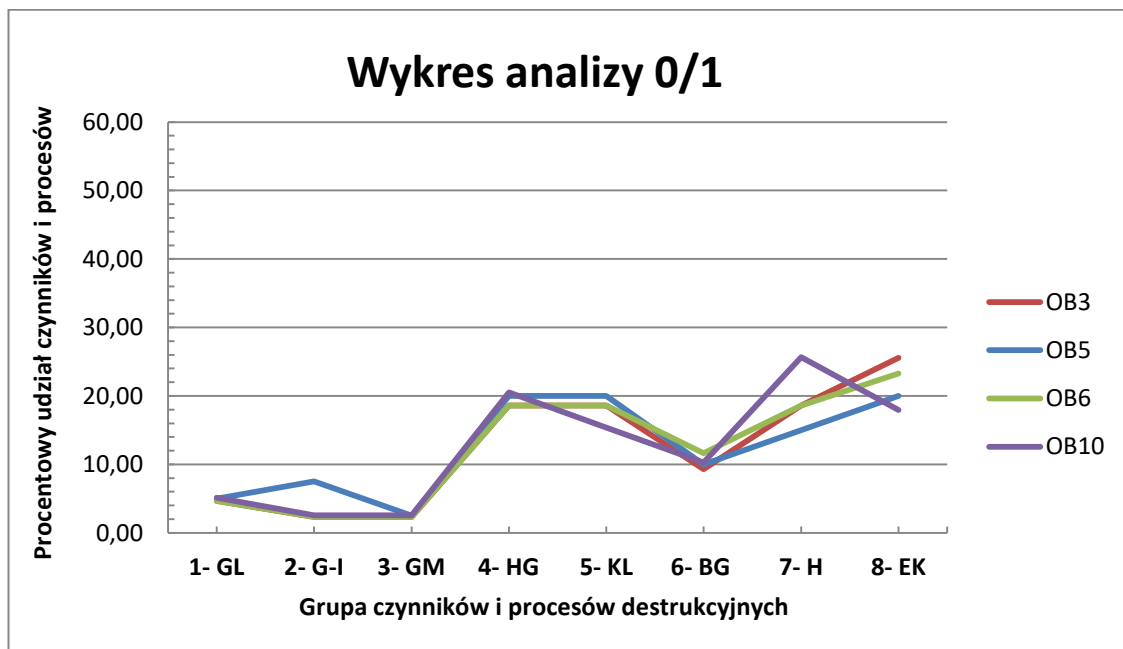
Wykres 3.9. Wykres analizy zindeksowanej dla stopnia utraty stabilności – **Zagrożenie Awaryjne**



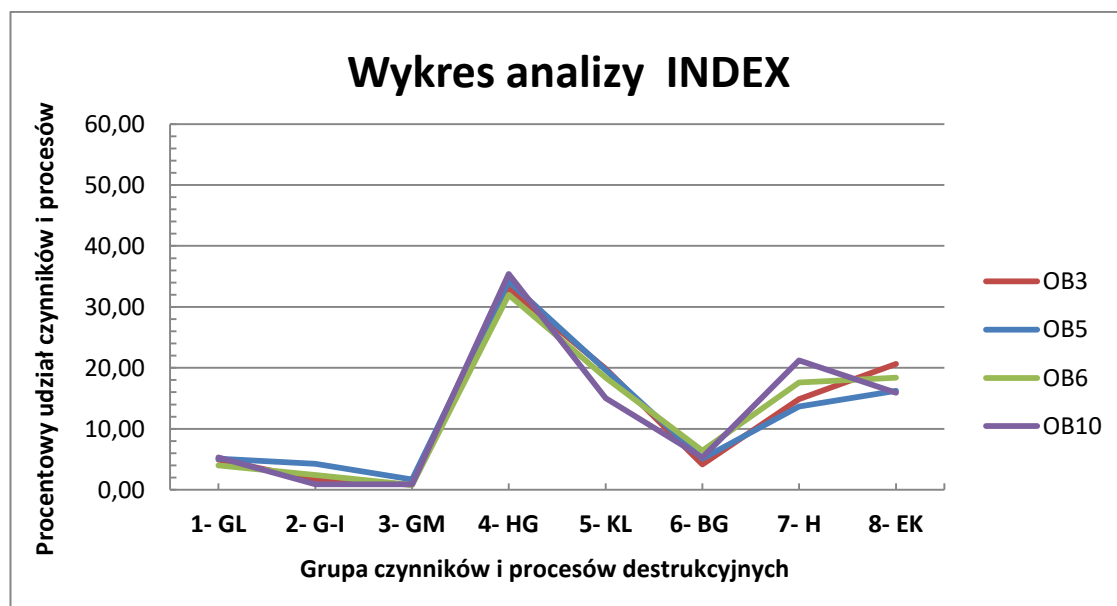
Wykres 3.10. Wykres analizy 0/1 dla stopnia utraty stabilności – **Awaria Budowlana**



Wykres 3.11. Wykres analizy zindeksowanej dla stopnia utraty stabilności – **Awaria Budowlana**



Wykres 3.12. Wykres analizy 0/1 dla stopnia utraty stabilności – **Katastrofa Budowlana**



Wykres 3.13. Wykres analizy zindeksowanej dla stopnia utraty stabilności – **Katastrofa Budowlana**

W podsumowaniu tablicy 3.13 i tablicy 3.14 oraz powyżej przedstawionych wykresów (wykres 3.9 ÷ 3.13) obrazujących poszczególne stopnie utraty stabilności budowli ziemnych w analizie 0/1 oraz punktów zindeksowanych można przedstawić następujące wnioski:

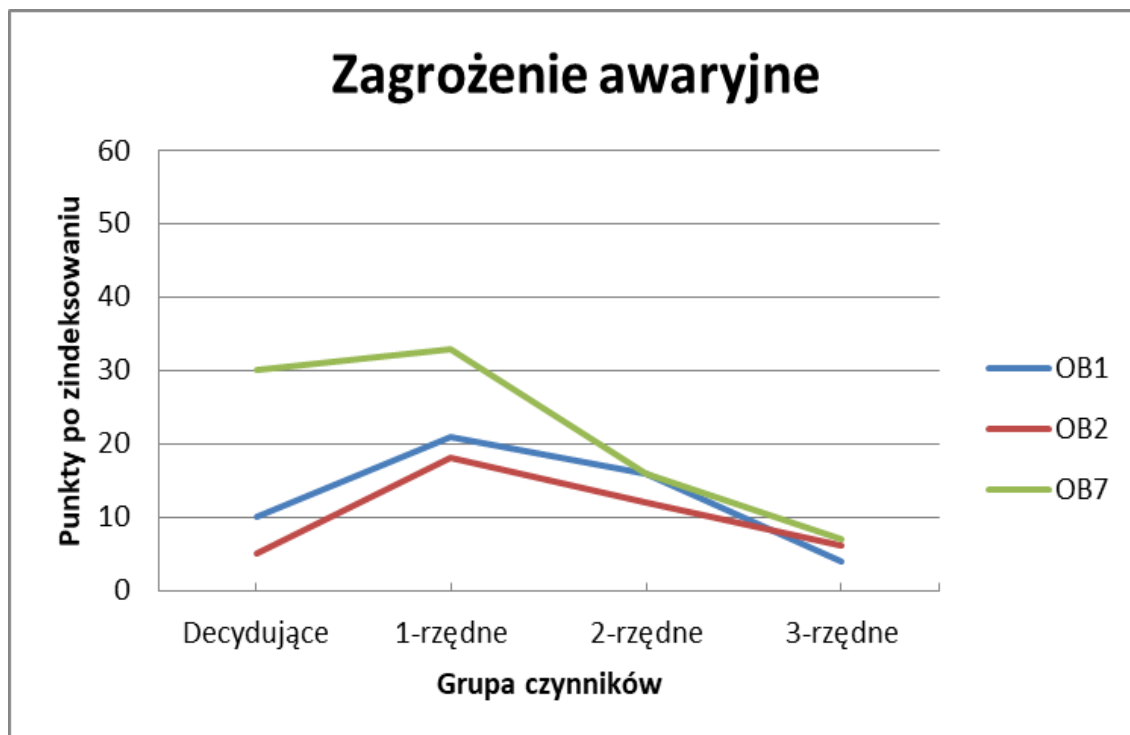
- Dla analizowanego zestawu odcinków badawczych we wszystkich trzech stopniach utraty stabilności, czynniki i procesy opisane w grupach 1- GL (geologiczne), 2 - G-I (geologiczno-inżynierskie) oraz 3-GM (morfometryczne) były na podobnym (niskim) poziomie istotności oddziaływani destrukcyjnego. Oznacza to, że w tym – wybranym regionie, nie mają decydującego wpływu na analizowane procesy.
- Wyraźne oddziaływanie na stopień utraty stabilności ma grupa czynników i procesów oznaczona jako 4-HG (hydrogeologiczne i hydrograficzne). Przy **zagrożeniu awaryjnym** dla OB1 i OB2 wartość punktowa jest równa 0,0 ale dla OB7 wynosi ponad 12 punktów i zbliża odcinek badawczy do granicy awarii budowlanej. Przy stanie **awarii budowlanej** grupa czynników i procesów oznaczona jako 4-HG w sposób wyraźny wpływa na stan budowli ziemnych, natomiast przy stanie **katastrofy budowlanej** odgrywa rolę zdecydowanie dominującą.

- Grupy czynników i procesów oznaczona jako 5-KL (klimatyczne), 6-BG (biogeniczne- w tym fitogeniczne i zoogeniczne, chemiczne) tylko zaznaczają swój udział bez zasadniczego wpływu na stopień destrukcji budowli ziemnych linii kolejowych.
- Grupy czynników i procesów oznaczona jako 7-H (historyczne) 8-EK (eksploatacyjne) oraz opisana powyżej grupa 4-HG (hydrogeologiczne i hydrograficzne), które w zasadniczym stopniu rozstrzygają o stopniu destrukcji budowli ziemnych linii kolejowych.

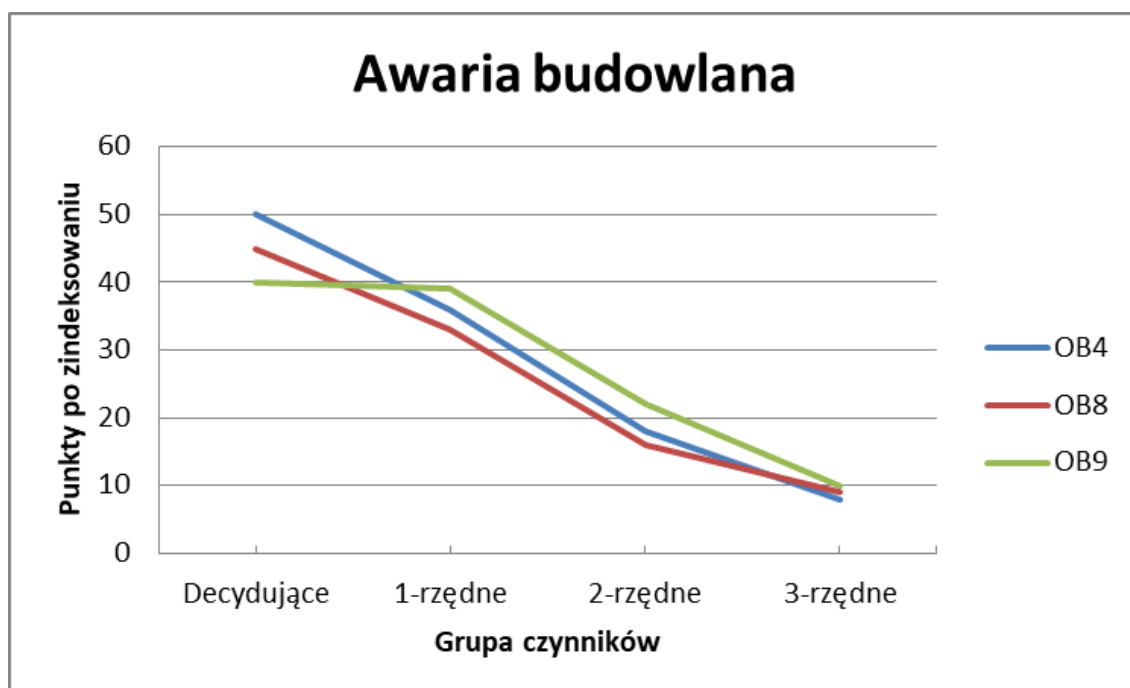
W kolejnym kroku analitycznym określono udział czynników i procesów destrukcyjnych na poszczególnych odcinkach badawczych wg. podziału na klasy istotności [rozdz.3 pkt.3.2].

Tab.3.15. Udział czynników i procesów destrukcyjnych na poszczególnych odcinkach badawczych wg. klasy istotności

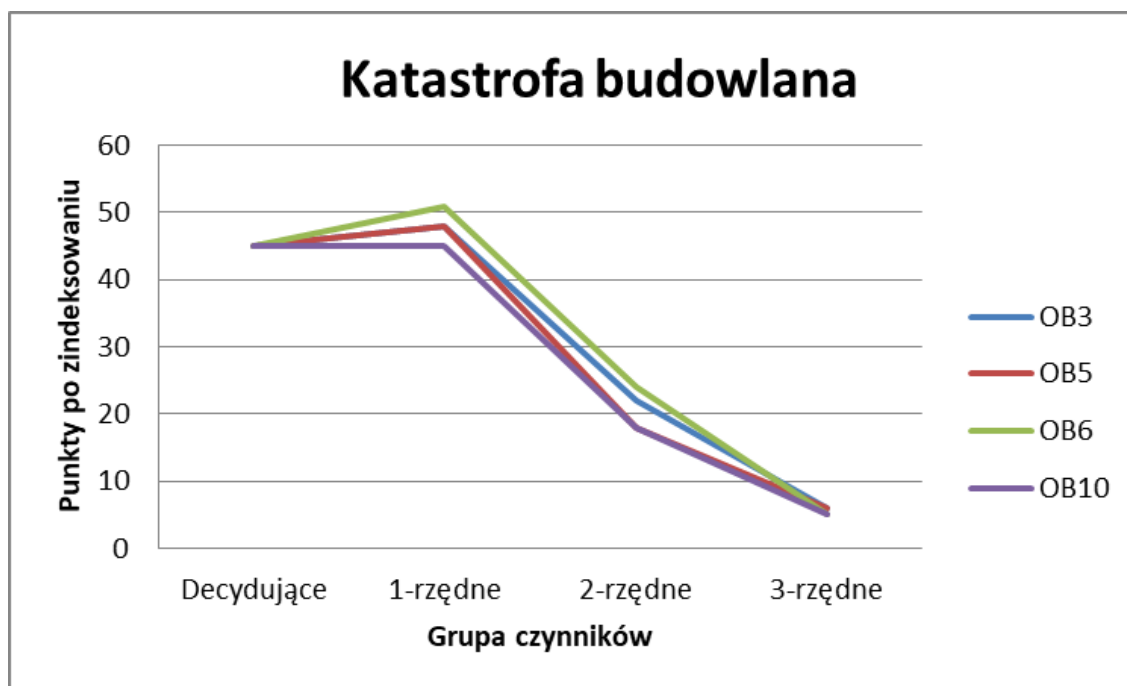
Klasy czynników destrukcyjnych	Odcinek badawczy nr									
	OB1	OB2	OB3	OB4	OB5	OB6	OB7	OB8	OB9	OB10
Decydujące	10	5	45	50	45	45	30	45	40	45
1-rzędne	21	18	48	36	48	51	33	33	39	45
2-rzędne	16	12	22	18	18	24	16	16	22	18
3-rzędne	4	6	6	8	6	5	7	9	10	5



Wykres 3.14. Wykres analizy zindeksowanej wg. klasy czynników destrukcyjnych – **Zagrożenie awaryjne**



Wykres 3.15. Wykres analizy zindeksowanej wg. klasy czynników destrukcyjnych – **Awaria budowlana**



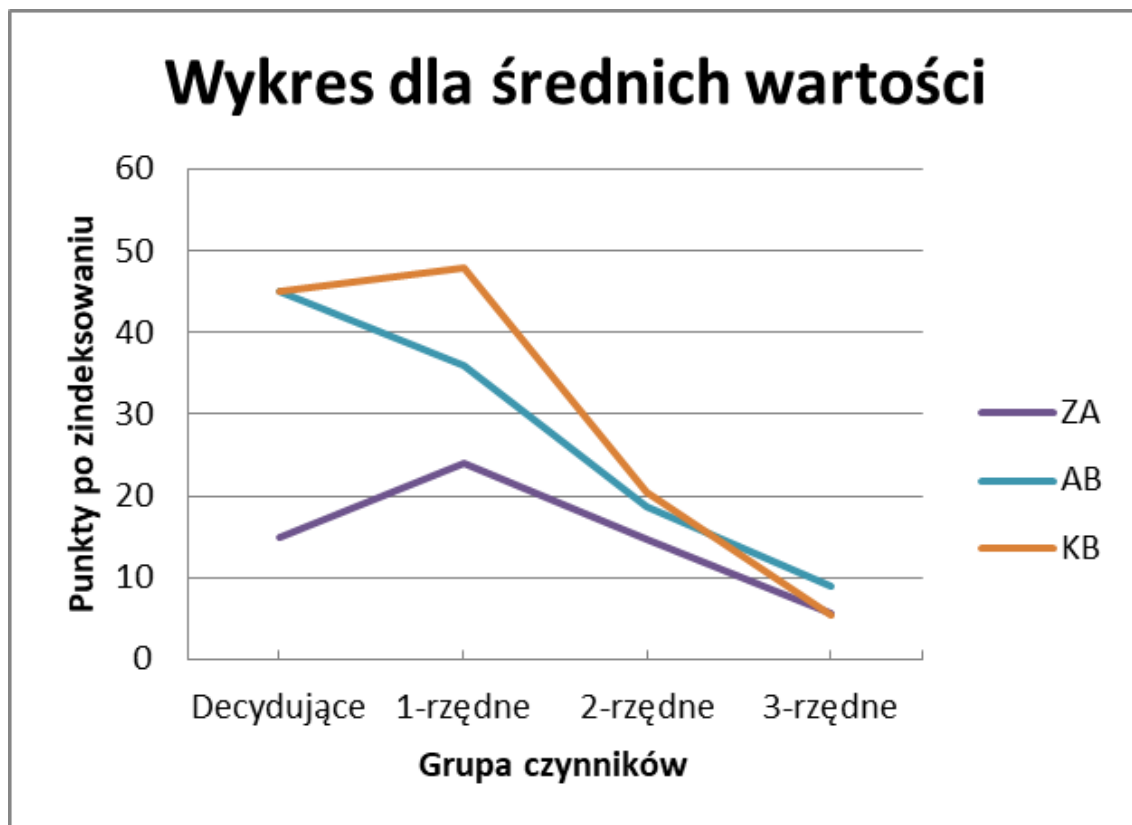
Wykres 3.16. Wykres analizy zindeksowanej wg. klasy czynników destrukcyjnych – **Katastrofa budowlana**

Z powyższego wynika również, że przy zachowaniu marginesu ryzyka można postawić tezę, że przyjęte wartości indeksowania są poprawne.

Następnie przeanalizowano średnie wartości punktów zindeksowanych, grup czynników destrukcyjnych w zależności od stopnia utraty stabilności.

Tab.3.16. Średnie wartości punktów zindeksowanych grup czynników destrukcyjnych w zależności od stopnia utraty stabilności

Znaczenie czynników destruk.	Odcinek badawczy nr												
	Zagrożenie awaryjne				Awaria budowlane				Katastrofa budowlana				
	OB1	OB2	OB7	Śred	OB4	OB8	OB9	Śred	OB3	OB5	OB6	OB10	Śred
Decydujące	10	5	30	<b>15</b>	50	45	40	<b>45</b>	45	45	45	45	<b>45</b>
1-rzędne	21	18	33	<b>24</b>	36	33	39	<b>36</b>	48	48	51	45	<b>48</b>
2-rzędne	16	12	16	<b>14,7</b>	18	16	22	<b>18,7</b>	22	18	24	18	<b>20,5</b>
3-rzędne	4	6	7	<b>5,7</b>	8	9	10	<b>9</b>	6	6	5	5	<b>5,5</b>



Wykres 3.17. Wykres średnich wartości punktów zindeksowanych grup czynników destrukcyjnych w zależności od stopnia utraty stabilności.

Na wykresie: „ZA” oznacza STAN ZAGROŻENIA AWARYJNEGO,  
„AB” oznacza STAN AWARII BUDOWLANEJ,  
„KB” oznacza STAN KATASTROFY BUDOWLANEJ.

Po analizie wyników zamieszczonych w tabeli 3.15. i 3.16. oraz wykresów (wykresy 3.14.÷3.17.) w podsumowaniu można postawić następujące wnioski :

1. Destrukcyjne czynniki „decydujące” mają trzykrotnie mniejszą wartość przy zagrożeniu awaryjnym, niż przy awarii czy katastrofy budowlanej. Awaria budowlana i katastrofa budowlana mają wartości średnie identyczne, co potwierdza wielokrotnie formułowany wniosek, iż granica między stopniami jest „symboliczna”. Jeśli suma punktów będzie wskazywała na awarie budowlaną to roboty zabezpieczające czy naprawcze, muszą nastąpić natychmiast.

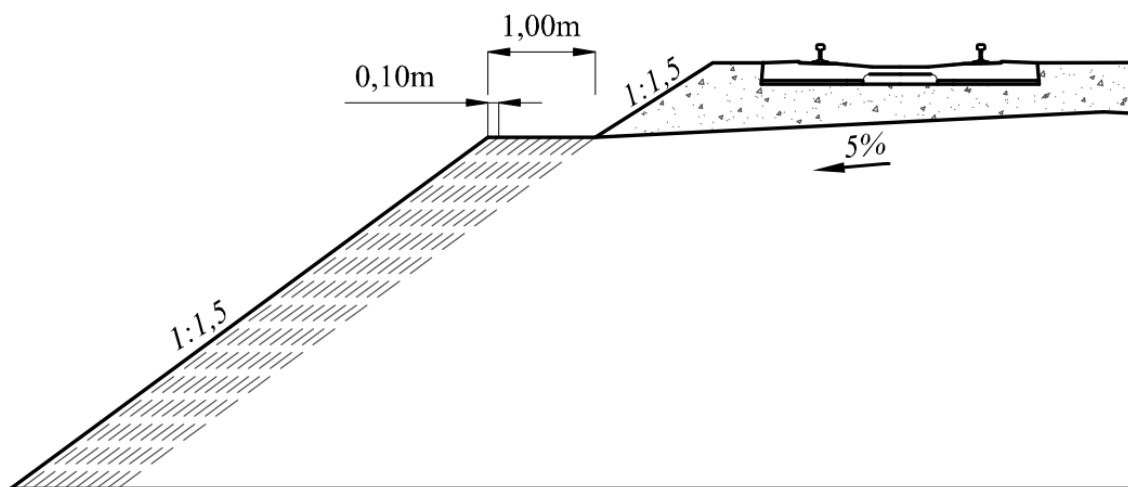
2. Wartości liczbowe destrukcyjnych czynników 1-rzędnych, wyraźnie rozdzielają stopnie utraty stabilności w proporcji  $ZA= 50\%$ ,  $AB= 75\%$  i  $KB= 100\%$ . Na podstawie tych wyników można postawić tezę, że czynniki 1-rzędne mogłyby stanowić jedno z istotnych kryteriów ustalania stopnia utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych. Przy prowadzeniu dalszych badań i zgromadzeniu materiałów do statystycznie większej próby badawczej, ta grupa czynników rokuje na osiągnięcie pozytywnego rezultatu.
3. Wartości liczbowe destrukcyjnych czynników 2-rzędnych i 3-rzędnych, w niewielkim (nie istotnym zakresie) różnią się dla poszczególnych stopni utraty stabilności. Oznacza to, że ich udział w ocenie stopnie utraty stabilności jest pomijalnie mały.

#### **3.4. Analiza wpływu zmiany geometrii w przekroju poprzecznym nasypu kolejowego jako przykład skomplikowania czynników i procesów destrukcyjnych**

Skutki oddziaływania poszczególnych czynników i procesów destrukcyjnych na konstrukcję budowli ziemnej linii kolejowej nie można opisać w prosty sposób jedną wartością. Zwykle jest to funkcja złożona, nie możliwa do jednoznacznego opisania technicznych zależności.

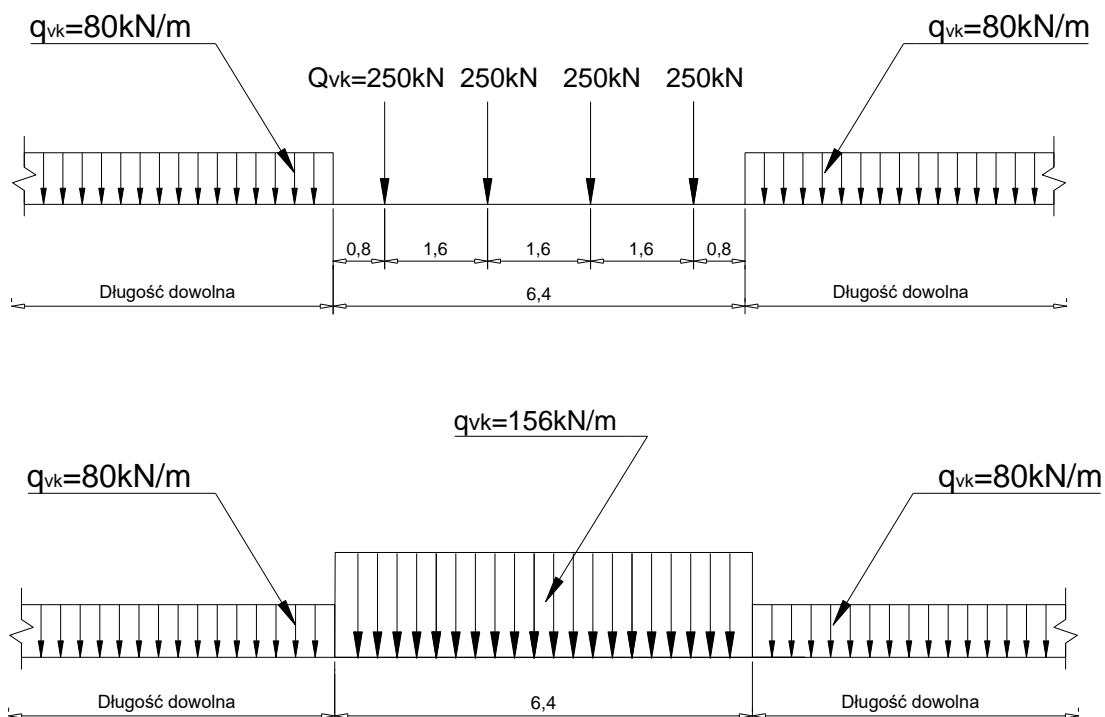
Dla wykazania złożoności oddziaływania czynników i procesów destrukcyjnych na konstrukcję budowli ziemnej linii kolejowej, przeanalizowano wpływ **jednej cechy** - cechy geometrycznej - zmiany szerokości ławy torowiska na wartość współczynnika stateczności **Fs** (wskaźnika stanu równowagi).

Analizie poddano trzy teoretyczne modele – nasyp zbudowany z gruntów piaszczystych - piaski drobne **Pd** o stopniu zagęszczenia  $I_D=0,35, 0,50$  oraz  $0,65$  (model 1), piaski średnie **Ps** o stopniu zagęszczenia  $I_D=0,35; 0,50$  oraz  $0,65$  (model 2) oraz spoistych glina piaszczysta **Gp** o stopniu plastyczności  $I_L=0,15;0,30$  (model 3). Przyjęto do analizy porównawczej następujące założenia: parametry geometryczne linii kolejowej magistralnej, dwutorowej, nasyp o wysokości 5,0m i 8,0m wykonany z gruntów jednorodnych z ławą torowiska o szerokości zmiennej od 0,0m do 1,0m z modułem zmiany szerokości co 0,1m. [Ryc. 3.1.]



Ryc. 3.1. Przekrój obrazujący zmiany szerokości ławy torowiska od 0,0m do 1,0m z modulem zmiany szerokości co 10,0cm

Do obliczeń przyjęto Model Obciążenia 71 wg *PN-EN 1991-2:2007 Oddziaływania na konstrukcje, Część 2: Obciążenia ruchome mostów* (Eurokod-1).



Ryc. 3.2. Model Obciążenia 71 i wartości charakterystyczne obciążeń pionowych

Do obliczeń wybrano stan graniczny nośności (**GEO**) oraz podejście obliczeniowe **trzecie** wg **Eurokod-7**. Wybór tego podejścia obliczeniowego jest zgodny z sugestiami zawartymi w poradniku [Wysokiński i in., 2011], oraz w PN-EN 1997-1:2008 i krajowym załączniku do PN-EN 1997-1:2008/NA. Podejście trzecie wybrane zostało przez KT 254 do spraw geotechniki jako obowiązujące w Polsce.

#### Podejście obliczeniowe trzecie

Rozpatrując stan graniczny należy wykazać że:

$$E_d \leq R_d \quad [1]$$

gdzie:

$E_d$ - wartość obliczeniowa skutków oddziaływań

$R_d$ - wartość obliczeniowa oporu na oddziaływanie

Równanie [1] można przedstawić jako:

$$F_s = \frac{1}{\mu} = \frac{R_d}{E_d} \geq 1$$

gdzie :

$\mu$  - współczynnik wykorzystania oporu na oddziaływanie

Taki zapis pozwala na zastosowanie powszechnie używanych metod obliczeniowych np. metody pasków i porównanie ich wyników z obliczeniami stateczności skarp wg. stanu granicznego nośności (**GEO**).

Obliczeniowe skutki oddziaływań:

$$E_d = E\{\gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_m}; a_d\} \quad [2]$$

gdzie:

$E_d$ - wartość obliczeniowa skutków oddziaływań

$E$  - wartość charakterystyczna skutków oddziaływań

$\gamma_F$ - współczynnik częściowy do oddziaływania

$F_{rep}$ - wartość reprezentatywna oddziaływania

$X_k$ - wartość charakterystyczna parametrów geotechnicznych

$\gamma_m$ - współczynnik częściowy do parametru geotechnicznego

$a_d$ - wartość obliczeniowa danych geometrycznych

Opory (nośność) obliczeniowe:

$$R_d = R\{\gamma_F \cdot F_{rep}; \frac{X_k}{\gamma_m}; \alpha_d\} \quad [3]$$

gdzie:

$R_d$ - wartość obliczeniowa oporu na oddziaływanie

$R$  - wartość charakterystyczna oporu na oddziaływanie

Współczynniki częściowe:

Kombinacja oddziaływań w podejściu obliczeniowym trzecim przy sprawdzeniu stanów granicznych nośności (**GEO**)

$$A2 \text{ "+" } M2 \text{ "+" } R3$$

Zgodnie z PN-EN 1997-1:2008/NA:2011; przyjęto następujące wartości:

$$A2=1,0 \text{ i } 1,3 ; M2=1,25 \text{ i } 1,0 ; R3=1,0$$

gdzie:

$A2$  - wartość współczynnika częściowego do oddziaływań

$M2$  - wartość współczynnika częściowego do właściwości gruntu

$R3$  - wartość współczynnika częściowego do oporu gruntu

Do obliczeń przyjęto obciążenie równomiernie rozłożone o obliczeniowej wartości 156 kN/m. W przekroju poprzecznym wynosi ono:

$$\mathbf{q = 156 : 3,0=52,0} \quad [\text{kN/m}^2] \quad (\text{wartość } 3,0 \text{ jest zgodna z PN-85/S-10030})$$

Następnie zastosowano następujące współczynniki:

- zastosowano współczynnik częściowy dla obciążeń zmiennych niekorzystnych  $\gamma_F=1,30$  (Załącznika Krajowego do PN-EN 1997-1: 2008/NA tablica NA.2.),
- w zależności od klas obciążeń (kategorii linii kolejowej)  $\alpha_k=1,21$  (tabela współczynników  $\alpha_k$  dla obciążeń mostowych)

Tab. 3.17. Tabela współczynników  $\alpha$  dla obciążeń mostowych

<b>EN 1991-2<sup>1)</sup></b>	0,75	0,83	0,91	1,00	1,10	<b>1,21</b>	1,34	1,46
<b>PN-85/10030<sup>2)</sup></b>	k-3		k-2	k-1	k±0	k+1	k+2	k+3
	0,73		0,81	0,90	1,00	1,10	<b>1,21</b>	1,33
<b>TSI<sup>3)</sup></b>	IV	V	VI	VII-P		VII-F, VII - M		
	≥ 1,1	≥ 1,0	≥ 1,1	≥ 0,83		≥ 0,91		
<b>Standardy<sup>4)</sup></b>	≥ 1,0							
<b>ID-12<sup>5)</sup></b>	Jak w PN – 85/10030							

1) Eurokod-7

2) PN

3) TSI CR – wg. Eurokod-7

4) Standardy Techniczne

Do obliczeń stateczności z wykorzystaniem parametrów według Eurokod-7 przyjęto obciążenie:

$$q_r = 52,0 \times 1,30 \times 1,21 = 81,8 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Do obliczeń stateczności z wykorzystaniem parametrów charakterystycznych przyjęto obciążenie:

$$q_r = 52,0 \times 1,21 = 62,9 \quad [\text{kN/m}^2]$$

Pierwszy analizowany model to nasyp zbudowany z gruntów niespoistych - piaski drobne o trzech stopniach zagęszczenia ( $I_D=0,35$ ,  $I_D=0,50$  oraz  $I_D=0,65$ ). Drugi model to nasyp zbudowany z gruntów niespoistych - piaski średnie o trzech różnych stopniach zagęszczenia ( $I_D=0,35$ ,  $I_D=0,50$  oraz  $I_D=0,65$ ). Trzeci model to nasyp zbudowany z gruntów spoistych – glin piaszczystych, morenowych w dwóch różnych stanach plastyczności ( $I_L=0,15$  oraz  $I_L 0,30$ ). Każdy z przyjętych modeli był analizowany dla nasypu o wysokości  $h=5,0\text{m}$  i  $h=8,0\text{m}$ .

Wyżej przedstawione warunki i parametry trzech analizowanych modeli nie uwzględniają: niejednorodności uwarstwienia nasypu, szerokiej gamy zmienności stopni zagęszczenia  $I_D$  czy zmienności stopni plastyczności  $I_L$  oraz innych czynników destrukcyjnych oddziałujących na nasyp.

Wykonana analiza wpływu zmiany szerokości ławy torowiska na zmianę wartości współczynnika stateczności ma charakter czysto poglądowy i nie odnosi się do konkretnego przypadku.

Każde zadanie wykonano osobno metodą Bishopa i osobno metodą Felleniusa, zarówno dla parametrów charakterystycznych jak i wg Eurokod-7. Przeanalizowano 704 przypadki, a obliczenia zestawiono w **załączniku nr 2**.

W wyniku obliczeń otrzymano 64 równania linii trendu opisującej wielkość zmian wartości współczynnika stateczności przy parametrach charakterystycznych lub współczynnika wykorzystania oporu na oddziaływanie w przypadku zastosowania metody Eurokod-7. Za serię uznano obliczenia wykonane dla jednej metody oceny współczynnika stateczności a więc dla każdego z 64 przypadków. Serie ponumerowano od 1 do 4 :

- seria 1 – obliczenia wykonane metoda Bishopa dla parametrów charakterystycznych,
- seria 2 – obliczenia wykonane metoda Felleniusa dla parametrów charakterystycznych,
- seria 3 – obliczenia wykonane metoda Bishopa dla parametrów wg. Eurokod -7,
- seria 4 – obliczenia wykonane metoda Felleniusa dla parametrów wg. Eurokod -7.

Współzależne, przykładowo przeprowadzone obliczenia są przyjętym modelem matematycznym dla zwrócenia uwagi na skomplikowanie każdego z wyróżnionych w pracy doktorskiej czynników i procesów destrukcyjnych. Zmiana szerokości ławy torowiska nie jest zaliczona do czynników decydujących, dlatego komentarz nie będzie odnosił się do wartości  $F_s$ , lecz do ogólnych tendencji zjawiska.

Tab.3.18. Zestawienie granicznych wartości współczynnika stateczności  $F_s$  (min i max) z wykorzystaniem parametrów charakterystycznych

Rodzaj gruntu nasypu	Stan gruntów	Szerokość ławy torowiska	Wysokość nasypu			
			5,0m		8,0m	
			Wartość współ. statecz. $F_s$ wg metody			
$I_D / I_L$	L [m]	Bishopa	Felleniusa	Bishopa	Felleniusa	
Pd	0,35	L=0,0	0,93	0,80	0,93	0,76
		L=1,0	1,13	0,95	1,13	0,95
	0,50	L=0,0	0,97	0,79	0,97	0,79
		L=1,0	1,17	0,98	1,17	0,98
	0,65	L=0,0	1,00	0,81	1,00	0,82
		L=1,0	1,22	1,02	1,22	1,02
Ps	0,35	L=0,0	1,02	0,84	1,02	0,84
		L=1,0	1,25	1,06	1,24	1,06
	0,50	L=0,0	1,05	0,87	1,06	0,87
		L=1,0	1,29	1,10	1,29	1,10
	0,65	L=0,0	1,09	0,89	1,09	0,90
		L=1,0	1,34	1,15	1,34	1,15
Gp	0,15	L=0,0	2,00	1,87	1,82	1,67
		L=1,0	2,13	2,00	1,93	1,77
	0,30	L=0,0	1,62	1,51	1,50	1,37
		L=1,0	1,73	1,62	1,57	1,43

Tab. 3.19. Zestawienie granicznych wartości współczynnika stateczności  $F_s$  (min i max) z wykorzystaniem parametrów wg Eurokod-7

Rodzaj gruntu nasypu	Stan gruntów	Szerokość ławy torowiska	Wysokość nasypu			
			5,0m		8,0m	
			Wartość współ. statecz. $F_s$ wg metody			
$I_D / I_L$	L [m]	Bishopa	Felleniusa	Bishopa	Felleniusa	
<b>Pd</b>	<b>0,35</b>	L=0,0	0,71	0,56	0,71	0,56
		L=1,0	0,85	0,68	0,85	0,68
	<b>0,50</b>	L=0,0	0,74	0,58	0,74	0,59
		L=1,0	0,88	0,71	0,88	0,71
	<b>0,65</b>	L=0,0	0,77	0,60	0,77	0,61
		L=1,0	0,91	0,74	0,92	0,74
<b>Ps</b>	<b>0,35</b>	L=0,0	0,79	0,62	0,79	0,62
		L=1,0	0,94	0,76	0,94	0,76
	<b>0,50</b>	L=0,0	0,81	0,64	0,81	0,64
		L=1,0	0,97	0,79	0,97	0,79
	<b>0,65</b>	L=0,0	0,96	0,77	0,84	0,66
		L=1,0	1,00	0,85	1,01	0,83
<b>Gp</b>	<b>0,15</b>	L=0,0	1,47	1,36	1,38	1,26
		L=1,0	1,57	1,47	1,46	1,32
	<b>0,30</b>	L=0,0	1,20	1,10	1,12	1,02
		L=1,0	1,29	1,19	1,18	1,08

Wyniki obliczeń zawarte w tabelach 3.18. oraz 3.19. można podsumować następująco:

1. Dla nasypu o wysokości  $h=5,0m$  wykonanego z piasków drobnych **Pd** przy założonych stopniach zagęszczenia (parametry charakterystyczne) z wykorzystaniem:

a) Modelu Bishopa:

-  $I_D=0,35$ , szer. ławy torowiska  $L=1,0m \Rightarrow F_s=1,13$ , dla  $L=0,0m \Rightarrow F_s=0,93$ ;

-  $I_D=0,50$ , szer. ławy torowiska  $L=1,0m \Rightarrow F_s=1,17$ , dla  $L=0,0m \Rightarrow F_s=0,97$ ;

-  $I_D=0,65$ , szer. ławy torowiska  $L=1,0m \Rightarrow F_s=1,22$ ,  $L=0,0m \Rightarrow F_s=1,00$ ;

b) Modelu Felleniusa:

-  $I_D=0,35$ , szer. ławy torowiska  $L=1,0m \Rightarrow F_s=0,95$ , dla  $L=0,0m \Rightarrow F_s=0,80$ ;

-  $I_D=0,50$ , szer. ławy torowiska  $L=1,0m \Rightarrow F_s=0,98$ , dla  $L=0,0m \Rightarrow F_s=0,79$ ;

-  $I_D=0,65$ , szer. ławy torowiska  $L=1,0m \Rightarrow F_s=1,02$ ,  $L=0,0m \Rightarrow F_s=0,81$ ;

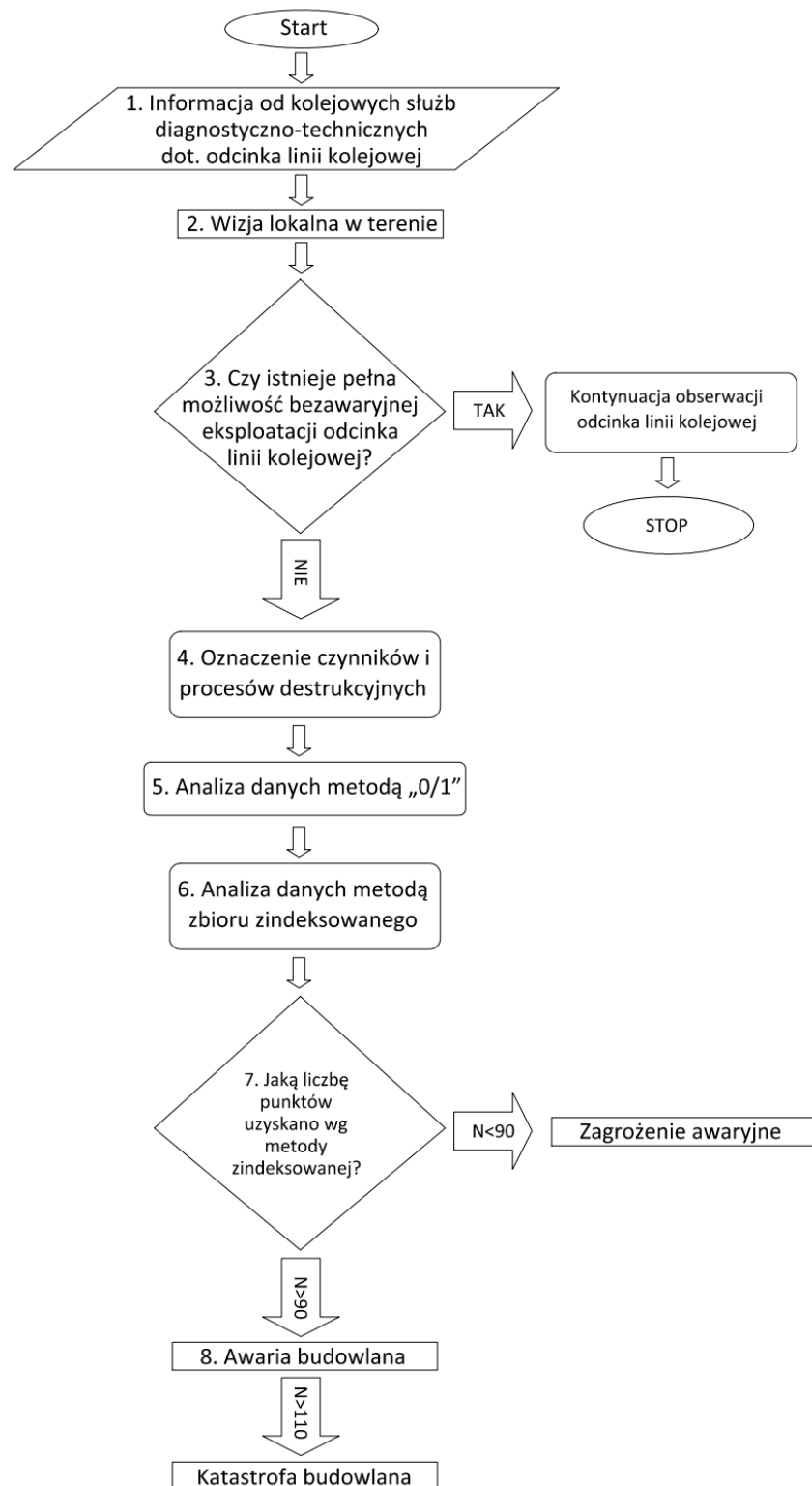
Różnice zmienności oceniane na poziomie inżynierskim są bardzo podobne i wynoszą ok. 20%.

2. Podobny charakter - zmienność - można zauważyć przy wysokości nasypu  $h=8,0m$  jak również w nasypach zbudowanych z piasków średnich **Ps**, glin piaszczystych **Gp** i wysokościach nasypu  $h=5,0m$  i  $h=8,0m$  wykonując obliczenia zarówno dla parametrów charakterystycznych jak i wg Eurokod-7.
3. Analiza potwierdziła, iż wyniki są funkcją przyjętej metody obliczeniowej, rodzaju i stanu gruntów oraz badanej wysokości nasypu.
4. Analizy porównawcze można wykonać w różnych konfiguracjach zmiennych i za każdym razem otrzymamy podobne trendy zmienności jednak inne wyniki.

Zmienność (zmniejszenie) szerokości ławy torowiska oprócz wpływu na wartość współczynnika stateczności **F<sub>s</sub>**, decyduje o stabilności układu torowego w planie i profilu. Brak ławy torowiska powoduje w praktyce, odsłonięcie czoła podkładów i wymusza konieczność stabilizowania torów zasypką tłuczniową. W przypadku niewystarczającej zasypki czoła podkładów lub jej całkowitego braku, następuje zwichrowanie torów (toków szynowych) i konieczność ograniczenia prędkości eksploatacyjnej pociągów. Nieplanowane podbicie torów wraz z ich nasunięciem staje się koniecznym i kosztownym zabiegiem eksploatacyjnym. Pozostałe tabele i wykresy zestawiono w **załączniku nr 2**.

### **3.5. Algorytm postępowania przy analizie utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej**

Poniżej przedstawiono autorski algorytm ciągu czynności i sposobu analizy potencjalnie zagrożonego odcinka linii kolejowej. Algorytm może posłużyć do praktycznej analizy przypadków rzeczywistych, a jego skuteczność została zweryfikowana w rejonie północno-zachodniej Polski. Jako przykład zastosowania algorytmu, wybrano odcinek badawczy nr 8 linii kolejowej nr 351, km 121,840 ÷ 121,950 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Rębusz, a stacją Słonice).



Ryc. 3.3. Algorytm analizy utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej

*1. Informacja od kolejowych służb diagnostyczno-technicznych dot. odcinka linii kolejowej.*

Z wywiadu terenowego oraz na podstawie praktycznej obserwacji i opinii toromistrza wynikało, że na odcinku zauważono nieznaczne odkształcenia skarp i korpusu nasypu oraz deformacje nawierzchni kolejowej, jednak odcinek ten nie był zaliczony do fragmentów linii, które należałoby częściej nadzorować. Dopiero ujawnienie w styczniu 2019 roku zapadlisk w międzytorzu i strefach pod nawierzchniowych zwróciło uwagę na konieczność ustalenia przyczyn ich powstania oraz zakresu destrukcji wewnętrznej w korpusie nasypu.

*2. Wizja lokalna w terenie.*

Przeprowadzone badania geotechniczne wykazały, że w rejonie awarii, podłoże pod nasypem kolejowym, stanowią grunty organiczne, tj. torfy o miąższości lokalnie przekraczającej 5m, które nie zostały wymienione ani odpowiednio skonsolidowane, zwłaszcza w strefie krańdziej nasypu kolejowego, zarówno od strony toru nr 1 jak i toru nr 2. Przeprowadzone badania wykazały również znaczną niejednorodność materiału wbudowanego w korpus nasypu oraz wysoki poziom wód gruntowych. Korpus nasypu został wykonany z różnego rodzaju gruntów, to jest: piasku drobnego, piasku średniego i piasku pylastego z domieszkami humusu, żużla, gliny piaszczystej, gliny, pospółki gliniastej, pospółki i tłucznia. Wyniki sondowań dynamicznych wykazały, że piaski wbudowane w nasyp są w stanie luźnym i średnio zagęszczonym o wartości stopnia zagęszczenia w przedziale  $I_D = 0,20 \div 0,50$ . Grunty spoiste występujące w obrębie nasypu, są w stanie twardoplastycznym i plastycznym o wartości stopnia plastyczności w przedziale  $I_L = 0,20 \div 0,35$ .

W analizowanym przypadku, mamy do czynienia zarówno z niejednorodnym materiałem wbudowanym w nasyp, procesem konsolidacji torfu, permanentnym podtapianiem nasypu (w roku 2016 woda sięgała ławy torowiska toru nr 2), procesami sufozyjnymi i lokalnie kurzawkowymi, destrukcyjnymi działaniami zoogenicznymi w postaci korytarzy i kawern bobrowych oraz dynamicznym oddziaływaniem przekazywanym przez ruch pociągów. Nasyp na omawianym odcinku, wykazywał wyraźne cechy deformacji nawierzchni, geometrii korpusu.

*3. Czy istnieje pełna możliwość bezawaryjnej eksploatacji odcinka linii kolejowej?*

Nie, nie istnieje.

4. Oznaczenie czynników i procesów destrukcyjnych.

W obrębie odcinka badawczego stwierdzono, że wystąpienie czynników i procesów decydujących i pierwszorzędnych: GL 2.1b; G-I 10; HG 1; HG 2; HG 3; HG 4; HG 5; HG 6; HG 7; KL 2.6; KL 3; ZG 1a; H 1.1; H 3.1; H 5.2; H 9; EK 3; EK 4; EK 5; EK 11 miało istotny wpływ na powstanie utraty stabilności budowli ziemnej. W pełnej analizie uwzględniono również inne czynniki i procesy destrukcyjne, które wystąpiły na danym odcinku, a miały znaczenie drugo- i trzeciorzędne.

5. Analiza danych metodą „0/1”.

			LK nr 351, km 121,840 - 121,950	SUMA	
GL	GL1	a	0	0	
		b	0	0	
		c	1	1	
		d	0	0	
	GL2	1	0	0	
		2	0	0	
		3	0	0	
		4	0	0	
	GL3		0	0	
	G-I	G-I 1		0	0
		G-I 2		0	0
		G-I 3		0	0
		G-I 4		0	0
G-I 5		0	0		
G-I 6		0	0		
G-I 7		0	0		
G-I 8		0	0		
G-I 9		0	0		
G-I 10		1	1		
GM	GM 1		1	1	
	GM 2		0	0	
	GM 3		0	0	
HG	HG 1		1	1	
	HG 2		1	1	
	HG 3		1	1	
	HG 4		1	1	
	HG 5		1	1	
	HG 6		1	1	
	HG 7		1	1	
	HG 8		0	0	
	HG 9		0	0	
	HG 10		0	0	
KL	KL 1		0	0	
	KL 2	1	0	0	
		2	0	0	
		3	0	0	
		4	0	0	
		5	0	0	
		6	1	1	
	KL 3		1	1	
	KL 4		0	0	
	BG	FG	FG 1	0	0
FG 2			1	1	
FG 3			1	1	
FG 4			0	0	
CH		CH 1	1	1	
		CH 2	0	0	
ZG		ZG 1a	1	1	
		ZG 1b	1	1	
		ZG 2	1	1	
		ZG 3	1	1	
ZG 4		1	1		

cd.

H	H1	1	1	1
		2	0	0
		3	0	0
	H2	1	0	0
		2	1	1
		3	0	0
	H3	1	1	1
		2	0	0
	H4	1	1	1
		2	0	0
		3	0	0
	H5	1	0	0
		2	1	1
		3	0	0
	H6	1	0	0
2		0	0	
3		0	0	
H7	4	1	1	
	1	1	1	
	2	0	0	
	3	1	1	
H8	4	0	0	
	1	0	0	
	2	0	0	
	3	1	1	
EK	H9	4	0	0
		1	1	1
		EK 1	brak info	0
		EK 2	1	1
		EK 3	1	1
		EK 4	1	1
		EK 5	1	1
		EK 6	1	1
		EK 7	0	0
		EK 8	1	1
		EK 9	1	1
		EK 10	1	1
		EK 11	1	1
		EK 12	1	1
		EK 13	0	0
EK 14	0	0		
EK 15	0	0		
<b>SUMA</b>		<b>40</b>		

6. Analiza danych metodą zbioru zindeksowanego.

		LK nr 351, km 121,840 - 121,950	SUMA	Indeks punktowy			
GL	GL1	0	0	3	GL1		
	1	a	0	0	2	GL2	
		b	3	3	3		
		c	0	0	3		
		d	0	0	3		
	2	0	0	1	GL2		
	3	0	0	0			
	4	0	0	0			
	GL3	0	0	1	GL3		
	G-I	G-I 1	0	0	1	G-I 1	
		G-I 2	0	0	1	G-I 2	
		G-I 3	0	0	2	G-I 3	
		G-I 4	0	0	1	G-I 4	
G-I 5		0	0	1	G-I 5		
G-I 6		0	0	2	G-I 6		
G-I 7		0	0	1	G-I 7		
G-I 8		0	0	3	G-I 8		
G-I 9		0	0	3	G-I 9		
G-I 10		5	5	5	G-I 10		
GM	GM 1	1	1	1	GM 1		
	GM 2	0	0	1	GM 2		
	GM 3	0	0	2	GM 3		
HG	HG 1	5	5	5	HG 1		
	HG 2	5	5	5	HG 2		
	HG 3	5	5	5	HG 3		
	HG 4	5	5	5	HG 4		
	HG 5	5	5	5	HG 5		
	HG 6	5	5	5	HG 6		
	HG 7	5	5	5	HG 7		
	HG 8	0	0	5	HG 8		
	HG 9	0	0	5	HG 9		
	HG 10	0	0	5	HG 10		
KL	KL 1	0	0	2	KL 1		
	1 insolacja	2 zamróz	0	0	3	KL 2	
		3 wysadziny	0	0	3		
		4 skurcz	0	0	3		
		5 pęcznienie	0	0	3		
		6 grawitacja	3	3	3		
		KL 3	3	3	3		KL 3
	KL 4	0	0	3	KL 4		
	BG	FG	FG 1	0	0	1	FG 1
			FG 2	1	1	1	FG 2
FG 3			1	1	1	FG 3	
FG 4			0	0	1	FG 4	
CH		CH 1	1	1	1	CH 1	
		CH 2	0	0	1	CH 2	
ZG		ZG 1a	3	3	3	ZG 1a	
		ZG 1b	1	1	1	ZG 1b	
		ZG 2	2	2	2	ZG 2	
		ZG 3	2	2	2	ZG 3	
ZG 4		1	1	1	ZG 4		

cd.

H	H1	1	5	5	5	H1
		2	0	0	3	
		3	0	0	1	
	H2	1	0	0	3	H2
		2	2	2	2	
		3	0	0	1	
	H3	1	3	3	3	H3
		2	0	0	1	
	H4	1	1	1	1	H4
		2	0	0	2	
		3	0	0	2	
	H5	1	0	0	3	H5
		2	3	3	3	
		3	0	0	1	
	H6	1	0	0	1	H6
2		0	0	2		
3		0	0	1		
4		0	0	0		
H7	1	0	0	0	H7	
	2	0	0	2		
	3	1	1	1		
	4	0	0	1		
H8	1	0	0	2	H8	
	2	0	0	0		
	3	0	0	1		
	4	0	0	0		
H9	3	3	3	H9		
EK	EK 1	brak info	0	3	EK 1	
	EK 2	2	2	2	EK 2	
	EK 3	3	3	3	EK 3	
	EK 4	3	3	3	EK 4	
	EK 5	3	3	3	EK 5	
	EK 6	2	2	2	EK 6	
	EK 7	0	0	3	EK 7	
	EK 8	2	2	2	EK 8	
	EK 9	2	2	2	EK 9	
	EK 10	1	1	1	EK 10	
	EK 11	3	3	3	EK 11	
	EK 12	2	2	2	EK 12	
	EK 13	0	0	2	EK 13	
	EK 14	0	0	2	EK 14	
	EK 15	0	0	2	EK 15	
SUMA		103	103			

7. Uzyskano 103 punkty.

8. Zgodnie z metodyką badań dla analizowanych odcinków linii kolejowych w rejonie Polski północno-zachodniej jest to awaria budowlana.

9. Nie jest to katastrofa budowlana.

#### **4. Podsumowanie**

Rezultaty badań i analiz szczegółowych, przedstawione w niniejszej pracy doktorskiej, nie wyczerpują zagadnienia, jakim jest ściśle rozpoznanie przyczyn utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych. Ograniczenie do 10-ciu odcinków badawczych oraz rejonu badań do Polski północno-zachodniej, pozwala uznać prace badawcze za istotny wynik identyfikacji problemów praktycznych podłoża w rozpoznawaniu przyczyn utraty stabilności linii kolejowych. W ramach rozprawy doktorskiej badania szczegółowe objęły prace:

1. Wykonano w terenie:
  - a) 283 otwory badawcze o łącznej długości 1450,0 mb.,
  - b) 137 sondowań sondą dynamiczną (SL, DPL, DPH) o łącznej długości 658,0mb.,
  - c) 37 sondowań sondą krzyżakową (ITB-ZW, FVT) o łącznej długości 163,0 mb.,
  - d) 46 badań ścinania sondą krzyżakową (ITB-ZW, FVT).
2. Przebadano 716 prób gruntu.
3. Wykonano geodezyjne pomiary morfologii terenu w 94 przekrojach.
4. Rozpoznano i przeanalizowano zagadnienia utraty stabilności budowli ziemnych, w oparciu o przegląd literatury, wyniki badań własnych, doświadczeń z prowadzonych robót naprawczych, z punktu widzenia bezpiecznej eksploatacji linii kolejowych.
5. Wytypowano i podzielono na grupy, eksponując ich istotność (wagę), opisano i zindeksowano 94 czynniki i procesy destrukcyjne decydujące o eksploatacyjnym stanie budowli ziemnych linii kolejowych.
6. Zwrócono uwagę na skomplikowanie czynników i procesów destrukcyjnych, przedstawiając zagadnienie na przykładzie analizy zmiany geometrii w przekroju poprzecznym nasypu kolejowego uwzględniając 704 przypadki (rozdział 3.4.).
7. Opracowano oryginalną metodykę oceny zagrożenia stanu bezpieczeństwa eksploatacji linii kolejowej opisaną algorytmem postępowania (rozdział 3.5.).

W pierwszej części sklasyfikowano i zdefiniowano ważne dla pracy pojęcia. Przeanalizowano szereg publikacji i odniesiono się do aktualnej wiedzy związanej z utratą stabilności

budowli ziemnych linii kolejowych. W publikacjach dominowały zagadnienia stateczności, co stanowi część zagadnień poruszanych w niniejszej dysertacji.

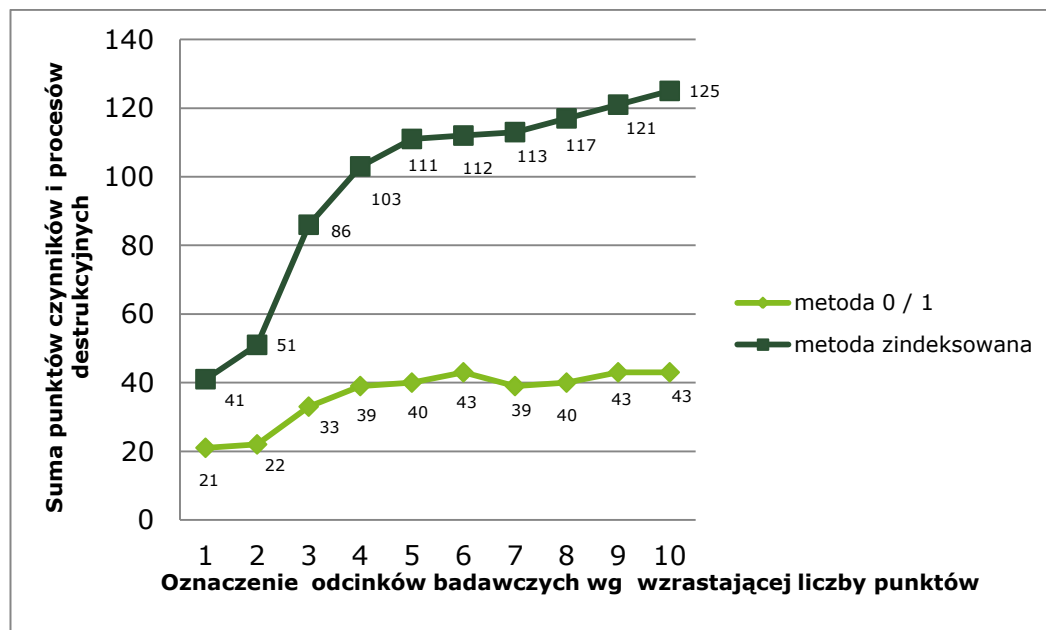
Zasadniczą częścią prac badawczych jest zidentyfikowanie i wyodrębnienie istotnych czynników i procesy destrukcyjnych generujących zmiany wartości parametrów geotechnicznych gruntów, które istotnie wpływają na powstanie szeroko rozumianej utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych. Zostały skatalogowane w następujących grupach: geologiczne (**GL**), geologiczno-inżynierskie (**G-I**), morfometryczne (**GM**), hydrogeologiczne i hydrograficzne (**HG**), klimatyczne (**KL**), biogeniczne (w tym: fitogeniczne (**FG**), chemiczne (**CH**) i zoogeniczne (**ZG**), historyczne (**H**), eksploatacyjne (**EK**).

Nie w każdym przypadku badanego odcinka awaryjnego linii kolejowej stwierdzono wszystkie czynniki i procesy destrukcyjne i nie w każdym powodowały ten sam skutek destrukcyjnego oddziaływania. Procesy i czynniki mają charakter opisowy, a więc trudny do analizy matematycznej, a w szczególności statystycznej. Kolejnym, ważnym problemem do rozwiązania w ramach pracy był wybór metody analitycznej. Założono, że konieczne jest przyjęcie takiego modelu analitycznego, który pozwoli na przejście od opisu ogólnego do rozstrzygnięć szczegółowych. Przyjęto analizowanie w dwóch krokach. W pierwszym przyjęto metodę zbioru 0/1, w drugim stosując metodę heurystyczną - zbioru zindeksowanego, indeksując poszczególne czynniki i procesy, w zależności od skuteczności działania na utratę stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.

Metoda zbioru 0/1 oparta na 10 odcinkach badawczych okazała się przydatna do analizy i możliwości wnioskowania zarówno naukowego, jak i praktycznego w ograniczonym zakresie. Zbiór ten jest wystarczający dla oceny stopnia zagrożenia awaryjnego w porównaniu ze stopniem awarii budowlanej lub stopniem katastrofy budowlanej. Powyżej przedstawiona analiza, wykazała ograniczoną skuteczność praktyczną, ponieważ nie uwzględniała wagi w ocenie istotności czynników i procesów destrukcyjnych.

W rozdziale 3.3. zastosowano metodę heurystyczną (zbioru zindeksowanego) indeksując poszczególne czynniki i procesy destrukcyjne, w zależności od skuteczności działania na utratę stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.

Na wykresie 4.1. przedstawiono krzywe dla metody 0/1 i zindeksowanej ułożone wg wzrastającej liczby punktów w poszczególnych stopniach utraty stabilności.



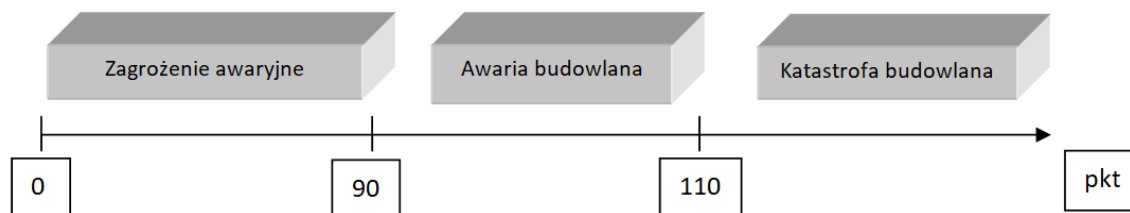
Wykres 4.1. Zbiorcze wyniki dla metody 0/1 oraz metody zindeksowanej

Z analizy wykresu nr 4.1. można postawić tezę, że przy tak zdefiniowanych stopniach utraty stabilności, przyjętych czynnikach i procesach destrukcyjnych, zastosowanej metodzie zindeksowania, wyraźniejszy podział zarysowuje się przy zbiorze zindeksowanym. Zbiór 0/1 stanowi istotne uzupełnienie analityczne do oceny granic podziału stopni utraty stabilności. Analiza potwierdza nadrzędność metody zbioru zindeksowanego, co można uznać za potwierdzenie poprawności doboru wartości punktów indeksowanych czynników i procesów destrukcyjnych.

Powyżej przedstawione wyniki w pełni potwierdzają słuszność zastosowania dwuwymiarowej metody wag przesłanek (ang. *weight of evidence*) w ocenie przewidywania stopnia utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych. Umożliwia to dalszy rozwój opracowanych, w rozprawie doktorskiej, podstaw metody diagnostycznej.

Analizę wyników uzyskanych przed i po indeksacji istotności czynników, można podsumować:

1. Populacja o małej liczebności próby statystycznej uniemożliwia przypisanie precyzyjnych granicznych wartości punktów (po indeksacji) podziału na stopnie: zagrożenia awaryjnego, awarię budowlaną i katastrofę budowlaną. Z opracowanych materiałów, można zaproponować następujące kryteria: do 90 punktów zagrożenie awaryjne, 90-110 punktów awaria budowlana, powyżej 110 punktów katastrofa budowlana.



Ryc. 4.1. Schemat podziału stopni utraty stabilności wg wartości punktów po indeksacji

- Przypisanie stopnia zagrożenia awaryjnego, stopnia awarii budowlanej lub stopnia katastrofy budowlanej, zależy zarówno od liczby zebranych punktów wg metody zindeksowanej oraz od spełnienia warunków zawartych w definicjach powyższych pojęć zamieszczonych w rozdziale 1.2.
- Dla zweryfikowania powyższej propozycji, należy kontynuować badania, poszerzając spektrum stanowisk badawczych o różnych stopniach utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych. Kontynuację badań należy prowadzić przy tych samych założeniach indeksowania.

Stwierdzono niewielką różnicę punktową między awarią budowlaną, a katastrofą budowlaną. Ma to bardzo istotne znaczenie dla praktyki inżynierskiej w sferze diagnostyki bezpieczeństwa ruchu pociągów. Mała różnica punktowa między awarią, a katastrofą oznacza, że jakiegokolwiek odkładanie naprawy w czasie, znacząco zwiększa prawdopodobieństwo zaistnienia katastrofy linii kolejowej na diagnozowanym odcinku.

Moment, w którym pierwsze symptomy pozwalają stwierdzić możliwość powstania zagrożenia awaryjnego jest bardzo trudny do oceny nawet dla specjalisty, dlatego zazwyczaj informacje o zagrożeniu docierają do kolejowych służb diagnostyczno-technicznych w sytuacji, kiedy już nastąpiła awaria lub katastrofa. Wyodrębnienie 94 czynników i procesów destrukcyjnych w przyszłości pozwoli na pewno szybciej diagnozować miejsca utraty stabilności na liniach kolejowych.

Wykonana analiza wpływu zmiany szerokości ławy torowiska na zmianę wartości współczynnika stateczności dla przyjętych parametrów pozwala na podsumowanie:

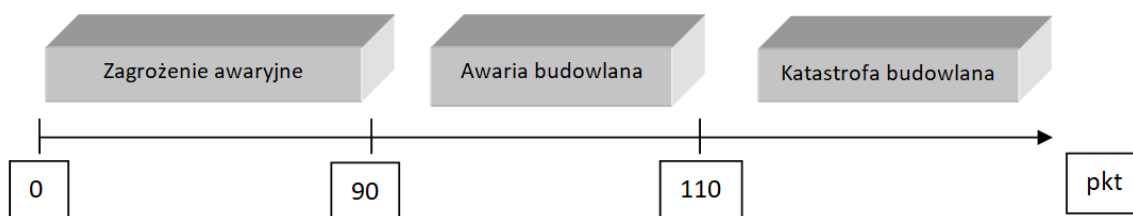
1. Analiza tylko jednej przykładowej cechy destrukcyjnej jaką jest zmiana geometrii ławy torowiska, przy bardzo uproszczonych założeniach, wykazała złożoność problemu jaki został podjęty niniejszej rozprawie.
2. Złożoność dotyczy każdego z 94 czynników i procesów destrukcyjnie działających na konstrukcję budowli ziemnej linii kolejowej.

## 5. Wnioski

Przedstawione w dysertacji, na podstawie wieloletnich badań i analiz, nowe oryginalne propozycje przewidywania utraty stabilności konstrukcji ziemnych linii kolejowych, uwzględniające oceny porównawcze w oparciu o analizy statystyczne i szeroko rozumiane metody heurystyczne pozwalają na sformułowanie następujących wniosków.

### I. Wnioski dotyczące ogólnych założeń pracy.

1. Przyjęte w ramach pracy założenia i hipotezy zostały pozytywnie zweryfikowane i osiągnięto zamierzony cel badawczy pracy.
2. Teza rozprawy została potwierdzona - zestawione czynniki geśrodowiskowe, sposób oceny istotności tych czynników oraz przedstawione analizy matematyczne i statystyczne pozwalają na parametryczne opracowanie metody prognozowania wystąpienia utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowej.
3. Opis rozwoju destrukcji korpusu i skarp budowli ziemnych linii kolejowych obejmuje:
  - a) podział, zdefiniowanie oraz opis występowania charakterystycznych symptomów: zagrożenia awaryjnego, awarii budowlanej oraz katastrofy budowlanej,
  - b) uwzględnienie w analizie wszystkich 94 czynników geśrodowiskowych,
  - c) indeksowanie istotności czynników geśrodowiskowych,
  - d) przyjęcie kryteriów klasyfikacyjnych 1÷90 punktów indeksacji zagrożenia awaryjnego, 90÷110 punktów indeksacji awarii budowlanej oraz >110 punktów indeksacji katastrofy budowlanej.



Ryc. 5.1. Schemat podziału na stopnie utraty stabilności wg wartości punktów po indeksacji.

II. Wnioski dotyczące metodyki badań „in situ” i analizy statystycznej.

1. Zbiór 0/1 oparty na 10 stanowiskach badawczych okazał się przydatny do analizy i możliwości wnioskowania zarówno naukowego jak i praktycznego w ograniczonym zakresie.
2. Metoda oparta na indeksowaniu istotności czynników i procesów geośrodowiskowych, dała większe spektrum możliwości oceny i z punktu widzenia praktyki diagnostycznej jest w pełni właściwa i sprawdzalna.
3. Przeprowadzona analiza podatności utraty stabilności wykazała jednoznacznie, różny stopień intensywności oddziaływania czynników i procesów geośrodowiskowych na budowlę ziemne linii kolejowych.
4. Intensywność oddziaływania czynników i procesów geośrodowiskowych stanowiła postawę podziału na 5 klas (decydujące, 1<sup>0</sup> rzędne, 2<sup>0</sup> rzędne, 3<sup>0</sup> rzędne, nieistotne).
5. Czynniki i procesami, które okazały się być silnie determinującymi proces utraty stabilności są: czynniki hydrogeologiczne i hydrograficzne (HG), czas eksploatacji - powyżej 100 lat (H1) oraz obszary równin bagiennie-torfowych (G-I 10).
6. Przegląd literatury, wnioski z aktualnej wiedzy i danych „in situ”, jak i badania własne, również przeprowadzone na modelach teoretycznych, potwierdzają skomplikowaną naturę poszczególnych czynników i procesów geośrodowiskowych.
7. Utrata stabilności konstrukcji ziemnych linii kolejowych jest integralnie związana z kompleksowym współwystępowaniem czynników geośrodowiskowych. Koincydencja, jak również liczba czynników, decyduje o stanie technicznym budowli ziemnej.
8. Wieloaspektowa analiza odcinków badawczych umożliwiła zdefiniować wg wartości punktowych praktyczne: zagrożenie awaryjne, awarię budowlaną i katastrofą budowlaną.
9. Mała różnica punktowa między awarią budowlaną, a katastrofą budowlaną oznacza, że prokrastynacja naprawy znacząco wpływa na wzrost prawdopodobieństwa zaistnienia katastrofy linii kolejowej na diagnozowanym odcinku.
10. Zaproponowana w rozprawie doktorskiej diagnostyka przewidywania procesów destrukcyjnych w obrębie korpusu i skarp budowli ziemnych linii kolejowych oraz przeprowadzona analiza potwierdziła istniejące związki przyczynowo - skutkowe oraz prawidłowość modelu badawczego.

III. Wnioski dotyczące kontynuacji prac.

1. Proponowana metoda jest perspektywiczna i może znaleźć zastosowanie praktyczne w diagnostyce kolejowej.
2. Opracowana metodyka umożliwia jej rozwijanie lub modernizowanie w przypadku nowych doświadczeń.
3. Mimo szerokiego spektrum materiałów badawczych, uwzględnionych w rozprawie do dalszej analizy zagadnienia jest konieczne poszerzenie zakresu badań na inne przypadki utraty stabilności budowli ziemnej linii kolejowych.
4. W oparciu o zaproponowany w pracy schemat diagnostyczny, przy współpracy z PKP Polskie Linie Kolejowe S.A., istnieje możliwość uszczegółowienia uzyskanych wyników oraz regionalizacji metody diagnostyki utraty stabilności budowli ziemnych linii kolejowych.
5. W końcowej fazie kontynuowanych badań powinna powstać zaawansowana i rozbudowana rzeczowo, instrukcja diagnozowania oraz oceny stabilności podtorza i podłoża gruntowego budowli ziemnych linii kolejowych w kraju.

## **6. Bibliografia**

### **6.1. Książki, publikacje**

- [1] Aleotti P., and Chowdhury R.,: *Landslide Hazard Assessment: Summary Review and New Perspectives*, Bulletin of Engineering Geology and the Environment, vol.58, 1999
- [2] Allen J.R.L.: *Fizyczne procesy sedymentacyjne*, PWN, Warszawa 1977
- [3] Arain A., Mehran S., Shaikh M.Z.: *Railway track surface faults dataset*, Data in Brief, vol. 52 (2024) 110050, p.2352-3409, 2024
- [4] Aqib M., Usmani S., Khan T., Md Rehan Sadique R., Alam M.M.: *Experimental and numerical analysis of rainfall-induced slope failure of railway embankment of semi high-speed trains*, Journal of Engineering and Applied Science vol.70 (2023), 2023
- [5] *Atlas linii kolejowych Polski*, Wydawnictwo EUROSPRINTER, 2014
- [6] Bartczak E.: *Objaśnienie do szczegółowej mapy geologicznej Polski. Arkusz Świebodzin (502) 1:50 000*, Wyd. Geologiczne, Warszawa 2003
- [7] Biedrowski Z., Troć M.: *Współczesne procesy usuwiskowe w dolinie przełomowej Warty w perspektywie rozwoju miasta Poznania, Badania własne*, Politechnika Poznańska, 1996
- [8] Bonham-Carter G. F., Agterberg F. P., Wright D. F., *Weights of Evidence Modeling: A New Approach to Mapping Mineral Potential*, In: F. P. Agterberg, et al., Eds., *Statistical Applications in the Earth Sciences*, Canadian Government Publishing Centre, Ottawa, 1989,
- [9] Bosak J. i inni: *Skuteczność odwodnienia wglębnego metodą wiertniczą przy stabilizacji osuwisk*, Górnictwo i Geoinżynieria, Rok 32, Zeszyt 2, 2008
- [10] Cascini, L.: *Applicability of landslide susceptibility and hazard zoning at different scale*. Engineering Geology 102, 2008
- [11] Czech A.: *Analiza dotychczasowych rodzajów i rozmiaru szkód wyrządzanych przez bobry oraz stosowanie metod rozwiązywania sytuacji konfliktowych*, IOP PAN, Kraków 2005
- [12] Dąbrowski A., Ochociński K., Skrzyński E.: *Zjawiska osuwiskowe na polskiej sieci kolejowej*, Problemy Kolejnictwa , Zeszyt 162, 2014

- [13] Długosz M.: *Podatność stoków na osuwanie w polskich karpatach fliszowych*, PAN IGiPZ, Warszawa, 2011
- [14] Dobracki R., *Objaśnienie do szczegółowej mapy geologicznej Polski. Arkusz Szczecin (228) 1:50 000*, Wyd.Geologiczne, Warszawa 1982
- [15] Dowgiało J., i inni: *Słownik hydrogeologiczny*, PIG. Warszawa 2002
- [16] Embleton C., Thornes J., *Geomorfologia dynamiczna*, PWN, Warszawa 1985
- [17] George T.B., Mokoena R., Rust F.C.: *A Review On The Current Condition Of Rail Infrastructure In South Africa*, 37th Annual Southern African Transport Conference, SATC, 2018
- [18] Grabowski W., Sobkowiak J., Janiński S., Filipowicz B., *O metodach poprawy stateczności nasypu drogowego*, Ogólnopolska Konferencja Naukowa-Techniczna, „Nowoczesne metody stabilizacji podłoża pod nawierzchnie drogowe i kolejowe”, Żmigród –Węglewo - Szczecin - Międzyzdroje, październik 2009
- [19] Grabowski W., Sobkowiak J., *Propozycja wzmocnienia podłoża gruntowego w obrębie eksploatowanej linii kolejowej w bardzo złożonych warunkach geologicznych*, Ogólnopolska Konferencja Naukowa -Techniczna, „Nowoczesne metody stabilizacji podłoża pod nawierzchnie drogowe i kolejowe”, Żmigród – Węglewo - Szczecin - Międzyzdroje, październik 2009
- [20] Grabowski W., Sobkowiak J., Filipowicz B., *Awarie na drodze krajowej wywołane oddziaływaniem kopalni odkrywkowej*, XXV Konferencja Naukowa-Techniczna, „Awarie budowlane 2011”, Szczecin - Międzyzdroje, maj 2011
- [21] Grubecki J., Sysak J., *Geologia Inżynierska*, Arkady, 1987
- [22] He Y., Li Y., Xu L.: *An Integrated Multisource and Multiscale Monitoring Technique for Assessing the Health Status of High-Speed Railway Subgrade*, Remote Sens. Vol.16 (2024), 1972, 2024
- [23] Hüchel S.: *Zarys fundamentowania dla geologów*, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa 1967
- [24] Hyun-Joo Oh, Pradhan B, *Application of a neuro-fuzzy model to landslide-susceptibility mapping for shallow landslides in a tropical hilly area*, Journal Computers & Geosciences, Vol.37, 2011
- [25] Jahn A., *Denudacyjny bilans stoku. Czasop. Geogr., nr 25, 1954*

- [26] Jaroszewski W., Marks L., Radomski A.: *Słownik geologii dynamicznej*, Wydawnictwo Geologiczne, Warszawa 1985
- [27] Jełowicki M., Kiezuń W., Leoński Z., Ostapczuk B., *Teoria organizacji i zarządzania*, Państwowe Wydawnictwo Naukowe, Warszawa 1979
- [28] Jeż J.: *Biogeotechnika, Przyrodnicze aspekty bezpiecznego budownictwa*, Wyd. Politechniki Poznańskiej, Poznań 2008
- [29] Jeż J.: *Ekspansywność a grunty ekspansywne*, Materiały Seminaryjne pt.: Iły poznańskie - praktyczne aspekty bud. na gruntach ekspansywnych. Wydawnictwo PKG - Oddział Wlkp. i ATR, Bydgoszcz 1994
- [30] Jeż J.: *Gruntoznawstwo budowlane*, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2004
- [31] Jeż J.: *Przyrodnicze aspekty bezpiecznego budownictwa*. Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1995
- [32] Jeż J., Wojtasik A.: *Ustalenie przyczyn osuwiska skarpowego w przekopie kolejowym przez obserwację szaty roślinnej*, Drogi kolejowe nr 8, 1987
- [33] Kaczyński R. R.: *Warunki geologiczno – inżynierskie na obszarze Polski*, PIG-PIB, Warszawa 2017
- [34] Kasprzak M., Traczyk A.: *Uwarunkowania rozwoju osuwisk w środkowej części Gór Kamiennych (Sudety)*, Landform Analysis, Vol. 20, 2012
- [35] Kamiński M.: *Mapa podatności osuwiskowej — studium z rejonu Jodłówki (Pogórze Dynowskie)*, Przegląd Geologiczny, vol. 55, nr 9, 2007
- [36] Koda E., Osiński P., Głazewski M., *Agrogeotechniczne umacnianie skarp budowli ziemnych*, Przegląd Naukowy- Inżynieria i Kształtowanie Środowiska nr 4 (50) 36-47, 2010
- [37] Koohmishi M., Kaewunruen S., Ling Chang L. i inni: *Advancing railway track health monitoring: Integrating GPR, InSAR and machine learning for enhanced asset management*, Automation in Construction vol.162 (2024), 105378, 2024
- [38] Kondracki J., *Geografia fizyczna Polski*, PWN, Warszawa 1988
- [39] Kowalski W. C.: *Geologia Inżynierska*, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1988
- [40] Kovacevic M.S., Bacic M., Stipanovic I., Gavin K.: *Categorization of the Condition of Railway Embankments Using a Multi-Attribute Utility Theory*, Appl. Sci. vol.9 (2019), 5089, 2019

- [41] Kovacevic M.S., Gavin K., Stipanovic I. i inni.: *A new methodology for assessment of railway infrastructure condition*, Transportation Research Procedia vol.14 (2016), 2016
- [42] Krygowski B.: *Geografia fizyczna niziny wielkopolskiej*, Wyd. PTPN , Poznań 1961
- [43] Kuchta K., Tylek I., Rawska-Skotniczny A., Runkiewicz L., *Przyczyny i metody zapobiegania błędom ludzkim w inżynierskiej działalności budowlanej, Część I: Klasyfikacja i źródła błędów*, Przegląd budowlany 6/2017
- [44] Kumor M.K., *Wybrane problemy skurczu iłów ekspansywnych rejonu Bydgoszczy*, Zeszyty naukowe Politechniki Śląskiej, Seria: Budownictwo z.111, nr kol. 1756, 2007
- [45] Kumor M.K. *Iły ekspansywne podłoża budowlanego Bydgoszczy. Wybrane problemy geotechniczne*. Wydawnictwa Uczelniane Uniwersytetu Technologiczno Przyrodniczego w Bydgoszczy. Bydgoszcz 2016
- [46] Kumor M.K, Kumor Ł.A., Młynarek Z., *Aspekty posadowienia budynku wielokondygnacyjnego na iłach ekspansywnych*, Referaty, Uniwersytet Technologiczno-Przyrodniczy w Bydgoszczy, 2017
- [47] Leszczycki S., Kondracki J., inni : *Narodowy Atlas Polski*, Wydawnictwo PAN, Wrocław-Warszawa-Kraków-Gdańsk, 1973-1978
- [48] Lewiński L.: *Zestawienie „Dobrych Praktyk” oraz uwag i spostrzeżeń z zakresu nowoczesnego utrzymania eksploatacji linii kolejowych PKP PLK S.A.*, materiały wewnętrzne PKP PLK SA, 2024
- [49] Li S., Li Y., Xu L.: *Deformation Pattern and Failure Mechanism of Railway Embankment Caused by Lake Water Fluctuation Using Earth Observation and On-Site Monitoring Techniques*, Water vol.15 (2023), 4284, 2023
- [50] Lindner L.: *Czwartorzęd, osady, metody badań, stratygrafia* Wydawnictwo PAE, Warszawa 1992
- [51] Lr D, Selig E.T.: *Evaluation of Railway Subgrade Problems*, Transportation Research Record 1489, 2004
- [52] Małka A.: *Geoinformatyczne modelowanie podatności osuwiskowej nadmorskich obszarów młodoglacjalnych na przykładzie Trójmiasta*, PIG-PIB, Wieliczka 2015,
- [53] Małka A.: *Podatność i ryzyko osuwiskowe w obszarach rzeźby młodoglacjalnej, przeobrażonej antropogenicznie, na terenie Gdyni*. Pr. doktorska. Arch. Państw. Inst. Geol. -PIB, Gdańsk 2018

- [54] Małka A.: *Modelowanie podatności osuwiskowej z zastosowaniem metody indeksowej i wysokorozdzielczych danych z lotniczego skaningu laserowego (LIDAR) na obszarze Gdańska*, Przegląd Geologiczny, vol. 63, nr 5, 2015
- [55] Margielewski W.: *Problematyka osuwisk strukturalnych w Karpatach Fliszowych w świetle zunifikowanych kryteriów klasyfikacji ruchów masowych – przegląd krytyczny*, Przegląd Geologiczny, vol. 57, nr 10, 2009
- [56] Matkowska Z., Ruszała M., Wdowiak M.: *Objaśnienie do szczegółowej mapy geologicznej Polski. Arkusz Świnoujście (112) i arkusz Międzyzdroje (113) 1:50 000*, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1977
- [57] Michalski S.: *Matematyczne modelowanie wpływu drzew na uwilgotnienie i odkształcenia gruntów ekspansywnych*, Rozprawa Doktorska, Politechnika Gdańska, Wydział Inżynierii Lądowej i Środowiska, 2016
- [58] Misiołek K.: *Rola bakterii ureologicznych w procesie biocementacji gruntów- aktualny stan badań*, Civil and Environmental Engineering 9/2018, Budownictwo i Inżynieria Środowiska, 2018
- [59] Mizerski W.: *Geologia dynamiczna dla geografów*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 2005
- [60] Mohammadi M., Mosleh A., Razzaghi M.S., Costa P.A., Calçada R.: *Probabilistic Seismic Safety Assessment of Railway Embankments*, Appl. Sci. vol.13 (2023), 598, 2023
- [61] Morais J., Fortunato E., Ribeiro D i inni.: *Railway track support condition assessment — Methodology validation using numerical simulation*, Engineering Failure Analysis vol.152 (2023), 107483, 2023
- [62] Najder T.: *Wpływ roślinności na zmiany stateczności zboczy*, Inżynieria Morska i Geotechnika nr 2, 2003
- [63] Oktaba W.: *Elementy statystyki matematycznej i metodyka doświadczalnictwa*, PWN Warszawa 1977
- [64] Piotrowski A.: *Objaśnienie do szczegółowej mapy geologicznej Polski. Arkusz Cedynia (343) 1:50 000*, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 1991
- [65] Pisarczyk S.: *Gruntoznawstwo Inżynierskie*, Wydawnictwo Naukowe PWN, Wydanie drugie poprawione, Warszawa 2024
- [66] Pisarczyk S.: *Mechanika gruntów*, Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 1992

- [67] Polemio M., Lollino P. *Failure of infrastructure embankments induced by flooding and seepage: a neglected source of hazard*, Nat. Hazards Earth Syst. Sci., vol.11, 2011
- [68] Popielski P.: *Oddziaływanie głębokich posadowień na otoczenie w środowisku zurbanizowanym*, Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Inżynieria Środowiska Zeszyt 61, 2012
- [69] Popielski W.: *Objaśnienie do szczegółowej mapy geologicznej Polski. Arkusz Szczecinek (160) 1:50 000*, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 2006
- [70] Przysański J [red] .: *Posadowienie budowli na gruntach ekspansywnych*, Wydawnictwa Politechniki Poznańskiej, Poznań 1991
- [71] Racinkowski R., Haurykiewicz J.: *Zarys geologii inżynierskiej dla studentów kierunku Budownictwa*, Wydawnictwo Politechniki Szczecińskiej, Szczecin 2001
- [72] Runkiewicz L.: *Katastrofy i awarie budowlane - informacje techniczne i wnioski*, Przegląd budowlany 9/ 2008
- [73] Runkiewicz L.: *Komentarz do ankiety dotyczącej analiz zagrożeń, awarii i katastrof budowlanych w kraju*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2020
- [74] Rykaczewski K.: *Systemy rozmyte i ich zastosowanie*, Toruń 2006
- [75] Salwa S.: *Objaśnienie do szczegółowej mapy geologicznej Polski. Arkusz Słubice (462) 1:50 000*, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 2003
- [76] Skrzyński E.: *Diagnostyka osuwisk, Problematyka osuwisk w budownictwie komunikacyjnym*, Materiały konferencyjne, Zeszyty N-T nr 76 oddział Kraków SITK., Kraków 2000
- [77] Skrzyński E.: *Podtorze kolejowe*, PKP PLK S.A., Warszawa 2010
- [78] Skrzyński E.: *Stateczność podtorza gruntowego*, Prace Instytutu Kolejnictwa - Zeszyt 164, 2020
- [79] Sobkowiak J.: *Procesy wysadzinowe przyczyną awarii skarp nasypów na przykładzie wybranych linii kolejowych*, III Międzynarodowa Konferencja Naukowo-Techniczna „Nowoczesne technologie w budownictwie drogowym”, Poznań, 2005
- [80] Sobkowiak J., *Wykłady z przedmiotu „Geologia inżynierska” dla studentów Wydziału Budownictwa Lądowego Politechniki Poznańskiej*

- [81] Sobkowiak J., Filipowicz B., *O przypadkach wysadzinowości gruntów w obrębie budownictwa*, XVII Ogólnopolska Interdyscyplinarna Konferencja Naukowo-Techniczna „Ekologia a Budownictwo”, Bielsko-Biała, październik 2005
- [82] Sobkowiak J., Filipowicz B.: *Zjawisko sufozji: Trudne do przewidzenia czy błąd człowieka?*, XVII Ogólnopolska Interdyscyplinarna Konferencja Naukowo-Techniczna „Ekologia a Budownictwo”, Bielsko-Biała, październik 2005
- [83] Sobkowiak J., Filipowicz B.: *Procesy sufazyjne – w jakiej sytuacji mogą wystąpić*, XVIII Ogólnopolska Interdyscyplinarna Konferencja Naukowo-Techniczna „Ekologia a Budownictwo”, Bielsko-Biała, październik 2007
- [84] Sobkowiak J., Filipowicz B.: *Procesy wysadzinowe przyczyną destrukcji linii kolejowej*, XIV Konferencja Naukowa „ Drogi kolejowe 2007”, Poznań-Rosnówko, październik 2007
- [85] Sobkowiak J., Flieger-Szymańska M., Sobkowiak T.: *Wzmocnienie korpusu nasypu linii kolejowej w trudnych warunkach eksploatacyjnych i w skomplikowanych warunkach geologiczno-inżynierskich*, Konferencja Naukowo-Techniczna „Przyrodnicze i geotechniczne aspekty budownictwa”, Poznań 2020
- [86] Sobkowiak J., Kassaraba A.: *O przyczynach i skutkach zmian geometrii podtorza linii kolejowej*, XXVII Konferencja Naukowo-Techniczna, „Awarie budowlane 2015”, Szczecin - Międzyzdroje, maj 2015
- [87] Sobkowiak J., Opiła A., Sobkowiak T.: *Antropopresja przyczyną niestateczności pewnego zbocza*. Konferencja „Przyrodnicze i geotechniczne aspekty budownictwa”- Eko-geotechnika, 2020
- [88] Sobkowiak J., Sobkowiak T., *Konstrukcje ziemne cz. I. Przyczyny ich niestabilności*, maszynopis, Poznań 2022
- [89] Sobkowiak J., Sobkowiak T.: *Próba oceny wpływu procesu osuwiskowego na stabilność mostu drogowego*, Archiwum Instytutu Inżynierii Lądowej 28/2019, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 2019
- [90] Sobkowiak T.: *Ustalenie przyczyn niestabilności toru kolejowego na przykładzie - odcinek linii kolejowej nr 401 Szczecin Dąbie – Świnoujście, km 86,500 – 86,600 wraz z koncepcją naprawy*, Praca dyplomowa inżynierska, Poznań 2012

- [91] Srokosz E., Damicz J., Bartoszewicz A.: *Utrata stateczności skarpy nasypu drogowego*, Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane 2007, Szczecin- Międzyzdroje, maj 2007
- [92] Sysak J.: *Formy i warunki ułożenia gruntów podłoża budowlanego*, Wydawnictwo Politechniki Poznańskiej, Poznań 1966
- [93] Titow W.P.: *Wzmacnianie podtorza długo eksploatowanych linii kolejowych*, WKiŁ Warszawa 1990
- [94] Tsubaki R., Bricker J.D., Ichii K., Kawahara Y.: *Development of fragility curves for railway embankment and ballast scour due to overtopping flood flow*, Nat. Hazards Earth Syst. Sci. vol.16 (2016), 2016
- [95] Urbański K.: *Objaśnienie do szczegółowej mapy geologicznej Polski. Arkusz Słubice (462) 1:50 000*, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 2005
- [96] Usman A.B., Xu L., Bello A.D. i inni : *Prediction of Railway Embankment Slope Hydromechanical Properties under Bidirectional Water Level Fluctuations*, Applied Sciences, vol.14, 2024
- [97] Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*, WKiŁ, Warszawa 1976
- [98] Wiśniowski Z., Piotrowski A.: *Objaśnienie do szczegółowej mapy geologicznej Polski. Arkusz Choszczno (269) 1:50 000*, Wydawnictwa Geologiczne, Warszawa 2004
- [99] Wojciechowski T.: *Podatność osuwiskowa Polski*, Przegląd geologiczny nr 5, 67:320-325, 2019
- [100] Wysokiński L.: *Metody prognozowania i zabezpieczenia osuwisk*, Konferencja Naukowo-Techniczna Awarie Budowlane, Szczecin-Międzyzdroje, 2011
- [101] Wysokiński L.: *Ocena stateczności skarp i zboczy*. Wyd. ITB, Warszawa 2010
- [102] Wysokiński L.: *Projektowanie geotechniczne. Od klasyfikacji gruntów do monitoringu obiektu według norm europejskich*, Geoinżynieria 02/2009, 2009
- [103] Wysokiński L., Kotliński W., Godlewski T.: *Projektowanie geotechniczne według Eurokodu-7*, Poradnik Instytutu Techniki Budowlanej, Warszawa 2011
- [104] van Westen C.J.: *Application of Geographic Information systems to landslide hazard zonation*, ITC Publication Number 15, 1993
- [105] van Westen C.J., van Asch T.W.J., Soeters R., *Landslide hazard and risk zonation—why is it still so difficult?* Bull Eng Geol Env vol. 65, 2006
- [106] Varnes D.J.: *Slope Movement Types and Processes. chapter 2*, 1997

- [107] Xu L., Usman A.B., Bello A.D., and Li Y.: *Rainfall-induced transportation embankment failure: A review*, Open Geosciences vol.15 (2023), 2023
- [108] Youssef, A.M., Pradhan, B., and Hassan, A.M.: *Flash Flood Risk Estimation Along the St. Katherine Road, Southern Sinai, Egypt Using GIS Based Morphometry and Satellite Imagery*, Environmental Earth Sciences, vol.62, 2011
- [109] Zydrón T.: *Wpływ systemów korzeniowych wybranych gatunków drzew na przyrost wytrzymałości gruntu na ścinanie*, Wydawnictwo Uniwersytetu Rolniczego w Krakowie, Zeszyty Naukowe 423, Kraków 2019
- [110] Zydrón T., Borusiński D.: *Wytrzymałość na ścinanie gruntu zbrojonego korzeniami roślin*, Acta Scientiarum Polonorum, Formatio Circumiectius nr 12(1), 2013
- [111] Żynda S., *Geomorfologia przedpola moreny czołowej stadiu poznańskiego na obszarze Wysoczyzny Lubuskiej*, PTPn, Prace Komisji Geograficzno-Geologicznej, Poznań 1967

## **6.2. Badania geotechniczne, dokumentacje geologiczno-inżynierskie, ekspertyzy, projekty**

- [112] Menos Jerzy Sobkowiak.: *Projekt budowlany naprawy osuwiska skarpy nasypu linii kolejowej nr 203 km 290,700÷290,662*, 2003
- [113] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Badania geotechniczne podłoża gruntowego dla ustalenia przyczyn rozwoju procesów osuwiskowych w ul. Łódzkiej w Kaliszu między ul. Łęgową i Miłą*, 2009
- [114] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Badania geotechniczne podłoża gruntowego dla ustalenia przyczyn rozwoju procesów osuwiskowych przy moście drogowym położonym w ciągu drogi wojewódzkiej nr 182 w m. Wronki*, 2018
- [115] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla oceny stanu technicznego strefy osuwiskowej w obrębie terenu należącego do przedsiębiorstwa komunalnego we Wronkach*, 2019
- [116] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla oceny stanu technicznego strefy osuwiskowej w obrębie terenu należącego do Urzędu Miasta i Gminy we Wronkach*, 2019

- [117] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Dokumentacja badań podłoża gruntowego dla oceny stanu technicznego strefy osuwiskowej w obrębie terenu należącego do Zakładu Karnego we Wronkach*, 2019
- [118] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Dokumentacja geologiczno-inżynierska dla wykonania odwodnienia strefy osuwiskowej w rejonie drogi gminnej nr 250120p w m. Wronki*, 2022
- [119] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Dokumentacja geologiczno – inżynierska dla projektowanej przebudowy ul. Łódzkiej w Kaliszu na odcinku pomiędzy ul. Łęgową a ul. Miłą związanej z likwidacją osuwiska*, 2016
- [120] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Dokumentacja geologiczno – inżynierska w celu rozpoznania warunków geologiczno-inżynierskich dla zabezpieczenia mostu usytuowanego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 182 przez rzekę Wartę w m. Wronki*, 2020
- [121] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Dokumentacja powykonawcza naprawy awaryjnego odcinka skarpy nasypu kolejowego linii nr 203 Tczew – Kostrzyn, szlak Santok – Czechów w km 290,600 ÷ 290,720*, 2017
- [122] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Ekspertyza stanu technicznego nasypu linii kolejowej nr 273 Wrocław Główny – Szczecin Główny w obrębie toru nr 1 na odcinku w km 291,160 ÷ 291,190*, 2016
- [123] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Ekspertyza geotechniczna dla oceny stateczności podłoża gruntowego w rejonie mostu drogowego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 182 w m. Wronki*, 2018
- [124] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Ekspertyza stanu technicznego nasypu linii kolejowej nr 351 Poznań Główny – Szczecin Główny w obrębie toru nr 2 na odcinku w km 140,700 ÷ 141,200*, 2017
- [125] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Ekspertyza techniczna dla ustalenia przyczyn niestabilności torów, stanu technicznego podtorza I podłoża gruntowego oraz możliwości wykonania naprawy niestabilnego odcinka linii kolejowej nr 3 Warszawa Zachodnia - Kunowice na odcinku od km 409,000 do km 409,940*, 2021
- [126] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Ekspertyza techniczna dla oceny stanu nasypu kolejowego w torze nr 1 i nr 2 linii kolejowej nr 351 Poznań Główny – Szczecin Główny na odcinku w km 121,840÷121,950*, 2019

- [127] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Opinia geotechniczna uzupełniająca oraz dokumentacja badań podłoża gruntowego terenu przeznaczanego pod budowę wzmocnienia podtorza i podłoża gruntowego w ramach zadania „A” pn. „Modernizacja linii kolejowej nr 406 na odcinku Szczecin Główny - Police” Zamierzenia budowlanego „Zaprojektowanie i wykonanie projektu Budowa Szczecińskiej Kolei Metropolitalnej z wykorzystaniem istniejących odcinków linii kolejowej nr 406, 273, 351, 2022*
- [128] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Opinia geotechniczna dla sprawdzenia podłoża gruntowego w wybranych lokalizacjach w km 14,280÷14,450 toru nr 1, LK 406 w ramach zadania „A” pn. „Modernizacja linii kolejowej nr 406 na odcinku Szczecin Główny - Police” Zamierzenia budowlanego „Zaprojektowanie i wykonanie projektu Budowa Szczecińskiej Kolei Metropolitalnej z wykorzystaniem istniejących odcinków linii kolejowej nr 406, 273, 351”, 2023*
- [129] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Opinia geotechniczna dla sprawdzenia podłoża gruntowego w wybranych lokalizacjach w km 16,850÷15,825 toru nr 1,3i 5, LK 406 w ramach zadania „A” pn. „Modernizacja linii kolejowej nr 406 na odcinku Szczecin Główny - Police” Zamierzenia budowlanego „Zaprojektowanie i wykonanie projektu Budowa Szczecińskiej Kolei Metropolitalnej z wykorzystaniem istniejących odcinków linii kolejowej nr 406, 273, 35, 2023*
- [130] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Projekt budowlano-wykonawczy: Naprawa nasypu kolejowego w torze nr 1 i 2 linii kolejowej nr 351 Poznań Główny – Szczecin Główny w km 121,840-121,950 na szlaku Rębusz – Słonice, 2019*
- [131] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Projekt budowlano-wykonawczy pt. „Wzmocnienia korpusu nasypu i skarp w km 11+580 ÷ 11+630; km 11+880 ÷ 12+320; km 14+280 ÷ 14+450 oraz 16,850÷18,825 linii kolejowej nr 406, w ramach projektu „Budowa Szczecińskiej Kolei Metropolitalnej z wykorzystaniem istniejących odcinków linii kolejowej nr 406, 273, 351”, 2022*
- [132] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Projekt budowlany naprawy awaryjnego odcinka skarpy nasypu kolejowego w km 178,000÷178,100 linii kolejowej nr 202 Gdańsk – Stargard Szczeciński., Konstrukcja, 2015*

- [133] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Projekt budowlany pt.: „Awaryjne zabezpieczenie skarpy nasypu na odcinku osuwiskowym przy ul. Łódzkiej w Kaliszu*, 2014
- [134] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Projekt budowlany naprawy nasypu linii kolejowej nr 273 Wrocław Główny – Szczecin Główny w obrębie toru nr 1 na odcinku km 291,160÷291,190*, 2016
- [135] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Projekt budowlany stabilizacji nasypu kolejowego w km 86,500÷86,600 w ramach zadania: „Modernizacja linii kolejowej nr 401 Szczecin - Świnoujście (kontynuacja modernizacji linii)*, 2011
- [136] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Projekt budowlany naprawy awaryjnego odcinka skarpy nasypu kolejowego linii Nr 405 Piła Główna – Ustka, Odcinek szlaku Szczecinek - Gwda Mała w km 75,100 ÷75,300*, 2016
- [137] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Projekt koncepcyjny naprawy skarpy nasypu kolejowego w km 86,500÷86,600 w ramach zadania Modernizacja linii kolejowej nr 401 Szczecin Świnoujścia (kontynuacja modernizacji linii)*, 2011
- [138] Geomenos Jerzy Sobkowiak, Tomasz Sobkowiak sp.j.: *Projekt wykonawczy stabilizacji nasypu kolejowego w km 86,500÷86,600 w ramach zadania: „Modernizacja linii kolejowej nr 401 Szczecin - Świnoujście (kontynuacja modernizacji linii).”*, 2011
- [139] Politechnika Poznańska I.I.L.: *Badania geotechniczne dla oceny awaryjnego stanu podtorza w obrębie nasypu kolejowego linii Poznań-Szczecin od km 111,665 do km 111,890 (m. Klasztorne)*, 1997
- [140] Politechnika Poznańska I.I.L.: *Projekt budowlany naprawy skarpy nasypu linii kolejowej nr 202 Gdańsk - Stargard Szczeciński w km 268,425 ÷268,600*, 2003
- [141] Uniplan Sp. z o.o., Spółka Komandytowa.: *Projekt budowlano-wykonawczy zabezpieczenia mostu usytuowanego w ciągu drogi wojewódzkiej nr 182 przez rzekę Wartę w m. Wronki”*, 2020

### **6.3. Instrukcje, normy, rozporządzenia, ustawy, wytyczne**

- [142] *Id-1 (D-1) Warunki techniczne utrzymania nawierzchni linii kolejowej*, PKP PLK S.A., Warszawa, 2005 (ze zm.)
- [143] *Id-2 (D-2) Warunki techniczne dla kolejowych obiektów inżynierskich*, PKP PLK S.A., Warszawa, 2005

- [144] *Id-3 Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego*, PKP PLK S.A., Warszawa, 2009
- [145] *Id-4 Instrukcja o oględzinach, badaniach technicznych i utrzymaniu rozjazdów*, PKP PLK S.A., Warszawa, 2024
- [146] *Id-7 Instrukcja o dozorowaniu linii kolejowych*, PKP PLK S.A., Warszawa, 2016
- [147] *Id-8 Instrukcja diagnostyki nawierzchni kolejowej*, PKP PLK S.A., Warszawa, 2024
- [148] *Id-12(D-29) Wykaz linii - stan na dzień 31 lipca 2025r.*, PKP PLK S.A., Warszawa, 2009 ze zm.
- [149] *Id-14 (D-75) Instrukcja o dokonywaniu pomiarów, badań i oceny torów*, PKP PLK S.A., Warszawa, 2024
- [150] *Instrukcja Badań Podłoża Gruntowego Budowli Drogowych i Mostowych*, GDDP, W-wa 1998
- [151] *Instrukcja opracowania Mapy osuwisk i terenów zagrożonych ruchami masowymi*, Państwowy Instytut Geologiczny, Warszawa 2008
- [152] *Instrukcja nr 304/1991: Posadowienie obiektów budowlanych w sąsiedztwie skarp i zboczy*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 1991
- [153] *Instrukcja nr 424/2006 :Ocena stateczności skarp i zboczy*, Instytut Techniki Budowlanej, Warszawa 2006
- [154] *PN-EN 1991-2:2007 Eurokod-1: Oddziaływania na konstrukcje, Część 2: Obciążenia ruchome mostów*
- [155] *PN-EN 1997.1: Projektowanie geotechniczne. Część I: Zasady ogólne*
- [156] *PN-86/B-02480, Grunty budowlane, określenia, symbole, podział i opis gruntów.*
- [157] *PN-86/B-02480:1986, Grunty budowlane, określenia, symbole, podział i opis gruntów.*
- [158] *PN-B-02481 Geotechnika - Terminologia podstawowa, symbole literowe i jednostki miar*
- [159] *PN-B-02481; 1998, Geotechnika - Terminologia podstawowa, symbole literowe i jednostki miar.*
- [160] *PN-S-02205; 1998, Drogi samochodowe - Roboty ziemne - Wymagania i badania.*
- [161] *Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 7 sierpnia 2008r., w sprawie wymagań w zakresie odległości i warunków dopuszczających usytuowania drzew i krzewów, elementów ochrony akustycznej i wykonania robót ziemnych w sąsiedztwie linii kolejowej, a także sposobu urządzania i utrzymywania zasłon odśnieżnych oraz pasów przeciwpożarowych, tekst jednolity Dz.U.2020 poz. 1247 ze zm.*

- [162] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 7 czerwca 2010r., w sprawie ochrony przeciwpożarowej budynków, innych obiektów budowlanych i terenów, Dz.U. 2010 nr 109 poz. 719 ze zm.
- [163] Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 20 lipca 2022r., zmieniające rozporządzenie w sprawie ochrony przeciwpożarowej budynków, innych obiektów budowlanych i terenów, Dz.U. 2022 poz. 1620
- [164] Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 22 marca 2006r., w sprawie szczegółowych zasad zabezpieczenia przeciwpożarowego lasów, Dz.U. 2006 nr 58 poz. 405 ze zm.
- [165] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 10 września 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie. Dz.U. 1998 nr 151 poz. 987 ze zm.
- [166] Rozporządzenie Ministra Transportu, Budownictwa i Gospodarki Morskiej z dnia 25 kwietnia 2012r., w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych, Dz.U. 2012 poz. 463 ze zm.
- [167] Standardy Techniczne: Szczegółowe warunki techniczne dla modernizacji lub budowy linii kolejowych do prędkości  $V_{max} \leq 250$  km/h, Tom I, Droga Szynowa, wersja 1.4, PKP PLK S.A., Warszawa 2021
- [168] USTAWA z dnia 7 lipca 1994 r. Prawo budowlane, Dz.U. 1994 nr 89 poz. 414 ze zm.
- [169] USTAWA z dnia 28 marca 2003 r. o transporcie kolejowym Dz.U. 2003 Nr 86 poz. 789
- [170] Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego Id-3, PKP PLK S.A., Warszawa 2009
- [171] Wytyczne napraw podtorza linii eksploatowanych - projekt, COB i RTK, Warszawa 1981
- [172] Wytyczne badań podłoża gruntowego dla potrzeb budowy i modernizacji infrastruktury kolejowej Igo-1, PKP PLK S.A., Warszawa, 2016.

#### **6.4. Netografia**

- [173] [https://www.am.szczecin.pl/uploads/imfich/8\\_Hydrostatyka\\_i\\_hydrodynamika.pdf](https://www.am.szczecin.pl/uploads/imfich/8_Hydrostatyka_i_hydrodynamika.pdf)
- [174] <https://docplayer.pl/189264849-Wody-podziemne-piotr-silka.html>
- [175] <https://encyklopedia.pwn.pl/szukaj/insolacja>
- [176] [https://eregion.wzp.pl/obszary/krajobraz\\_i\\_gleby](https://eregion.wzp.pl/obszary/krajobraz_i_gleby), Pomorze Zachodnie, jednostki krajobrazowe na tle mapy geomorfologicznej.

[177] <http://home.agh.edu.pl/~bartus/index.php>

[178] <https://www.gov.pl/web/rcb/infrastruktura-krytyczna>

[179] <https://inzynieriasrodowiska.com.pl/encyklopedia/awaria-budowlana-definicja>

[180] [http://mib.gov.pl/media/3510/Slownik\\_pojec\\_SRT.pdf](http://mib.gov.pl/media/3510/Slownik_pojec_SRT.pdf)

[181] <https://www.pgi.gov.pl/psh/psh-2/baza-wiedzy-hydrogeologicznej/945-leksykon-psh/9020-m-p.html>

[182] <https://sjp.pwn.pl/szukaj/Destrukcja.html>

[183] [https://stat.gov.pl/files/gfx/portalinformacyjny/pl/defaultaktualnosci/5501/34/1/1/historia\\_polski\\_w\\_liczbach\\_tom\\_trzeci\\_polska\\_w\\_europie.pdf](https://stat.gov.pl/files/gfx/portalinformacyjny/pl/defaultaktualnosci/5501/34/1/1/historia_polski_w_liczbach_tom_trzeci_polska_w_europie.pdf)

[184] <https://stat.gov.pl/obszary-tematyczne/transport-i-lacznosc/transport/przewozy-ladunkow-i-pasazerow-w-2022-roku,11,11.html>

[185] <https://utk.gov.pl/pl/raporty-i-analizy/analizy-i-monitoring/statystyka-przewozow-pa/15772,Dane-podstawowe.html>

## **7. Słownik niektórych terminów inżynierskich, geologicznych, hydrogeologicznych i ekologicznych użytych w pracy**

**Antropogeniczny grunt** - grunt powstały nie w sposób naturalny, lecz w wyniku działalności człowieka, np. przez wymieszanie gruntu naturalnego z materiałami odpadowymi (gruz, popiół, materiały syntetyczne itp.) [Id-3, 2009].

**Antropogeniczne czynniki i procesy** – to czynniki i procesy wynikające z technicznych działań człowieka.

**Antropopresja** – degradujące czynniki i procesy wynikające z technicznych działań człowieka.

**Awaria budowlana** – zdarzenie, w wyniku którego konstrukcja obiektu uległa uszkodzeniom (np. rysy, pęknięcia, nadmierne ugięcia) lub przemieszczeniom w stopniu utrudniającym lub uniemożliwiającym dalszą bezpieczną eksploatację całości lub fragmentu obiektu [USTAWA o transporcie kolejowym, 2003].

**Biochemiczny rozkład** – jest to rozkład części fitogenicznych związany z powstawaniem torfu czyli rozkładem części roślinnych.

**Budowla ziemna** - konstrukcja wykonana z materiału gruntowego lub w podłożu gruntowym [Id-3, 2009].

**Ciśnienie hydrostatyczne** - ciśnienie wywołane ciężarem cieczy [[https://www.am.szczecin.pl/uploads/imfich/8\\_Hydrostatyka\\_i\\_hydrodynamika.pdf](https://www.am.szczecin.pl/uploads/imfich/8_Hydrostatyka_i_hydrodynamika.pdf)].

**Ciśnienie hydrodynamiczne** - ciśnienie związane z przepływem płynu, inaczej ciśnienie pracy [[https://www.am.szczecin.pl/uploads/imfich/8\\_Hydrostatyka\\_i\\_hydrodynamika.pdf](https://www.am.szczecin.pl/uploads/imfich/8_Hydrostatyka_i_hydrodynamika.pdf)].

**Ciśnienie spływowe** – ciśnienie wywierane na szkielet gruntowy poprzez przepływającą przez grunt wodę. Ciśnienie to w odniesieniu do jednostki objętości gruntu to nic innego jak ciśnienie spływowe:  $j = i \gamma_w$ , gdzie:  $i = \Delta h/l$  – spadek hydrauliczny [[https://www.am.szczecin.pl/uploads/imfich/8\\_Hydrostatyka\\_i\\_hydrodynamika.pdf](https://www.am.szczecin.pl/uploads/imfich/8_Hydrostatyka_i_hydrodynamika.pdf)].

**Deformacje filtracyjne** – zespół procesów deformacji (kolmatacja, przemieszczanie się cząstek, sufozja, kurzawka) występujących w podłożu gruntowym a wywołany przepływem wody gruntowej.

**Deluwia** – osady utworzone w wyniku wypłukiwania przez wody deszczowe najdrobniejszych cząstek mineralnych z gleb, glin, lessów i osadzania tych cząstek w niższych partiach i o podnóża stoków [Jaroszewski i in., 1985].

- Destrukcja** – całkowite zniszczenie lub całkowity samoistny rozpad [<https://www.pgi.gov.pl/psh/psh-2/baza-wiedzy-hydrogeologicznej/945-leksykon-psh/9020-m-p.html>].
- Denudacja** – degradacja, procesy denudacyjne – procesy niszczące powodujące wyrównywanie i stopniowe obniżanie powierzchni Ziemi; obejmuje wietrzenie , erozję , ruchy masowe i przemieszczanie zwietrzliny. [Jaroszewski i in., 1985].
- Droga kolejowa** – tor kolejowy albo tory kolejowe wraz z elementami wymienionymi w pkt 2–12 załącznika nr 1 do ustawy, o ile są z nimi funkcjonalnie połączone, niezależnie od tego, czy zarządza nimi ten sam podmiot [Ustawa o transporcie kolejowym, 2003].
- Dylatacja** – szczeliny w gruncie powstałe na skutek procesów egzogenicznych, powodujące utratę spójności (kontaktu) między ziarnami gruntu.
- Ekspozycja** –położenie skarpy w stosunku do stron świata [<https://www.pgi.gov.pl/psh/psh-2/baza-wiedzy-hydrogeologicznej/945-leksykon-psh/9020-m-p.html>].
- Endogeniczny** – określenie czynnika (procesu, zjawiska itp.) geologicznego pochodzenia wewnętrznego czyli związanego z litosferą (wulkanizm, plutonizm, trzęsienia ziemi, ruchy górotwórcze - orogeniczne) [Jaroszewski i in., 1985].
- Egzogeniczny** - określenie czynnika (procesu, zjawiska itp.) dotyczącego powierzchni Ziemi mającego względem skorupy ziemskiej pochodzenie zewnętrzne, czyli związane genetycznie z hydrosferą, atmosferą i działalnością organizmów żywych [Jaroszewski i in., 1985].
- Erozja** – mechaniczne niszczenie skał (brzegów dna) erozja rzeczna - **abrazja** [Jaroszewski i in., 1985].
- Filtracja** – proces przepływu wody gruntowej przez warstwy gruntu.
- Współczynnik filtracji** – prędkość filtracji wody w gruncie przy gradiencie  $i = 1$  oraz przy temperaturze  $t = 10^{\circ}\text{C}$  [Norma PN-B-02481; 1998].
- Fitogeniczne oddziaływanie** – działanie traw, drzew i krzewów oraz ich systemów korzeniowych.
- Glacitektonika** – deformacje podłoża lodowca i składanych przezeń osadów spowodowane naciskiem lodu i/lub jego tarciami o podłoże [Jaroszewski i in., 1985].
- Grunt makroporowaty** - grunt o porowatej strukturze, wytworzonej najczęściej wskutek nawiania przez wiatr i luźnego ułożenia ziaren a następnie spojenia ich węglanem wapnia  $\text{CaCO}_3$ ; przykładem gruntu makroporowatego może być less lub less ilasty [Id-3, 2009].

**Infrastruktura krytyczna** – to rzeczywiste i cybernetyczne systemy (obiekty, urządzenia bądź instalacje) niezbędne do minimalnego funkcjonowania gospodarki i państwa [<https://www.gov.pl/web/rcb/infrastruktura-krytyczna>].

**Insolacja** – nasłonecznienie, działanie na Ziemię promieniowania słonecznego; stosunek energii promieniowania słonecznego, padającego na daną powierzchnię poziomą (w jednostce czasu), do wielkości tej powierzchni. [<https://encyklopedia.pwn.pl/szukaj/insolacja>].

**Linia kolejowa** – wyznaczona przez zarządcę infrastruktury droga kolejowa przystosowana do prowadzenia ruchu pociągów [Ustawa o transporcie kolejowym, 2003].

**Katastrofa budowlana** - jest niezamierzone, gwałtowne zniszczenie obiektu budowlanego lub jego części [Ustawa Prawo budowlane, 1994] .

**Kolmatacja** - uszczelnienie materiału (warstwy filtracyjnej, geowłókniny) w wyniku zamulenia [Id-3, 2009].

**Konstrukcja podtorza** – układ warstw ziemnych naturalnych lub specjalnie przygotowanych z materiałów mineralnych wraz ze sposobem ich połączenia [Igo-1, 2016].

**Konsolidacja podłoża** - odkształcenia podłoża wynikające z wymuszonego obciążeniem odpływu wody z porów gruntu, którego efektem jest zmniejszenie jego objętości [Norma PN-B-02481; 1998].

**Korpus nasypu** – budowla ziemna ograniczona od góry powierzchnią torowiska a po bokach skarpami nasypów lub wewnętrznymi skarpami rowów.

**Kurzawka** - jest to upłynnienie nasyconego wodą gruntu na skutek znacznego ciśnienia sphywowego. W wyniku wysokiego ciśnienia porowego dochodzi do redukcji tarcia pomiędzy poszczególnymi ziarnami, tzn. naprężenia nie są przenoszone przez szkielet gruntowy (naprężenie efektywne), lecz główną rolę odgrywają płyny porowe.

**Materiał gruntowy** - grunt naturalny lub antropogeniczny o właściwościach pozwalających zastosować go bezpośrednio lub po uzdatnieniu do wykonania budowli ziemnej [Norma PN-B-02481; 1998].

**Metoda heurystyczna** - ogół sposobów i reguł postępowania służących podejmowaniu najważniejszych decyzji w skomplikowanych sytuacjach, wymagających analizy dostępnych informacji, a także przewidywania zjawisk przyszłych; oparte na twórczym myśleniu i kombinacjach logicznych [<https://inzynieriasrodowiska.com.pl/encyklopedia/awaria-budowlana-definicja>].

**Morfologia terenu** - rzeźba powierzchni ziemi (terenu), ukształtowanie powierzchni Ziemi powstałe w wyniku oddziaływania procesów endo- i egzogenicznych, jak też wskutek działalności człowieka [<https://www.pgi.gov.pl/psh/psh-2/baza-wiedzy-hydrogeologicznej/945-leksykon-psh/9020-m-p.html>].

**MOTZ** - Mapa Osuwisk i Terenów Zagrożonych

**Nasyp** –warstwa lub specjalnie ukształtowana budowla ziemna z materiału gruntowego, wykonana powyżej powierzchni terenu [Norma PN-B-02481; 1998].

**Nasiąkliwość** - nasiąkliwość gruntów wyrażana jest ilością (ciężar lub objętość) wody, jaką próbka gruntu może przyjąć pod normalnym ciśnieniem przez wypełnienie porów, wyrażona wagowo bądź objętościowo w procentach w stosunku do ciężaru suchej próbki lub do jej objętości [<https://www.pgi.gov.pl/psh/psh-2/baza-wiedzy-hydrogeologicznej/945-leksykon-psh/9020-m-p.html>].

**Odkształcalność podłoża** - zdolność gruntów do odkształceń objętościowych i postaciowych w wyniku oddziaływań czynników wewnętrznych i zewnętrznych, zwłaszcza obciążeń konstrukcją, które zmieniają stan naprężenia w podłożu [Norma PN-B-02481; 1998].

**Odprężenie gruntu** - zwiększenie objętości gruntu wywołane zmniejszeniem zewnętrznego obciążenia [Norma PN-B-02481; 1998].

**Osuwisko** – forma geomorfologiczna powstała w wyniku samoczynnego przemieszczenia się mas gruntów na skutek działania procesów egzogenicznych.

**Peneplena** – prawie równia, zrównanie końcowe – rozległa, lekko falista powierzchnia zrównania utworzona w wyniku peneplenizacji [Jaroszewski i in., 1985].

**Peryglacjał** – odniesienie do klimatu panującego bezpośrednio na przedpolu współczesnego lub dawnego lodowca.

**Pęcznienie gruntu** - zdolność gruntu do zwiększania objętości tylko w wyniku wzrostu jego wilgotności [Id-3, 2009].

**Podatność budowli ziemnej linii kolejowej** - możliwość wystąpienia destrukcyjnego zjawiska (ruchu masowego) na danym odcinku, ze względu na istniejące lokalnie warunki środowiskowe [Małka, 2018].

**Podłoże gruntowe** - grunt rodzimy, antropogeniczny lub skała, istniejące na miejscu budowy przed wykonaniem prac budowlanych w strefie, której właściwości mają wpływ na projektowanie, wykonanie i eksploatację budowli.

**Podłoże budowlane - grunt budowlany** - część skorupy ziemskiej mogąca współdziałać z obiektem budowlanym, stanowiąca jego element lub służąca jako tworzywo do wykonywania z niego budowli ziemnych [Norma PN-86/B-02480:1986].

**Podtorze** - kolejowa budowla ziemna wraz z urządzeniami ją zabezpieczającymi, ochraniającymi i odwadniającymi, podlegająca oddziaływaniom eksploatacyjnym, wpływom klimatycznym oraz wpływom podłoża gruntowego zalegającego bezpośrednio pod podtorzem i w najbliższym jego otoczeniu [Id-3, 2009].

**Powierzchnia nieciągłości** – powierzchnia powstała na styku gruntu naturalnego i koluwium osuwiskowego.

**Poziom wodonośny** – poziom zwierciadła wody gruntowej w warstwie wodonośnej.

**Praca przewozowa** - iloczyn wykonanych przez środki transportu: długości drogi (liczby kilometrów) i :

- w transporcie pasażerskim - liczby przewiezionych osób (ładunek osobowy). Jednostką miary jest pasażerokilometr (paskm) - 1 pasażerokilometr to przewóz 1 pasażera na odległość 1 km.
- w transporcie towarowym - liczby ton przewiezionego towaru (ładunek towarowy). Jednostką miary jest tonokilometr (tkm) - jeden tonokilometr to przewóz 1 tony ładunku na odległość 1 km [[http://mib.gov.pl/media/3510/Slownik\\_pojec\\_SRT.pdf](http://mib.gov.pl/media/3510/Slownik_pojec_SRT.pdf)].

**Proces osuwiskowy** – pojęcie powszechnie przyjęte w literaturze by podkreślić, że osuwisko jest osadzone w czasie [Wysokiński, 2011].

**Przebiecie hydrauliczne** - nagła utrata stateczności gruntu (najczęściej nasypu lub jego podłoża) w wyniku działania ciśnienia przepływającej wody; przebiciom hydraulicznym sprzyja m.in. sufozja, powodująca wymywanie drobnych cząstek gruntu i zwiększenie prędkości przepływu wód [Id-3, 2009].

**Przedział ufności** dla parametru  $\mu$  nazywamy przedział liczbowy  $(a, b)$ , gdzie  $a$  i  $b$  są zmiennymi losowymi, który pokrywa prawdziwą średnią  $\mu$  z określonym prawdopodobieństwem. Jeżeli to prawdopodobieństwo jest równe 0,95 lub 0,99, to odpowiedni przedział nazywamy 95- lub 99- procentowym [Oktaba, 1977].

**Przekop** - specjalnie ukształtowana budowla ziemna, wykonana w postaci odpowiednio ukształtowanej przestrzeni powstałej w wyniku usunięcia z niej gruntu [Norma PN-S-02205; 1998].

**Przewozy ładunków transportem kolejowym** - masa przesyłek przewiezionych na sieci kolei normalnotorowych, szerokotorowych i wąskotorowych w komunikacji wewnętrznej i międzynarodowej wszystkimi rodzajami pociągów [GUS,2022].

**Reologiczne właściwości gruntu** - proces reologiczny to zdolność gruntu do trwałych odkształceń i płynięcia, wynikająca z jego zmian teksturalnych. Odkształcenia zachodzą przy stałych lub nawet obniżających się naprężeniach [<https://www.pgi.gov.pl/psh/psh-2/baza-wiedzy-hydrogeologicznej/945-leksykon-psh/9020-m-p.html>].

**Ruchy masowe - powierzchniowe ruchy masowe lub ruchy grawitacyjne** – przemieszczanie się mas skalnych (pokryw zwietrzelinowych, luźnych i zwięzłych skał powierzchni Ziemi) wzdłuż stoków przede wszystkim pod wpływem działania siły ciężkości – osuwanie, obrywanie, osiadanie, splezywanie i staczanie [<https://www.pgi.gov.pl/psh/psh-2/baza-wiedzy-hydrogeologicznej/945-leksykon-psh/9020-m-p.html>].

**Skarpa** - jest to nachylona powierzchnia gruntowa, ukształtowana sztucznie w gruntach naturalnych (skarpy przekopu) lub nasypowych (skarpy nasypu).

**Skurcz** – skurczliwość gruntu zdolność gruntu do zmniejszania objętości tylko w wyniku zmniejszania jego wilgotności [Norma PN-B-02481; 1998].

**Sieć kolejowa** – linie kolejowe, stacje pasażerskie, stacje rozrządowe, terminale towarowe i wszystkie inne elementy infrastruktury kolejowej niezbędne do zapewnienia bezpiecznej i ciągłej eksploatacji systemu kolei Unii [Ustawa o transporcie kolejowym, 2003].

**Stabilność** – pod pojęciem stabilności obiektu budowlanego należy rozumieć, stateczność obiektu w czasie, to znaczy stateczność obiektu budowlanego posadowionego na podłożu budowlanym podlegającym zmianie parametrów wytrzymałościowych w czasie [Sobkowiak i in., 2022].

**Stateczność** – stan charakteryzujący zdolność zachowania równowagi stałej [Jeż, 2004].

**Strefa aeracji** – to warstwa skał przepuszczalnych niewypełniona wodą, a stanowiąca jedynie przestrzeń przez którą woda przesącza się głębiej- strefa napowietrzenia [<https://encyklopedia.pwn.pl/szukaj/insolacja>].

**Strefa saturacji (warstwa wodonośna)** - gdy wsiąkająca woda natrafi na przeszkodę w postaci skał nieprzepuszczalnych, zaczyna stopniowo wypełniać okoliczne skały [<https://encyklopedia.pwn.pl/szukaj/insolacja>].

**Struktura** – element budowy wewnętrznej gruntu opisany jako stopień wykształcenia składników gruntu, wielkość kształt składników, wzajemne proporcje pomiędzy składnikami (opis zbliżony do nauk geologicznych).

**Soliflukcja** – splezywanie odmarzniętej, nasyconej wodą powierzchniowej warstwy gruntu po przemarzniętym podłożu [Jaroszewski i in., 1985].

**SOPO** – System Ochrony Przeciwosuwiskowej

**Sufozja** - niszcząca działalność wód przepływających w gruntach, polegająca na wypłukiwaniu, a niekiedy także ługowaniu cząstek gruntu, prowadząca do zamulania się (kolmatacji) pokryć filtracyjnych i zasypek drenów, uszkodzeń skarp przez wypływające wody, przebieg hydraulicznych itp. [Id-3, 2009].

**Ścisłość gruntu** - zmniejszanie się objętości gruntu na skutek oddziaływań zewnętrznych, w tym zwłaszcza obciążenia [Norma PN-B-02481; 1998].

**Tekstura** - element budowy wewnętrznej gruntu opisany jako stopień wypełnienia przestrzeni gruntowej oraz sposób ułożenia składników (opis zbliżony do nauk geologicznych).

**Terasa** (taras) – pozioma lub nieco nachylona, płaska powierzchnia morfologiczna utworzona w wyniku erozji lub akumulacji, ograniczona z jednej strony stokiem wznoszącym się ku górze, a z drugiej stokiem, opadającym w dół do krawędzi tarasu [Jaroszewski i in., 1985].

**Torowisko** - powierzchnia górnej części podtorza, na której ułożona jest nawierzchnia kolejowa [Id-3, 2009].

**Tor nr 1** – tor prawy, tor po prawej stronie posuwając się zgodnie ze wzrostem kilometracji, - nomenklatura kolejowa.

**Tor nr 2** - tor lewy, tor po lewej stronie posuwając się zgodnie ze wzrostem kilometracji, - nomenklatura kolejowa.

**Tor pierwszy** - tor wybudowany jako pierwotny.

**Tor drugi** - tor dobudowany do toru pierwotnego.

**TSI** – techniczna specyfikacja interoperacyjności [Standardy Techniczne, 2021].

**TSI HS INF** – techniczna specyfikacja interoperacyjności dla podsystemu „Infrastruktura” transeuropejskiego systemu kolei dużych prędkości [Standardy Techniczne, 2021].

**TSI INF** - techniczna specyfikacja interoperacyjności dla podsystemu „Infrastruktura” transeuropejskiego systemu kolei konwencjonalnych [Standardy Techniczne, 2021].

**TSI HS RST** – techniczna specyfikacja interoperacyjności odnosząca się do podsystemu „tabor kolejowy” transeuropejskiego systemu kolei dużych prędkości [Standardy Techniczne, 2021].

**TSI WAG** – techniczna specyfikacja interoperacyjności odnosząca się do podsystemu „tabor kolejowy - wagony towarowe” transeuropejskiego systemu kolei konwencjonalnych [Standardy Techniczne, 2021].

**Upłynnienie** - jest to zjawisko przejścia nawodnionej masy sypkich osadów (głównie piasków i pyłów) w stan przypominający ciecz w wyniku nagłego wzrostu ciśnienia porowego i nagłej utraty wytrzymałości na ścinanie.

**Walidacja** metod analitycznych (wg ISO) – to proces ustalania parametrów charakteryzujący sprawczość działania i ograniczeń metody oraz sprawdzenie jej przydatności do określonych celów.

**Warstwa ochronna torowiska** - pokrycie ochronne torowiska w postaci warstwy odpowiednio dobranego gruntu (np. warstwa ochronna filtracyjna, szczelna itp.) [Id-3, 2009].

**Wietrzenie** – rozpad mechaniczny i rozkład chemiczny skał wskutek działania energii słonecznej, powietrza, wody i organizmów [<https://pl.wikipedia.org/wiki/Wietrzenie>].

**Wskaźnik różnoziarnistości gruntu U** - miara nachylenia krzywej uziarnienia gruntu niespoistego, określająca możliwość jego zagęszczenia i odporność na drgania [Id-3, 2009].

**Wysięki** – wypływy wód gruntowych o małej wydajności i ruchu laminarnym w skarpie przekopu lub w zboczu, często zależny od opadów atmosferycznych na wysoczyźnie.

**Wysadzinowe grunty** - grunty, które podczas długotrwałych mrozów wykazują podatność do tworzenia w ich warstwach soczew lodu wskutek podciągania wody podziemnej [<https://www.pgi.gov.pl/psh/psh-2/baza-wiedzy-hydrogeologicznej/945-leksykon-psh/9020-m-p.html>].

**Wzmacnianie podłoża gruntowego** - zabieg, którego celem jest zwiększenie wytrzymałości, zmniejszenie ścisłości lub poprawa innych właściwości gruntu [Norma PN-B-02481; 1998].

**Zamróz** - głębokość przemarzania, maksymalna dla danego terenu głębokość zamarzania wody w gruncie, mierzona od nieosłoniętej powierzchni gruntu [Norma PN-B-02481; 1998].

**Zagrożenie (hazard)** – oznacza prawdopodobieństwo wystąpienia potencjalnie destrukcyjnego zjawiska (osuwania) w danym obszarze w danym okresie czasu [Małka, 2015].

**Zagrożenie awaryjne** jest to taki stan elementu lub obiektu, w którym zaistniałe uszkodzenia lub inne występujące nieprawidłowości wskazują na możliwość zagrożenia eksploatacji lub bezpieczeństwa konstrukcji, a także obniżenia warunków eksploatacji w przypadku zachowania dotychczasowych wymagań eksploatacji [<https://inzynieriasrodowiska.com.pl/encyklopedia/awaria-budowlana-definicja>].

**Zbocze (Stok)** - jest to nachylona powierzchnia gruntowa, powstała naturalnie a rozpościerająca się między kulminacją wzniesienia a jego podnóżem [Jaroszewski i in., 1985].

**Zoogeniczne oddziaływania** – działalność zwierząt w obrębie budowli ziemnych, zwykle destrukcyjna polegająca na drążeniu nor czy rozdeptywaniu skarp na szlakach migracyjnych.

**Zwierciadło wody gruntowej (ZWG)** - poziom wody gruntowej, na którym ciśnienie wody w porach jest równe ciśnieniu atmosferycznemu w danym punkcie i czasie [Norma PN-B-02481; 1998].

## **STRESZCZENIE**

Zapewnienie stabilności budowli ziemnych, w szczególności budowli ziemnych linii kolejowych, jest jednym z najtrudniejszych problemów inżynierskich występujących w środowisku przyrodniczym. W pracy przyjęto tezę, że istnieje empiryczna możliwość sklasyfikowania czynników oraz procesów egzogenicznych, destabilizujących budowle ziemne linii kolejowych oraz że istnieje możliwość opracowania metody prognozowania wystąpienia ryzyka utraty stabilności takich budowli. Zdefiniowano kolejne postaci utraty stabilności jako: zagrożenie awaryjne, awarię budowlaną i katastrofę budowlaną.

Na podstawie wyników analiz sytuacji panujących na wybranych, dziesięciu odcinkach badawczych linii kolejowych, określono dziewięćdziesiąt cztery czynniki i procesy destrukcyjne, opisujące stabilność budowli ziemnych linii kolejowych. Stwierdzono, że oceny dokonywane metodą „0/1” nie są wystarczające dla precyzyjnego ustalenia ryzyka utraty stabilności budowli ziemnych. Z tego powodu, użyto „metody zindeksowanej”, przyjmując wagi o wartości od 1 do 5 dla poszczególnych czynników i procesów destrukcyjnych.

Wykorzystując „metodę zindeksowaną”, określono dla każdego z badanych odcinków linii kolejowych liczbę punktów charakteryzujących ryzyko utraty stabilności przez budowle ziemne linii kolejowych. Zaproponowano wartości graniczne liczb punktów charakterystycznych dla wystąpienia zagrożenia awaryjnego, awarii budowlanej i katastrofy budowlanej. Wartości te zweryfikowano w testach istotności oraz określając wartości przedziałów ufności wartości średnich, charakteryzujących poszczególne postaci utraty stabilności.

Dla stworzenia możliwości szerokiego zastosowania opracowanej metody oceny stanu zagrożenia utratą stabilności budowli ziemnych linii kolejowych, opracowano algorytm postępowania dla kolejowych służb diagnostycznych. Zastosowanie algorytmu stworzy warunki do podejmowania skutecznych działań dla bezpieczeństwa ruchu pociągów oraz szeroko pojętej ochrony środowiska przyrodniczego.

## **ABSTRACT**

Ensuring the stability of earth structures, particularly the earth structures of railway lines, is one of the most challenging engineering problems encountered in the natural environment. This dissertation hypothesizes that there is an empirical possibility to classify the exogenous factors and processes that destabilize the earth structures of railway lines, and that it is possible to develop a method to forecast the risk of stability loss for such structures. The different forms of stability loss have been defined as: emergency threat, structural failure, and structural catastrophe.

Based on the analysis of conditions on ten selected research sections of railway lines, ninety-four destructive factors and processes affecting the stability of earth structures of railway lines were identified. It was found that assessments made using the "0/1" method are insufficient for accurately determining the risk of stability loss of earth structures. Therefore, an "indexed method" was used, assigning weights from 1 to 5 to the individual destructive factors and processes.

Using the "indexed method", the number of points characterizing the risk of stability loss for the earth structures of railway lines was determined for each of the studied sections. Threshold values for the number of points indicative of an emergency threat, structural failure, and structural catastrophe were proposed. These values were verified through significance tests and by determining confidence interval values for the means characterizing the different forms of stability loss.

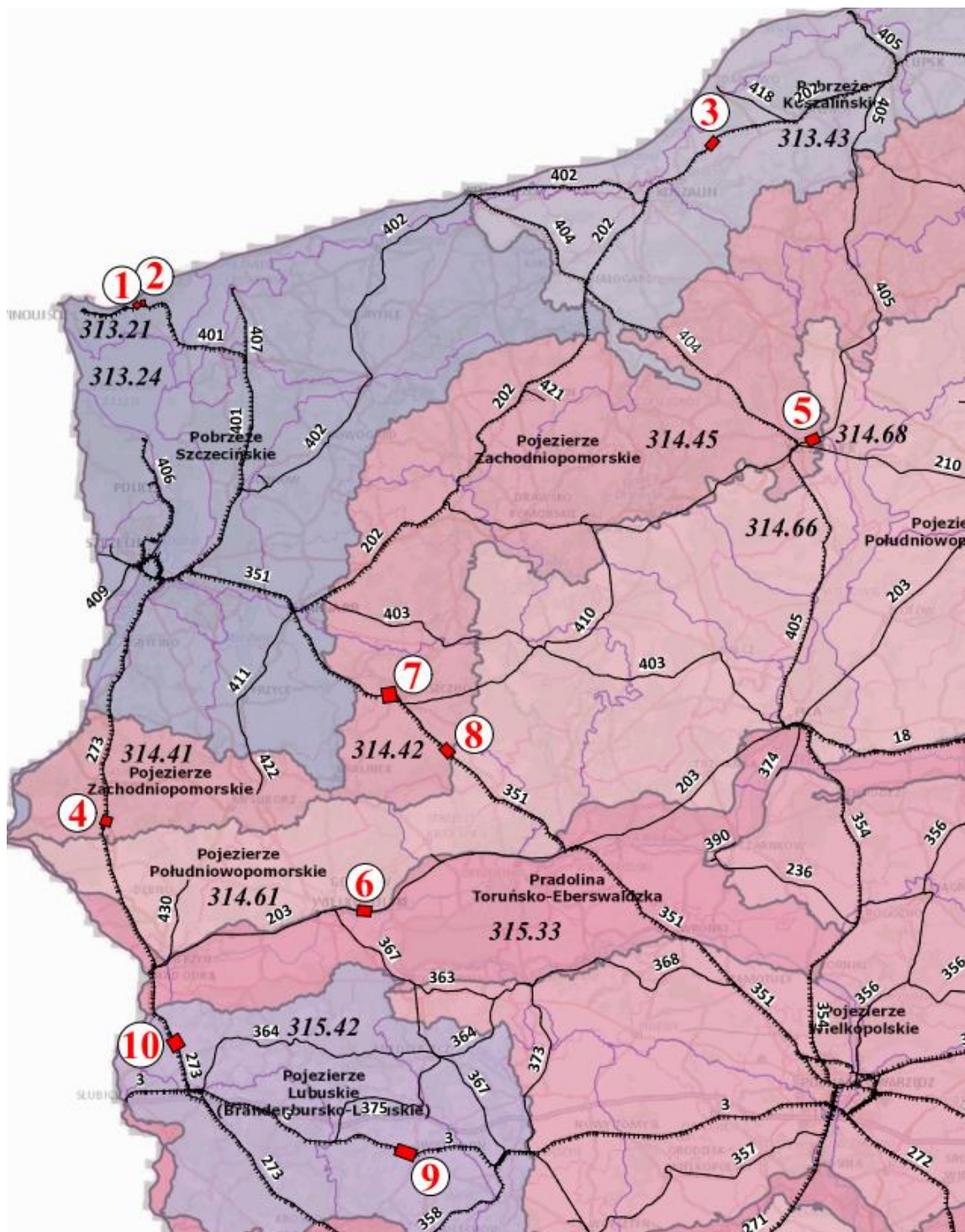
To enable the broad application of the developed method for assessing the risk of stability loss of earth structures of railway lines, an algorithm for the railway diagnostic services was developed. The application of this algorithm will create conditions for effective actions to ensure the safety of train operations and the broader protection of the natural environment.


**OPIS ANALIZOWANYCH ODCINKÓW BADAWCZYCH**


## 1. WPROWADZENIE

W niniejszej rozprawie doktorskiej do analizy, na podstawie literatury przedmiotu, a przede wszystkim materiałów własnych (badania geotechniczne, dokumentacje geologiczno-inżynierskie, ekspertyzy, projekty) wytypowano stanowiska badawcze w następujących lokalizacjach na sieci PKP Polskie Linie Kolejowe S.A.:

1. Linia kolejowa nr 401, km 86,500 ÷ 86,600 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Międzyzdroje, a stacją Lubiewo),
2. Linia kolejowa nr 401, km 84,800 ÷ 85,050 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Warnowo, a stacją Międzyzdroje),
3. Linia kolejowa nr 202, km 178,000 ÷ 178,100 (odcinek stacyjny, stacja Wiekowo),
4. Linia kolejowa nr 273, km 291,160 ÷ 291,190 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Godków, a przystankiem Witnica Chojeńska),
5. Linia kolejowa nr 405, km 75,100 ÷ 75,300 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Szczecinek, a przystankiem Gwda Mała),
6. Linia kolejowa nr 203, km 290,600 ÷ 290,720 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Gorzów Wielkopolski Wschodni, a stacją Santok),
7. Linia kolejowa nr 351, km 140,700 ÷ 141,200 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Choszczno, a przystankiem Ziemomyśl),
8. Linia kolejowa nr 351, km 121,840 ÷ 121,950 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Rębusz, a stacją Słonice),
9. Linia kolejowa nr 3, km 409,000 ÷ 409,940 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Świebodzin, a przystankiem Wilkowo Świebodzińskie),
10. Linia kolejowa nr 273, km 237,000 ÷ 237,400 (odcinek szlakowy pomiędzy przystankiem Radów, a przystankiem Laski Lubuskie).



 - lokalizacja oraz nr odcinków badawczych

 - linia kolejowa wraz z numeracją

314.66 - nr mezoregionu

Ryc. 1. Mapa z lokalizacją odcinków badawczych

### 1.1. Linia kolejowa nr 401, km 86,500 ÷ 86,600

#### Lokalizacja

Skarpa nasypu od strony toru nr 2, linii kolejowej nr 401 Szczecin Dąbie – Świnoujście Port w km 86,500÷86,600 odcinek szlakowy pomiędzy stacją Międzyzdroje, a stacją Lubiewo (województwo zachodniopomorskie, powiat kamieński, gmina Międzyzdroje).

#### Historia budowy linii kolejowej

Linia kolejowa nr 401 Szczecin Dąbie – Świnoujście Port została wybudowana jako linia jednotorowa i odcinkami oddawana do użytku. Całkowita długość to 99,971 km. Budowę rozpoczęto na stacji kolejowej Szczecin Dąbie, pierwszy odcinek (Szczecin Dąbie – Goleńców) otwarto 1. stycznia 1882 roku, a całość została oddana do użytku 1. czerwca 1901 roku. W latach 1975-1980 linia została rozbudowana o drugi tor i dokonano elektryfikacji [Atlas linii kolejowych, 2014; Materiały własne].

#### Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne

Omawiany teren znajduje się w obrębie jednostki fizjograficznej Wyspy Uznam i Wolin (313.21). Rzeźba obszaru zaznacza się w postaci kontrastu jaki tworzą niskie, rozległe i płaskie obszary Bramy Świny z urozmaiconą powierzchnią wysoczyzny wyspy Wolin i Uznam. Obniżenie jest w całości młodo holoceniowe, podczas gdy rzeźba obszarów wysoczyznowych została ostatecznie ukształtowana w czasie zaniku ostatniego lądolodu [Kaczyński, 2017; Kondracki, 1988].

Obie mają nie tylko urozmaiconą rzeźbę i budowę. W zachodniej części obszaru występują równiny akumulacji rzecznej i nadmorskiej, natomiast we wschodniej, wysoczyzny pagórkowate. Zbudowane są z osadów zlodowacenia północnopolskiego fazy pomorskiej w postaci spiętrzonych moren, oraz form akumulacji eolicznej i morskiej. Do wzgórz morenowych przyrosły od zachodu i od wschodu szeregi piaszczystych wałów brzegowych, poroziarczanych erozyjnie i przekształconych eolicznie w niewysokie wydmy. Wzgórza z kolei podcinają falezy (klify), w szczególności od strony Zatoki Pomorskiej, jak również Zalewu Szczecińskiego. Procesy te są nadal aktywne [Leszczycki i inni, 1973-1978].

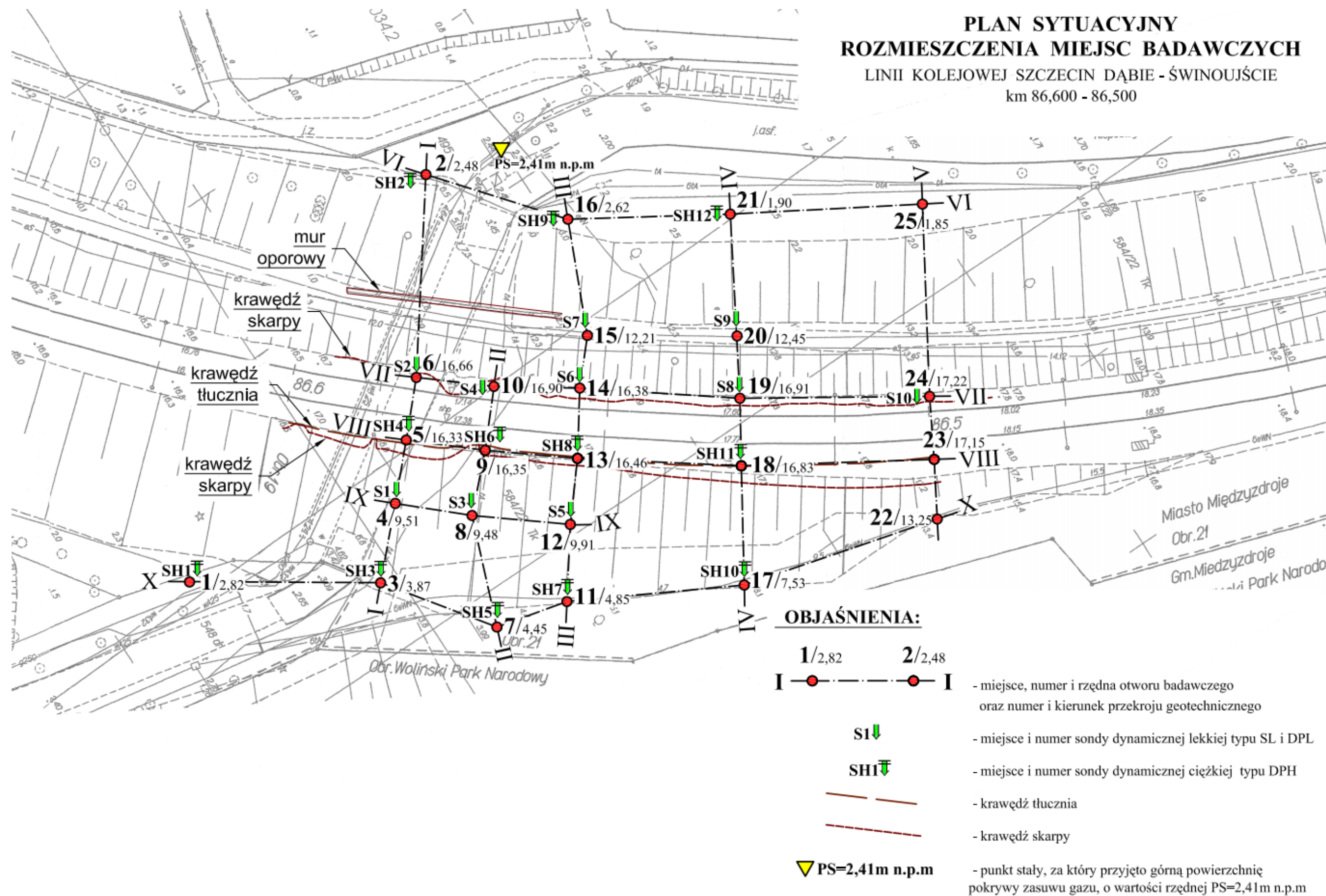
We wrześniu 2010 roku przeprowadzono badania geotechniczne:

- odwiercono 25 otworów badawczych o głębokości od 4,00 m do 20,00 m, łącznie odwiercono 203,0 mb.
- wykonano 8 sondowań sondą dynamiczną lekką typu SL o głębokości od 4,40m do 6,0m, łącznie 31,9 mb.
- wykonano 2 sondowania sondą dynamiczną lekką typu DPL o głębokości od 1,10m do 2,70m, łącznie 3,8 mb.
- wykonano 12 sondowań sondą dynamiczną ciężką typu DPH o głębokości od 9,20m do 18,0m, łącznie 129,8 mb.

W miejscach badań występują warstwy nasypów niebudowlanych, nasypów budowlanych (o wartościach  $I_D=0,20\div 0,70$  oraz  $I_L=0,10$ ) oraz gleby o miąższości dochodzącej do 9,2 m od powierzchni terenu. W rejonie otworów 1, 2, 3, 16, 21, 25 pod warstwą nasypów niebudowlanych i nasypów budowlanych zalegają utwory zastoiskowe śródlądowego zbiornika zamkniętego, w postaci torfu o miąższościach w zakresie od 0,90÷2,50m. W pozostałych otworach bezpośrednio pod warstwą nasypów niebudowlanych, nasypów budowlanych i gleby zalegają osady wodnolodowcowe zlodowacenia północnopolskiego (o wartościach  $I_D=0,20\div 0,85$ ) wykształcone w postaci piasków drobnych, piasków średnich i piasków grubych. Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 20,0 m od powierzchni terenu.

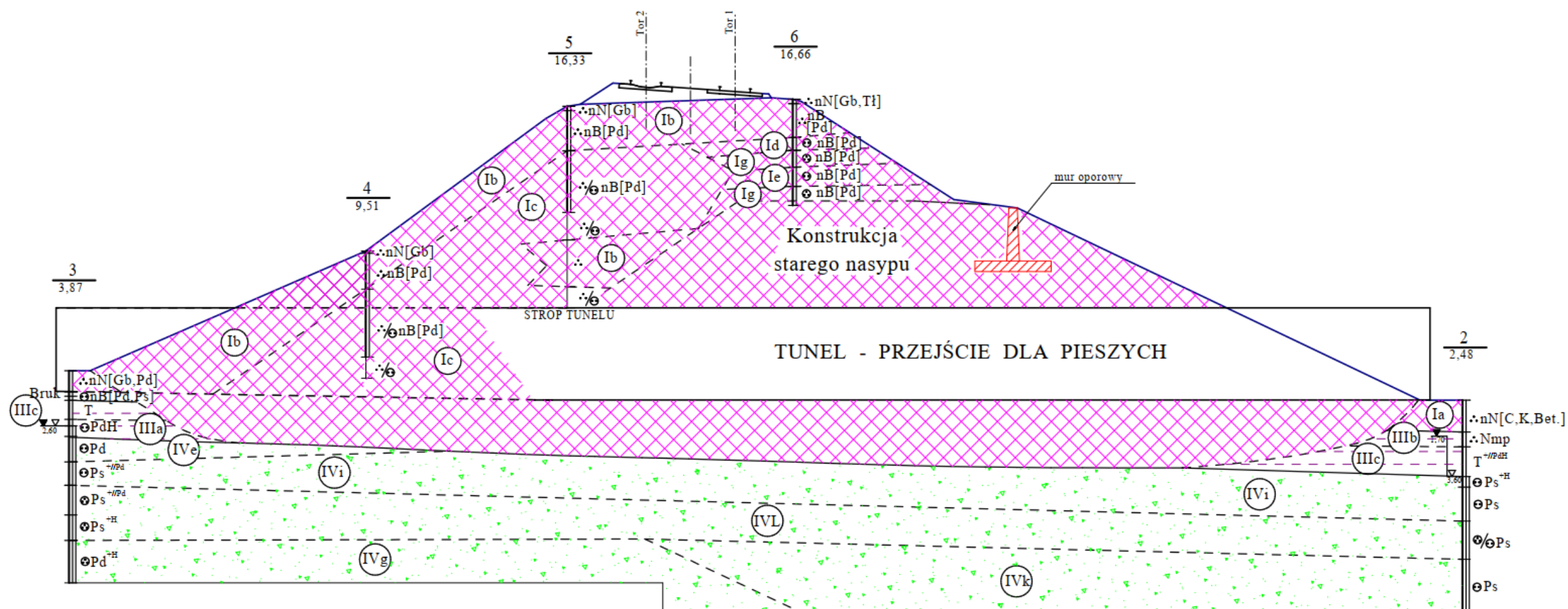
W trakcie prowadzonych wierceń w otworach nr 1, 2, 16, 21, 25 stwierdzono zwierciadło wody gruntowej pod ciśnieniem hydrostatycznym na głębokości od 4,40m do 2,20m od powierzchni terenu, tj. na rzędnych od -1,78m do 0,62m n.p.m., które stabilizowało się na głębokości od 2,70m do 1,60m od powierzchni terenu tj. na rzędnej od -0,08m do 0,30m n.p.m.

Natomiast w otworach nr 3, 7, 11, 17, 18, 23 stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej na głębokości od 15,70m do 2,60m od powierzchni terenu tj. na rzędnej od 1,45m do 1,27m n.p.m. Przewiduje się, że wahania zwierciadła wody gruntowej w cyklu rocznym mogą wynosić od +1,00 m do -1,00 m zależnie od intensywności opadów atmosferycznych.



Ryc. 2. Plan sytuacyjny rozmieszczenia miejsc badawczych LK Szczecin Dąbie – Świnoujście, km 86,000 – 86,500

### PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY I - I



Poziom porównawczy -9,0 m. n.p.m.

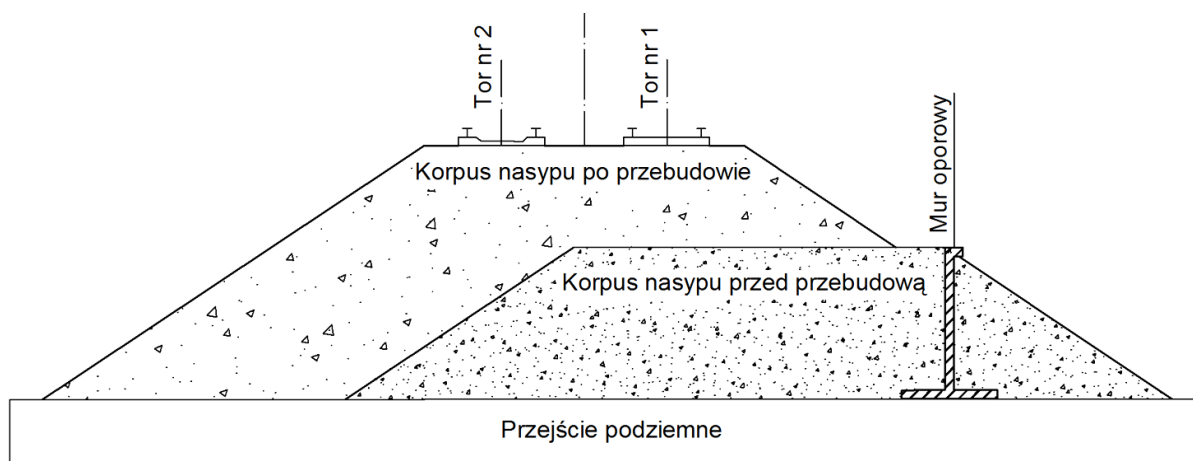
Rzędne projektowane																				
Rzędne terenu	3,87	3,87	9,51	15,26	16,33	16,42	17,54	0,00	17,15	16,73	16,66	16,56	11,94	11,51						2,48
Odległości	2,92	2,82	15,12	6,82	5,82	5,22	2,82	0,00	2,82	3,82	4,82	5,22	12,42	15,42						36,42

Ryc. 3. Przekrój geotechniczny I-I w km 86,581

## OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH

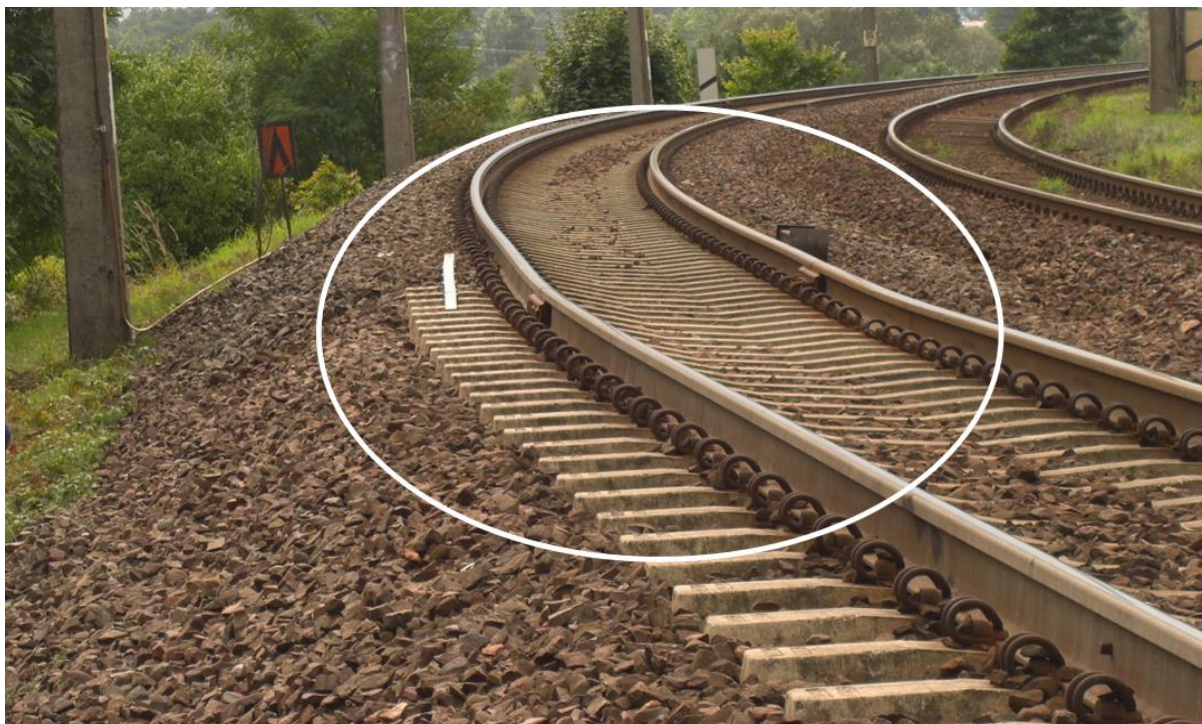
### Stan istniejący - przyczyny niestabilności

Linia kolejowa, na tym odcinku jest linią dwutorową, zbudowaną na nasypie. W trakcie modernizacji wykonano zmianę promieni łuku, dobudowano fragmenty nasypu na istniejącym nasypie, o ok. 4,0m niższym, związane z przedłużeniem równi stacyjnej stacji Międzyzdroje. Zastosowano tor bezстыkowy. Obecnie nasyp osiąga wysokość do 15,0m. W związku z koniecznością zwiększenia promienia łuku poziomego, nastąpiła korekta nasypu w planie oraz poszerzenie jego podstawy. Schemat przebudowy nasypu w newralgicznym punkcie deformacji toru można przedstawić jak na ryc. 4.



Ryc. 4. Schemat nasypu na analizowanym odcinku

Z powodu zaistniałej awarii, w październiku 2010 roku, wykonano badania geotechniczne. Korpus nasypu linii kolejowej, zarówno w części nowo budowanej jak i w części starego nasypu, zbudowany jest przede wszystkim z piasków drobnych. Piaski te, są pochodzenia wodnolodowcowego i zwydmione charakteryzujące się bardzo niską wartością wskaźnika jednorodności uziarnienia  $C_U$ , który dla gruntów wbudowanych w korpus nasypu wynosi  $C_U = 1,7 \div 2,3$ .



Fot. 1. Strefa odkształcenia toru nr 2 w km 86,570 - brak ławy torowiska i odsłonięte czoła podkładu

Powyższy zakres wartości wskaźnika jednorodności uziarnienia  $C_U$  oznacza, że należy do gruntów jednorodnie uziarnionych, słabo zagęszczalnych, a praktycznie do gruntów niezagęszczanych. Dodatkowo, na skutek działania impulsów zewnętrznych: drgań czy uderzeń dynamicznych, łatwo ulegają rozgęszczeniu. Wyniki sondowań sondami dynamicznymi, wykazały znaczne, rozluźnienie korpusu nasypu jak i stref skarpowych. Wymagania dotyczące wartości wskaźnika zagęszczenia, zawarte w obowiązujących przepisach kolejowych, instrukcja Id-3, wynoszą odpowiednio  $I_S \geq 1,00$  oraz  $I_S \geq 0,95$ , natomiast w korpusie nasypu w rzeczywistości stwierdzono średnie uogólnione wartości odpowiednio  $I_S \geq 0,92$  oraz  $I_S \geq 0,91$ . Wymagania powyższych przepisów nie spełniono w żadnym punkcie badawczym. Jednorodność uziarnienia, a w konsekwencji brak możliwości zagęszczenia nasypu powoduje, że wewnątrz korpusu oraz w strefie przypowierzchniowej skarp, ulega on znacznemu rozluźnieniu (dezintegracja granularna) na skutek powierzchniowego przemarzania i odprężenia, spływu wód opadowych, a w istotny sposób także przez ruch osób i zwierząt na dziko wydeptanych ścieżkach na skarpach (antropopresja). Wyżej wymienione czynniki oraz prace bieżące (remonty) spowodowały, że przy torze nr 2 została zniszczona ława torowiska.

Nasyp nie wykazywał symptomów rozwoju ruchów osuwiskowych, jedynie degradację powierzchniową skutkującą utratą geometrii normatywnej.

Największe deformacje, zauważone w czasie prowadzonych prac badawczych (wrzesień, październik 2010r.) polegały na odkształceniu toków szynowych zarówno w planie jak i profilu.



Fot. 2. Odkształcenia pionowe toków szynowych toru nr 2 oraz widoczny brak obsypki czoła podkładów

Skarpa nasypu od strony toru nr 2, mimo iż jego wysokość osiąga ponad 15,0m ma prawie jednostajne nachylenie. Zgodnie ze sztuką inżynierską nasyp, którego wysokość przekracza 6,0m, musi mieć skarpy zaprojektowane wg normowych wymagań. Skarpy, co 6,0m wysokości powinny mieć półkę o szerokości 1,0-2,0m ze spadkiem na zewnątrz lub zmienne nachylenie, zaczynając od dolnej krawędzi skarpy od nachylenia małego do nachylenia większego w górnej części skarpy.

### **Prawdopodobny mechanizm deformacji skarpy**

Nasyp zbudowany z gruntów trudno zagęszczalnych ulegał rozluźnieniu na skutek wyżej opisanych przyczyn. Przyczyny te spowodowały, że lokalnie od strony toru nr 2 została zniszczona ława torowiska. Brak ławy torowiska (Fot.1) spowodował osypywanie się tłucznia, co skutkowało lokalnym osiadaniem toru nr 2. Prace utrzymaniowe polegające na nasunięciu i podbiciu toru w planie i profilu, spowodowały podniesienie toru przy jednoczesnym zwiększeniu warstwy tłucznia. Osłabienie toru (na łuku zewnętrznym) uruchomiło dodatkowy czynnik destrukcji linii kolejowej, a mianowicie dynamiczne uderzenia taboru przejeżdżają-

cego po nierównościach toru przy jednocześnie działających siłach odśrodkowych w kierunku na zewnątrz, czyli w kierunku skarpy. Permanentnie trwające i harmonicznie powtarzające się procesy niszczące, spowodowały odsłonięcie czoła podkładów w tej strefie, co zwiększyło niestateczność torów w planie oraz zwiększyło dynamiczne uderzenia. Stan torów mimo stale prowadzonych zabiegów naprawczych nie spełniał wymogów technicznych, ponieważ brak ławy torowiska uniemożliwia stabilizowanie podsypki tłuczniowej.

Kolejnym czynnikiem, który przyspieszał destrukcję jest zastosowanie toru bezстыkowego. Tor bezстыkowy jest stabilny, gdy ma dostatecznie i starannie zasypane czoła podkładów. Problem powstał tylko w miejscu, gdzie zabrakło ławy w torowisku, czyli tam gdzie brakuje odpowiedniego zasypiania czoła podkładów. Zjawisko zaistniało na odcinku od strony tor nr 2, a nie występuje po stronie toru nr 1.

Siły odśrodkowe działają na zewnątrz łuku. Tor nr 1 jest torem wewnętrznym, to siła odśrodkowa w tym torze jest równoważona przez zasypkę tłuczniową zalegającą w międzytorzu i tor nr 2. Taki opór jest aż nadto wystarczający do stabilizowania toru. Czoła podkładu do wewnątrz łuku są zasypane ponad wymagania normowe.

Kolejnym elementem decydującym o stabilności linii kolejowej jest podłoże gruntowe. Po stronie toru nr 2, w podłożu gruntowym, w obrębie strefy niestatecznej nasypu nie stwierdzono gruntów organicznych albo innych silnie odkształcalnych gruntów. Można, więc wykluczyć udział podłoża gruntowego w deformacji skarpy południowo-wschodniej i toru nr 2. Po stronie północno-zachodniej w otworach badawczych stwierdzono występowanie warstwy gruntów organicznych, ale ich udział w deformacji korpusu nasypu wydaje się być mało prawdopodobny.

Nowy nasyp wybudowano na starym fragmencie nasypu, który w przypadku pozostawienia gruntów organicznych w podłożu przez tak długi czas (ponad 130 lat) i przy tak sprzyjających warunkach (piaski pod torfami i piaski nad torfami) spowodowałby ich pełną konsolidację, czyli wystarczające wzmocnienie gęstościowe podłoża.

Skarpa starego nasypu od podłoża gruntowego do muru oporowego oraz na odcinku muru oporowego w kierunku stacji nie wykazuje znamion deformacji. Mur oporowy występuje na odcinku największej deformacji toru nr 2 i jako taki nie wykazuje znamion zniszczenia czy odkształcenia.

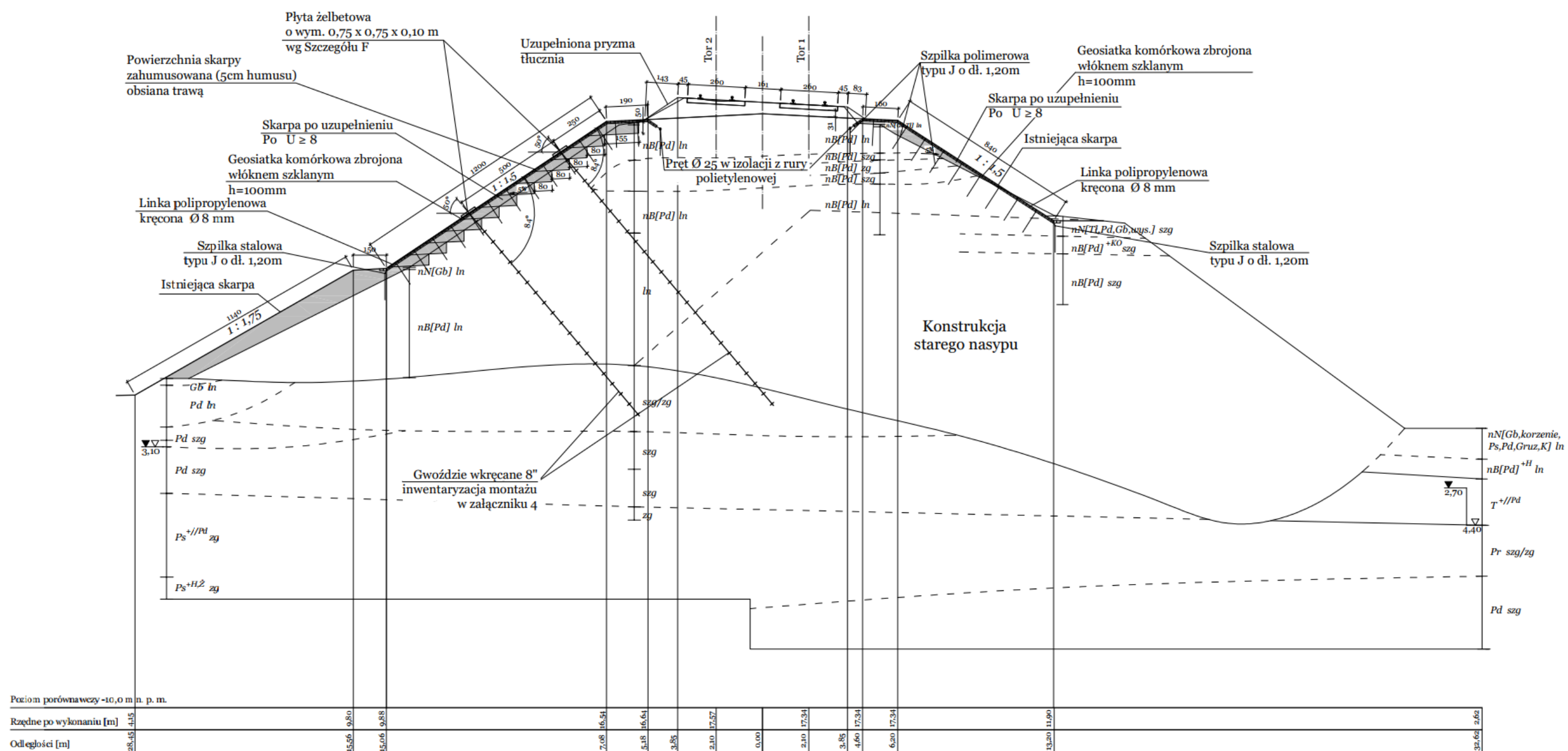
Powyższy opis pozwala na sformułowanie tezy o małym prawdopodobieństwie udziału stwierdzonych warstwy gruntów organicznych w deformacji nasypu [Materiały własne].

## ROBOTY NAPRAWCZE

Naprawcze roboty budowlane zostały zrealizowane w terminie od sierpnia do października 2013 roku. Odbudowa geometrii nasypu nastąpiła poprzez uzupełnienie gruntów w obrębie skarpy. Związanie nowego materiału gruntowego z istniejącym nasypem wykonano przez zestopniowanie istniejącej skarpy. Na odbudowaną skarpe została rozłożona geosiatka komórkowa o wysokości 100 mm, kotwiona do skarpy linką polimerową oraz systemem szpilek polimerowych (zastosowanie polimerów ma uzasadnienie z uwagi na prądy błędzące występujące w obszarze podtorza.). W skarpie od strony toru nr 2 dla wzmocnienia korpusu nasypu, wprowadzono system gwoździ wkręcanych beziniekcyjnych typu „Chance” zamocowanych w konstrukcji „starego nasypu”.



Fot. 3. Skarpa nasypu pod wykonaniu naprawy



Ryc. 5. Przekrój III-III w km 86,555 z dokumentacji powykonawczej stabilizacji nasypu kolejowego

## 1.2. Linia kolejowa nr 401, km 84,800 ÷ 85,050

### Lokalizacja

Skarpa przekopu od strony toru nr 1, linii kolejowej nr 401 Szczecin Dąbie – Świnoujście Port w km 84,800÷85,050 odcinek szlakowy pomiędzy stacją Warnowo, a stacją Międzyzdroje, w sąsiedztwie stacji kolejowej Międzyzdroje (województwo zachodniopomorskie, powiat kamieński, gmina Międzyzdroje). Linia kolejowa na tym odcinku zbudowana jest w przekopie, którego głębokość dochodzi do ok.10,0 m.

### Historia budowy linii kolejowej

Linia kolejowa nr 401 Szczecin Dąbie – Świnoujście Port została wybudowana jako linia jednotorowa i oddawana do użytku odcinkami. Całkowita długość to 99,971km. Budowę rozpoczęto na stacji kolejowej Szczecin Dąbie i pierwszy odcinek (Szczecin Dąbie – Goleńów) otwarto 1. stycznia 1882 roku, całość oddana do użytku 1. czerwca 1901 roku. W latach 1975-1980 linia została rozbudowana o drugi tor. W trakcie modernizacji linii wykonano zmianę promieni łuku, dobudowano fragmenty nasypu związane z przedłużeniem równi stacyjnej oraz dokonano elektryfikacji. [Atlas linii kolejowych, 2014; Materiały własne].

### Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne

Omawiany teren jest w obrębie jednostki fizjograficznej Wyspy Uznam i Wolin (313.21). Rzeźba obszaru omawianych arkuszy ma tylko sobie właściwe cechy. Zaznaczają się one w postaci kontrastu jaki tworzą niskie, rozległe i płaskie obszary Bramy Świny z urozmaiconą powierzchnią wysoczyzny wyspy Wolin i Uznam. Te dwa zespoły form rzeźby są różnego wieku. Obniżenie jest w całości młodo holoceniowe, podczas gdy rzeźba obszarów wysoczyznowych została ostatecznie ukształtowana w czasie zaniku ostatniego lądolodu [Kaczyński, 2017; Kondracki, 1988].

Obie mają nie tylko urozmaiconą rzeźbę i budowę. W zachodniej części obszaru występują równiny akumulacji rzecznej i nadmorskiej natomiast we wschodniej, wysoczyzny pagórkowate. Zbudowane są one z osadów zlodowacenia północnopolskiego fazy pomorskiej w

postaci spiętrzonych moren, oraz form akumulacji eolicznej i morskiej. Wzgórza czołowo morenowe na wyspie Wolin osiągają wysokość do 115,0 m n.p.m. (Góra Grzywacz). Formy eoliczne natomiast, występują w postaci licznych wałów uszeregowanych regularnie. Do wzgórz morenowych przyrosły od zachodu i od wschodu szeregi piaszczystych wałów brzegowych, porozcinanych erozyjnie i przekształconych eolicznie w niewysokie wydmy. Wzgórza z kolei podcinają falezy (klify), w szczególności od strony Zatoki Pomorskiej jak również Zalewu Szczecińskiego. Procesy te są nadal aktywne [Kondracki, 1988].

W listopadzie 2013 roku przeprowadzono badania geotechniczne:

- odwiercono 25 otworów badawczych o głębokości od 2,00 m do 13,50 m razem odwiercono 156,7 mb,
- wykonano 15 sondowań sondą dynamiczną lekką typu DPL o głębokości od 1,50m do 4,20m, łącznie 41,3 mb,
- wykonano 10 sondowań sondą dynamiczną ciężką typu DPH o głębokości od 4,00m do 11,90m, łącznie 80,5 mb,

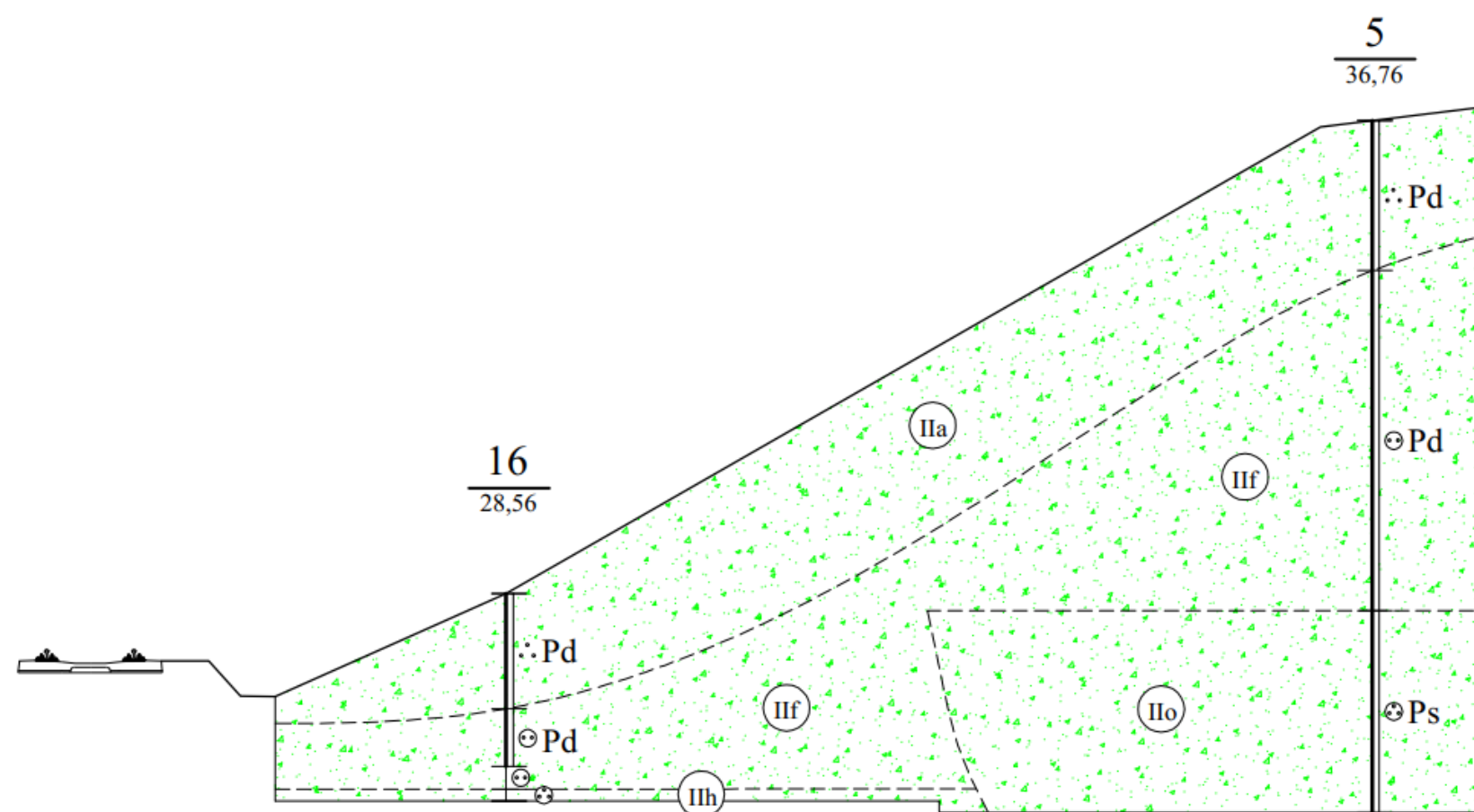
Pod cienką warstwą gleby w otworze nr 25 i nasypów niebudowlanych w otworze nr 24 lub bezpośrednio od powierzchni terenu w pozostałych otworach, zalegają osady akumulacji wodnolodowcowej (kemy) i nadmorskiej zlodowacenia północnopolskiego fazy pomorskiej (o wartościach  $I_D=0,20-0,80$ ) wykształcone w postaci piasków drobnych, piasków średnich. Osadów nie przewiercono do badanej głębokości 13,50 m od powierzchni terenu.

W trakcie prowadzonych wierceń w żadnym z 25 otworów nie stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej do badanej głębokości 13,5m od powierzchni terenu.



Ryc. 6. Plan sytuacyjno – wysokościowy rozmieszczenia miejsc badawczych LK 406 Szczecin Dąbie – Świnoujście, km 84,750 ÷ 85,070

## PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY XIV - XIV



Rzędne projektowane [m]			
Rzędne terenu [m]	0,00	27,58	28,56
Odległości [m]	0,00	6,45	21,45

Ryc. 7. Przekrój geotechniczny XIV-XIV w km 84,952

## OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH

Z powodu erozji skarpy przekopu, w listopadzie 2013 roku zostały wykonane badania geotechniczne oraz opracowano projekt budowlany. Roboty budowlane były zrealizowane dwu-etapowo: pierwszy etap zakończono w październiku 2014 roku, natomiast drugi etap w grudniu 2016 roku.

### **Stan istniejący- przyczyny niestabilności**

Linia kolejowa nr 401 Szczecin Dąbie – Świnoujście Port na analizowanym odcinku została zmodernizowana jako linia dwutorowa, którą wybudowano w przekopie ustabilizowanej wydmy. Przekop na badanym odcinku osiąga głębokość do ok. 10,0m. Przekop wykazywał wyraźnie cechy deformacji w postaci rozcięć erozyjnych o głębokościach nawet do 2,0m, fragmentami całkowite zniszczenie geometrii skarpy. Stan taki jest permanentnym stanem skarpy, która wielokrotnie ulegała lokalnym procesom osuwiskowym, bezpośrednio zagrażając bezpieczeństwu ruchu kolejowego na tej linii.

### **Prawdopodobny mechanizm zniszczenia skarpy**

Destrukcja skarpy jest wynikiem sumowania się zjawisk i procesów egzogenicznych występujących w obrębie podłoża gruntowego, historii budowy, modernizacji i utrzymania linii, a także przy udziale procesów zoogenicznych polegających na mechanicznym rozdeptywaniu skarpy przekopu w obrębie szlaków migracyjnych zwierząt – zwłaszcza, że strefa zniszczenia jest w obrębie Wolińskiego Parku Narodowego. Zjawiska i procesy występujące w obrębie tej budowli mają charakter obiektywny.

Przekop na badanym odcinku linii kolejowej, wykonany został w obrębie piasków drobnych zwydmionych. Osady te charakteryzują się bardzo niską wartością wskaźnika jednorodności uziarnienia  $C_U$ , który dla tych gruntów wynosi w granicach ok.  $C_U = 2,0$ . Ten zakres wartości wskaźnika jednorodności uziarnienia  $C_U$  oznacza, że grunt z którego jest zbudowany przekop należy do gruntów jednorodnie uziarnionych, słabo zagęszczalnych a jednocześnie łatwo rozgęszczalnych. Grunty jednorodnie uziarnione - łatwo rozgęszczalne są gruntami, które na skutek działania impulsów zewnętrznych: drgań, uderzeń dynamicznych ulega-

ją rozgęszczeniu, a działanie wód opadowych bardzo intensywnie eroduje powierzchnie skarpy. Przykładowe wyniki sondowań sondami dynamicznymi wykazały stany luźne do znacznej głębokości poniżej powierzchni terenu.

Strefa przypowierzchniowa skarpy ulega permanentnemu, znacznemu rozluźnieniu (dezintegracja granularna) na skutek powierzchniowego przemarzania i odprężenia, braku roślinności (ekspozycja południowa intensywnie nasłoneczniana zwłaszcza w okresie letnim), spływu wód opadowych a w istotny sposób przez ruch dzikich zwierząt po powierzchni skarpy. Udział dzikich zwierząt w destrukcji skarpy polega również na budowie systemu nor podziemnych w jej obrębie. „Skanalizowany” w jednym miejscu, spływ wody opadowej oraz ruch dzikich zwierząt właśnie w rozcięciach erozyjnych są zasadniczymi przyczynami niestaczejności skarpy.



Fot. 4. Leje erozyjne wraz z wypłukanym materiałem drobno-piaszczystym

Skarpa przekopu od strony toru nr 1, mimo, iż jego głębokość osiąga ponad 10,0m ma prawie jednostajne nachylenie. Zgodnie z wymogami, skarpa której wysokość przekracza

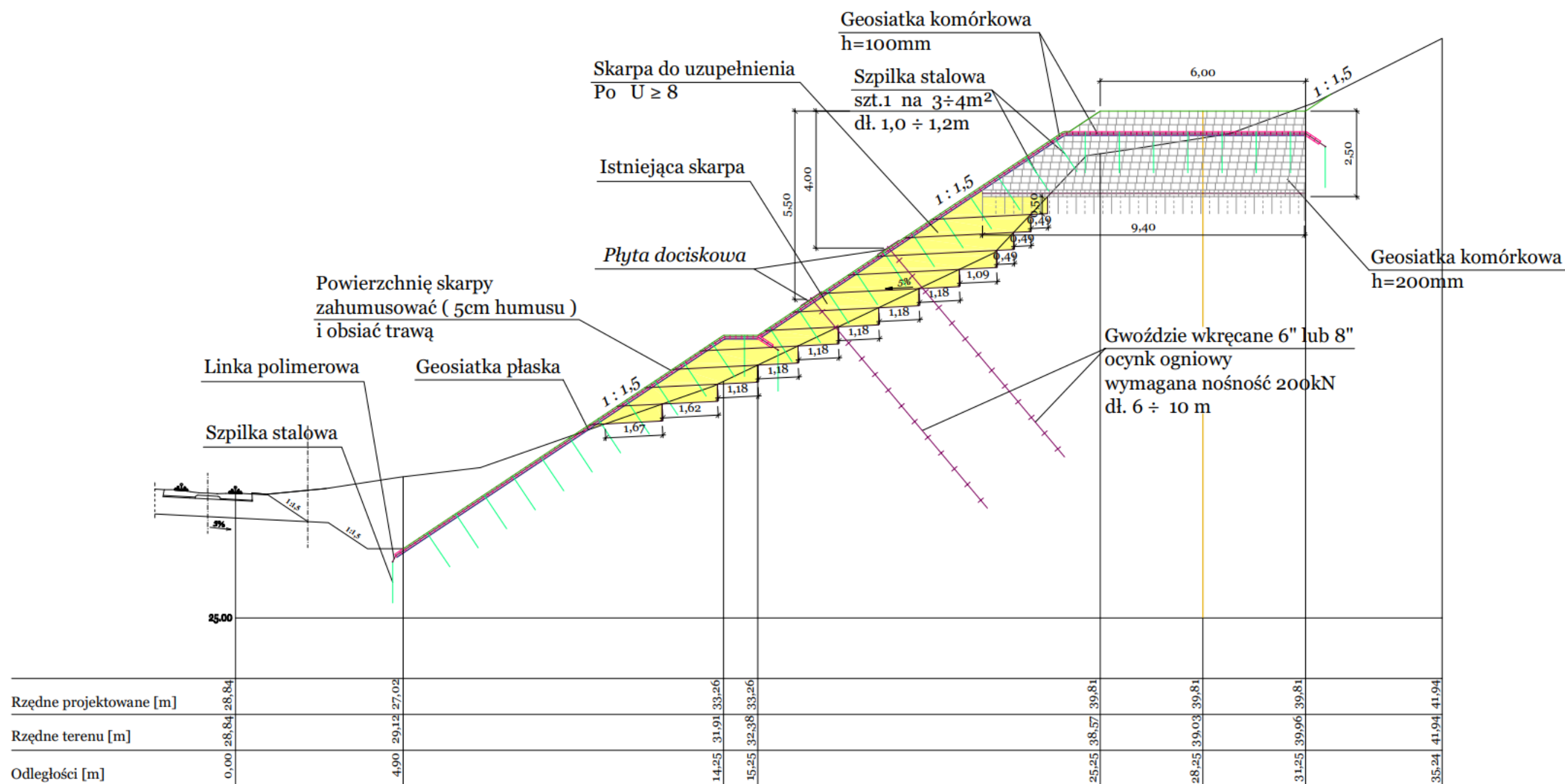
6,0m, powinna mieć, co 6,0m wysokości półkę o szerokości 1,0-2,0m ze spadkiem na zewnątrz lub zmienne nachylenie, zaczynając od dolnej krawędzi skarpy, od nachylenia małego do nachylenia większego w górnej części skarpy.

## ROBOTY NAPRAWCZE

Odbudowa geometrii nasypu została wykonana poprzez uzupełnienie gruntów w rozcięciach erozyjnych w obrębie skarpy. Wzmocnienie górnej krawędzi skarpy przekopu w strefach głębokich rozcięć erozyjnych wykonano przy zastosowaniu zbrojenia gruntu warstwami geosiatki komórkowej. Wybudowano studnie chłonne dla przechwycenia wód opadowych z wysoczyzny. Na odbudowaną skarpe została rozłożona geosiatka płaska i geosiatka komórkowa o wysokości 100mm, kotwiona do skarpy systemem szpilek i linki polimerowej. Od strony toru nr 1 dla wzmocnienia powierzchni skarpy przekopu wprowadzono system usztywniający za pomocą beziniekcyjnych gwoździ wkręcanych zamocowanych w strefie nienaruszonej, dobrze zagęszczonej. Zakończeniem naprawy była odbudowa odwodnienia wzdłuż torów od strony naprawianej skarpy.



Fot. 5. Naprawa skarpy przekopu – układanie i zasypywanie geosiatki komórkowej



Ryc. 8. Przekrój poprzeczny IV-IV w km 843,812 z projektu budowlanego skarpy przekopu

### 1.3. Linia kolejowa nr 202, km 178,000 ÷ 178,100

#### Lokalizacja

Skarpa nasypu kolejowego od strony południowej w km 178,000÷178,100 linii kolejowej nr 202 Gdańsk – Stargard w obrębie stacji kolejowej Wiekowo (województwo zachodniopomorskie, powiat sławieński, gmina Darłowo). Linia kolejowa na tym odcinku zbudowana jest w nasypie, którego wysokość dochodzi do 4,0 m.

#### Historia budowy linii kolejowej

Linia kolejowa nr 202 Gdańsk Główny - Stargard została wybudowana i oddawana do użytku odcinkami jako linia jednotorowa w latach 1859-1870. Szlak Sławno – Koszalin oddano do użytku 01.07.1869r. Całkowita długość linii kolejowej LK 202 Gdańsk Główny - Stargard wynosi 334,263 km. Linia ta odcinkami została przebudowana na linię dwutorową, jednak w strefie awarii została nadal jako linia jednotorowa. W latach 1957-1989 linia została zelektryfikowana [Atlas linii kolejowych, 2014].

#### Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne

Miejsce badań to obszar 313.43 Równiny Słupeckiej. Jest on przedłużeniem Równiny Białogardzkiej oddzielonym przez wał Wzgórz Koszalińskich, osiągających ponad 100m. Powierzchnia terenu jest jednak mało urozmaicona, miejscami zupełnie płaska i wznosi się od 40 do 60 m. Zbudowana jest z gliny morenowej, piasków glacyfluwalnych oraz ilów i mułków glacylimnicznych, w szczególności między dolnym biegiem Wieprzy i Grabowej. W północnej części równiny ciągnie się pasmo moren czołowych pochodzących z ostatniej fazy (Gradzieńskiej) zlodowacenia północnopolskiego [Kaczyński, 2017; Kondracki, 1988].

Przeprowadzone w lutym 2015 roku badania geotechniczne:

- odwiercono 31 otworów badawczych o głębokości od 1,1 do 9,0 m, razem odwiercono 133,9 mb,
- wykonano 12 sondowań sondą dynamiczną typu ITB-ZW z końcówką krzyżakową, oraz 16 badań ścinania sondą krzyżakową,

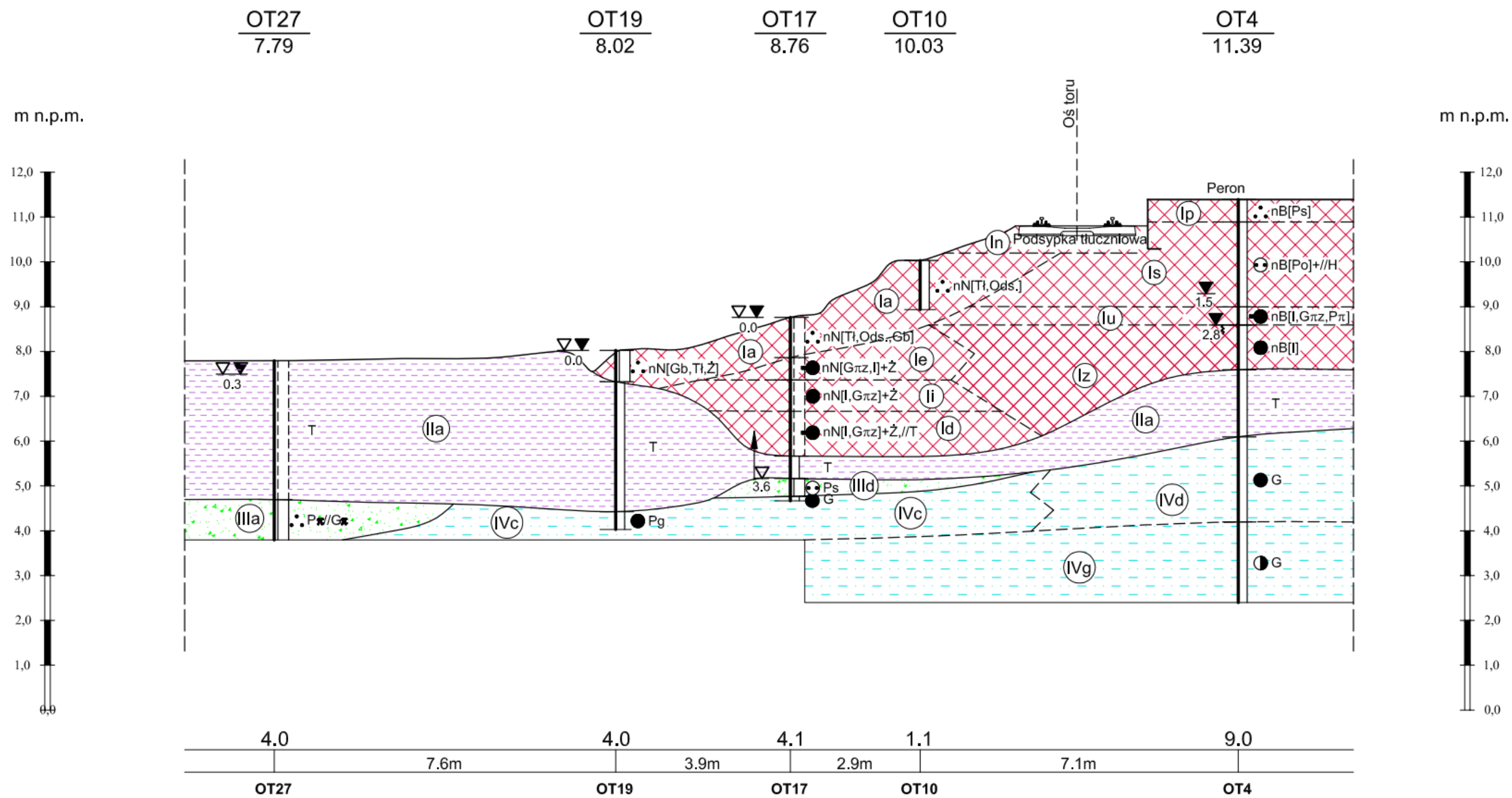


Ryc. 9. Plan sytuacyjno – wysokościowy rozmieszczenia miejsc badawczych LK 202, km 178,100 – 178,000

Pod warstwą nasypów budowlanych (o wartościach  $I_D=0,20\div 0,60$  oraz  $I_L=0,60\div 0,35$ ) i nasypów niebudowlanych (o wartościach  $I_D=0,20$  oraz  $I_L=0,75\div 0,35$ ), miejscami nieprzewierconych, występują osady akumulacji bagiennej wykształcone w postaci torfów, namulów piaszczystych oraz namulów gliniastych. Osady te zdeponowane zostały na osadach akumulacji rzecznej (o wartościach  $I_D=0,20\div 0,35$ ) wykształconych w postaci piasków drobnych, piasków pylistych oraz piasków średnich lub na osadach zastoiskowych o charakterze warwopodobnym zlodowacenia północnopolskiego fazy pomorskiej (o wartościach  $I_L=0,60\div 0,10$ ). W ujęciu genetycznym zaliczane są do gruntów spoistych nieskonsolidowanych o symbolu „C”. Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 9,0 m poniżej powierzchni terenu.

W trakcie prowadzonych wierceń stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej w otworach nr 1, 8, 9, 13, 14, 16 ÷ 20, 22, 23, 25 ÷ 31, na głębokościach od 1,90 m do 0,00 m poniżej powierzchni terenu, czyli na rzędnych od 9,76 m n.p.m. do 7,38 m n.p.m. Otwór nr 25 wykonywany był w wodzie, natomiast w otworze nr 17, 19, 31 woda stagnowała na powierzchni terenu. W otworach nr 2, 3, 6, 12, 17, 18, 21, 22, 24 stwierdzono występowanie zwierciadła wody gruntowej pod ciśnieniem hydrostatycznym na głębokości od 5,50 m p.p.t. do 0,60 m poniżej powierzchni terenu, które stabilizowało się na głębokościach od 2,05 m do 0,20 m poniżej powierzchni terenu, czyli na rzędnej od 9,22 m n.p.m. do 7,63 m n.p.m. W otworach nr 2, 5, 7, 11, 15 stwierdzono sączenia wody gruntowej w obrębie gruntów spoistych na głębokości od 2,80 m do 2,20 m p.p.t., które stabilizowało się na głębokości od 2,00 m do 1,50 m p.p.t., czyli na rzędnej od 9,89 m n.p.m. do 8,13m n.p.m. W otworze numer 10 do głębokości 1,10 m p.p.t. nie stwierdzono występowania zwierciadła wody gruntowej.

Przewiduje się, że wahania zwierciadła wody gruntowej w cyklu rocznym mogą wynosić miejscami od +1,00 m do -0,50 m zależnie od intensywności opadów atmosferycznych. Spływ wód gruntowych odbywa się w kierunku południowym.



Ryc. 10. Przekrój geotechniczny IV-IV w km 178,048

## OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH

### Stan istniejący – przyczyny niestabilności

Nasyp, w miejscu wystąpienia awarii, linii kolejowej nr 203 został wybudowany na początku XX wieku z gruntów miejscowych. Po wykonanych badaniach geotechnicznych w marcu 2015 stwierdzono, że jako materiał gruntowy wykorzystany do budowy nasypu zastosowano grunty spoiste, pylaste również przemieszane z gruntami piaszczystymi. W obrębie awarii stwierdzono wysoki poziom wody gruntowej. Tak uwarstwiony nasyp jest konstrukcją bardzo łatwo ulegającą uplastycznieniu oraz bardzo wrażliwą na procesy wysadzinowe. Będzie on stabilny jeżeli będzie miał zapewnione dobre i niezawodne odwodnienie. W przypadku braku kontroli nad wodami infiltrującymi w głąb konstrukcji, nasyp ulega znacznemu uplastycznieniu.

Z wywiadu terenowego z pracownikami PKP wynika, że procesy destrukcyjne rozpoczęły się w latach 80-tych ubiegłego wieku od momentu, kiedy w obrębie stacji kolejowej przeprowadzono procesy modernizacyjne wraz z wbudowywaniem słupów trakcji elektrycznej. Na skutek przeprowadzonych prac modernizacyjnych, został zniszczony system drenażowy stacji. Z uwagi na wysokie stany wody gruntowej, w przeszłości był on poddawany dużym wahaniom zwierciadła wody gruntowej w strefie kontaktowej (nasyp/grunty naturalne) oraz zjawiskom podtapiania. W roku 2014r. takie zjawisko było inicjatorem istotnych dla konstrukcji procesów. Podczas intensywnych i długotrwałych opadów atmosferycznych nastąpiła wyraźna deformacja konstrukcji linii kolejowej uniemożliwiająca bezpieczną eksploatację linii. [Atlas linii kolejowych, 2014; Materiały własne].

Stało się to początkiem rozwoju procesu destrukcyjnego nasypu. Grunt wbudowany w nasyp jest gruntem o dużej wrażliwości strukturalnej, a więc gruntem podatnym na uplastycznienie lub upłynnienie na skutek drgań i wibracji. Drgania i wibracje są stałym elementem towarzyszącym eksploatacji linii kolejowej, którego nie można wyeliminować.

Konstrukcja nasypu kolejowego wg. dzisiejszych standardów i przy obciążeniach podtorza nie spełnia wymagań statecznościowych.

### **Prawdopodobny mechanizm zniszczenia skarpy**

Na skutek zniszczenia systemu drenującego następowało nawadnianie gruntów podtorza. Proces ten, przy istnieniu w podtorzu gruntów wrażliwych strukturalnie spowodował, że na skutek drgań od przejeżdżających pociągów, grunty podtorza uległy upłynnieniu i rozluźnieniu. Grunt nasypu jest gruntem wysadzinowym, dlatego w okresach zimowych na skutek tworzenia się soczewek lodowych w strefie zamrozu, dodatkowo powodowało to dylatowanie materii gruntowej. Zdylatowana materia gruntowa nasypu chłonęła intensywniej wodę, co przy drganiach (pochodzących od przejazdu pociągów) powodowało zwiększenie uplastycznienia, a co zatem przyczyniało się do znaczącego pogorszenia parametrów wytrzymałościowych podtorza. W następstwie osłabienia podtorza, ulegało ono pełzającemu wypieraniu, które powodowało permanentną destrukcję nawierzchni kolejowej. Stan permanentnego niszczenia podtorza był stanem trwającym od lat 80-tych ubiegłego stulecia do dnia naprawy. Powodowało to konieczność stałego podbijania torów (z częstotliwością średnio raz na miesiąc). Ponadto istniało stałe zagrożenie bezpieczeństwa ruchu pociągów.



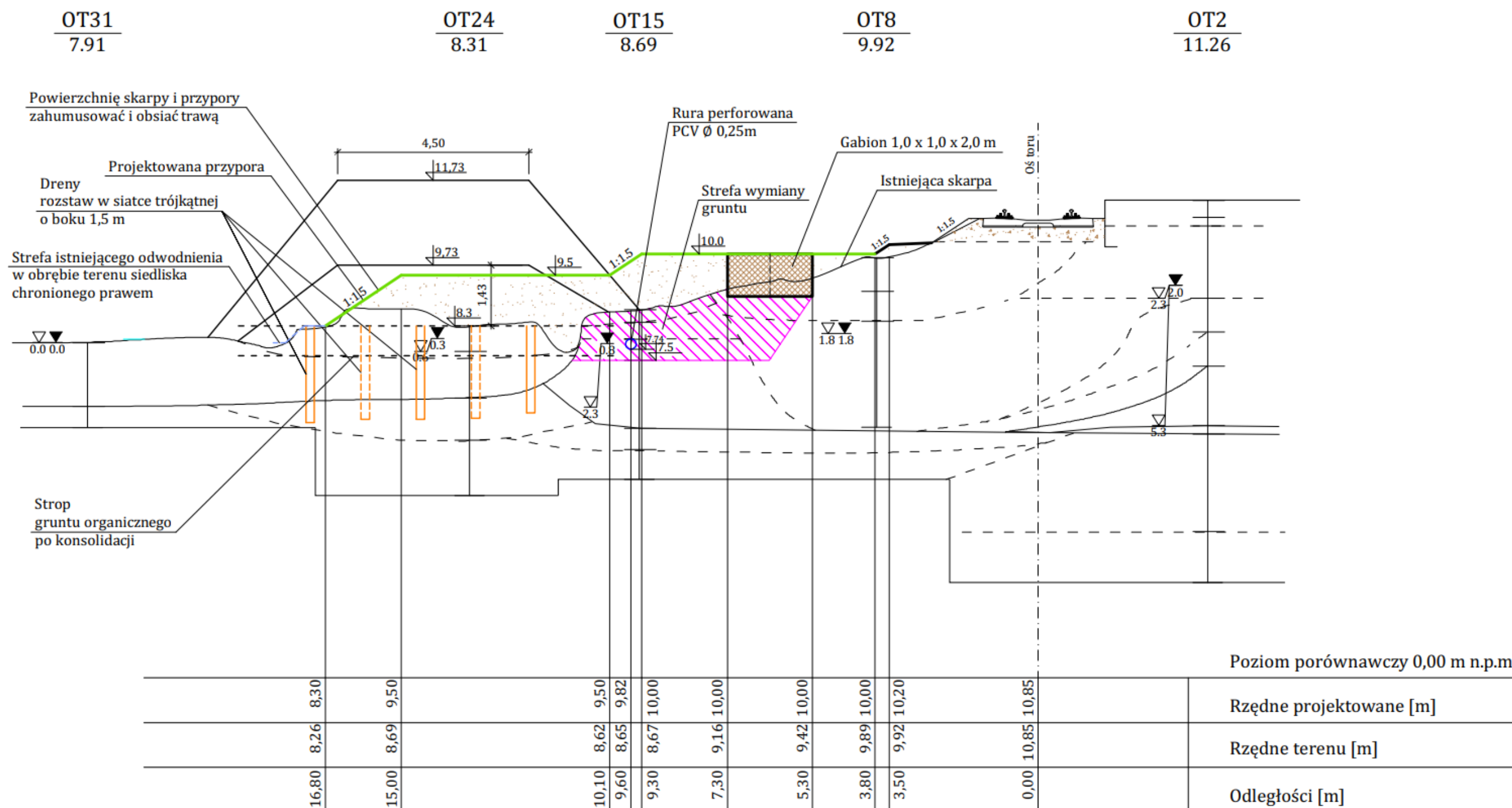
Fot. 6. Rozlewisko przy nasypie



Fot. 7. Wyciek wody powierzchniowej z nasypu u podstawy nasypu

## **ROBOTY NAPRAWCZE**

Naprawcze roboty budowlane prowadzono w okresie maj-grudzień 2015 roku. Odbudowa geometrii nasypu i stabilizowanie skarp nastąpiło po zakończonym procesie konsolidacji podłoża torfowego. Konsolidacja realizowana była w dwóch schematach; jeden z wykorzystaniem tylko nasypu konsolidującego a drugi z wykorzystaniem nasypu konsolidującego i piaskowych drenów pionowych. W strefie koluwium osuwiskowego wykonano wymianę gruntów silnie uplastycznionych na grunty gruboziarniste lub kamieniste. W krawędzi przyskarpowej w strefie osuwiskowej przewidziane zostało usztywnienie w postaci konstrukcji gabionowej.



Ryc. 11. Przekrój projektowy naprawy skarpy



Fot. 8. W trakcie naprawy - nasyp konsolidujący oraz konstrukcja gabionowa

#### **1.4. Linia kolejowa nr 273, km 291,160 ÷ 291,190.**

##### **Lokalizacja**

Korpus nasypu oraz powierzchnia skarpy od strony toru nr 1 linii, kolejowej nr 273 Wrocław Gł. - Szczecin Gł. w km 291,160÷291,190, odcinek szlakowy pomiędzy stacją Godków, a przystankiem Witnica Chojeńska (województwo zachodniopomorskie, powiat gryfiński, gmina Chojna). Linia kolejowa na tym odcinku zbudowana jest w nasypie, którego wysokość dochodzi do ok. 5,0 m.

### **Historia budowy linii kolejowej**

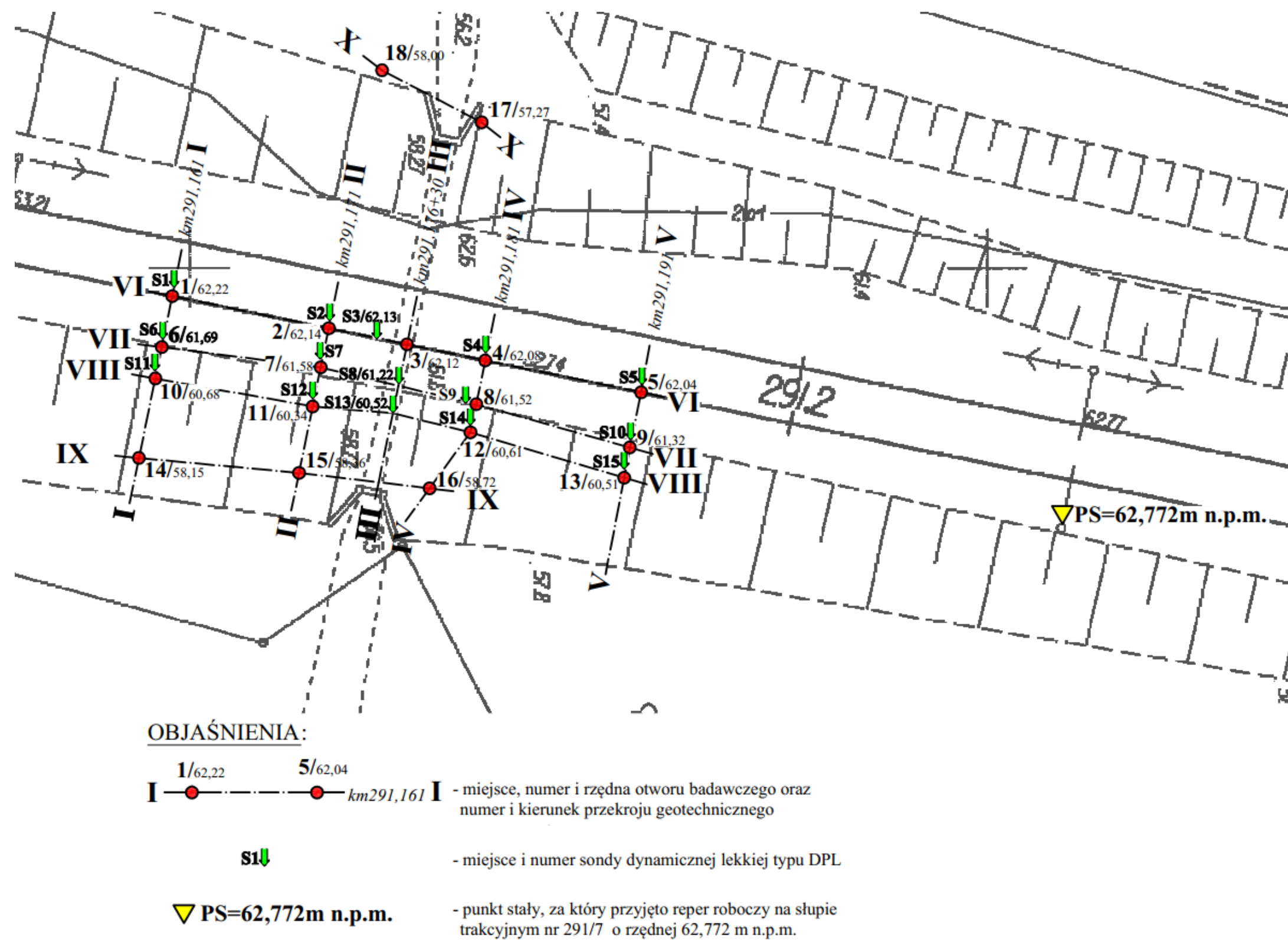
Linia kolejowa nr 273 Wrocław Główny - Szczecin Główny została wybudowana i oddawana do użytku odcinkami jako linia jednotorowa w latach 1871-1877, natomiast szlak Kostrzyn - Chojna oddano 16.11.1876r. Całkowita długość linii kolejowej nr 273 Wrocław Główny - Szczecin Główny wynosi 356,125 km. Linia ta odcinkami została przebudowana na linię dwutorową, a na szlaku Kostrzyn - Chojna dobudowa drugiego toru zakończyła się w roku 1975r. Szlak Kostrzyn - Chojna został zelektryfikowany w 1985 roku [Atlas linii kolejowych, 2014].

### **Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne**

Pojezierze Myśliborskie (314.41) zajmujące powierzchnię ok. 1810 km<sup>2</sup> przedstawia zespół form glacialnych związanych z wysuniętym najdalej na południe zasięgiem fazy pomorskiej zlodowacenia północnopolskiego. Wzgórza morenowe tylko w niewielu miejscach przekraczają wysokość 100 m n.p.m., przy wysokościach względnych od 20 do 40 m. Występują liczne jeziora, które są przeważnie małe, natomiast większych, powyżej 1 ha jest ok. 200, m. in. Jezioro Myśliborskie, Chłop, Morzycko, Barlineckie. Wysięki i młaki występują dość licznie i znajdują się głównie u podnóża i w skarpacech wysoczyznowych, w miejscach wychodni warstw. Wpływają one niekorzystnie na warunki geologiczno-inżynierskie. Z wysiękami i młakami są związane często podmokłości i grunty organiczne [Kaczyński, 2017; Kondracki, 1988].

Przeprowadzone od lutego do marca 2016 roku badania geotechniczne:

- odwiercono 16 otworów badawczych o głębokości od 2,50 m do 9,00 m razem odwiercono 89,00 mb,
- wykonano 15 sondowań sondą dynamiczną lekką typu DPL o głębokości od 0,80 m do 6,00 m, łącznie 59,80 mb,



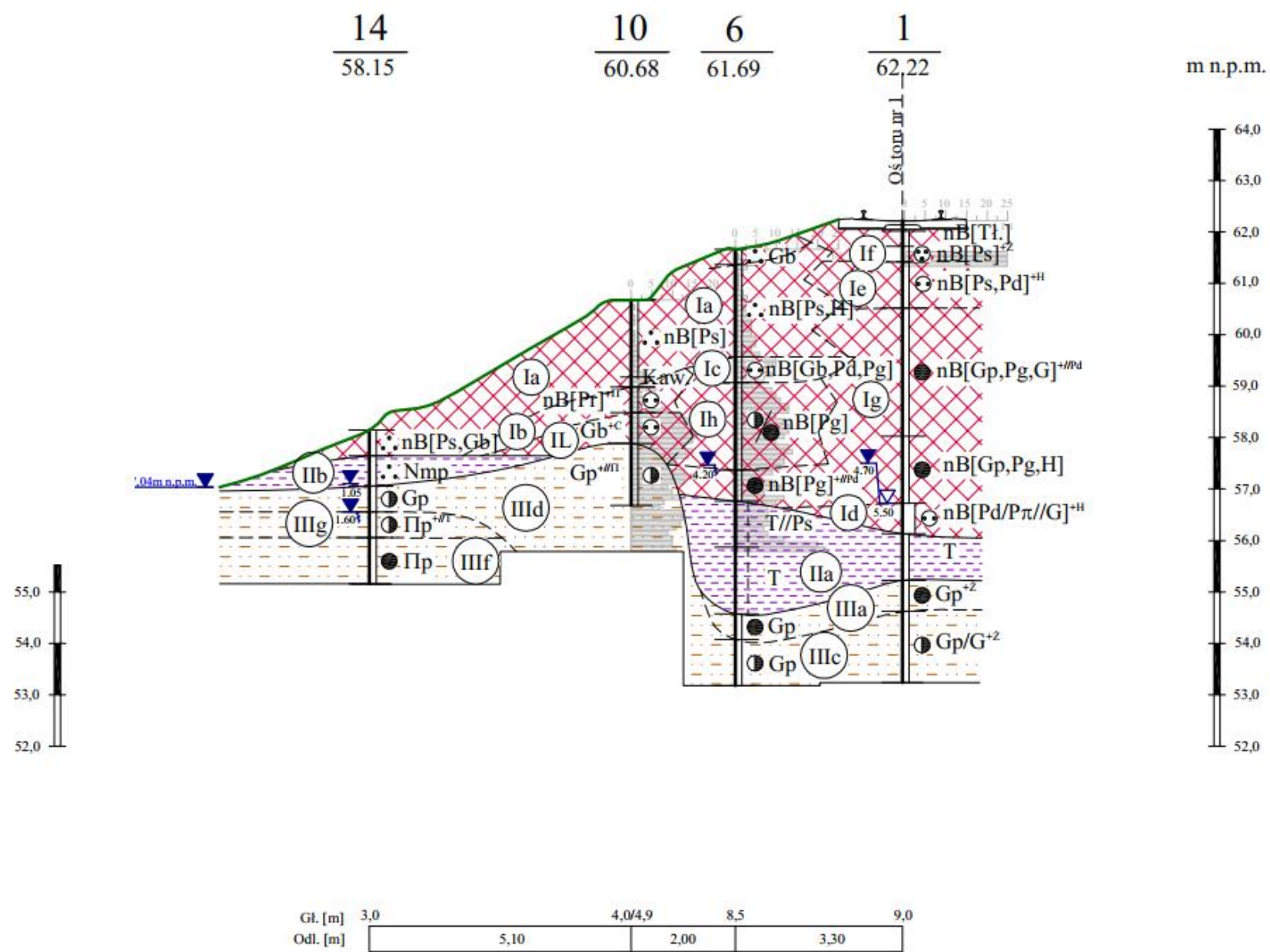
Ryc. 12. Plan sytuacyjny – wysokościowy rozmieszczenia miejsc badawczych LK 273, km 291,160 – 291,190

W miejscach badań występują warstwy nasypów budowlanych, nasypów niebudowlanych, zbudowanych z gruntów spoistych (o wartościach  $I_L=0,30\div 0,20$ ) – glin piaszczystych, glin, piasków gliniastych oraz gruntów niespoistych (o wartościach  $I_D=0,20\div 0,70$ ) – piasków średnich, grubych, drobnych, pylastych, pospółek oraz gleby, o miąższości dochodzącej do 6,10 m od powierzchni terenu. W rejonie otworów 1, 2, 6, 7, 11, 12, 14, 15, 16 pod warstwą nasypów budowlanych i nasypów niebudowlanych zalegają utwory akumulacji bagienno-rzecznej wykształcone w facji bagiennej w postaci torfu, namulów piaszczystych oraz w facji rzecznej (o wartościach  $I_D=0,35\div 0,20$ ) w postaci piasków pylastych próchnicznych, piasków drobnych. Niżej, oraz w pozostałych otworach bezpośrednio pod warstwą nasypów niebudowlanych, nasypów budowlanych i gleby zalegają osady bezpośredniej akumulacji łądłodu zlodowacenia północnopolskiego fazy pomorskiej (o wartościach  $I_L=0,40\div 0,10$ ) wykształcone w postaci glin piaszczystych, glin, glin piaszczystych na pograniczu glin. Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 9,00 m od powierzchni terenu.

W trakcie prowadzonych wierceń w otworach nr 1, 11, 15 stwierdzono zwierciadło wody gruntowej pod ciśnieniem na głębokości od 5,50 m do 2,10 m od powierzchni terenu, które stabilizowało się na głębokości od 4,70 m do 1,30 m od powierzchni terenu tj. na rzędnej od 57,52 m n.p.m. do 57,06 m n.p.m. W otworze nr 16 stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej na głębokości 1,90 m od powierzchni terenu, czyli na rzędnej 56,82 m n.p.m. W otworach nr 6, 7, 8, 14 stwierdzono sączenie wody gruntowej na głębokości od 5,70 m do 1,60 m, czyli na rzędnych od 55,88 m n.p.m. do 57,49, która w otworach nr 7 i 14 ustabilizowała się na głębokości 4,40 m i 1,05 m, czyli na rzędnej 57,18 m n.p.m. i 57,10 m n.p.m. Z kolei w otworach nr 2 ÷ 5, 9, 10, 12, 13 nie stwierdzono występowania zwierciadła wody gruntowej do badanych głębokości od powierzchni terenu.

Przewiduje się, że wahania zwierciadła wody gruntowej w cyklu rocznym mogą wynosić od +1,5 m do -1,00 m zależnie od intensywności opadów atmosferycznych.

# PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY I - I



Ryc. 13. Przekrój geotechniczny I-I w km 291,161

## OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH.

### Stan istniejący – przyczyny niestabilności

Na linii kolejowej nr 273 Wrocław Gł. - Szczecin Gł. w latach 1974÷1976 została przeprowadzona modernizacja na analizowanym odcinku, która polegała na dobudowie drugiego toru, czyli toru nr 1 oraz wydłużeniu i zmianie konstrukcji przepustu. W istniejący przepust ceglany o sklepieniu łukowym, wprowadzono konstrukcję ramowego przepustu żelbetowego S-150x150 o długości 22,5m. Z wywiadu terenowego z pracownikami PKP pamiętającymi modernizację oraz po przeprowadzeniu badań geotechnicznych w kwietniu 2016 roku na awaryjnym odcinku wynikało, że sposób prowadzenia robót ziemnych, a zwłaszcza „wzmocnienie istniejącego przepustu” nie spełniał wymagań inżynierskich.

W rejonie awaryjnym, po przeprowadzeniu badań geotechnicznych stwierdzono, że w podłożu występują grunty organiczne, które nie zostały wymienione ani odpowiednio skonsolidowane. Nasyp pod torem nr 1 zbudowano z gruntów, gliniastych i piaszczystych w różnych stanach, w różnych proporcjach oraz wbudowanych w zupełnie przypadkowe miejsca. Nasyp toru nr 1 z uwagi, na jakość wbudowanych gruntów, stanowi konstrukcję, która łatwo podlega oddziaływaniu atmosferycznemu takiemu jak zawilgocenie czy wysadziny w strefie przyskarpowej – zwłaszcza, że jest to odcinek w rejonie rozlewisk. Dodatkowo drgania od sprzętu ciężkiego, który był używany przy modernizacji toru nr 2, wpłynęły destrukcyjnie na stan techniczny toru nr 1. Obecnie nasyp na omawianym odcinku, którego wysokość waha się w granicach 4÷5m, wykazuje wyraźne cechy deformacji w postaci rozpełzania się skarp, lokalnych rozcięć erozyjnych o niewielkich głębokościach. Dodatkowo stwierdzono deformacje nasypu o charakterze lokalnego leja sufozyjnego, który spowodował znaczne rozluźnienie nasypu zwłaszcza pod tokiem zewnętrznym toru nr 1. Rozluźnienie to charakteryzuje się również powstaniem kawern (obszarów pustek) w korpusie nasypu.



Fot. 9. Deformacja skarpy - brak ławy torowiska i odsłonięte czola podkładów



Fot. 10. Brak ławy torowiska i odsłonięte czola podkładów

Odsłonięcia czoła podkładów są skutkiem zniszczenia – braku ławy torowiska i dowodzą istnienia permanentnego procesu rozpeływania się skarpy. Z dużym prawdopodobieństwem można postawić tezę, że jednym, ale nie jedynym, z czynników sprawczych, stanu awaryjnego nasypu są procesy sufozyjne, polegające na systematycznym wymywaniu cząstek gruntu, powodując wzrost porowatości, czyli rozluźnienie korpusu nasypu, a w konsekwencji powstanie niestatecznej konstrukcji ziemnej.

W przeszłości występowały wysokie stany wody gruntowej, nasyp był podtapiany i poddawany dużym wahaniom zwierciadła wody gruntowej wywołującym zjawiska o znacznej wartości ciśnienia sphywowego. Ostatnie takie zjawisko, przed awarią, było w roku 2014 i miało ono bardzo istotny wpływ na pogorszenie jakości technicznej nasypu. Po intensywnych i długotrwałych opadach atmosferycznych, nastąpiła wyraźna deformacja konstrukcji linii kolejowej uniemożliwiająca bezpieczną jej eksploatację. [Atlas linii kolejowych, 2014; Materiały własne].

Nasyp taki z łatwością poddaje się oddziaływaniom procesów zewnętrznych - egzogenicznych takich jak: deszcz, zamórz, insolacja, drgania, wysadziny i grawitacja, które potęgują i przyspieszają procesy deformacji skarpy.

Zupełnie odrębnym zagadnieniem jest stan techniczny przepustu ceglanoego z roku 1876. Na stropie przepustu ceglanoego posadowiony jest tor nr 2 oraz częściowo tor nr 1. Przepust łukowy - sklepiony wykonany w konstrukcji murowanej z cegły, wykonany został podczas budowy linii jednotorowej w roku 1876. W istniejący przepust ceglany wprowadzono w latach 1974 ÷ 1976 konstrukcję ramowego przepustu żelbetowego S-150x150, o długości 22,5 m.

Dla przeprowadzenia oględzin przepustu ceglanoego, a przede wszystkim stanu technicznego jego sklepienia odsunięto część ziemi. Po odsłonięciu gruntu i uzyskaniu możliwości sprawdzenia sklepienia stwierdzono, że przestrzeń między sklepieniem, a wypełniającym przepust gruntem jest pusta oraz, że na sklepieniu zauważa się pęknięcia i rysy.

Istnienie wolnej przestrzeni pomiędzy gruntem a sklepieniem dowodzi, że całe obciążenie od ruchu pociągów przenosi konstrukcja ceglana z 1876r. Spękania w wezłowie sklepienia świadczą o znacznym wyężeniu konstrukcji starego przepustu. Konstrukcja nowego przepustu, który przenosi niewielkie obciążenie ciężaru własnego i ciężaru części nasypu toru nr 1, nie wykazuje żadnych zniszczeń. Przy ocenie wizualnej nie stwierdzono pęknięć konstrukcji czy nierównomiernego osiadania prefabrykowanych ram żelbetowych.



Fot. 11. Deformacja skarpy – powstanie leja sufozyjnego, odsłonięte czoła podkładów



Fot. 12. Przepust ramowy żelbetowy prefabrykowany zainstalowany w przepuście sklepionym –cegłany z 1876r. Widok od strony toru nr 2



Fot. 13. Wewnętrzna część sklepienia przepustu ceglanego z 1876 roku

### **Prawdopodobny mechanizm deformacji korpusu nasypu i skarpy**

Destrukcja techniczna skarpy jest wynikiem sumowania się zjawisk i procesów egzogenicznych występujących w obrębie podłoża gruntowego oraz historii budowy, modernizacji i utrzymania linii. Zjawiska i procesy występujące w obrębie tej budowli mają charakter obiektywny. Natomiast historia budowy i modernizacji oraz jakość utrzymania linii mają charakter całkowicie subiektywny, co znaczy, że przy zachowaniu właściwych standardów technicznych, stan linii na tym odcinku byłby inny.

Nasyp toru nr 1 na badanym odcinku zbudowany został z gruntów gliniastych i piaszczystych w różnych stanach, w różnych proporcjach oraz wbudowanych w zupełnie przypadkowe miejsca. W korpusie nasypu dominują przede wszystkim grunty mało i średnio spójne, które zgodnie z tablicą „Podział gruntów pod względem wysadzinowości” zawartej w Instrukcji [Instrukcja Badań Podłoża..., 1998], oraz w oparciu o normę PN-86/B-02480 [Grunty budowlane..., 1986] są gruntami wysadzinowymi i bardzo wysadzinowymi. Ponieważ awa-

ryjny odcinek nasypu występuje w rejonie rozlewiska i w dodatku od strony wody naporowej, to na skutek podsiąkania kapilarnego w okresie mrozów realizował się proces wysadzinowości. Powtarzające się procesy zamrozu skutkowały permanentnym rozluźnianiem się strefy przyskarpowej na głębokość do ok. 1,0m.

Drugim elementem istotnie decydującym o mechanizmie deformacji korpusu nasypu i skarpy na tym odcinku linii kolejowej jest skład rodzajów gruntów wbudowanych w nasyp, w którym oprócz gruntów mineralnych występują elementy antropogeniczne takie jak: drewno (podkłady drewniane), cegła i kamienie. Układ mineralno-antropogeniczny daje możliwość powstania przesklepienia w górnej strefie korpusu nasypu. Przesklepienie takie ma ograniczoną, stosunkowo niewielką nośność, która mogła być przekroczona na skutek wprowadzenia ciężkiego sprzętu budowlanego, emitującego duże drgania przy robotach naprawczych toru nr 2.

W przeszłości na skutek naturalnego tworzenia żeremi bobrowych (obszar oddziaływania Natura 2000), następowało spiętrzenie wody w przylegającym rozlewisku. Spiętrzenie było od strony toru nr 1, co powodowało nadmierne zawilgocenia, a więc i uplastycznienie nasypu właśnie od strony toru nr 1. Taki stan sprzyjał procesom rozpeływania i wymywania drobnej frakcji gruntu. Uplastyczniona i dociążona wodami kapilarnymi skarpa, poddana drganiom od przejeżdżających pociągów, ulegała zgodnie z siłą grawitacji rozpeływaniu się, czyli zmianie geometrii. Zmiana geometrii nasypu w tym niszczenie, a miejscami likwidacja ławy torowiska, podstawowej konstrukcji stabilizującej pryzmę tłuczni, powodowała niestacność toru.

Kolejnym ważnym elementem jest fakt występowania w podłożu warstwy torfów. Rok 2015 należał do lat bardzo suchych, w którym wody gruntowe opadły miejscami o ponad 1,5m. Suchy okres umożliwił obniżenie zwierciadła wody gruntowej do pozycji, w której odsłoniły się grunty organiczne, w naszym przypadku torfy. Na odsłonięte torfy działają bakterie tlenowe powodując „błyskawiczny” w stosunku do bakterii beztlenowych, rozkład organicznej materii pochodzenia fitogenicznego – roślinnego.

Te wyżej opisane mechanizmy spowodowały, że nasyp został wewnątrz mocno zdylatowany nawet do stanu, w którym zostały utworzone kawerny i rozluźnienia do głębokości kilku metrów.

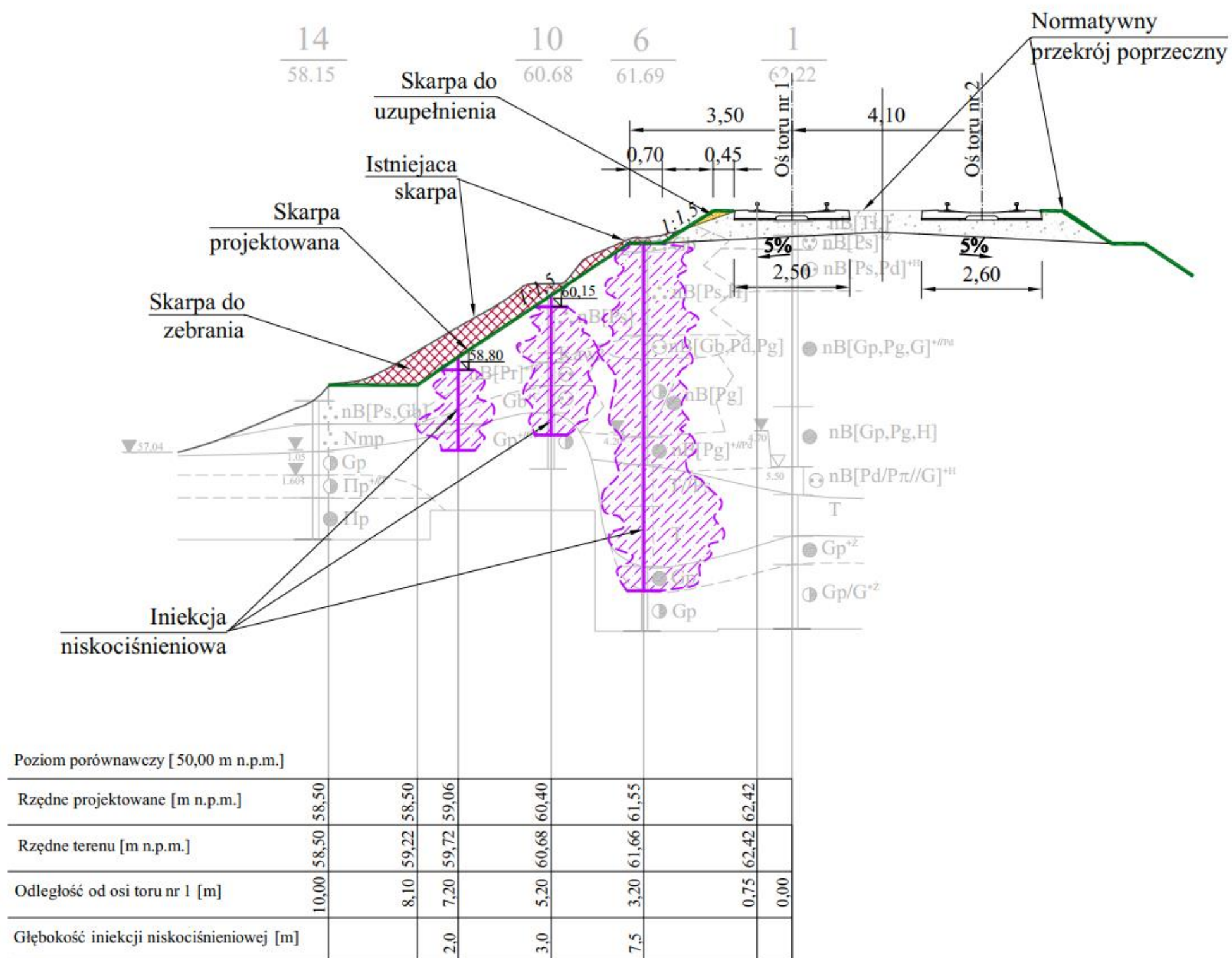
Prowadzone prace modernizacyjne i remontowe na torze nr 2 na przełomie 2015 i 2016 roku, spowodowały konieczność wprowadzenia ciężkiego sprzętu emitującego znaczne drga-

nia. Drgania te prawdopodobnie spowodowały załamanie się naturalnych sklepień gruntowych, pod którymi występuje wolna przestrzeń lub bardzo rozluźnione grunty. Nasyp w takim stanie został poddany procesowi spływającej wody z topniejącego śniegu oraz wód opadowych. Spływ wód jest zgodny z naturalnym nachyleniem stropu gruntów spoistych. Spływające wody wywołały procesy sufozyjne. Strefy przestrzeni sufozyjnych nie można było ustalić mimo napełniania leja sufozyjnego wodą. Prawdopodobnie woda uchodziła w strefie zniszczonych drenów-rowów odpływowych podłużnych. [Materiały własne]

### **ROBOTY NAPRAWCZE**

Wzmocnienie korpusu nasypu, również w obrębie skarpy zostało wykonane technologią pionowej iniekcji niskociśnieniowej. Wzmocnienia przepustu, w strefie między stropem żelbetowej konstrukcji ramowej, a konstrukcją ceglanego przepustu sklepionego, wykonano przez zasypanie przestrzeni tej gruntem z jednoczesnym zastosowaniem technologii poziomej i pionowej iniekcji niskociśnieniowej. Odbudowano geometrię nasypu poprzez uzupełnienie gruntów w obrębie skarpy.

Z uwagi na zbyt małe światło i rozmycie skarpy nasypu kolejowego przy przepuście, zaprojektowano w istniejącym przepuście ceglanym, zabudowę trzech rur  $\varnothing$  500, powiększającą światło przepustu i w przypadku wysokich stanów wody w cieku pozwalającą na większy przepływ wody.



Ryc. 14. Przekrój poprzeczny I-I w km 291,161 przedstawiający sposób naprawy nasypu i skarpy



Fot. 14. Naprawcze roboty budowlane – wykonywanie iniekcji niskociśnieniowej

## 1.5. Linia kolejowa nr 405, km 75,100 - 75,300

### Lokalizacja

Linia kolejowa LK 405 km 75,100 ÷ 75,300 jednotorowa, na odcinku awarii posadowiona jest w trawersie zbocza o znacznym nachyleniu. Awaryjny fragment linii znajduje się między stacją Szczecinek a przystankiem Gwda Mała i przylega do znacznego kompleksu leśnego. W bezpośredniej bliskości linii kolejowej istniało ok. 11ha stawów hodowlanych. W latach 1980-tych i 1990-tych obniżało się zwierciadło wody gruntowej i stawy zaczęły wysychać. [Atlas linii kolejowych, 2014].

### **Historia budowy linii kolejowej**

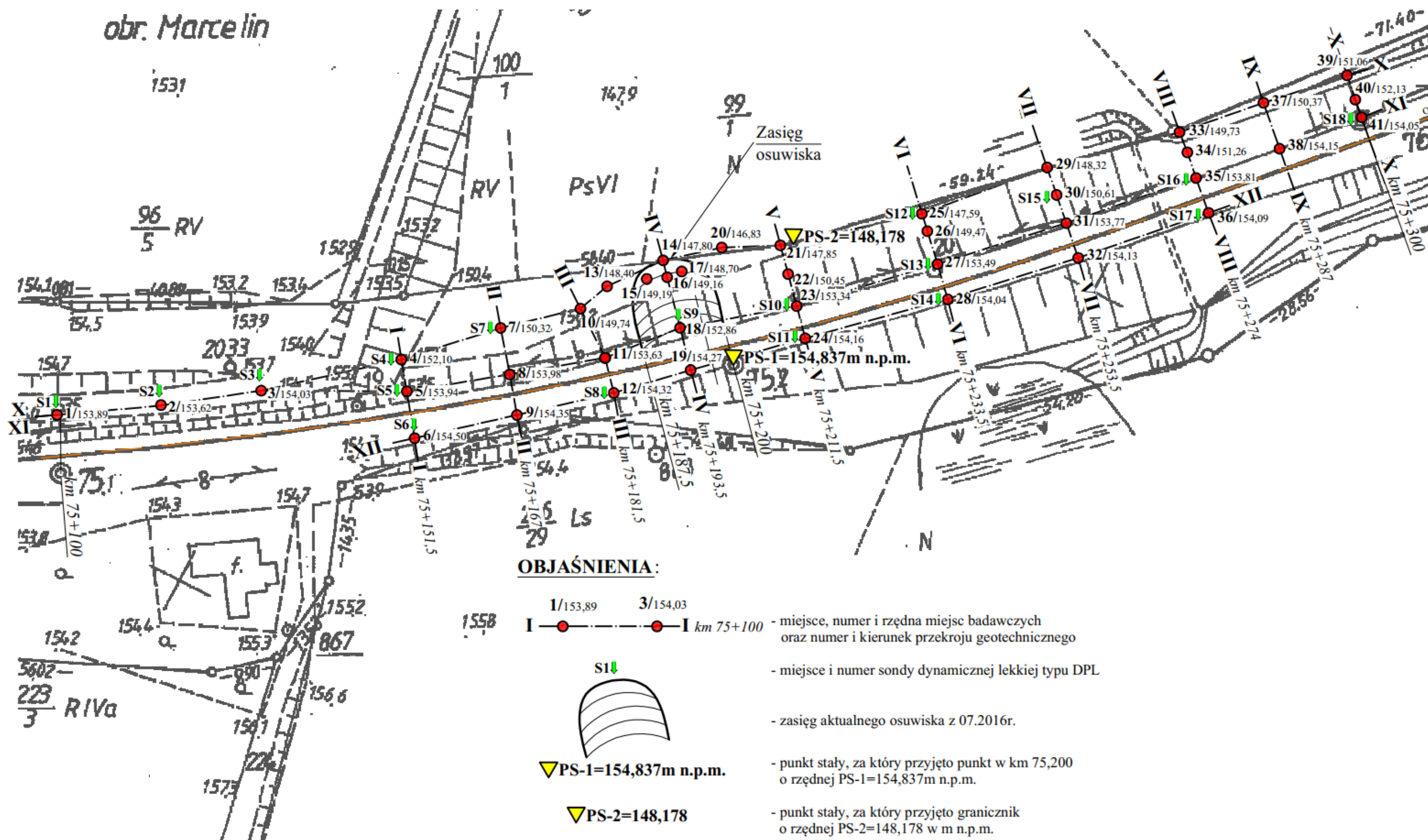
Linia kolejowa została wybudowana w latach 1875÷1878 z gruntów miejscowych. Linia nr 405 na odcinku Szczecinek – Korzybie została otwarta 01.10.1878r jako linia jednotorowa. Na odcinku awarii posadowiona jest w trawersie zbocza o znacznym nachyleniu [Atlas linii kolejowych, 2014].

### **Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne**

Na wschód i północ od Pojezierza Myśliborskiego znajduje się obręb jednostki fizjograficznej - Pojezierze Szczecineckie (314.66). Pojezierze Szczecineckie jest wysoczyzną morenową położoną na zewnątrz moren czołowych fazy pomorskiej, pomiędzy sandrem Równiny Wałeckiej na zachodzie i Doliną Gwdy na wschodzie. Na Pojezierzu Szczecineckim zaznaczają się dwa pasma moren czołowych o wysokościach do 205 m n.p.m. (m.in. Skotna Góra). W krajobrazie regionu dominuje powierzchnia moreny dennej, pokrytej mnóstwem małych jezior; największym jest Pile (980 ha), z którego wypływa rzeka Piława (dopływ Gwdy). Całość terenu jest bogata w liczne zbiorniki wodne. Jest to mezoregion o charakterze pagórkowatej moreny dennej, położonej pomiędzy kolejnymi ciągami recesyjnych moren czołowych fazy pomorskiej stadiału górnego zlodowacenia Wisły. Na północnym zachodzie występuje piaszczysta, płaska równina erozyjno-akumulacyjna wód roztopowych, która w górnym odcinku Parsęty określana jest mianem sandru dolinnego. Na południu i północnym-wschodzie obszaru równinę sandrową tworzą piaski wodnolodowcowe, urozmaicają — mniej lub bardziej głębokie misy jezior [Kaczyński, 2017; Kondracki, 1988].

Przeprowadzone w lipcu i sierpniu 2016 roku badania geotechniczne:

- odwiercono 41 otworów badawczych o głębokości od 2,00 m do 10,50 m, łącznie odwiercono 245,80 mb,
- wykonano 18 sondowań sondą dynamiczną lekką typu DPL o głębokości od 1,90 m do 7,80 m, łącznie 87,50 mb,



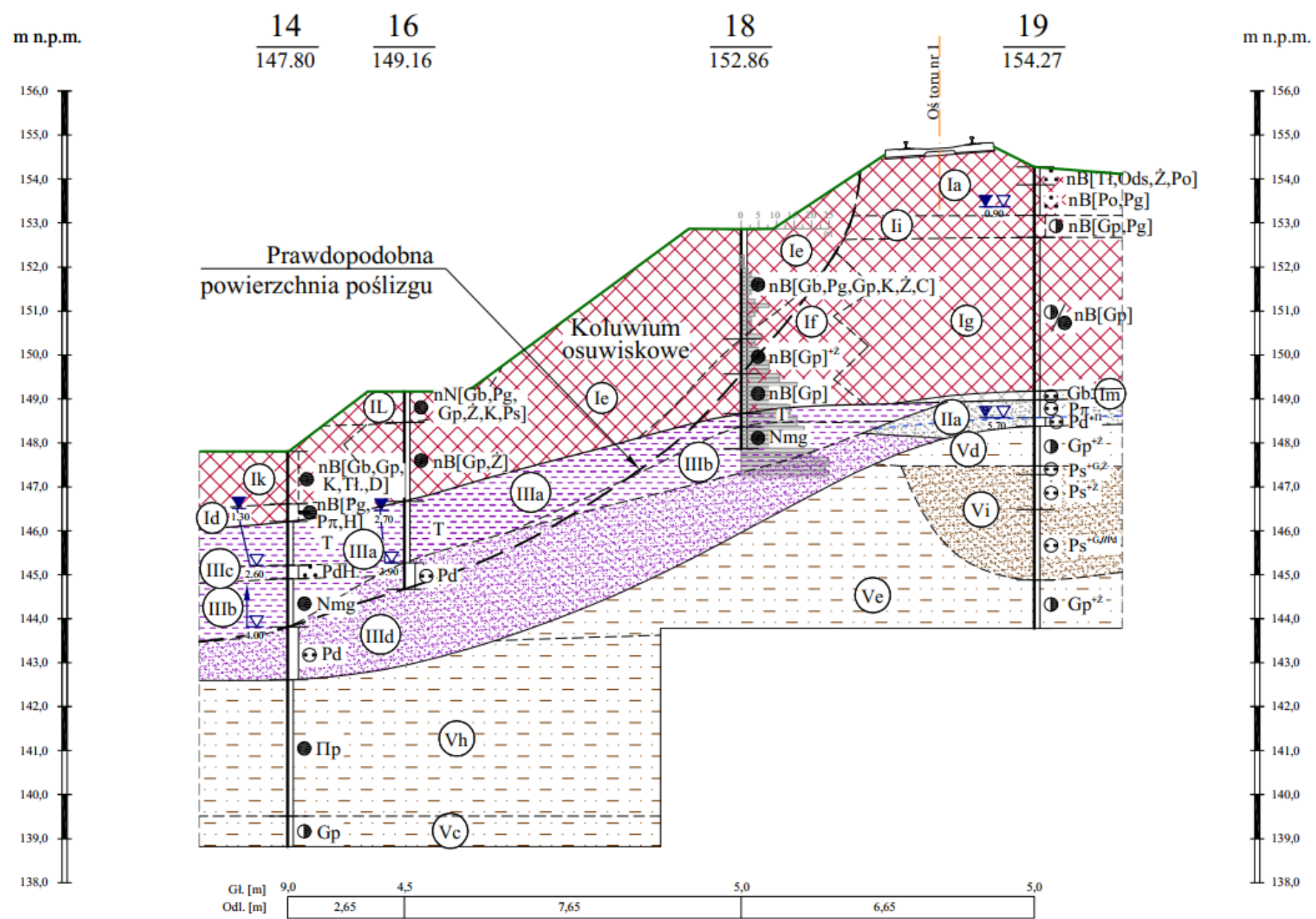
Ryc. 15. Plan sytuacyjno – wysokościowy z lokalizacją obszaru badań LK 405, km 75,100 – 75,300

W miejscach badań występują warstwy nasypów budowlanych zbudowanych z gruntów spoistych (o wartościach  $I_L=0,35\div 0,20$ ) – glin piaszczystych, glin, piasków gliniastych oraz gruntów niespoistych (o wartościach  $I_D=0,20\div 0,45$ ) – piasków średnich, drobnych, pylastych oraz nasypów niebudowlanych i gleby, o miąższości dochodzącej do 6,40 m od powierzchni terenu. W rejonie otworów 1 ÷ 12 pod warstwą nasypów budowlanych i gleby zalegają utwory akumulacji wodnolodowcowej zlodowacenia północnopolskiego fazy pomorskiej (o wartościach  $I_D=0,20\div 0,60$ ) wykształcone w postaci piasków drobnych, piasków średnich, pospółek, piasków grubych na pograniczu pospółek z przewarstwieniami osadów spoistych (o wartościach  $I_L=0,35\div 0,10$ ). Otwory nr 13, 14, 15, 16, 17, 18, 20, 21, 25, 28, 32 to strefa występowania osadów akumulacji bagienno-rzecznej wykształconych w facji bagiennej w postaci torfu, namulów gliniastych, piasków drobnych próchnicznych, oraz w facji korytowej (o wartościach  $I_D=0,30\div 0,50$ ) piasków drobnych, piasków średnich. W otworach 19, 29, 33, 36, 37 występują piaski pokrywowe (o wartościach  $I_D=0,40\div 0,70$ ). Niżej, oraz w pozostałych otworach bezpośrednio pod warstwą nasypów niebudowlanych, nasypów budowlanych i gleby zalegają osady bezpośredniej akumulacji lądolodu zlodowacenia północnopolskiego fazy poznańsko-dobrzyńskiej (o wartościach  $I_L=0,35\div 0,00$ ) wykształcone w postaci glin piaszczystych, glin, glin piaszczystych na pograniczu glin, piasków gliniastych z soczewkami osadów piaszczystych. W otworach nr 24, 25, 28, 29, 32, 33, 36, 37, 39 pod osadami bezpośredniej akumulacji lądolodu występują osady akumulacji wodnolodowcowej zlodowacenia północnopolskiego fazy poznańsko – dobzyńskiej (o wartościach  $I_D=0,20\div 0,50$ ) wykształcone w postaci piasków pylastych, piasków drobnych, piasków średnich. Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 10,50 m od powierzchni terenu.

W trakcie przeprowadzonych wierceń w otworach nr 13, 14, 15, 16, 17, 20, 21, 24, 28, 32, 36 nawiercono zwierciadło wody gruntowej pod ciśnieniem hydrostatycznym na głębokości od 10,20 m do 2,60 m poniżej powierzchni terenu, tj. na rzędnej od 141,63 m n.p.m. do 146,39 m n.p.m., które stabilizowało się na głębokości od 8,70 m do 0,70 m poniżej powierzchni terenu tj. na rzędnej od 145,39 m n.p.m. do 146,59 m n.p.m.

W otworze nr 33, 37 stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej na głębokości od 4,20 m do 4,40 m poniżej powierzchni terenu, czyli na rzędnej odpowiednio 145,53 m n.p.m. i 145,97 m n.p.m.

## PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY IV - IV



Ryc. 16. Przekrój geotechniczny IV-IV w km 75+193,5

W otworze nr 10, 19, 28, 32 stwierdzono występowanie zwierciadła wody gruntowej w postaci wody zawieszanej na gruntach spoistych, na głębokości odpowiednio 1,30 m, 0,90 m i 5,70 m, 6,20 m, 8,10 m p.p.t., czyli na rzędnych od 146,03 m n.p.m. do 153,37 m n.p.m.

W otworach nr 1 ÷ 9, 11, 12, 18, 22, 23, 25, 26, 27, 29, 30, 31, 34, 35, 38 ÷ 41 nie stwierdzono występowania zwierciadła wody gruntowej do badanych głębokości poniżej powierzchni terenu.

Przewiduje się, że wahania zwierciadła wody gruntowej w cyklu rocznym mogą wynosić od +2,00 m do -1,00 m zależnie od intensywności opadów atmosferycznych [Materiały własne].

## **OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH**

### **Stan istniejący – przyczyny niestabilności**

Przyczyny rozwoju procesów destrukcyjnych skarpy nasypu kolejowego w km 75,100÷75,300 linii kolejowej nr 405 Piła Główna – Ustka, (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Szczecinek, a przystankiem Gwda Mała) należy upatrywać w wielu aspektach techniczno-eksploatacyjnych, hydrologicznych, geologicznych, egzogenicznych i biogenicznych. Nasyp kolejowy zbudowany z gruntów miejscowych, na analizowanym odcinku, posadowiony jest w trawersie zbocza o znacznym nachyleniu. Po przeprowadzonych badaniach geotechnicznych w październiku 2016 roku, stwierdzono że nasyp zbudowany jest z gruntów piaszczystych i gliniastych, mało spoistych w różnych stanach, w różnych proporcjach oraz wbudowanych w zupełnie przypadkowe miejsca. Grunty te są przede wszystkim gruntami spoistymi zaliczanymi do gruntów wysadzinowych i bardzo wysadzinowych.

### **Prawdopodobny mechanizm deformacji korpusu nasypu i zniszczenia skarpy**

W latach 1980-tych i 1990-tych w bezpośredniej bliskości linii kolejowej istniało ok. 11ha stawów hodowlanych. W końcu lat 90-tych na skutek zabiegów technicznych prowadzonych w lasach przylegających do linii kolejowej, zostały zmienione diametralnie warunki hydrologiczne wód powierzchniowych, które wg. relacji mieszkańców, spowodowały odcięcie dopływu wód do istniejących stawów hodowlanych. Ten suchy okres umożliwił obniżenie zwierciadła wody gruntowej do pozycji, w której czasowo odsłoniły się grunty organiczne, w

omawianym przypadku torfy. Skutkiem tego był wzrost bakterii tlenowych (aerobowych), które przyspieszyły proces biochemicznego rozkładu masy organicznej. Taki rozkład podłoża organicznego, skutkowałam osiadaniem podłoża w strefie podparcia skarpy. To z kolei wpłynęło na rozpełzanie skarpy nasypu, która straciła realne podparcie na nieskonsolidowanym podłożu organiczno-mineralnym. Obniżanie się strefy podparcia skarpy, uruchomiło proces rozluźnienia gruntów w obrębie skarpy i zwiększyło jego porowatość. Czas deformacji i destrukcji skarpy to ostatnie 30-lat. Skarpa na tym odcinku osiągnęła stan równowagi chwiejnej.

Drugim bardzo istotnym elementem procesu osuwiskowego był stan techniczny samego nasypu.

Nasyp na analizowanym odcinku zbudowany jest z gruntów piaszczystych i gliniastych, mało spoistych w różnych stanach, w różnych proporcjach oraz wbudowanych w zupełnie przypadkowe miejsca. Grunty te, przede wszystkim są gruntami spoistymi zaliczanymi do gruntów wysadzinowych i bardzo wysadzinowych, a ponieważ występują w rejonie rozlewiska to dzięki podsiąkaniu kapilarnemu w okresie mrozów realizował się proces wysadzinowości.

Grunty gliniaste mało spoiste i spoiste znajdujące się w dolnych partiach konstrukcji nasypu, w okresach zimowych poddawane są harmonicznemu przemarzaniu, co tworzy wysadziny i dylatuje strefę przypowierzchniową skarpy. Powtarzające się procesy zamrozu skutkowałam permanentnym rozluźnianiem się strefy przyskarpowej na głębokość do ok. 1,0m. Przy takich zjawiskach następuje znaczne zwiększenie porowatości i zmniejszenie spójności międzygranularnej. Wzrost porowatości w wyniku procesu biochemicznego rozkładu masy organicznej oraz procesy dylatujące strefę przypowierzchniową skarpy, spowodowały zmniejszenie spójności i kąta tarcia wewnętrznego gruntów budujących skarpe. Wystarczyło, by skarpa została dodatkowo obciążona wodami opadowymi, które znalazły miejsce w zwiększonej porowatości, aby nastąpiła awaria w postaci osuwiska. Awaria powstała właśnie po okresach intensywnych i stosunkowo długotrwałych opadach atmosferycznych. Zmniejszenie tych parametrów geotechnicznych jest bezpośrednią przyczyną powstania osuwiska. Powierzchnia osuwiskowa zaistniałego ruchu masowego jest zgodna z naturalnym nachyleniem zbocza. Ponadto, istnieje stałe zagrożenie bezpieczeństwa ruchu pociągów. Destrukcyjna skarpy jest wynikiem sumowania się zjawisk i procesów techniczno-eksploatacyjnych, hydrologicznych, geologicznych, egzogenicznych i biogenicznych występujących w obrębie

podłoża gruntowego oraz historii budowy, modernizacji i utrzymania linii. Zjawiska i procesy występujące w obrębie tej budowli mają charakter obiektywny.



Fot. 15. Miejsce awarii – tymczasowe zabezpieczenie nasypu. Na zdjęciu widoczna założona konstrukcja ociążająca z wiązek szyn dla utrzymania stabilności toru i awaryjnej przejazdowości toru



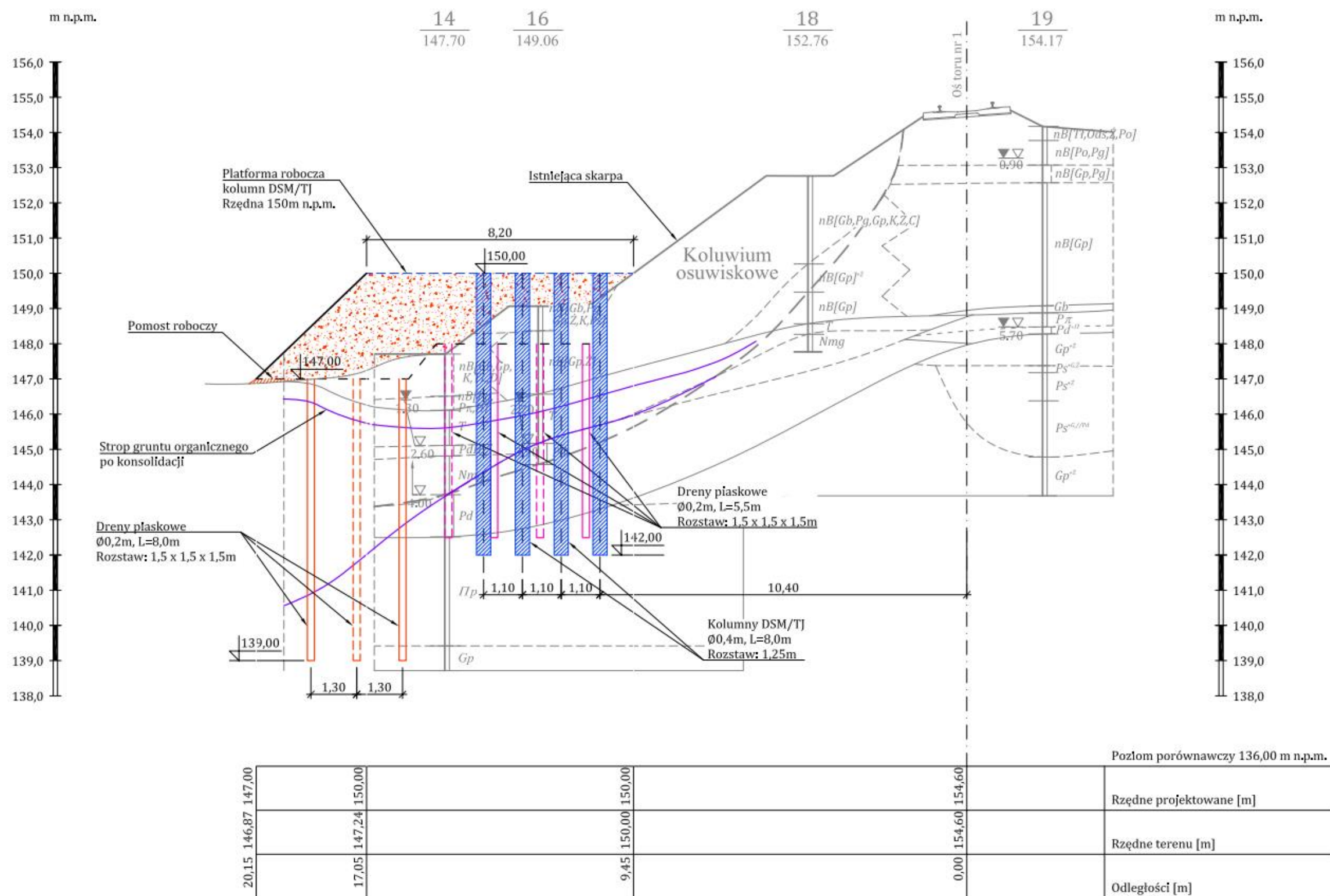
Fot. 16. Spękania widoczne na tymczasowym zabezpieczeniu nasypu, świadczą o pełzającym osuwisku

## ROBOTY NAPRAWCZE

Naprawcze roboty budowlane prowadzono w okresie listopad 2016 - maj 2017 roku. Naprawę skarpy nasypu podzielono na dwa etapy. Pierwszy polegał na przeprowadzeniu procesu konsolidacji podłoża torfowego z wykorzystaniem nasypu konsolidującego i piaskowych drenów pionowych. Po zakończonym procesie konsolidacji w etapie II wykonano kolumny gruntowo-cementowe DSM oraz przyporę gruntową. W krawędzi przyskarpowej w strefie zagrożonej osuwiskami wykonano dodatkową konstrukcję oporową w postaci ściany gabionowej.



Fot. 17. Zakończone prace naprawcze



Ryc. 17. Przekrój poprzeczny w km 75+193,5 z elementami naprawy skarpy

**1.6. Linia kolejowa nr 203, km 290,600 ÷ 290,720.****Lokalizacja**

Skarpa nasypu kolejowego od strony południowej w km 290,600÷290,720 linii kolejowej nr 203 Tczew – Kostrzyn, odcinek szlakowy pomiędzy stacją Gorzów Wielkopolski Wschodni, a stacją Santok (województwo lubuskie, powiat gorzowski). Linia kolejowa na tym odcinku zbudowana jest jako linia dwutorowa w nasypie, którego wysokość dochodzi do 6,0 m.

**Historia budowy linii kolejowej**

Linia kolejowa nr 203 Tczew-Kostrzyn na odcinku Krzyż - Gorzów Wlkp. została wybudowana i oddana do użytku jako linia jednotorowa 12.10.1857 roku. Dobudowa drugiego toru odbyła się w latach 1864 ÷1868. Na tym odcinku nie została zelektryfikowana. We fragmencie awaryjnym jest posadowiona w trawersie zbocza w bezpośredniej bliskości rzeki Warty, [Atlas linii kolejowych, 2014; Materiały własne].

**Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne**

Na południowy wschód od Pojezierza Myśliborskiego znajduje się teren osuwiska, który zgodnie z podziałem na jednostki fizjograficzne zaliczany do Kotliny Gorzowskiej (315.33) będącej fragmentem pradoliny Toruńsko – Eberswaldzkiej. W szczegółowym podziale geomorfologicznym mieści się w obrębie zbocza holocenijskich teras Warty: (terasa ponadzalewowa) i (terasa denno zalewowa) według podziału B. Krygowskiego [Krygowski, 1961]. Poziomy terasowe holocenijskie oraz wyżej położone plejstocenijskie terasy zostały wy-preparowane w wysoczyźnie morenowej obrzeżającej północne zbocze pradoliny. Osady terasy holocenijskiej (zalewowej) składają się z aluwów rzecznych wykształconych w trzech fa-cjach: rozlewiskowej (mady rzeczne), bagiennej (torf), korytowej (piaski).

Przeprowadzone w latach 2003 i 2017 badania geotechniczne:

- odwiercono 6 otworów badawczych o głębokości od 3,0 do 6,5m, łącznie 27mb (2003 rok)

- odwiercono 5 otworów badawczych o głębokościach od 2,0m do 3,0 m, łącznie odwiercono 12,90 m (2017rok)

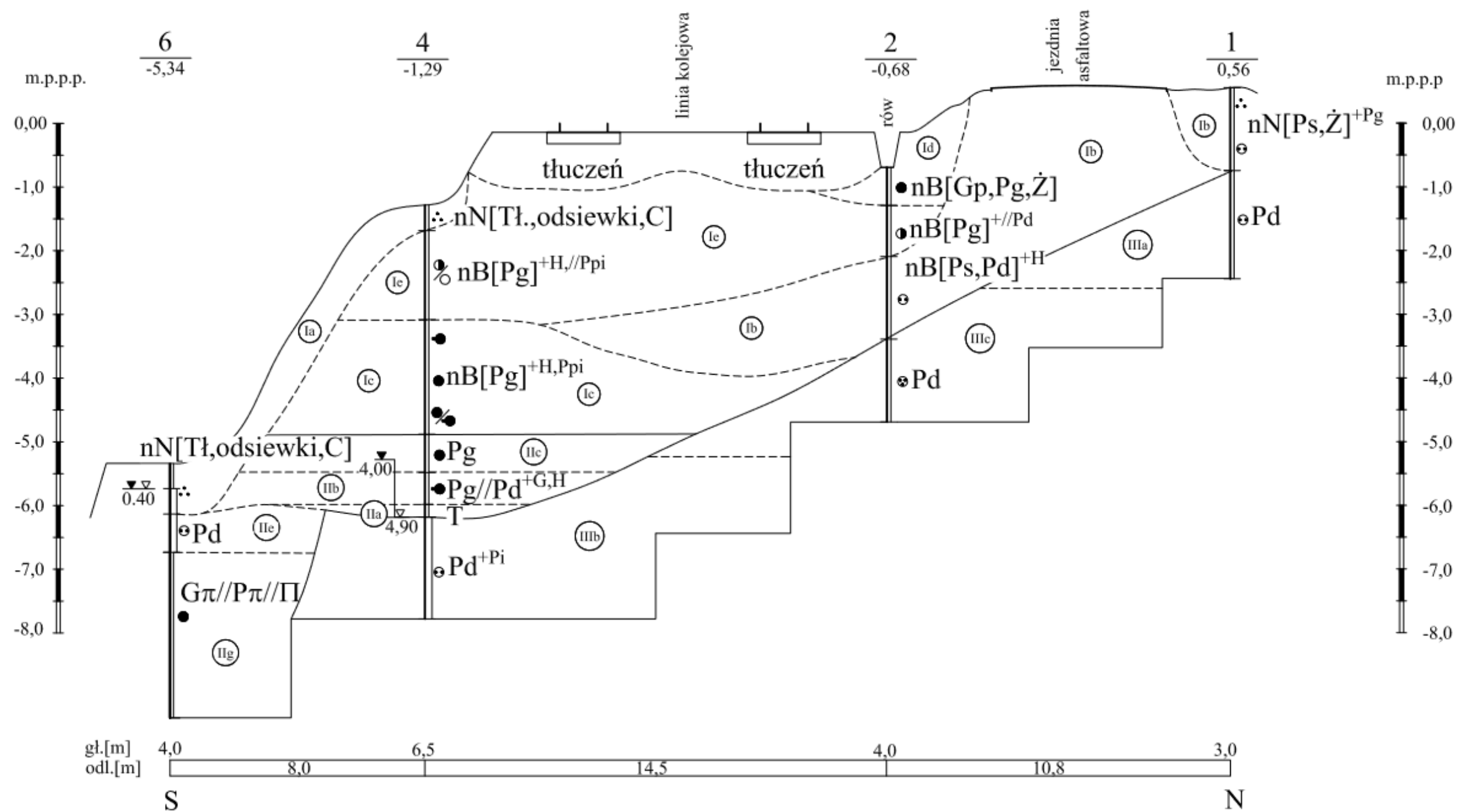
Budowa geologiczna badanego terenu jest prosta i zależy od procesów glacialnych zachodzących na tym terenie. Pod warstwą gleby występują osady akumulacji rzecznej wykształcone w facji bagiennej w postaci namulów piaszczystych i namulów gliniastych, facji rozlewiskowej i powodziowej reprezentowanej przez pyły piaszczyste przewarstwione piaskami pylastymi przewarstwione pyłami (o wartości  $I_L=0,40$ ), piaski gliniaste próchniczne (o wartościach  $I_L=0,40\div 0,30$ ), oraz facji korytowej zbudowanej z piasków pylastych, piasków drobnych, piasków średnich (o wartościach  $I_D=0,40$ ). Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 3,00 m.

W trakcie prowadzonych wierceń w dwóch otworach badawczych stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej na głębokości 0,40 m p.p.t., czyli na rzędnych od 19,79 m n.p.m. do 19,98 m n.p.m.

Ponadto w trzech otworach stwierdzono występowanie zwierciadła wody gruntowej pod ciśnieniem hydrostatycznym na głębokości od 1,30 m p.p.t. do 2,50 m p.p.t., które ustabilizowało się na głębokości od 0,45 m p.p.t. do 0,70 m p.p.t. czyli na rzędnych 19,33 m n.p.m. do 19,83 m n.p.m.

W dwóch otworach stwierdzono również występowanie sączenia wody gruntowej na głębokości 0,50 m p.p.t. oraz 0,60 m p.p.t.

Przewiduje się, że wahania zwierciadła wody gruntowej w cyklu rocznym mogą wynosić od +1,00 m do -3,00 m zależnie od intensywności opadów atmosferycznych [Materiały własne].



Ryc. 18. Przykładowy przekrój geotechniczny

## OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH

### Stan istniejący – przyczyny niestabilności

Na podstawie przeprowadzonej analizy wyników badań geotechnicznych podtorza kolejowego, historii linii, a przede wszystkim historii powstawania w tym rejonie osuwisk, ustalono, że powstałe osuwisko skarpy ma charakter permanentny, ponieważ pierwszy fragment nasypu kolejowego badano i stabilizowano w km 290,698÷ 290,665 już w roku 2003. Wtedy zwracano uwagę na zbyt ograniczony zakres naprawy, z czego wnioskowano o możliwym rozwoju procesu osuwiskowego. Zgodnie z przewidywaniami nowe osuwisko (rozwińnięcie starego) powstało w roku 2017. Podobnie jak przy pierwszym osuwisku awarii uległa skarpa południowa nasypu oparta na gruntach organicznych i madach rzecznych doliny powodziowej rzeki Warty. Bliskość rzeki (kilkadziesiąt metrów) powoduje harmoniczne wahania wody gruntowej, okresami o katastrofalnie dużej amplitudzie, regularne podtapianie konstrukcji nasypu, a zwłaszcza jej dolnej strefy skarpy.

Skarpa nasypu w części przypowierzchniowej przysypana jest luźną warstwą odsiewek. Głębiej skarpe budują niejednorodne grunty spoiste o cechach sprzyjających przenikaniu mrozu i tworzeniu się wysadzin. Ekspozycja południowa skarpy, umożliwiająca nadmierne jej przesuszanie w okresie letnim powodując pęknięcia, w następstwie których intensyfikują się procesy wysadzinowe. Nadmierne nachylenie skarpy dochodzące do ok. 1:0,6 oraz uplastycznienie dolnej partii nasypu zbudowanego z gruntów spoistych w stanie miękkoplastycznym i plastycznym, sprzyjały procesowi destrukcji. Procesowi destrukcji sprzyjały również: budowa geologiczna podłoża gruntowego zalegającego pod skrajną częścią nasypu w postaci osadów akumulacji rzecznej wykształconych jako ściśliwe mady ( $P_g \div G\pi$ ) oraz organiczne (torfy). Okresowe występowania wyraźnie wysokich stanów wód gruntowych, a przede wszystkim odmarzania gruntów po okresie zimowym, infiltracja wilgoci w głąb korpusu, powstanie powierzchni osłabienia w zboczu w wyniku powstałych wysadzin, brak drożnych rowów bocznych i drgania od taboru kolejowego przekazywane na korpus nasypu kompleksowo przyczyniły się do powstania awarii.

### **Prawdopodobny mechanizm deformacji korpusu nasypu i zniszczenia skarpy**

Mechanizm utraty stateczności skarpy polegał na rozwoju procesu osuwiskowego od podstawy nasypu w kierunku ławy torowiska. W roku 2003, powstałe w ten sposób wyluszczenie obejmowało rozległy płat na długości ok. 33,0 m i grubości ok. 1,0 m. Wielkość przemieszczenia w płaszczyźnie poziomej wynosiła na ławie torowiska ok. 50÷70 cm. W roku 2017, osuwisko obejmowało długość ok. 20,0 m i spowodowało bezpośrednio osunięcie gruntów spod toru.

Należy przypuszczać, że kompleksowym przyczynkiem aktywizującym proces osuwiska deplasywnego jest wpływ :

- infiltracji wód opadowych poprzez piaszczyste przewarstwienia nasypu w głąb spoistego podtorza,
- wysokie okresowe stany wód na rzece Warcie podtapiające podstawę nasypu,
- zjawiska mrozowe w strefie przypowierzchniowej skarpy, polegające na powstaniu wysadzin w obrębie tej powierzchni.

Rekonstruując proces rozwoju powstania osuwiska, można opisać go w sposób następujący. Korpus nasypu zbudowany z gruntów spoistych, łatwo ulegających uplastycznianiu, dodatkowo na skutek niekorzystnego uwarstwienia nasypu- warstwa nasypów piaszczystych, zdeponowana na stropie warstwy nasypów gliniastych. W wyniku odwilży, opadów atmosferycznych, spływu wód powierzchniowych i gruntowych, zboczami doliny w kierunku rzeki Warty przez korpus nasypu infiltrowała woda powodując uplastycznienie gruntów spoistych. Odmarznięcie strefy przypowierzchniowej skarpy oraz powstanie zdylatowania powierzchni na granicy zasięgu zamrozu (w wyniku działania procesów wysadzinowych) czyli ok. 0,80 m. do 1,0 m., spowodowało wyraźnie osłabienie tej powierzchni. Dodatkowe dociążenie powierzchni skarpy, stosunkowo ciężkim materiałem odsiewkowym i tłuczniowym, przy wyraźnie nadmiernie nachylonej skarpie dochodzącej do ok. 1: 0,6, działało niekorzystnie na stan równowagi skarpy, która znalazła się w stanie chwiejnym. W takich warunkach, drgania pochodzące od taboru kolejowego powodują, wypieranie w kierunku skarpy, uplastycznionych gruntów spoistych spoczywających na odkształcalnym podłożu. Rozwinięcie się procesu osuwiskowego spowodowało: ruch uplastycznionej warstwy w kierunku skarpy, odkształcanie się podłoża gruntowego zbudowanego z gruntów akumulacji rzecznej wykształconego

jako ściśliwe mady ( $Pg \div G\pi$ ) oraz organiczne (Torfy), przy wysokim stanie wody w rzece (stan powodziowy), stan chwiejny skarpy dociążonej odsiewkami, nadmiernie nachylonej i zdylatowanej wysadzinami skarpy oraz drgania pochodzące od taboru kolejowego.

Splot tych niekorzystnych zjawisk przyrody i procesów geologicznych uznano za przyczyny powstania osuwiska.



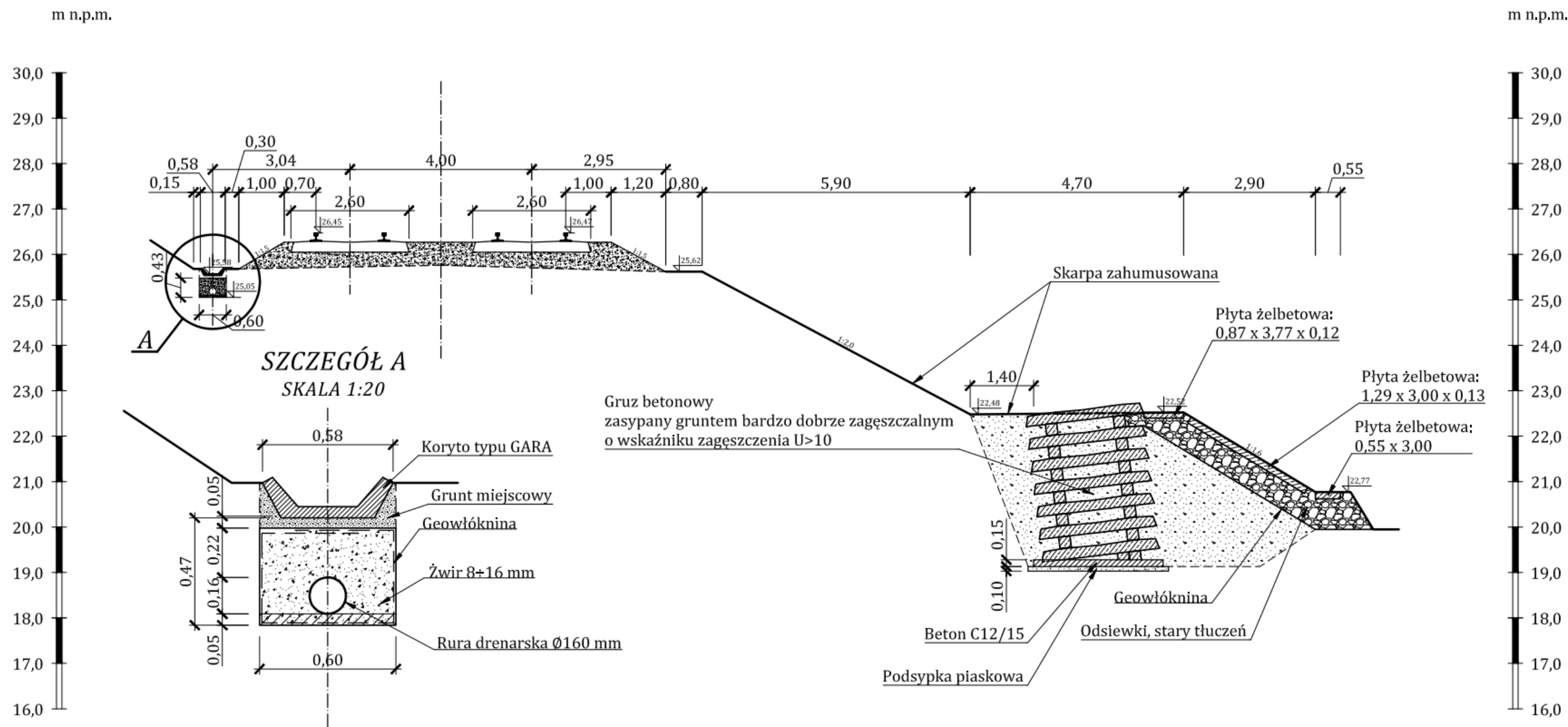
Fot. 18. Miejsce awarii – rozcięcie erozyjne wraz z lejem u podstawy skarpy. Widoczne podkłady kolejowe nie mające oparcia

## ROBOTY NAPRAWCZE

Roboty budowlane prowadzono od sierpnia do listopada 2017 roku. Naprawę rozpoczęto od założenia konstrukcji odciążającej typu szwajcarskiego z wiązek szyn. Miejsce awarii tymczasowo zabezpieczono materiałem gruntowym (pospółka) wraz z jego zagęszczeniem. Następnie wykonano naprawę i wzmocnienie rowu bocznego przy torze nr 1. Kolejnym etapem było przygotowanie podłoża gruntowego, wykonanie warstwy podbudowy z chudego betonu i układanie konstrukcji kaszycowej. Skarpę konstrukcji kaszycowej zabezpieczono staroużytecznymi płytami przejazdowymi. Odbudowano geometrię nasypu z uwzględnieniem ławy torowiska. Wyprofilowano skarpe z obsianiem trawą.



Fot. 19. Miejsce awarii po docelowej naprawie



Ryc. 19. Przekrój z dokumentacji projektowej powykonawczej

## 1.7. Linia kolejowa nr 351, km 140,700 ÷ 141,200

### Lokalizacja

Stan awaryjny skarpy nasypu kolejowego powstał w km 140,700÷141,200 linii kolejowej nr 351, Poznań Główny – Szczecin Główny szlak Choszczno - Dolice. Miejsce to zlokalizowane jest ok 1,5 km na północ od stacji Choszczno. Dotyczył skarpy i korpusu nasypu od strony południowej na odcinku o długości około 500m. Linia kolejowa na tym odcinku zbudowana jest jako linia dwutorowa, w nasypie, którego wysokość dochodzi do 4,0 m. w strefie okresowo stagnujących wód powierzchniowych.

### Historia budowy linii kolejowej

Linia kolejowa nr 351 Poznań Gł. - Szczecin Gł. w km 140,700÷141,200 została wybudowana około roku 1847 jako linia jednotorowa. W latach 1948÷1950 została przeprowadzona modernizacja linii, a na analizowanym odcinku wykonano dobudowę drugiego toru. W roku 1978 linia ta została zelektryfikowana. Fragment awaryjny (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Choszczno, a przystankiem Ziemomyśl) jest odcinkiem linii usytuowanym w obrębie zatofionego rozlewiska. [Atlas linii kolejowych, 2014; Materiały własne].

### Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne

Omawiany obszar położony jest na południowy wschód od Szczecina prawie w bezpośredniej bliskości Choszczna (awaria rejon miejscowości Stawin) należy do obrębu jednostki fizjograficznej Równiny Pyrzycko-Stargardzkiej nr 313.33, w której można wyróżnić: wysoczyznę morenową występującą na północ od doliny rzeki Iny, przebiegającą równoleżnikowo dolinę Iny oraz wysoczyznę morenową z silnie rozwiniętą siecią dolin wód roztopowych. Największym z wyróżnionych obszarów jest płaska i falista wysoczyzna morenowa rozciągająca się na północ od doliny Iny. Powierzchnia wysoczyzny, zbudowanej z silnie piaszczystych glin zwałowych i piasków lodowcowych, ukształtowana została w trakcie deglacjacji arealnej fazy pomorskiej zlodowacenia Wisły. Najwyższe wzniesienie w tym rejonie osiąga 100,3 m n.p.m. Większe zróżnicowanie morfologii terenu jest związane z występowaniem

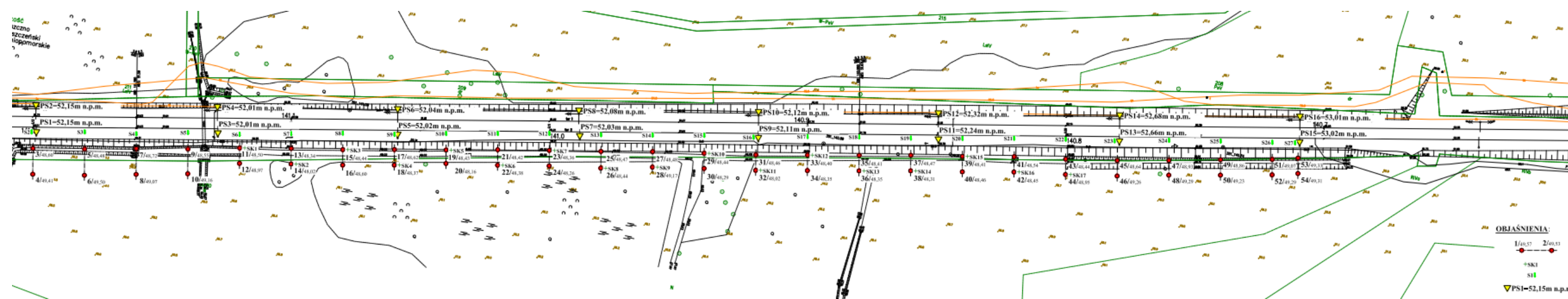
dużych form erozyjnych — rynien lodowcowych i akumulacyjnych — ciągów ozów. Równina torfowa zajmująca dno doliny Iny wznosi się na wysokości około 25–30 m n.p.m. [Kaczyński, 2017; Kondracki, 1988].

Przeprowadzone w grudniu 2017 roku badania geotechniczne:

- odwiercono 54 otwory badawcze sprzętem do wierceń ręcznych przy użyciu świrdra okienkowego lub spiralnego o średnicy 3 cale (wiercenia okrętne) w przekrojach co ok. 20 m, o głębokości od 1,1 m do 2,8 m, razem wykonano 108,90 mb,
- wykonano 27 sondowań sondą dynamiczną lekką typu DPL o głębokości 4,0 m każde, razem wykonano 108,0 mb,
- wykonano 17 badań ścinania sondą krzyżakową FVT w gruntach organicznych przy otworach badawczych,

Pod warstwą nasypów niebudowlanych oraz gleby występują osady akumulacji bagienno - rzecznej wykształcone w facji bagiennej reprezentowane przez torf, torf przewarstwiony piaskiem średnim, torf na pograniczu namułu gliniastego, namuł gliniasty, namuł piaszczysty, w facji rozlewiskowej (o wartościach  $I_L=0,40\div 0,10$ ) reprezentowanej przez pyły, pyły piaszczyste, piaski gliniaste, pyły przewarstwione piaskami gliniastymi, gliny piaszczyste, gliny pylaste przewarstwione glinami piaszczystymi i facji powodziowej oraz facji korytowej (o wartościach  $I_D=0,30$ ) wykształcone w postaci piasków średnich. Poniżej zalegają osady akumulacji wodnolodowcowej zlodowacenia północnopolskiego fazy pomorskiej (o wartościach  $I_D=0,50$ ) reprezentowane przez piaski średnie i pospółki. Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 2,80 m.

W trakcie prowadzonych wierceń stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej w otworach nr 1-11, 13-50, 52-54, na głębokościach od 0,70 m do 0,00 m p.p.t, czyli na rzędnych od 48,06 m do 49,13 m n.p.m. Otwory nr 14, 28, 32 i 38 wykonywane były w wodzie. W otworze nr 12 stwierdzono występowanie zwierciadła wody gruntowej pod ciśnieniem hydrostatyczny na głębokości 1,00 m p.p.t., które stabilizowało się na głębokości 0,70 m p.p.t, czyli na rzędnej od 48,27 m n.p.m. W otworach nr 45 oraz 51 stwierdzono występowanie sączenia wody gruntowej w obrębie gruntów spoistych na głębokości od 0,60 m do 0,20 m p.p.t., które stabilizowało się na głębokości od 0,20 m do 0,10 m p.p.t., czyli na rzędnej od 48,54 m do 48,87 m n.p.m.[94].

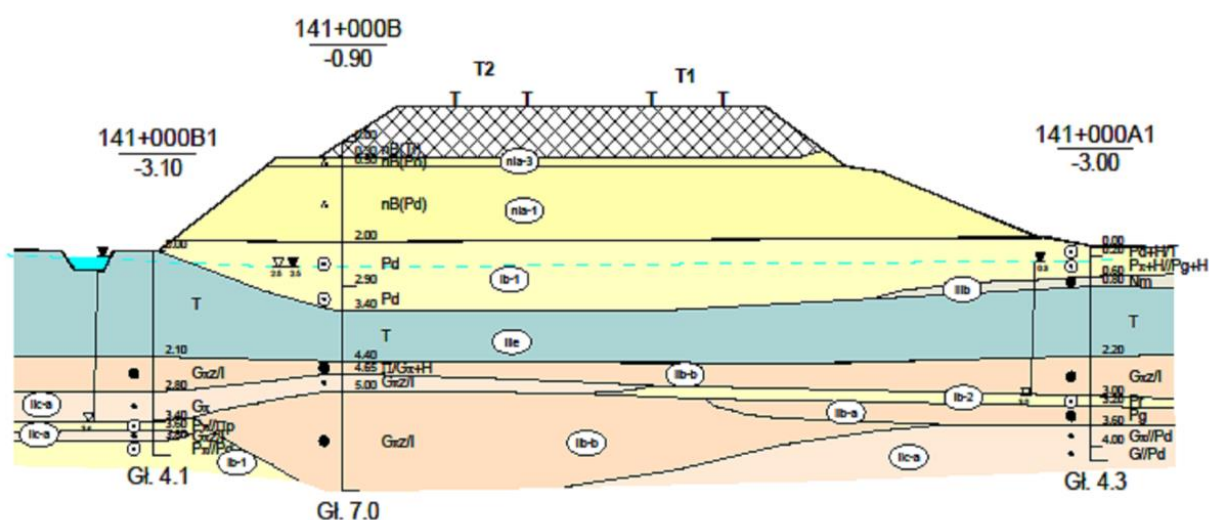


Ryc. 20. Plan sytuacyjny – wysokościowy rozmieszczenia miejsc badawczych LK 351

## OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH

### Stan istniejący – przyczyny niestabilności

W związku z prowadzoną naprawą linii kolejowej, polegającą na wymianie nawierzchni, wykonano badania geotechniczne, z których wynika, że na awaryjnym odcinku nasypu linii kolejowej występują w podłożu budowlanym grunty organiczne w postaci torfów o miąższościach do ponad 2,0m.



Ryc. 21. Przykład budowy geologicznej w podłożu gruntowym

Podłoże z gruntów organicznych nie zostało wymienione ani odpowiednio skonsolidowane zwłaszcza w strefie krawędziowej nasypu kolejowego od strony toru nr 2.

Nasyp kolejowy zarówno po stronie toru nr 1 jak i toru nr 2, z uwagi na jakość podłoża budowlanego, wysoki poziom wody gruntowej oraz rodzaj wbudowanych gruntów w korpus nasypu [Pd, P $\pi$ , +H], stanowi konstrukcję, która łatwo podlega oddziaływaniu procesom egzogenicznym. W wyniku tego, nastąpił wzrost zawilgocenia korpusu nasypu oraz wysadziny w strefie przyskarpowej – zwłaszcza, że jest to odcinek w rejonie rozlewisk. Dodatkowo drgania od sprzętu ciężkiego, który był używany przy modernizacji toru nr 2, wpłynęły destrukcyjnie na stan techniczny korpusu nasypu pod torem nr 2. Obecnie nasyp na omawianym odcinku, którego wysokość waha się w granicach 3,0÷4,0 m, wykazuje wyraźne cechy deformacji w postaci pęknięć w ławie torowiska.



Fot. 20. Zapadlisko i odspojenia nasypu

Stwierdzono również deformacje nasypu o charakterze lokalnym w postaci wielu lei sufozycznych, które spowodowały znaczne rozluźnienie nasypu zwłaszcza pod tokiem zewnętrznym toru nr 2. Rozluźnienie to charakteryzuje się również powstaniem kawern (obszarów pustek) w korpusie nasypu.

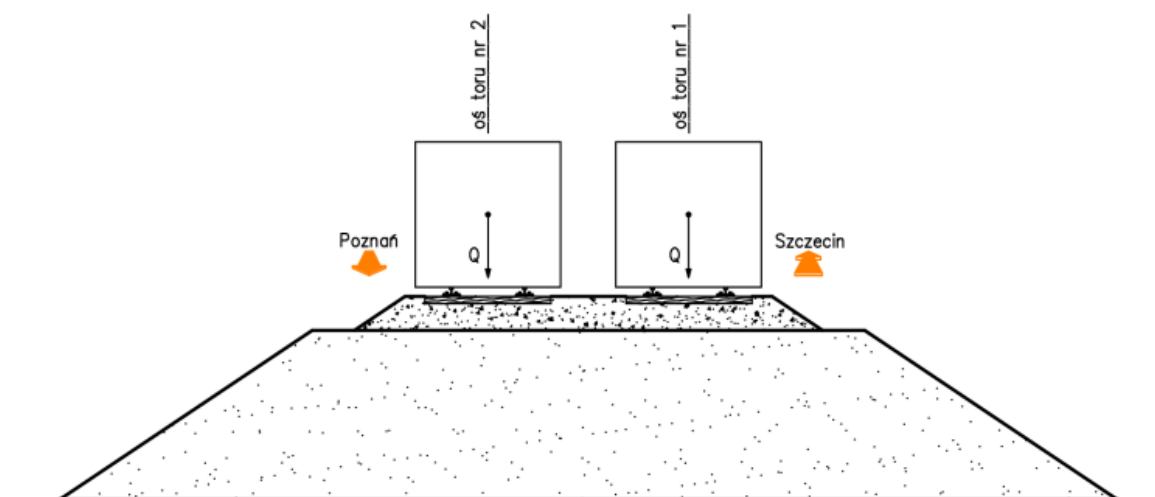
### **Prawdopodobny mechanizm deformacji skarpy**

Po przeanalizowaniu historii budowy linii kolejowej, relacji nadzoru kolejowego, po dokonaniu wizji lokalnej oraz po analizie wyników pomiarów i badań geotechnicznych, ustalono prawdopodobny mechanizm zniszczenia korpusu nasypu i skarpy na odcinku w km 140,700÷141,200 od strony toru nr 2, linii kolejowej nr 351 Poznań Gł. - Szczecin Gł.

Destrukcja techniczna skarpy jest wynikiem sumowania się skutków działania kilku zjawisk i procesów egzogenicznych, biogenicznych, geologicznych, geomorfologicznych, hydrogeologicznych i hydrograficznych występujących w obrębie podtorza i podłoża gruntowego oraz historii budowy, modernizacji i utrzymania linii. Zjawiska i procesy egzogeniczne oraz budowa geologiczna występujące w obrębie tej budowli mają charakter obiektywny. Natomiast historia budowy i modernizacji oraz jakość utrzymania linii mają charakter całkowicie subiektywny, co znaczy, że przy zachowaniu właściwych standardów technicznych podczas budowy i eksploatacji, stan linii na tym odcinku mógłby być inny.

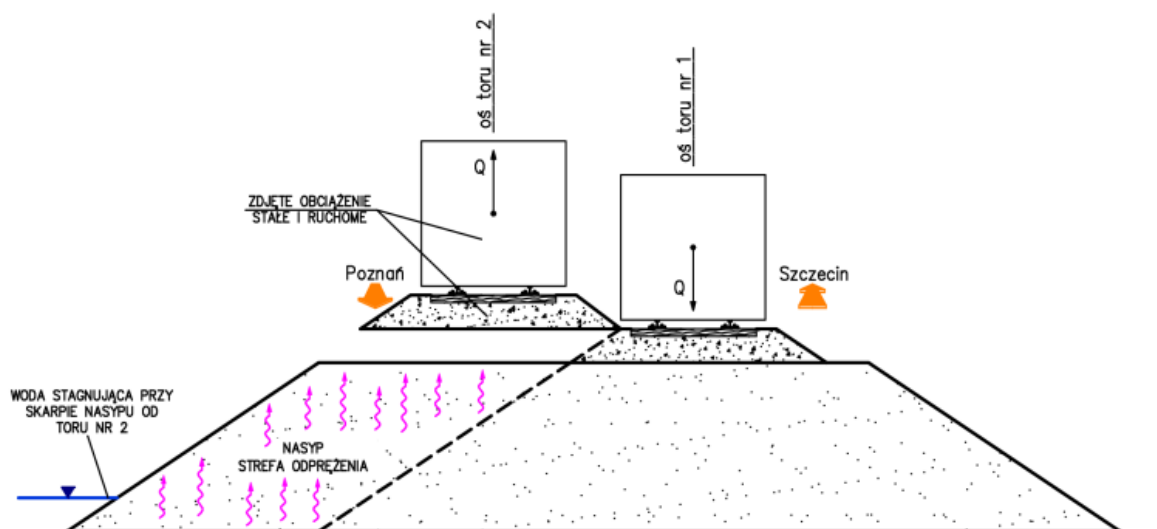
Przed przystąpieniem do robót budowlanych polegających na wymianie nawierzchni, stan konstrukcji podtorza oraz stan techniczny korpusu nasypu wraz z podłożem gruntowym był ustabilizowany dla istniejących obciążeń stałych i eksploatacyjnych.

Po demontażu i zdjęciu nawierzchni, na korpus nasypu oraz podłożę gruntowe przestało działać obciążenie eksploatacyjne i obciążenie stałe od konstrukcji nawierzchni. Działo się to w okresie intensywnych opadów atmosferycznych, których w danym roku było zdecydowanie ponad stany normowe. Odciążenie spowodowało proces systematycznego jednostronnego odprężania się korpusu nasypu wraz z podłożem gruntowym.



Ryc. 22. Schemat konstrukcji nasypu i podtorza przed robotami nawierzchniowymi

Analizowany fragment linii kolejowej znajduje się w obrębie obniżenia terenu, gdzie w podłożu stwierdzono występowanie gruntów organicznych w postaci torfów. Obniżenie terenu z podłożem torfowym jest naturalnym zbiornikiem okresowo stagnującej wody ponad powierzchnią terenu.



Ryc. 23. Odprężanie nasypu i podtorza

Wyjątkowo wysokie stany wód gruntowych, a w naszym przypadku stagnujących ponad powierzchnią terenu, na skutek działania prawa Archimedes – „prawa wyporu”, zintensyfikowały proces odprężenia. Proces ten spowodował istotne pod względem technicznym zwiększenie porowatości  $n_0 < n_1$ . Zwiększona porowatość prowadzi do większego chłonięcia wody. Wzrost porowatości powoduje obniżenie wartości stopnia zagęszczenia  $I_D$  co skutkuje zmniejszeniem wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$ , który jest głównym parametrem wytrzymałościowym decydującym o stateczności nasypu.

$$n_0 < n_1 \quad \Rightarrow \quad I_D^0 > I_D^1 \quad \Rightarrow \quad \phi^0 > \phi^1$$

gdzie:

$n_0$  – porowatość początkowa ;  $I_D^0$  – początkowa wartość stopnia zagęszczenia

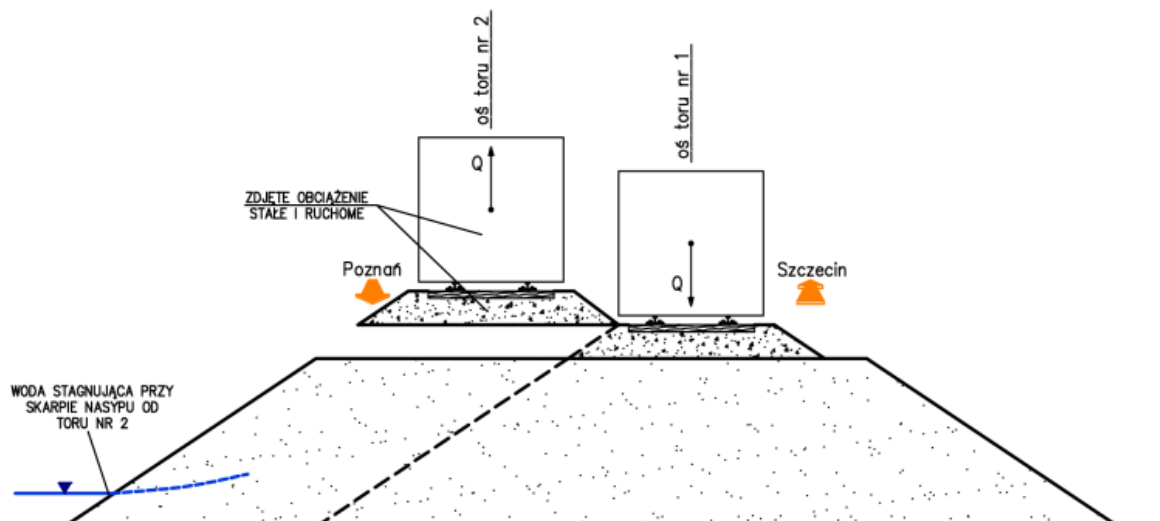
$n_1$  – porowatość końcowa ;  $I_D^1$  – końcowa wartość stopnia zagęszczenia

$\phi^0$  – początkowa wartość kąta tarcia wewnętrznego

$\phi^1$  – końcowa wartość kąta tarcia wewnętrznego

Wzrost porowatości – rozluźnienie korpusu nasypu, drgania od maszyn budowlanych, grunty w postaci piasków drobnych i pylistych wbudowane w korpus nasypu, podtopienie odprężonego nasypu, intensywne i systematycznie powtarzające się opady atmosferyczne, spowodowały nadmierne nasycenie wodą korpusu nasypu.

W podtorzu, korpusie nasypu oraz podłożu gruntowym nastąpiło istotne pogorszenie geotechnicznych parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych.



Ryc. 24. Nasiąkanie wodą odprężonego nasypu i podtorza

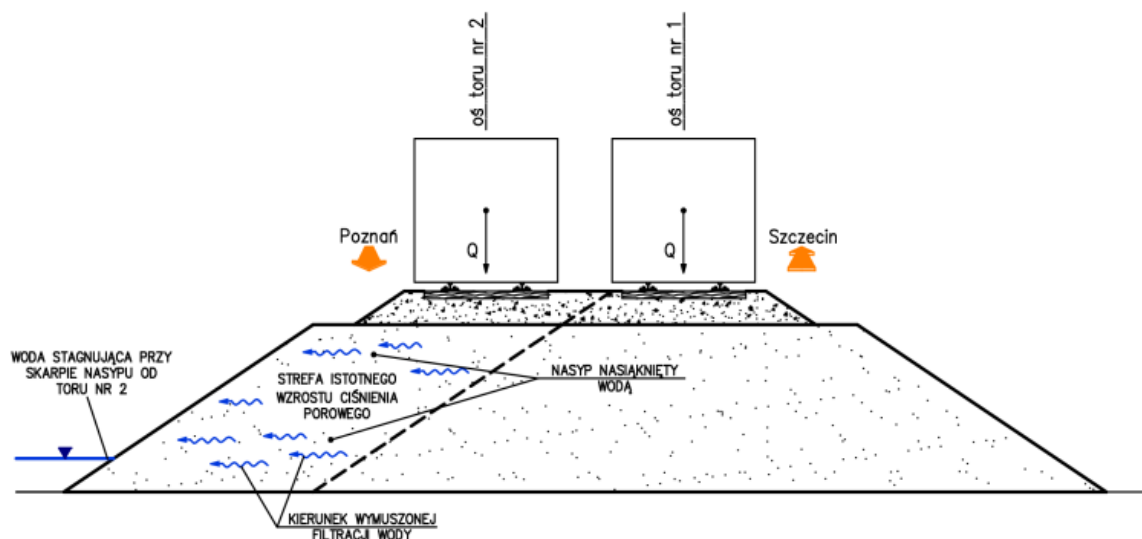
Na tak rozluźnione i nasycone wodą podtorze i podłożę gruntowe, wprowadzane jest ponownie obciążenie stałe od nawierzchni i obciążenie ruchome od ruchu pociągów. To obciążenie wywołuje zjawisko wyciskania nadmiaru wody z korpusu nasypu. Przy wymuszonym zjawisku wyciskania wody z korpusu nasypu (zjawisko wymuszonej filtracji wody) następuje wzrost ciśnienia porowego w wodzie filtrującej z korpusu nasypu. Ciśnienie to wywołuje zjawisko sufozji (wymiwanie drobnych cząstek gruntu) oraz lokalnie nawet zjawisko kurzawki. Procesy sufozyjne i lokalnie kurzawkowe, przy braku bocznego oparcia (skarpa nasypu opiera się na stagnującym ponad teren zwierciadle wody opadowej i na nieskonsolidowanym podłożu torfowym) wywołuje dalsze deformacje i zniszczenie spójności wewnętrznej nasypu. Procesy sufozyjne i lokalnie kurzawkowe, fragmentami mogą być zintensyfikowane przez nory i korytarze wykonane przez bobry zasiedlające strefę rozlewiska.



Fot. 21. Stagnowanie wody w obrębie postawy nasypu



Fot. 22. Stagnowanie wody w obrębie postawy nasypu



Ryc. 25. Wywołanie ciśnienia porowego

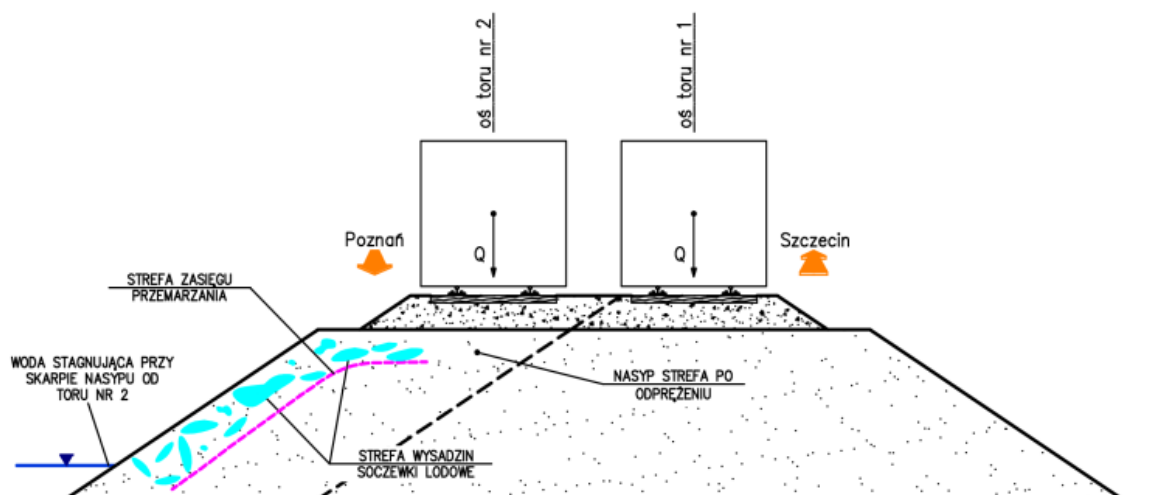
Z dużym prawdopodobieństwem można postawić tezę, że czynnikami sprawczymi, (ale nie jedynymi) stanu awaryjnego nasypu oprócz odprężenia, podtopienia, i nadmiernego zawilgocenia korpusu są procesy sufozyjne, polegające na systematycznym wymywaniu cząstek gruntu. Procesy te powodują wzrost porowatości, czyli rozluźnienie korpusu nasypu, a w konsekwencji powstanie niestatecznej konstrukcji ziemnej. Nasyp taki z łatwością poddaje się oddziaływaniom procesów zewnętrznych - egzogenicznych takich jak: deszcz, zamórz, insolacja, drgania, wysadziny i grawitacja, które potęgują i przyspieszają procesy deformacji skarpy i destrukcje korpusu nasypu.

Stan techniczny nasypu kolejowego, zgodnie z przedstawionym opisem, zaliczono do stanu równowagi chwiejnej, która w każdej chwili może zamienić się w gwałtowny kinematyczny proces osuwiskowy.

Do wywołania procesu osuwiskowego o charakterze katastrofy może nastąpić np. podczas intensywnych opadów atmosferycznych w połączeniu z drganiami.

Prawdopodobieństwo zaistnienia katastrofy zwiększa się po okresie zimowym (w przypadku temperatur ujemnych trwających minimum 1 miesiąc). Nasyp, odcinkami zbudowany z piasków pylastych i piasków pylastych z domieszkami części próchnicznych [ $P\pi$ ,  $P\pi+H$ ], umożliwi w korpusie nasypu powstanie zamrozu. Ponieważ awaryjny odcinek nasypu występuje w rejonie rozlewiska i w dodatku od strony wody naporowej, to na skutek podsią-

kania kapilarnego w okresie mrozów realizował będzie się proces wysadzinowości, który skutkować będzie utworzeniem w korpusie nasypu soczewek lodowych, a następnie powstaniem wysadzin. Powtarzające się procesy zamrozu, skutkować będą permanentnym rozluźnianiem się strefy przyskarpowej na głębokość do ok. 1,0m.



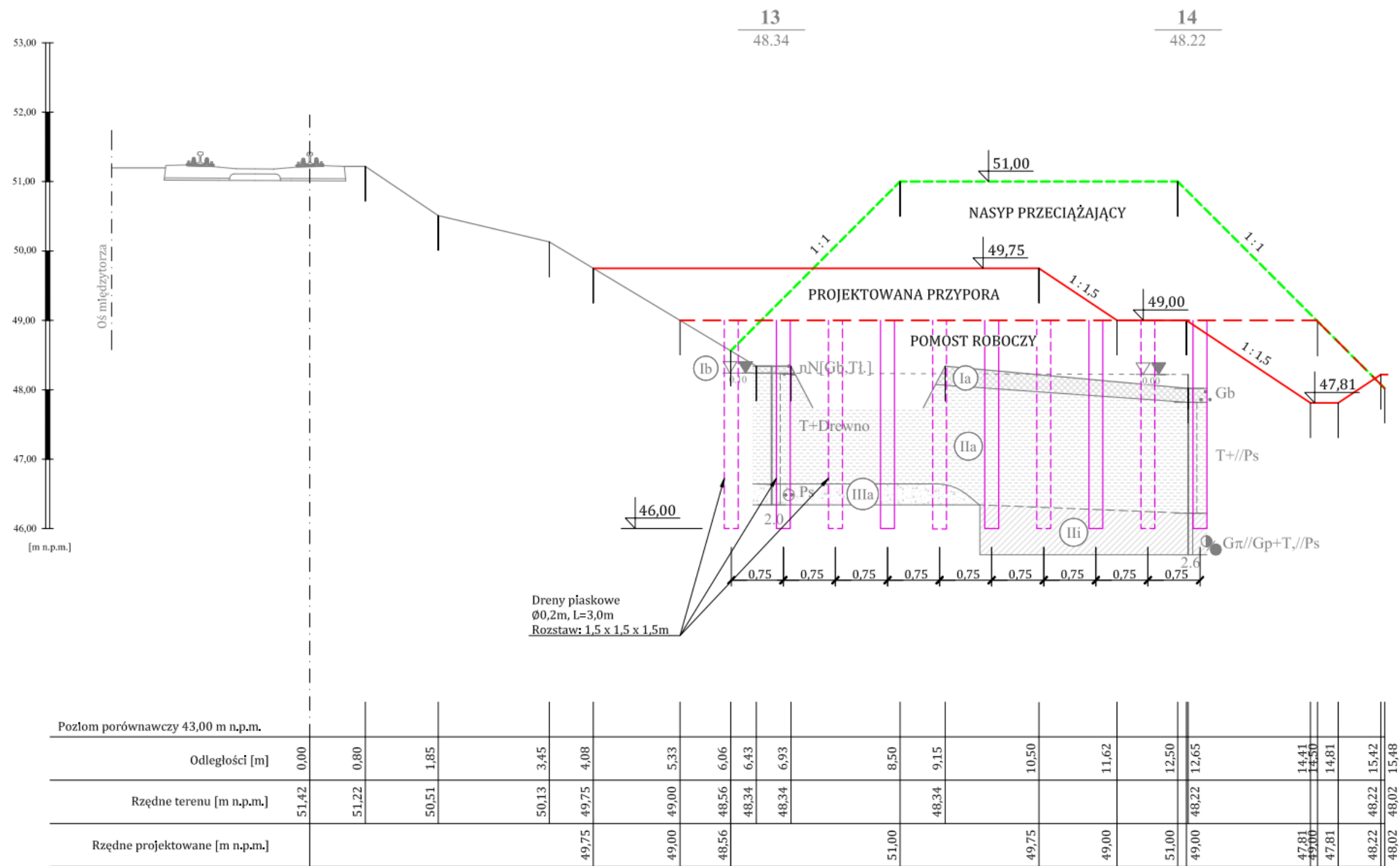
Ryc. 26. Strefa wysadzin

Na wiosnę soczewki lodowe stopnieją i wytworzy się strefa zdylatowana w strefie przemarzania. Grunt nasypu traci cechy wytrzymałościowe w strefie zdylatowanej i zostanie dodatkowo obciążony wodami z topniejących soczewek lodowych.

Wyżej opisane mechanizmy spowodują, że nasyp zostanie wewnątrz mocno zdylatowany nawet do stanu, w którym zostaną utworzone kawerny i rozluźnienia do głębokości kilku metrów. Jeżeli w początkowym etapie (w okresie przed zimowym) możemy jeszcze mówić o deformacji pełzającej, to po okresie zimowym bardzo prawdopodobnym staje się zaistnienie osuwiska o charakterze gwałtownym – czyli katastrofa budowlana.

## ROBOTY NAPRAWCZE

Naprawcze roboty budowlane, w pierwszym etapie, polegały na konsolidacji podłoża torfowego z wykorzystaniem piaskowych drenów pionowych oraz nasypu konsolidującego. Po zakończonej konsolidacji podłoża organicznego wykonano przyporę gruntową oraz odbudowano wzdłuż całej przypory rowy drenujące wysoczyzną. Wyprofilowano skarpy przypory wraz z obsianiem trawą. Roboty budowlane zakończyły się w lipcu 2018 roku.



Ryc. 27. Sposób naprawy skarpy nasypu

## **1.8. Linia kolejowa nr 351, km 121,840 ÷ 121,950.**

### **Lokalizacja**

Nasyp kolejowy linii nr 351 Poznań Główny – Szczecin Główny, w km 121,840÷121,950, w sąsiedztwie stacji kolejowej Rębusz (województwo zachodniopomorskie, powiat choszczeński). Linia kolejowa na tym odcinku zbudowana została na nasypie, którego wysokość waha się w granicach ok. 2,0÷4,0 m.

### **Historia budowy linii kolejowej**

Linia kolejowa nr 351 Poznań Główny – Szczecin Główny została wybudowana około roku 1847 jako linia jednotorowa. W latach 1948 ÷ 1950 została przeprowadzona modernizacja linii, która polegała na dobudowie drugiego toru. W roku 1978 linia ta została zelektryfikowana. Linia kolejowa nr 351 jest linią magistralną o długości 213,500 km. Położona jest na obszarze trzech województw: wielkopolskiego, lubuskiego i zachodniopomorskiego. Na odcinku obejmującym obszar badań w km 121,840 ÷ 121,950 (odcinek szlakowy pomiędzy stacją Rębusz, a stacją Słonice) tory bieżą w nasypie o wysokości ok. 3,0÷4,0 m. [Atlas linii kolejowych, 2014; Materiały własne].

### **Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne**

Omawiany teren znajduje się w obrębie Pojezierza Dobiegniewskiego - jednostki fizjograficznej (314.62) rzędu subregionu [33]. Pojezierze to znajduje się pomiędzy dwiema równinami sandrowymi: Gorzowską (Myślańską) na zachodzie i Drawską na wschodzie. Na południowy-zachód i południe od Dobiegniewa zaczyna się pasmo moren czołowych subfacji krajeńskiej, poprzedzającej fazę pomorską zlodowacenia północnopolskiego (wiślańskiego). Stanowi ono fragment rzeźby glacialnej z kilkoma jeziorami i wałem morenowym, sięgającym kilkadziesiąt metrów wysokości względnej z kulminacjami 118 m i 121 m. Są to formy starsze od fazy pomorskiej ostatniego zlodowacenia [Kondracki, 1988]. W obrazie morfologicznym podobną rolę odgrywają zarówno wysoczyzny morenowe jak i równiny sandrowe

oraz wodnolodowcowe. Obszary przez nie zajmowane, porozcinane są przez rynny subglacjalne. Rozpiętość wysokości względnych na obszarze arkusza wynosi 60,0 m.

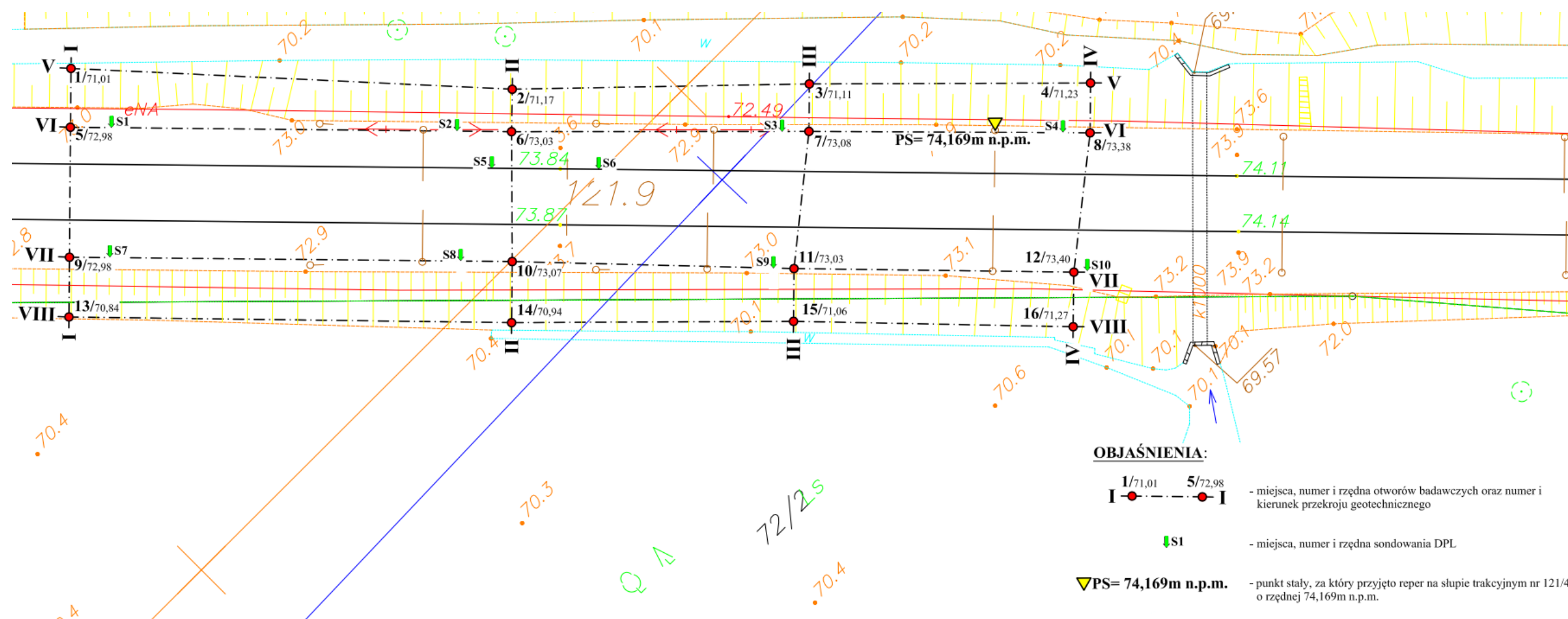
Obszar badań wg szczegółowego podziału Niziny Wielkopolskiej na regiony i subregiony geomorfologiczne [Krygowski, 1961], zaliczane jest do Pagórków Myśliborskich. Sądząc po sytuacji morfologicznej (przedział rzędnych) oraz budowie geologicznej, teren badań znajduje się w obrębie równin torfowych. Równiny torfowe zajmują znaczne obszary i lokują się w dnach rynien subglacjalnych oraz rozległych obniżeniach [Piotrowski, 1991].

Przeprowadzone w lutym 2019 roku badania geotechniczne:

- odwiercono 16 otworów badawczych o głębokości od 2,5m do 5,5m, łącznie odwiercono 57,70mb,
- wykonano 10 sondowań sondą dynamiczną lekką typu DPL o głębokości od 3,3m do 4,8 m, łącznie 41,00mb,

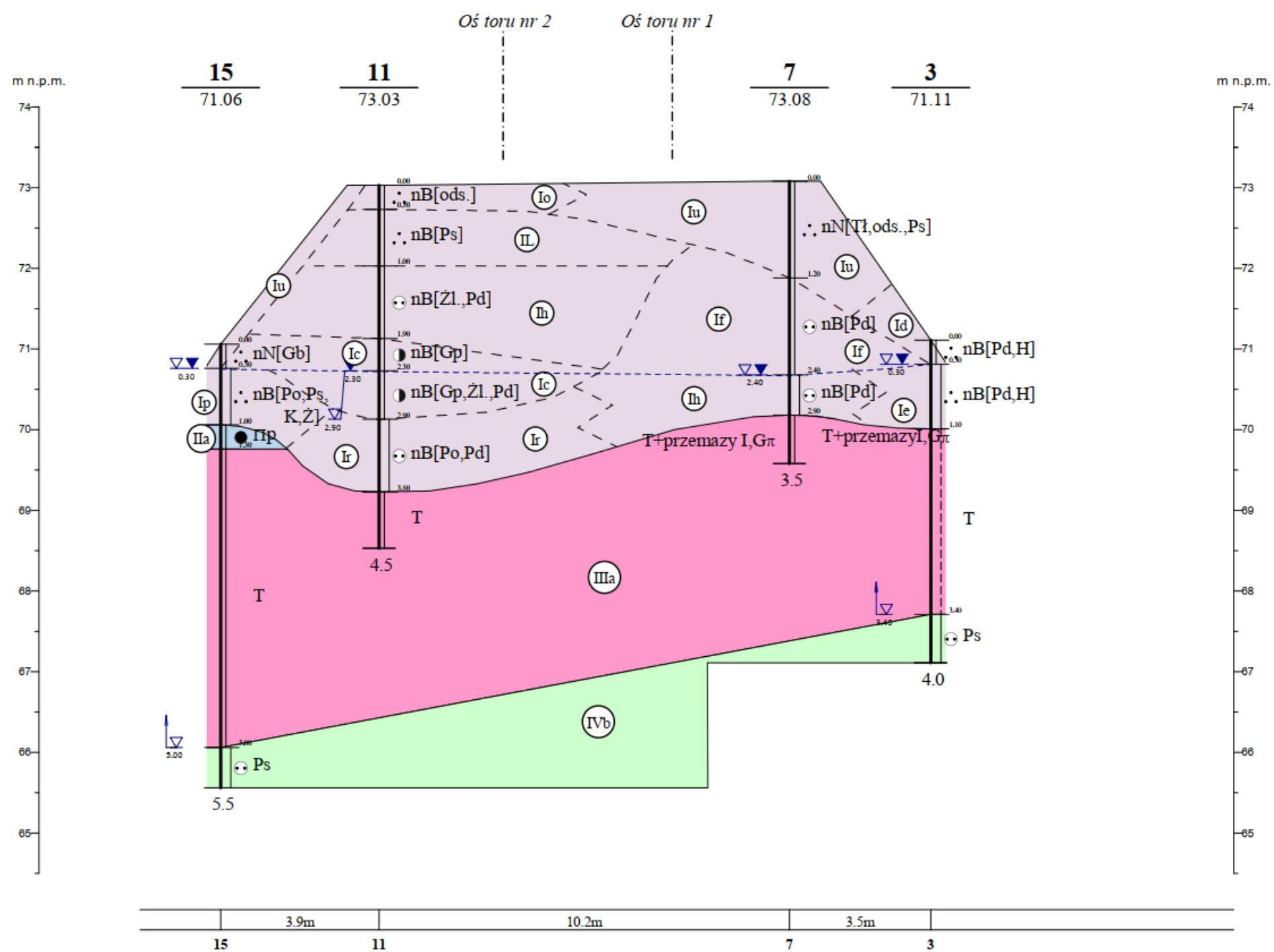
Pod warstwą nasypów niebudowlanych i budowlanych (o wartościach  $I_D=0,20\div 0,45$  oraz  $I_L=0,35\div 0,15$ ), występują osady akumulacji bagienno – rzecznej wykształcone w facji: rozlewiskowej i powodziowej (o wartościach  $I_L=0,30\div 0,25$ ), reprezentowane przez pyły piaszczyste, gliny piaszczyste, gliny na pograniczu glin zwięzłych oraz facji bagiennej wykształcone w postaci torfów oraz namulów piaszczystych przewarstwionych torfami. Niżej zalegają osady akumulacji wodnolodowcowej zlodowacenia północnopolskiego fazy pomorskiej (o wartościach  $I_D=0,50$ ) wykształcone jako piaski drobne, piaski średnie, piaski średnie na pograniczu pospółek. Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 5,50m od powierzchni terenu.

W trakcie prowadzonych wierceń w otworach badawczych nr 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 12, 13, 14, 15, 16 stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej na głębokości od 2,80m p.p.t. do 0,00m p.p.t. czyli na rzędnych 70,58m n.p.m. do 70,84m n.p.m. W otworach badawczych nr 2, 3, 11, 13, 14, 15, 16 stwierdzono występowanie zwierciadła wody gruntowej pod ciśnieniem hydrostatycznym na głębokości od 5,0m p.p.t. do 1,4m p.p.t. czyli na rzędnych 66,06m n.p.m. do 70,13m n.p.m., które stabilizowało się na głębokości od 2,50m p.p.t. do 0,00m p.p.t. czyli na rzędnych 70,53m n.p.m. do 70,84m n.p.m. Ponadto w otworze nr 10 stwierdzono występowanie niewielkiego sączenia wody gruntowej na głębokości 1,00m p.p.t. czyli na rzędnej 72,07m n.p.m. [Materiały własne].



Ryc. 28. Plan sytuacyjno – wysokościowy rozmieszczenia miejsc badawczych LK 351, km 121,840 – 121,950

### PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY III - III



Ryc. 29. Przykład budowy geologicznej w podłożu gruntowym

W otworze nr 9 do głębokości 2,5m p.p.t. nie stwierdzono występowania zwierciadła wody gruntowej. Rzędna lustra wody w strumyku od strony toru nr 2 LK 351 pomierzona w dniu 26.02.2019r. wynosiła 70,75m n.p.m. Przewiduje się, że wahania zwierciadła wody gruntowej w cyklu rocznym mogą wynosić od +2,0m do -1,0m zależnie od intensywności opadów atmosferycznych.

## **OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH**

### **Stan istniejący – przyczyny niestabilności**

W związku ze stwierdzeniem niestateczności podtorza i korpusu nasypu kolejowego linii kolejowej nr 351 Poznań Główny – Szczecin Główny, na odcinku w km 121,840÷121,950, od strony toru nr 1 oraz nr 2, w marcu 2019 roku zostały przeprowadzone: wizja terenowa, wywiad terenowy wraz z oceną stopnia zagrożenia związanego z zaistnieniem procesu osuwiskowego, badania geotechniczne, które umożliwiły szczegółowe rozpoznanie podłoża gruntowego pod nasypem kolejowym na w/w odcinku linii kolejowej. Tory zbudowano na nasypie, którego wysokość sięga w granicach między 2,0 a 3,0m.

Z wywiadu terenowego oraz na podstawie opinii toromistrza wynika, że na odcinku tym były obserwowane nieznaczne odkształcenia skarp i korpusu nasypu oraz deformacje nawierzchni kolejowej, jednak odcinek ten nie był zaliczony do fragmentów linii, które należałoby częściej nadzorować. Dopiero ujawnienie zapadlisk w międzytorzu i strefach pod nawierzchniowych zwróciło uwagę na konieczność ustalenia przyczyn ich powstania oraz zakresu destrukcji wewnętrznej w korpusie nasypu [Materiały własne].

Przeprowadzone badania geotechniczne wykazały, że w rejonie awarii, podłoże pod nasypem kolejowym, stanowią grunty organiczne, tj. torfy o miąższości lokalnie przekraczającej 5 m, które nie zostały wymienione ani odpowiednio skonsolidowane, zwłaszcza w strefie krawędziowej nasypu kolejowego, zarówno od strony toru nr 1 jak i toru nr 2. Przeprowadzone badania wykazały również znaczną niejednorodność materiału wbudowanego w korpus nasypu oraz wysoki poziom wód gruntowych. Korpus nasypu został wykonany z różnego rodzaju gruntów, to jest: piasku drobnego, piasku średniego i piasku pylastego z domieszkami humusu, żuźla, gliny piaszczystej, gliny, pospółki gliniastej, pospółki i tłucznia. Wyniki sondowań dynamicznych wykazały, że piaski wbudowane w nasyp są w stanie luźnym i średnio zagęszczonym o wartości stopnia zagęszczenia w przedziale  $I_D = 0,20 \div 0,50$ . Grunty spoiste

występujące w obrębie nasypu, są w stanie twardoplastycznym i plastycznym o wartości stopnia plastyczności w przedziale  $I_L = 0,20 \div 0,35$ .

W analizowanym przypadku, mamy do czynienia zarówno z niejednorodnym materiałem wbudowanym w nasyp, procesem konsolidacji torfu, permanentnym podtapianiem nasypu (w roku 2016 woda sięgała ławy torowiska toru nr 2), procesami sufozyjnymi i lokalnie kurzawkowymi, destrukcyjnymi działaniami zoogenicznymi w postaci korytarzy i kawern bobrowych oraz dynamicznym oddziaływaniem przekazywanym przez ruch pociągów. Nasyp na omawianym odcinku, wykazywał wyraźne cechy deformacji nawierzchni, geometrii korpusu.



Fot. 23. Zapadliska w torze nr 1



Fot. 24. Zapadliska w skarpie nasypu toru nr 1

### **Prawdopodobny mechanizm utraty stabilności**

Destrukcja techniczna korpusu nasypu i skarpy jest wynikiem sumowania się skutków działania zjawisk i procesów geologicznych, morfologicznych, biogenicznych, hydrologicznych i egzogenicznych, występujących w obrębie podtorza i podłoża gruntowego oraz historii budowy, modernizacji i utrzymania linii. Zjawiska i procesy geologiczne, morfologiczne, biogeniczne, hydrologiczne i egzogeniczne występujące w obrębie tej budowli mają charakter obiektywny. Natomiast historia budowy ma charakter całkowicie subiektywny, co znaczy, że przy zachowaniu właściwych standardów technicznych podczas budowy i eksploatacji, stan linii na tym odcinku mógłby być inny [Materiały własne].

Nasyp o wysokości 2,0 m÷3,0 m zbudowany z gruntów spoistych takich jak gliny piaszczyste, gliny, pospółki gliniaste, niespoistych o zdecydowanie zróżnicowanym uziarnieniu, od piasków pylastych do pospółek i żużla, posadowiony został na podłożu torfowym w obrębie terenu okresowo podtapianego.

Podtapianie powodowało rozluźnianie korpusu nasypu. Jakość materiałów gruntowych zastosowanych przy budowie nasypu można zaliczyć do gruntów od bardzo wysadzinowych do mało wysadzinowych, co w okresach jesienno-zimowych powodowało powstawanie wysadzin w strefach skarp. Wysadziny powodowały dylatowanie gruntu w strefie skarp i dodatkowe jej rozluźnianie. Tak rozluźniona strefa skarp ulegała podczas każdego deszczu procesowi rozmywania powierzchniowego czyli erozji powierzchniowej.

Kolejnym procesem w bardzo istotny sposób decydującym o zaistniałym stanie przed awaryjnym, było podtopienie nasypu od strony toru nr 2 w roku 2016, które to podtopienie sięgało wysokości ławy torowiska. Stan ten przedstawia ryc.30.

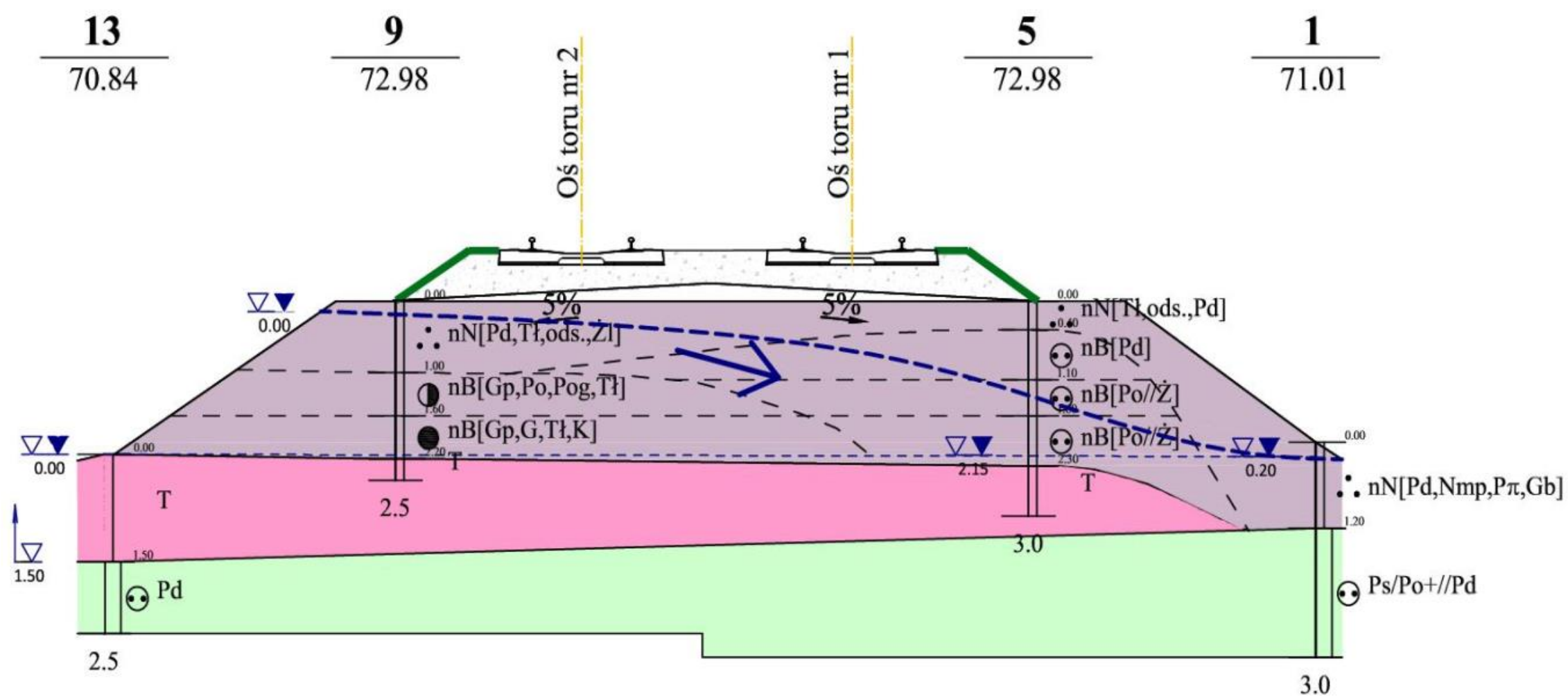
Wynikiem powyższego, wewnątrz korpusu nasypu uruchomiły się procesy sufozyjne polegające na wypłukaniu drobnej frakcji pylastej i piaszczystej. Było to możliwe, ponieważ został wytworzony spadek hydrauliczny, który wywołał ciśnienia spływowe na kierunku od toru nr 2 do toru nr 1. Spadek hydrauliczny w tego rodzaju gruntach powoduje zjawisko sufozji w wyniku, którego następowało zwiększenie porowatości  $n_0 < n_1$ . Wzrost porowatości powoduje obniżenie wartości stopnia zagęszczenia  $I_D$  co skutkuje zmniejszeniem wartości kąta tarcia wewnętrznego  $\phi$ , który jest głównym parametrem wytrzymałościowym decydującym o stateczności nasypu.

$$n_0 < n_1 \quad \Rightarrow \quad I_D^0 > I_D^1 \quad \Rightarrow \quad \phi^0 > \phi^1$$

Dodatkowo wysokie stany wód gruntowych, a w naszym przypadku stagnujących ponad powierzchnią terenu, na skutek działania prawa Archimedesesa – „prawa wyporu”, zintensyfikowały proces odprężenia.

Kolejnym zjawiskiem jakie zostało uruchomione w procesie podtopienia nasypu były lokalne wystąpienia procesu kurzawki. Kurzawka rozumiana jako upłynnienie nasyconego wodą gruntu na skutek znacznego ciśnienia spływowego. Upłynnienie, to zjawisko przejścia nawodnionej masy sypkich osadów (głównie piasków i pyłów) w stan przypominający ciecz w wyniku nagłego wzrostu ciśnienia porowego i nagłej utraty wytrzymałości na ścinanie.

W naszym przypadku wzrost ciśnienia porowego powstawał w okresie podtopienia nasypu od strony toru nr 2 podczas każdorazowego przejazdu pociągu. Wzrost ciśnienia porowego był tym większy, im cięższy przejeżdżał pociąg i im większą miał prędkość.



Ryc. 30. Stan podtopienia nasypu w 2016 roku

Opisane powyżej procesy deformacji filtracyjnych, procesy sufozyjne i lokalnie kurzawkowe, przy braku bocznego oparcia (skarpa nasypu opiera się na stagnującym w rowach zwierciadle wody powierzchniowej - opadowej i na nieskonsolidowanym podłożu torfowym) wywołuje dalsze deformacje i zniszczenie spójności wewnętrznej nasypu [Materiały własne].

Wynikiem tych procesów są widoczne zewnętrznie leje sufozyjne oraz rozcięcia kurzawkowe w skarpach nasypu.



Fot. 25. Osunięcie i odchylenia słupów trakcyjnych

Wzrost porowatości – rozluźnienie korpusu nasypu, drgania od przejeżdżających pociągów, grunty w postaci piasków drobnych i pylastych wbudowane w korpus nasypu, podtopienie odprężonego nasypu, intensywne i systematycznie powtarzające się opady atmosferyczne, spowodowały w podtorzu i korpusie nasypu oraz podłożu gruntowym istotne pogorszenie geotechnicznych parametrów wytrzymałościowych i odkształceniowych.

Stan słupów trakcyjnych – wyraźne odchylenie od pionu i podejmowane próby ich stabilizowania na całym analizowanym odcinku dowodzi faktu o długim okresie trwania procesów destrukcyjnych.

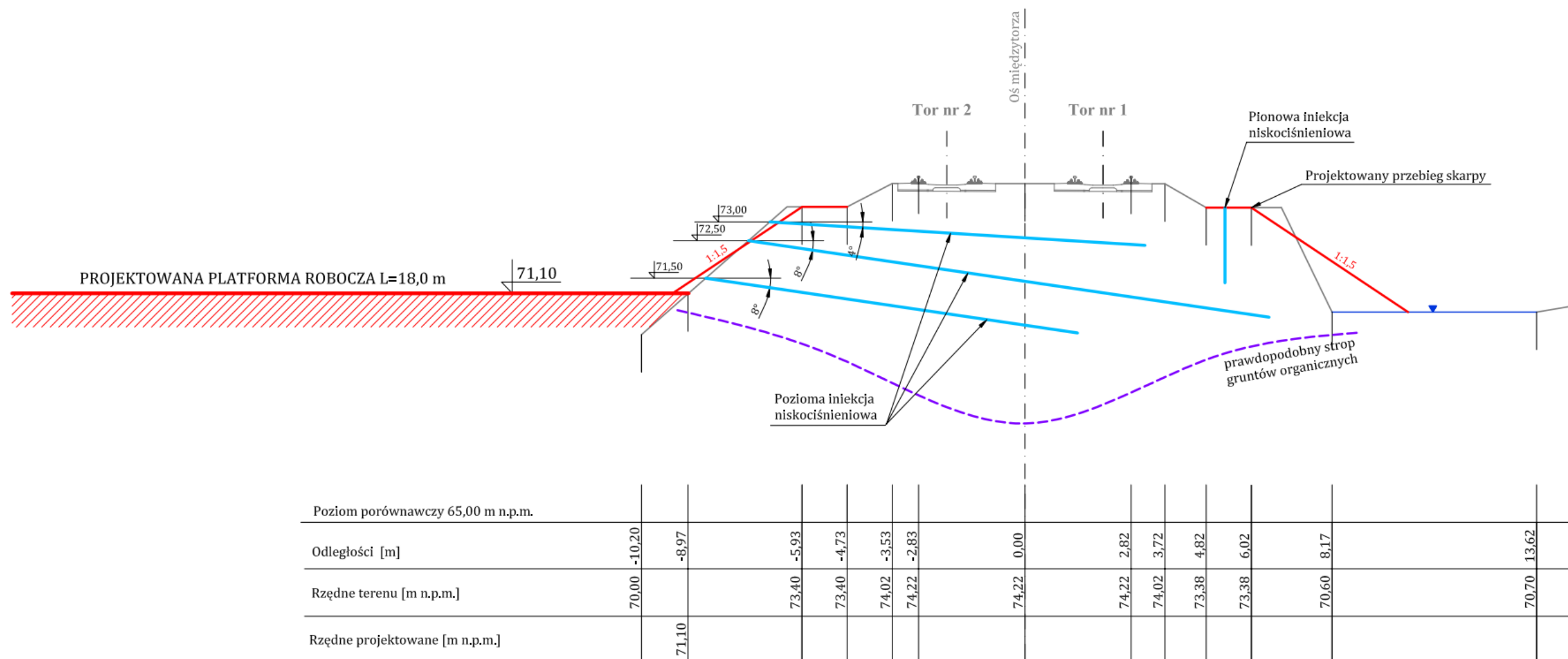
Taka konstrukcja nasypu kolejowego wg. dzisiejszych standardów i przy dzisiejszych obciążeniach podtorza nie spełnia wymagań statecznościowych. Jeżeli w początkowym etapie (w okresie przedzimowym) możemy jeszcze mówić o deformacji pełzającej to po okresie zimowym może powstać osuwisko o charakterze gwałtownym.

## ROBOTY NAPRAWCZE

Prace naprawcze awaryjnego odcinka zrealizowano pomiędzy majem a październikiem 2019 roku. W ramach robót budowlanych wykonano wzmocnienie gruntów w obrębie korpusu nasypu z zastosowaniem technologii iniekcji niskociśnieniowej poziomej i pionowej. Następnie wykonano przypory boczne po stronie toru nr 1 i nr 2 oraz uregulowano rów boczny po stronie toru nr 1. Odbudowano geometrię skarpy wraz z odbudową ławy torowiska. Podbito tory na odcinku naprawy.



Fot. 26. Skarpa nasypu od strony toru nr 2 po wykonaniu naprawy



Ryc. 31. Przekrój projektowy odcinka naprawy

## **1.9. Linia kolejowa nr 3, km 409,000 ÷ 409,940.**

### **Lokalizacja**

Nasyp kolejowy na linii nr 3 Warszawa Zachodnia – Kunowice na odcinku od km 409,000 do km 409,940. Miejsce to jest zlokalizowane na zachodniej granicy miasta Świebodzin, odcinek szlakowy pomiędzy stacją Świebodzin, a przystankiem Wilkowo Świebodzińskie. Newralgiczny odcinek wymagający szczególnej uwagi znajduje się między kilometrami 409,200 ÷ 409,550. Przedmiotowy odcinek linii kolejowej nr 3 posiada rozkładowe prędkości wynoszące: dla pociągów pasażerskich 160 km/h oraz dla pociągów towarowych 120 km/h. i nie są zastosowane ograniczenia prędkości ruchu pociągów.

### **Historia budowy linii kolejowej**

Linia kolejowa nr 3 Warszawa Zachodnia – Kunowice jest w ciągu komunikacyjnym E-20 drugiego Paneuropejskiego Korytarza Transportowego Zachód – Wschód łączącego Berlin z Moskwą. Linia kolejowa na odcinku od km 409,000 do 409,940 została oddana do użytku 26.06.1870r., jako linia jednotorowa Kolei Marchijsko-Poznańskiej. Drugi tor oddano do użytku w 1899r, a zelektryfikowana została w 1984 roku. [Atlas linii kolejowych, Materiały własne].

### **Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne**

Analizowany teren na odcinku linii kolejowej 3 km 409,000÷409,940 (rejon m. Świebodzin), znajduje się w obrębie Pojezierza Łagowskiego (315.42). Jest to potężny kompleks moreny czołowej spiętrzonej (spiętrzony starszy plejstocen i trzeciorzęd). Teren pagórkowaty, wznoszący się na ogół powyżej 100 m n.p.m. Najwyższy punkt położony jest na szczycie wzgórza morenowego na południe od Smardzewa - 142,9 m n.p.m. [29, 4]. Na przeważającym obszarze zaznacza się tu zróżnicowanie litologiczne rzeźby-dolinki „strukturalne” w utworach spoistych, grzbiety strukturalne w utworach sypkich – „przezierające” spod cienkiej pokrywy z gliny morenowej bałtyckiej, spoczywającej niezgodnie na zaburzonym podłożu. Pod względem urzeźbienia omawiany teren przedstawia się, jako obszar pagórkowaty, choć nierzadko są również, zwłaszcza w części wschodniej i południowej, fragmenty płaskiej lub

falistej równiny morenowej, z gliniastą moreną denną zlodowacenia północnopolskiego na powierzchni.

Przeprowadzone od grudnia 2020 roku do marca 2021 roku badania geotechniczne i geologiczno-inżynierskie:

- odwiercono 38 otworów badawczych o głębokości od 3,0 do 25,0 m, razem odwiercono 287,5 mb, (otwór numer 409,350/3 oraz 409,400/2 odwiercone zostały odpowiednio w osi toru nr 2 oraz w osi toru nr 1. Wiercenia odbyły się w porze nocnej przy zamknięciu odpowiednio torów nr 2 i nr 1, ograniczonej prędkości poruszających się pociągów po czynnym torze oraz przy wyłączonej trakcji.)
- wykonano 19 sondowań sondą dynamiczną lekką typu DPL o głębokości od 3,0 do 7,0 m, łącznie 79,7mb,
- wykonano 7 sondowań sondą dynamiczną typu ITB-ZW z końcówką krzyżakową, oraz 11 badań ścinania sondą krzyżakową.

Pod warstwą nasypów budowlanych (o wartościach  $I_D=0,30\div 0,70$  oraz  $I_L=0,30\div 0,20$ ) i nasypów niebudowlanych o zróżnicowanym składzie oraz gleby, od km 409,000 do km 409,100 występują osady w morenach spiętrzonych zlodowacenia południowopolskiego (o wartościach  $I_L=0,35\div 0,05$ ) wykształcone, jako gliny pylaste zwięzłe, gliny pylaste zwięzłe przewarstwione pyłami, pyły piaszczyste, ily o charakterze warwopodobnym. Dalej od km 409,200 do km ok. 409,500 występują osady akumulacji bagiennej wykształcone w postaci torfów oraz gytii. Osady te zdeponowane zostały na osadach akumulacji wodnolodowcowej oraz piaskach kemów (o wartościach  $I_D=0,35\div 0,80$ ) wykształconych w postaci piasków drobnych, piasków pylastych, piasków średnich, pospółek) przewarstwionych osadami spoistymi (o wartościach  $I_L=0,40-0,10$ ) wykształconymi jako pyły, pyły piaszczyste, gliny pylaste, gliny piaszczyste, piaski gliniaste oraz w otworze 409,800/1 torf przewarstwiony piaskiem pylastym. Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 25,0 m poniżej powierzchni terenu [95].

W trakcie prowadzonych wierceń stwierdzono występowanie zwierciadła wody gruntowej w różnej postaci.

W otworach nr 409,100/1; 409,100/4; 409,300/1; 409,350/1; 409,350/4; 409,400/1; 409,400/4; 409,450/1; 409,450/2; 409,450/4; 409,500/1; 409,550/1; 409,550/4; 409,600/4; 409,700/4; 409,719/1; 409,800/4; 409,900/1; 409,900/4 stwierdzono występowanie swobod-

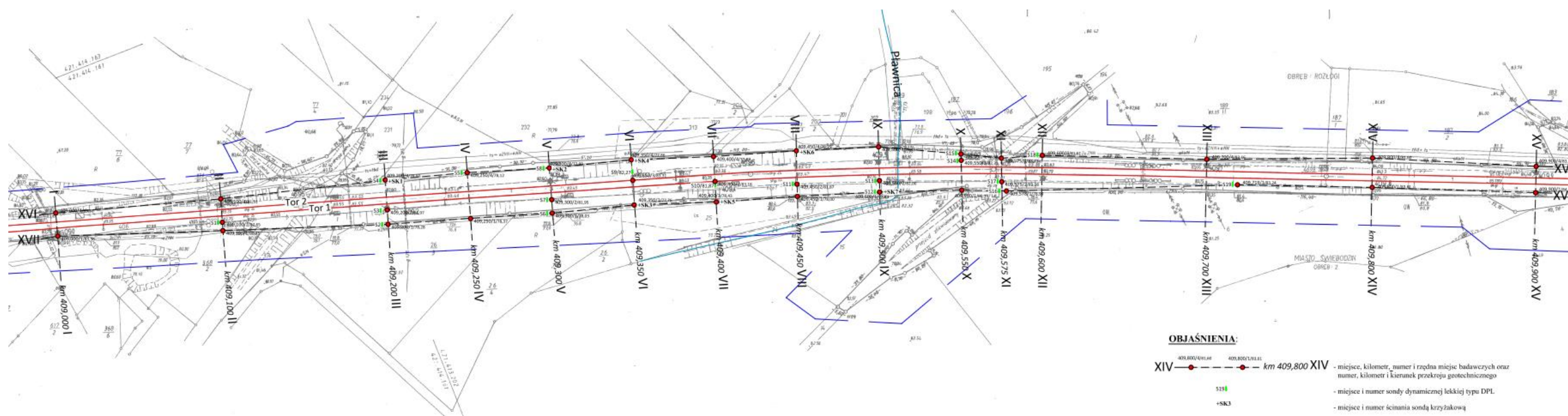
nego zwierciadła wody gruntowej na głębokościach od 5,70 m do 0,10 m poniżej powierzchni terenu, czyli na rzędnych od 77,01 m n.p.m. do 79,00 m n.p.m.

W otworach nr 409,200/1; 409,200/4; 409,250/1; 409,250/4; 409,300/4; 409,350/1; 409,350/3; 409,350/4; 409,400/1; 409,400/2; 409,400/4; 409,450/1; 409,450/4; 409,500/1; 409,500/4; 409,578/1; 409,800/1 stwierdzono występowanie zwierciadła wody gruntowej pod ciśnieniem hydrostatyczny na głębokości od 23,00 m p.p.t. do 1,20 m poniżej powierzchni terenu, które stabilizowało się na głębokościach od 6,00 m do 0,10 m poniżej powierzchni terenu, czyli na rzędnej od 77,07 m n.p.m. do 78,91 m n.p.m.

W otworach nr 409,400/2; 409,500/4; 409,900/4 stwierdzono sączenia wody gruntowej w obrębie gruntów spoistych na głębokości od 7,00 m do 1,30 m p.p.t., czyli na rzędnej od 76,18 m n.p.m. do 81,10 m n.p.m.

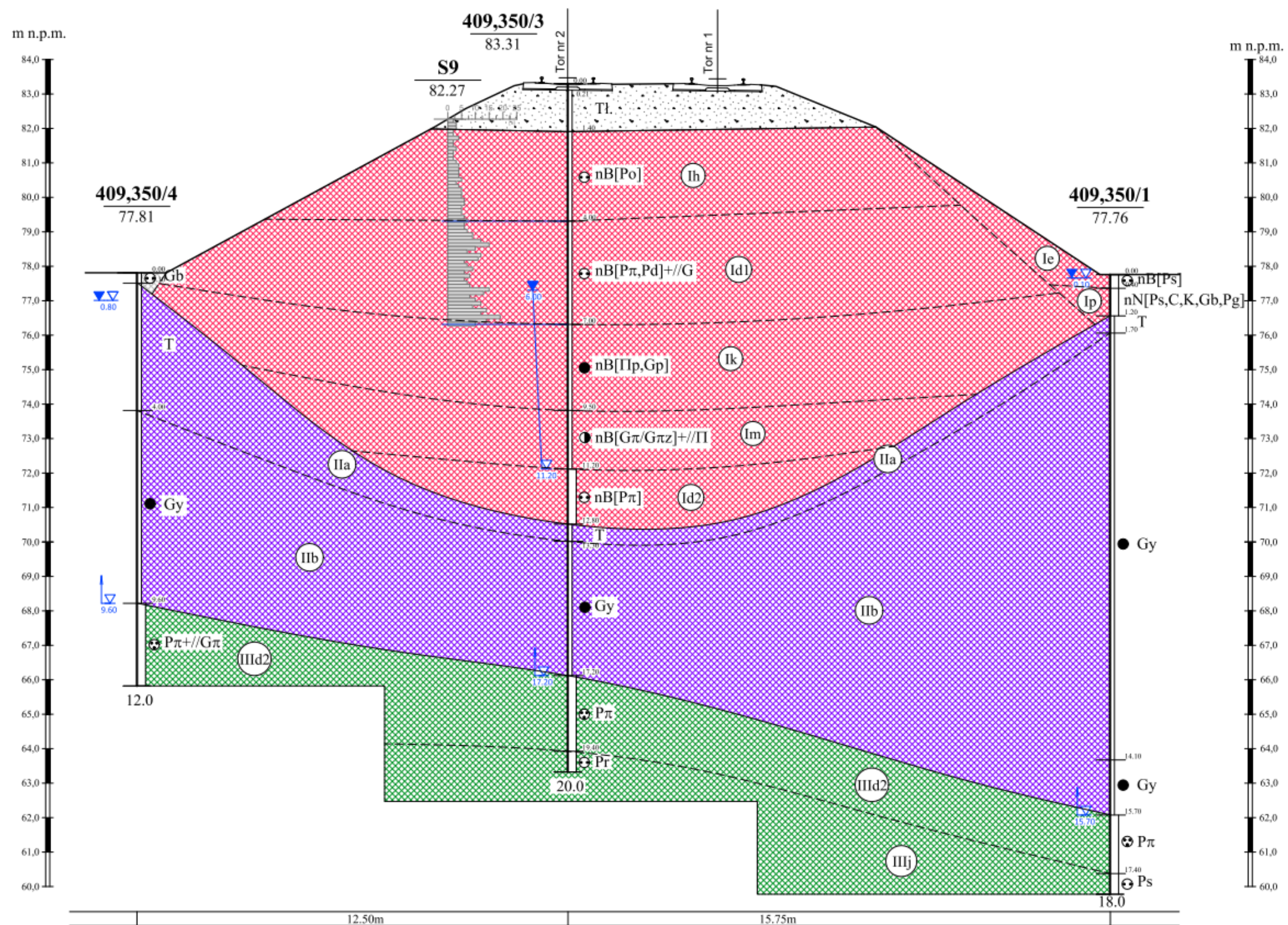
W otworach numer 409,000/1; 409,000/4; 409,100/2; 409,200/2; 409,300/2; 409,500/2; 409,500/3; 409,575/2; 409,575/4 do badanej głębokości nie stwierdzono występowania zwierciadła wody gruntowej.

Przewiduje się, że wahania zwierciadła wody gruntowej w cyklu rocznym mogą wynosić miejscami od +1,00 m do -0,50 m zależnie od intensywności opadów atmosferycznych. Spływ wód gruntowych odbywa się w kierunku rzeki Pławnicy [Materiały własne].



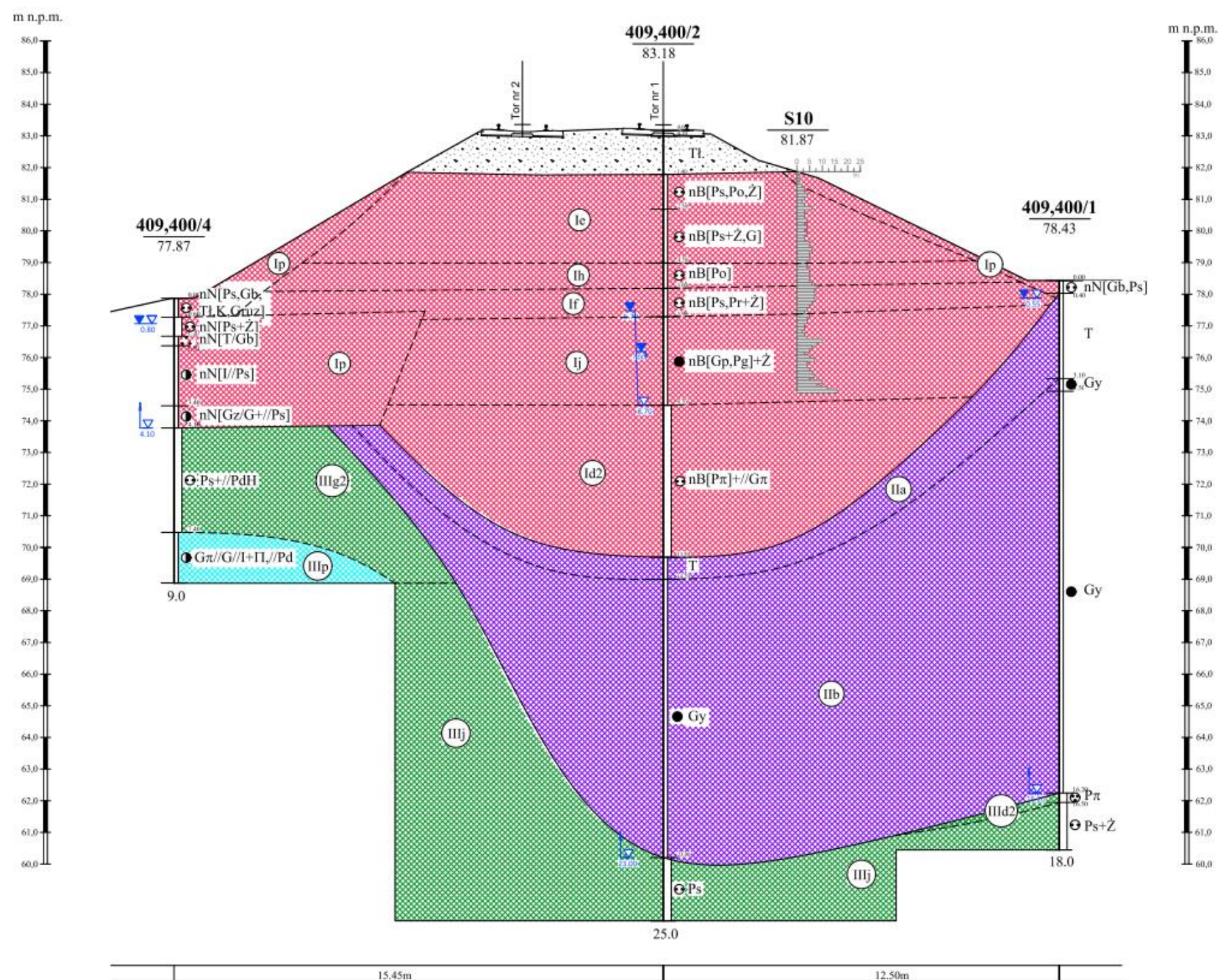
Ryc. 32. Plan sytuacyjny – wysokościowy rozmieszczenia miejsc badawczych LK 3, km 409,000 – 409,940

### PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY VI - VI



Ryc. 33. Przekrój geotechniczny VI-VI

PRZEKRÓJ GEOTECHNICZNY VII - VII



Ryc. 34. Przekrój geotechniczny VII-VII

## OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH

### Stan istniejący – przyczyn niestabilności

Linia kolejowa nr 3 od km 409,000 do 409,940 na omawianym odcinku zbudowana jest w nasypie, którego wysokość dochodzi do ok. 5,0 m w strefie okresowo stagnujących wód powierzchniowych związanych ze stanami powodziowymi rzeki Pławnicy. Badania geotechniczne zawarte w ekspertyzie technicznej dla ustalenia przyczyn niestabilności torów, stanu technicznego podtorza i podłoża gruntowego oraz możliwości wykonania naprawy niestabilnego odcinka wykonano w kwietniu 2021 roku.

Z wywiadu terenowego wynikało, że odcinek, ze względu na znaczenie i brak stabilności, jest pod stałym nadzorem diagnostycznym. Na omawianym odcinku zarówno od toru nr 1 jak i 2, nie jest zachowana normatywna ława torowiska, a fragmentami nie istnieje. Stwierdzona grubość tłucznia wynosiła pod torem nr 1 od 0,40 m do 1,50 m, pod torem nr 2 od 0,30m do 1,40 m bez wyraźnych warstw wzmacniających.

Od km 408,900 do 409,200 km, zarówno tor nr 1 jak i tor nr 2 wybudowany został w nachyleniu podłużnym 0,3 %, od km 409,200 do 49,495 km w nachyleniu podłużnym 0,1 %, W km 409,200 oraz km 409,495 na linii zastosowano łuk pionowy o  $R=10000$  m.

Teren badań znajduje się w obrębie wysoczyzny morenowej płaskiej, doliny wód roztopowych, wypełnionej równiną torfową na pograniczu z kemami. Maksymalna deniwelacja terenu określona rzędnymi otworów badawczych wynosi 6,62 m. Budowa geologiczna badanego obszaru wykazuje wyraźne zróżnicowanie i jest ściśle związana z procesami glacialnymi i rzecznyymi zachodzącymi na tym terenie oraz w strefie powierzchniowej z procesami antropogenicznymi.

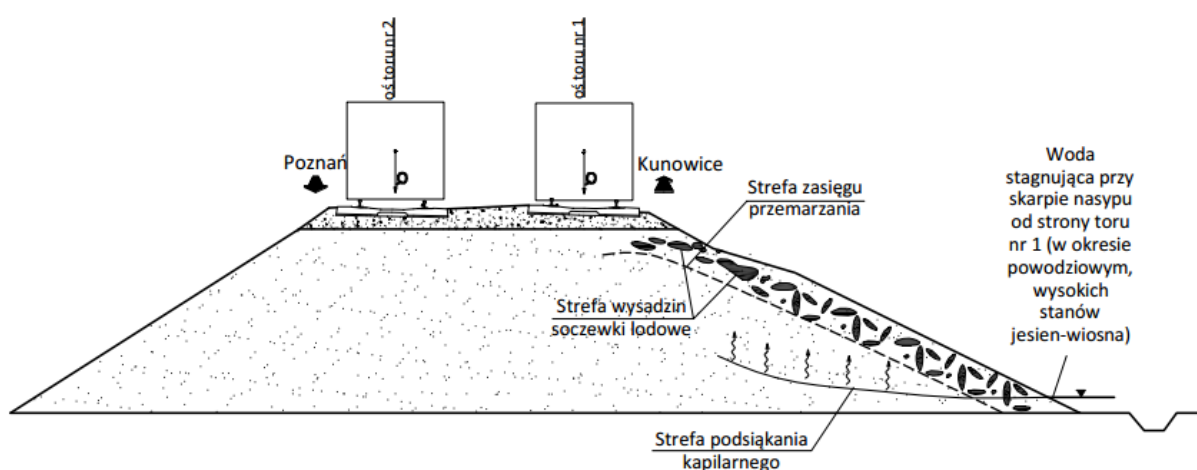
Pod warstwą nasypów budowlanych i nasypów niebudowlanych o zróżnicowanym składzie oraz warstwą gleby, od km 409,000 do km 409,100 występują osady w morenach spiętrzonych zlodowacenia południowopolskiego wykształcone, jako gliny pylaste zwięzłe, gliny pylaste zwięzłe przewarstwione pyłami, pyły piaszczyste, iły o charakterze warwopodobnym. Dalej od km 409,200 do km ok. 409,500 występują osady akumulacji bagiennej wykształcone w postaci torfów oraz gytii. Osady te zdeponowane zostały na osadach akumulacji wodnolodowcowej oraz piaskach kemów wykształconych w postaci piasków drobnych, piasków pylastych, piasków średnich, pospółek przewarstwionych osadami spoistymi wykształ-

conymi, jako pyły, pyły piaszczyste, gliny pylaste, gliny piaszczyste, piaski gliniaste oraz torf przewarstwiony piaskiem pylastym. Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 25,0 m poniżej powierzchni terenu [Materiały własne].

### Prawdopodobny mechanizm destrukcji

W okresie jesienno-wiosennym występuje wysoki poziom wody w rzece Pławnica, która okresowo występuje z brzegów. Przyczyny wysokich stanów wody można upatrywać przede wszystkim w ilości opadów, ale także w regularnych przeszkodach/tamach budowanych przez bobry, w zbyt małym świetle przepustu (być może również z powodu zamulenia przepustu), drenującym charakterowi rzeki Pławnicy oraz charakterze ukształtowania terenu. To wszystko powoduje, że w okresie wysokiego poziomu wód gruntowych, często występuje stagnowanie wody na powierzchni, która opiera się na skarpie i korpusie nasypu. Zalewanie i podtapianie nasypu, powoduje wzrost wilgotności w jego podstawie. Osłabienie postawy skarpy przy jej nawodnieniu, powoduje uruchomienie procesów masowych w postaci deformacji geometrii korpusu, rozpełzanie skarpy, zsuwów, spływów, czy osuwisk.

Korpus nasypu zbudowany jest z gruntu zaliczanego do grupy gruntów wysadzinowych. W takich gruntach występuje możliwość podsiąkania kapilarnego nawet do kilku metrów. W okresach temperatur ujemnych powstaje zjawisko zamrozu w strefie przypowierzchniowej skarpy.



Ryc. 35. Schemat wysadzin w podtapianej skarpie

W strefie zamrozu, czyli do ok. 1 m głębokości od powierzchni skarpy powstają wysadziny, które powodują zdylatowanie gruntu w strefie zamrozu, a więc osłabienie materiału gruntowego, poprzez zmniejszenie spójności i kąta tarcia wewnętrznego. Pogorszenie parametrów geotechnicznych skutkuje niestabilnością zarówno skarpy jak i korpusu nasypu.

Dodatkowo zwiększenie skutków niestabilności jest wywołane ruchem pociągów, który powoduje wzrost ciśnienia porowego w nawodnionym materiale gruntowym. Harmonicznie powtarzający się, od ruchu pociągów, wzrost ciśnienia porowego wewnątrz korpusu nasypu oraz zjawisko wysadzin w strefie zamrozu, powodują rozluźnienie materiału w skarpach i korpusie nasypu, skutkiem czego następuje dodatkowa deformacja geometrii konstrukcji nasypu w przekroju poprzecznym.

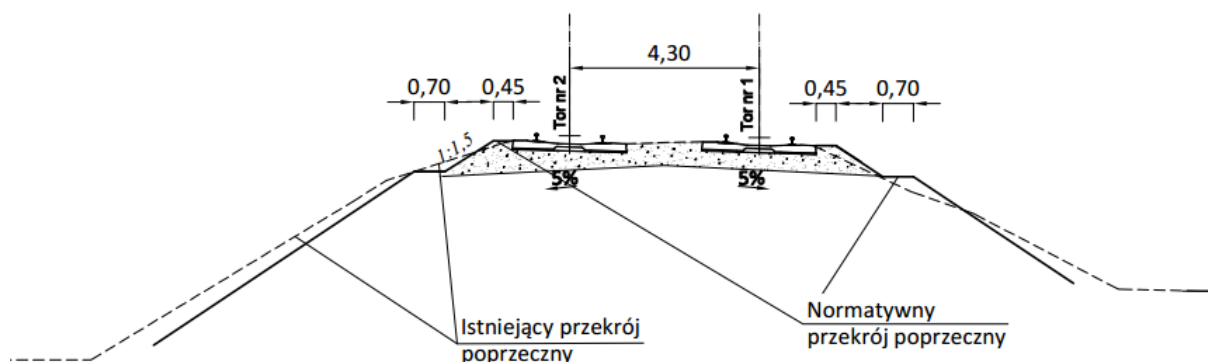
Deformacja geometrii w przekroju poprzecznym nasypu zwiększa się dodatkowo na skutek osiadania i konsolidacji podłoża organicznego. Istotne oddziaływanie na wielkość osiadania podłoża gruntowego mają występujące w jego obszarze grunty organiczne (torfy, gytie), których miąższość miejscami dochodzi nawet do 17m. Konsolidacja podłoża organicznego zbudowanego z torfu i gytii może wynosić od 20% nawet do 50% miąższości warstwy organicznej. Ponieważ na badanym odcinku nie była prowadzona kontrola osiadania podłoża po wybudowaniu linii, to o wielkości osiadania możemy spekulować w oparciu o wyniki przeprowadzonych badań geotechnicznych.

Za kryterium przyjęto wielkość tłucznia pod podkładami torów zlokalizowanych w strefie oddziaływania podłoża organicznego. Wielkość osiadania podłoża gruntowego w newralgicznych miejscach, czyli miejscach o największej miąższości warstw organicznych (na podstawie grubości tłucznia pod podkładami) wynosiła ok. >1,40m. Taka wielkość osiadania dla warstwy o miąższości ok. 17,0m do możliwej miąższości warstwy po zakończonej konsolidacji szacowanej nawet na 9,0m, dowodzi, że proces konsolidacji się nie zakończył i może trwać jeszcze wiele lat.

Proces konsolidacji podłoża organicznego prawdopodobnie się nie zakończył z dwóch istotnych powodów: braku zastosowania technologii przyspieszającej konsolidację oraz stale zwiększające się obciążenie ruchem, na które reaguje podtorze i podłoże organiczne. Wiercenia wykonane w torze nr 1 i torze nr 2 wykazały, że wielkość osiadania podłoża organicznego przez ponad 130 lat wynosiła odpowiednio ok. 9,0m i ok. 7,0÷8,0m zależnie od przyjętego poziomu odniesienia. Osiadanie podłoża organicznego nastąpiło bezpośrednio w strefie dzia-

łania obciążenia od ruchu pociągów, co oznacza, że strefa podparcia skarpy jest nieskonsolidowana i stanowi krytyczną strefę stabilności nasypu. Prognoza ta została potwierdzona przez obliczenia stateczności skarp. W takiej sytuacji bezwzględnie koniecznym jest przyspieszenie procesu konsolidacji podłoża organicznego właśnie w strefie podparcia skarp o podłoże organiczne. Z uwagi na wielkość przewidywanego skonsolidowania, by zachować bezpieczeństwo ruchu pociągów, realizacja przeciążenia i wzmocnienia gęstościowego musi być stosownie rozciągnięta w czasie przy precyzyjnie kontrolowanym przeciążeniu.

Skutkiem wyżej przedstawionych procesów deformacji geometrii linii w przekroju poprzecznym, linia ta na odcinku występowania podłoża organicznego, straciła ławy torowiska po obu stronach toru. Utrata ław torowiska, niezwykle istotnych dla zachowania stabilności torów w planie i profilu jest jednym z zasadniczych elementów, które decydują o zmniejszeniu bezpieczeństwa przy eksploatacji linii kolejowej. Przedsięwzięciem technicznym, które mogło dodatkowo przyczynić się do utraty ław torowiska było elektryfikowanie linii kolejowej. Przy elektryfikacji była konieczność rozsunięcia osi torów z 3,50m do 4,0m, co odbywało się zwykle kosztem istniejącej ławy.

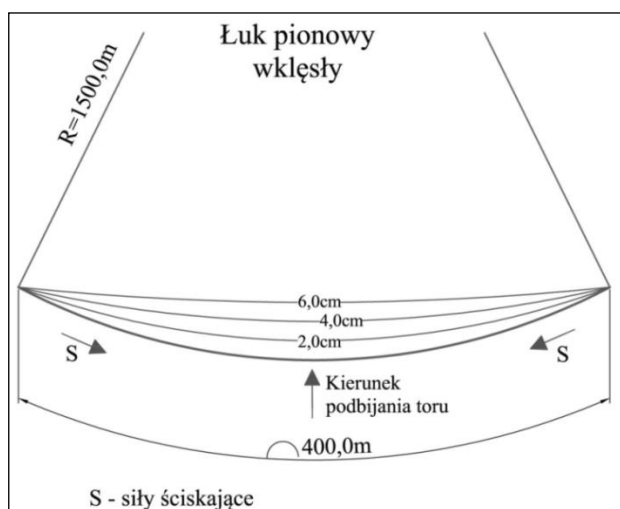


Ryc. 36. Przykładowy przekrój geotechniczny z brakiem ław torowiska i jego porównanie do przekroju normatywnego

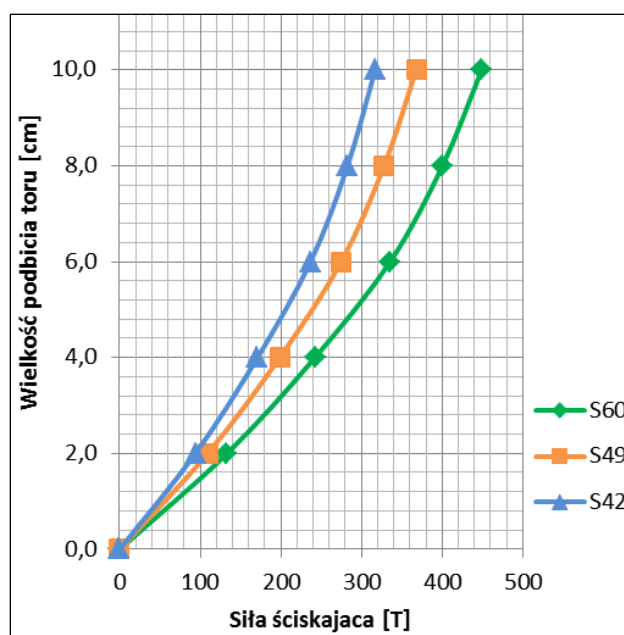
Podstawowym technicznym zabiegiem utrzymaniowym przy osiadaniu podłoża gruntowego i podtorza jest podbijanie torów. Tory na tym odcinku są zarówno w łuku poziomym jak i w łuku pionowym wklęsłym. Zabieg techniczny w postaci podbijania torów jest zabiegiem, tylko chwilowym i bardzo doraźnym, na krótki czas, polepszającym warunki jazdy pociągów. Ponieważ tory były regularnie podbijane to straciły projektowaną niweletę. Permanentne podbijanie toru skutkowało skróceniem długości toru, a więc wywołaniem naprężeń

wewnętrznych ściskających. Naprężenia te przy braku odpowiedniej zasypki czoła podkładów (z powodu braku ławy torowiska) skutkowały wybočeniem toru.

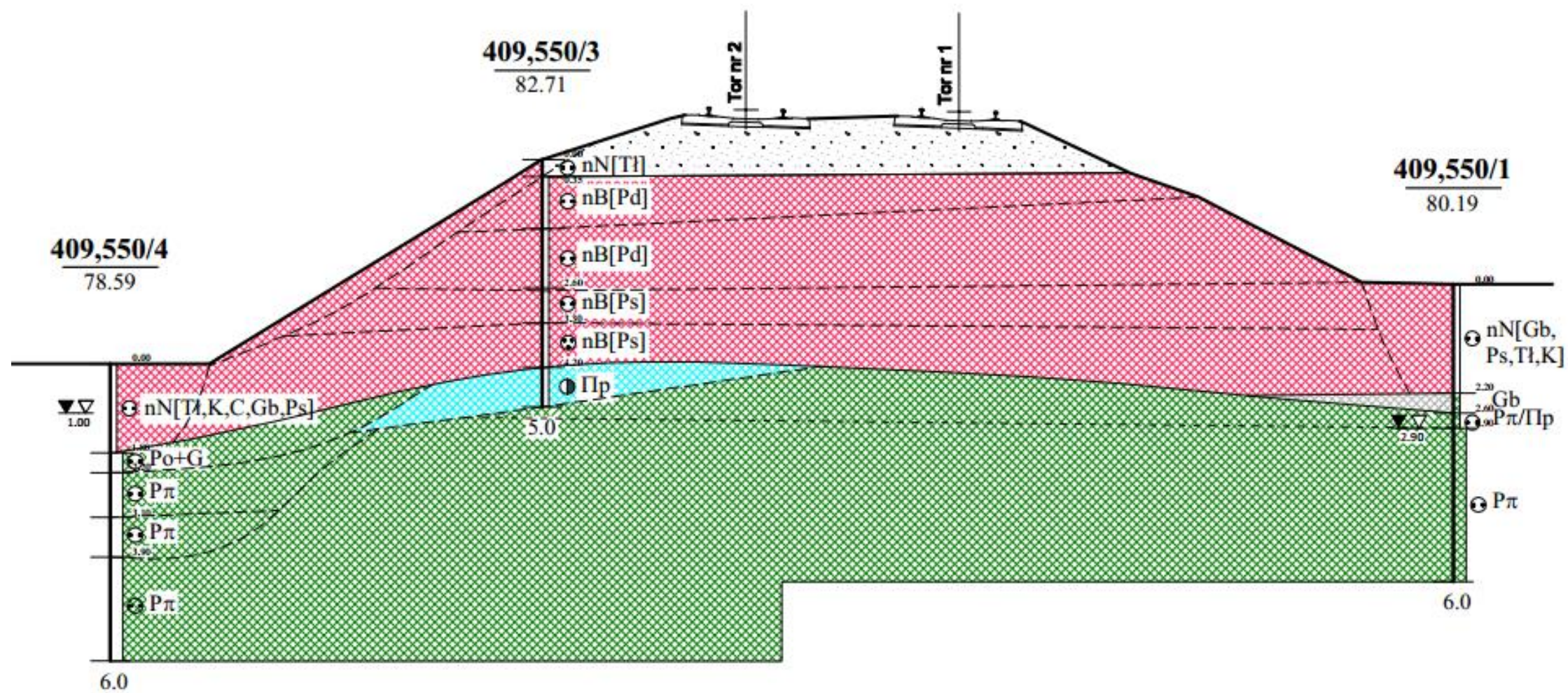
Schemat mechanizmu powstania wyboczenia toru przedstawia poniższy wykres [Ryc.37]. Przykładowe obliczenia powstałych sił ściskających przeprowadzono dla promienia łuku pionowego  $R=1500\text{m}$ , długości odcinka kołowego  $400\text{m}$ , wielkości podbijania  $2,0$ ;  $4,0$ ;  $6,0$ ;  $8,0$ ;  $10,0$  cm, alternatywnie dla szyn S60, S49, S42. Wartość sił ściskających, skutkujących powstaniem wyboczenia toru pokazuje poniższy wykres [Ryc.38].



Ryc. 37. Łuk pionowy wklęsły [materiały własne]



Ryc. 38. Wykres sił ściskających powstałych przy podbijaniu toru – dla szyn: S60, S49, S42, przy łuku wklęsłym o  $R=1500,0\text{m}$  [Materiały własne]



Ryc. 39. Przykładowy przekrój geotechniczny z brakiem ław torowiska

Brak ławy torowiska powoduje, że pryzma tłucznia, która osiągnęła miejscami  $>140\text{cm}$  nie ma oparcia i się osypuje. Dodatkowo, jeżeli podbicie torów jest ponad profil projektowany nawet o  $1\div 2\text{ cm}$ , to siły wewnętrzne powstające w torach wypychają tor na zewnątrz łuku poziomego w kierunku działania sił odśrodkowych wywołanych przez tabor. Brak oparcia czoła podkładów o pryzmę tłucznia (ponieważ pryzma tłucznia się osypała) zwiększa niestabilność torów.

W wybranych lokalizacjach w międzytorzu, pomierzono rozsuniecie osi torów w łuku i stwierdzono wartości równe  $4,50\text{m}$ . To znacznie przekracza wymagania normowe poszerzenia na łuku, które wg rozporządzenia i standardów technicznych powinny wynosić w granicach  $4,11\text{m} \div 4,17\text{m}$ . Ten fakt jest również potwierdzeniem zjawiska niestabilności toru.



Fot. 27. Widok na dolinę rozlewiskową oraz rzekę Pławnica od strony toru nr 1. Widoczne wychylenia słupów trakcyjnych

Kolejnym czynnikiem negatywnie działającym na stabilność toru jest uzupełnianie tłuczni podczas podbijania torów, które dodatkowo docięża odkształcane podłoże organiczne.

Na skarpie, przede wszystkim po stronie toru nr 1, stwierdzono liczne ślady działalności bobrów i zwierząt budujących nory w korpusie nasypu.



Fot. 28. Widok na dolinę rozlewiskową rzeki Pławnica od strony toru nr 1. Podtapianie podstawy nasypu.



Fot. 29. Nory zwierzęce w skarpie nasypu od strony toru nr 2

## **ROBOTY NAPRAWCZE**

Zakład Linii Kolejowych w Zielonej Górze wykonał naprawę omawianego odcinka, ale autorowi dysertacji nie jest znany zakres i sposób naprawy.

## **1.10. Linia kolejowa nr 273, km 237,000 ÷ 237,400**

### **Lokalizacja**

Linia kolejowa nr 273 na odcinku od km 237,000 do km 237,400 znajduje się pomiędzy przystankami kolejowymi Radów i Laski Lubuskie, gmina Gorzyca, powiat ślubicki, województwo lubuskie.

### **Historia budowy linii kolejowej**

Linia kolejowa nr 273 na analizowanym odcinku została oddana do użytku 2.01.1875r., jako linia jednotorowa Kolei BFSE (Breslau-Freiburg-Schweidnitz Eisenbahn) Wrocławsko-Świebodzko-Świdnicka. Cała linia została wykonana w latach 1843÷1884. W roku 1976 na analizowanym odcinku dobudowano drugi tor (tor nr 1), a zelektryfikowana została do 28.05.1985r. Obecnie jest to linia magistralna, dwutorowa, zelektryfikowana na całej długości. Linia kolejowa na odcinku od km 237,000 do km 237,400, odcinek szlakowy pomiędzy przystankiem Radów, a przystankiem Laski Lubuskie, posiada rozkładowe prędkości pociągów pasażerskich wynoszące 160 km/h oraz 120 km/h dla pociągów towarowych. Na tym odcinku od km 237,090 do km 237,140 zostały zastosowane ograniczenia prędkości ruchu pociągów do wartości  $V=50\text{km/h}$  [Atlas linii kolejowych, 2014; Materiały własne].

### **Budowa geologiczna, morfologia terenu oraz warunki hydrogeologiczne**

Na wschód od doliny Odry rozciąga się Pojezierze Łagowskie (315.42). Pod względem morfologicznym obszar ten można podzielić na dwie części, północną i południową. Część północną stanowi wysoczyzna morenowa falista. Na niej występują zagłębienia po martwym lodzie. Z analizy geomorfologicznej całego rejonu wynika, że jest to pradolina, która odprowadzała wody roztopowe w kierunku południowym do pradoliny warszawsko-berlińskiej, w wczesnej fazie pomorskiej, w okresie gdy blokowany był odpływ przez przełom w Eberswalde.

Obszar na południe od Starkowa i Golic jest to strefa marginalna fazy poznańskiej z charakterystycznymi ciągami wzgórz morenowych. Wyróżnić można dwie strefy moren czo-

łowych. Jedna przebiega w kierunku SW–NW, druga strefa moren czołowych zaznacza się w formie łuku, o kierunku SE–N, od Nowych Biskupic po Golice. Wysokość tych moren jest na ogół niewielka, wynosi od kilku do kilkunastu metrów. Długość ich przeważnie nie przekracza kilkuset metrów. Najdłuższy wał morenowy ma długość 5,5 km i osiąga szerokość 300,0 m. W strefie marginalnej wyróżniono wzniesienia kemowe, które towarzyszą morenom czołowym. Moreny czołowe i pagórki kemowe związane są ze stopniowym wycofywaniem się krawędzi lądolodu podczas deglacjacji i akumulacją osadów w wałach czołowo-morenowych i lokalnych zbiornikach zastoiskowych. Na południe od linii moren czołowych fazy poznańskiej rozciąga się szeroka powierzchnia sandru, należąca do IV poziomu tarasowego. W obrębie strefy marginalnej między Nowymi Biskupicami, a Golicami zaznacza się szereg poziomów sandrowych związanych ze stopniowo wycofującą się krawędzią lądolodu. W południowej części badanego obszaru zaznaczają się rynny subglacjalne, a średnia głębokość rynien waha się od 5,0 do 15,0 m. Dno rynien jest urozmaicone, w ich obrębie znajdują się liczne wyniosłości i progi [Kaczyński, 2017; Kondracki, 1988].

Przeprowadzone w maju 2021 roku badania geotechniczne:

- odwiercono 24 otwory badawcze o głębokości od 2,0 do 6,5 m, razem odwiercono 119,5 mb,
- wykonano 1 sondowanie sondą dynamiczną lekką typu DPL o głębokości do 3,0 m, łącznie 3,0mb,
- wykonano 1 sondowanie sondą dynamiczną typu ITB-ZW z końcówką krzyżakową, oraz 2 badania ścinania sondą krzyżakową.

Pod warstwą nasypów budowlanych (o wartościach  $I_D=0,30\div 0,50$  oraz  $I_L=0,30\div 0,15$ ) zbudowanych od góry z pospółki, niżej z glin piaszczystych, glin, pisaków gliniastych, pospółek gliniastych i nasypów niebudowlanych o zróżnicowanym składzie oraz gleby, od km 237,000 do km 237,230 występują osady akumulacji bagienno-rzecznej wykształcone w facji:

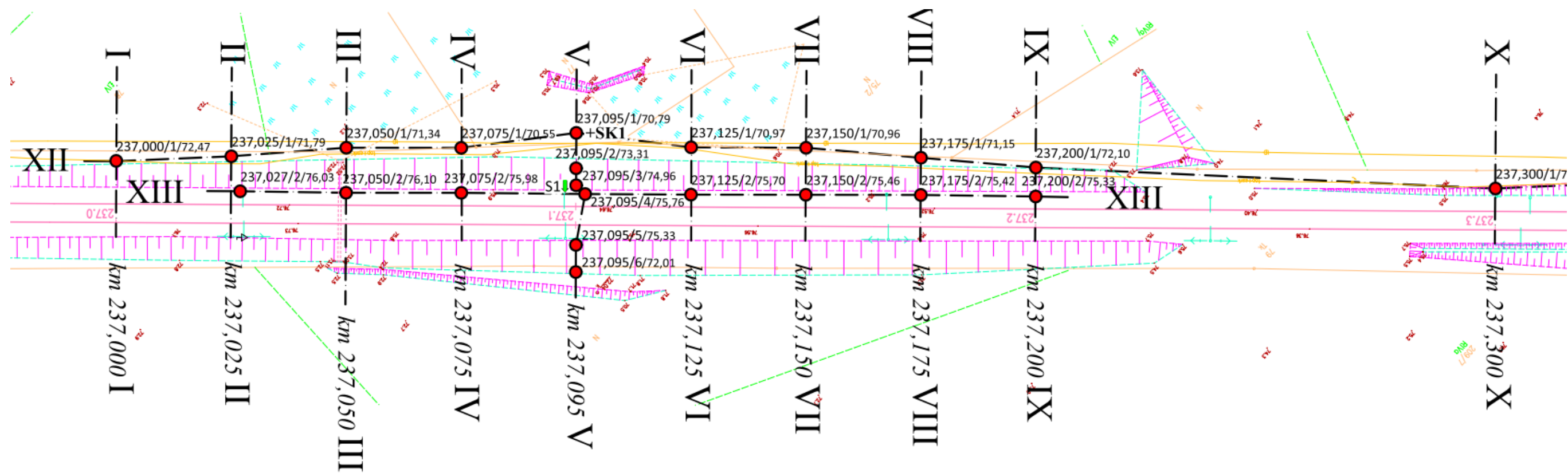
- bagiennej – wykształcone w postaci torfów, gytii, namułów gliniastych, namułów pylastych, namułów gliniastych przewarstwionych torfami,
- korytovej – wykształcone w postaci piasków pylastych (o wartościach  $I_D=0,40$ ),
- zastoiskowej – wykształcone w postaci glin pylastych, glin piaszczystych, pyłów, pyłów piaszczystych, pyłów piaszczystych przewarstwionych pyłami (o wartościach  $I_L=0,45\div 0,10$ ),

W otworach w km 237,300 i 237,400 nawiercono piaski pylaste. Osady akumulacji bagienno-rzecznej oraz piaski pokrywowe, zdeponowane na osadach bezpośredniej akumulacji lądolodu zlodowacenia północnopolskiego – Wisły (o wartościach  $I_L=0,20\div 0,10$ ). wykształconych jako gliny piaszczyste, gliny, gliny na pograniczu glin piaszczystych, piaski gliniaste. Osadów tych nie przewiercono do badanej głębokości 6,5 m poniżej powierzchni terenu.

W trakcie prowadzonych wierceń stwierdzono występowanie zwierciadła wody gruntowej w różnej postaci.

W otworze nr 237,000/1 oraz w 237,400/2 stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej na głębokościach odpowiednio 0,60 m i 0,30 m poniżej powierzchni terenu, czyli na rzędnych 71,87 m n.p.m. i 75,21 m n.p.m. W otworach nr 237,025/1; 237,095/1; 237,095/6; 237,125/1; 137,150/1; 237,175/1; 237,200/1 stwierdzono występowanie zwierciadła wody gruntowej pod ciśnieniem hydrostatycznym na głębokości od 4,10 m p.p.t. do 0,90 m poniżej powierzchni terenu, które stabilizowało się na głębokościach od 1,80 m do 0,60 m poniżej powierzchni terenu, czyli na rzędnej od 70,90 m n.p.m. do 70,19 m n.p.m. W otworach nr 237,050/1; 237,075/1; 237,075/2; 237,095/2; 237,095/6; 237,125/2; 237,400/1; 237,400/2 stwierdzono sączenia wody gruntowej w obrębie gruntów spoistych na głębokości od 5,30 m do 1,60 m p.p.t., które stabilizowało się na głębokościach od 5,30 m do 0,60 m poniżej powierzchni terenu, czyli na rzędnej od 69,95 m n.p.m. do 75,10 m n.p.m. W otworach numer 237,027/2; 237,050/2; 237,095/3; 237,095/4; 237,095/5; 237,150/2; 237,175/2; 237,200/2; 237,300/1 do badanej głębokości nie stwierdzono występowania zwierciadła wody gruntowej.

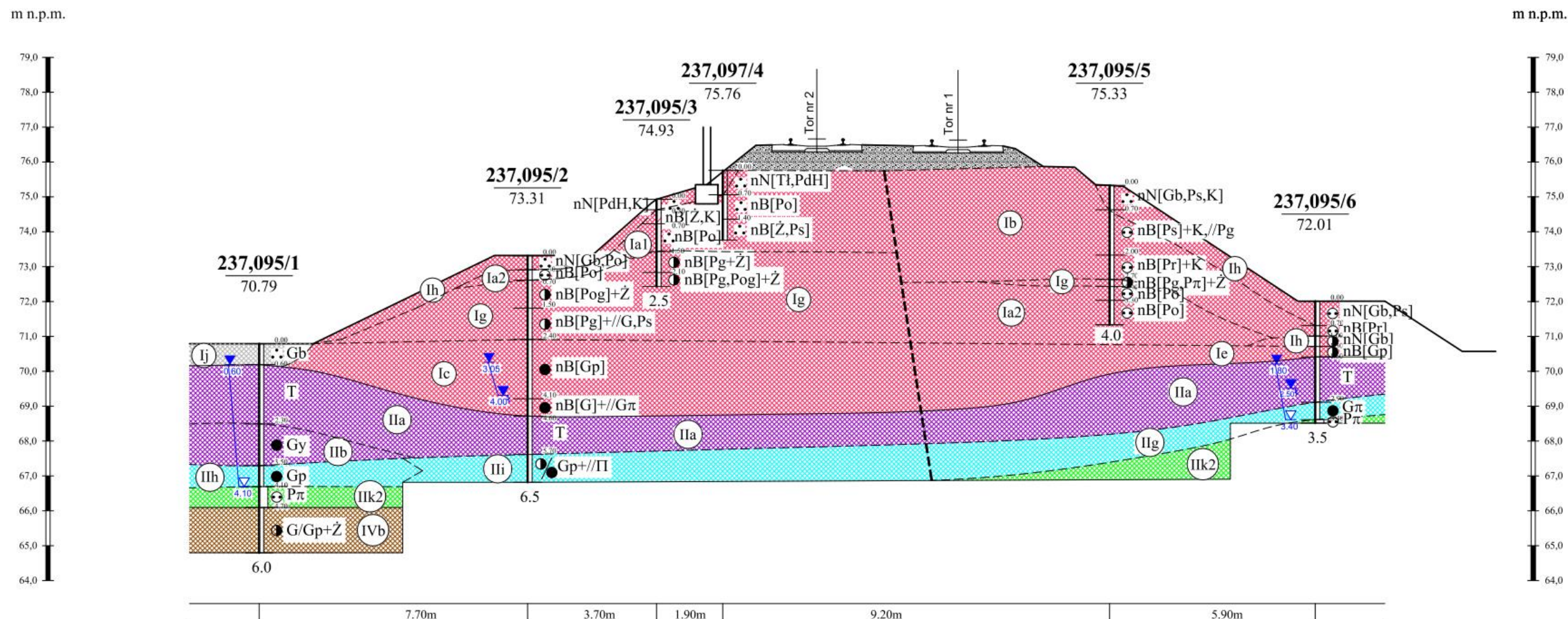
Przewiduje się, że wahania zwierciadła wody gruntowej w cyklu rocznym mogą wynosić miejscami od +1,50 m do -0,50 m zależnie od intensywności opadów atmosferycznych.



**OBJAŚNIENIA:**

- II —●—  $\frac{237,025}{1/71,79}$  —●—  $\frac{237,027}{2/76,03}$  — *km 237,025 II* - miejsce, kilometr, numer i rzędna miejsc badawczych oraz numer, kilometr i kierunek przekroju geotechnicznego  
S1 ↓ - miejsce i numer sondy dynamicznej lekkiej typu DPL  
+SK1 - miejsce i numer ścinania sondą krzyżakową

Ryc. 40. Plan sytuacyjno – wysokościowy rozmieszczenia miejsc badawczych LK 273, km 237,000 – 237,400



Ryc. 41. Przekrój geotechniczny V-V w km 237,095

## OPIS MECHANIZMÓW ROZWOJU PROCESÓW DESTRUKCYJNYCH

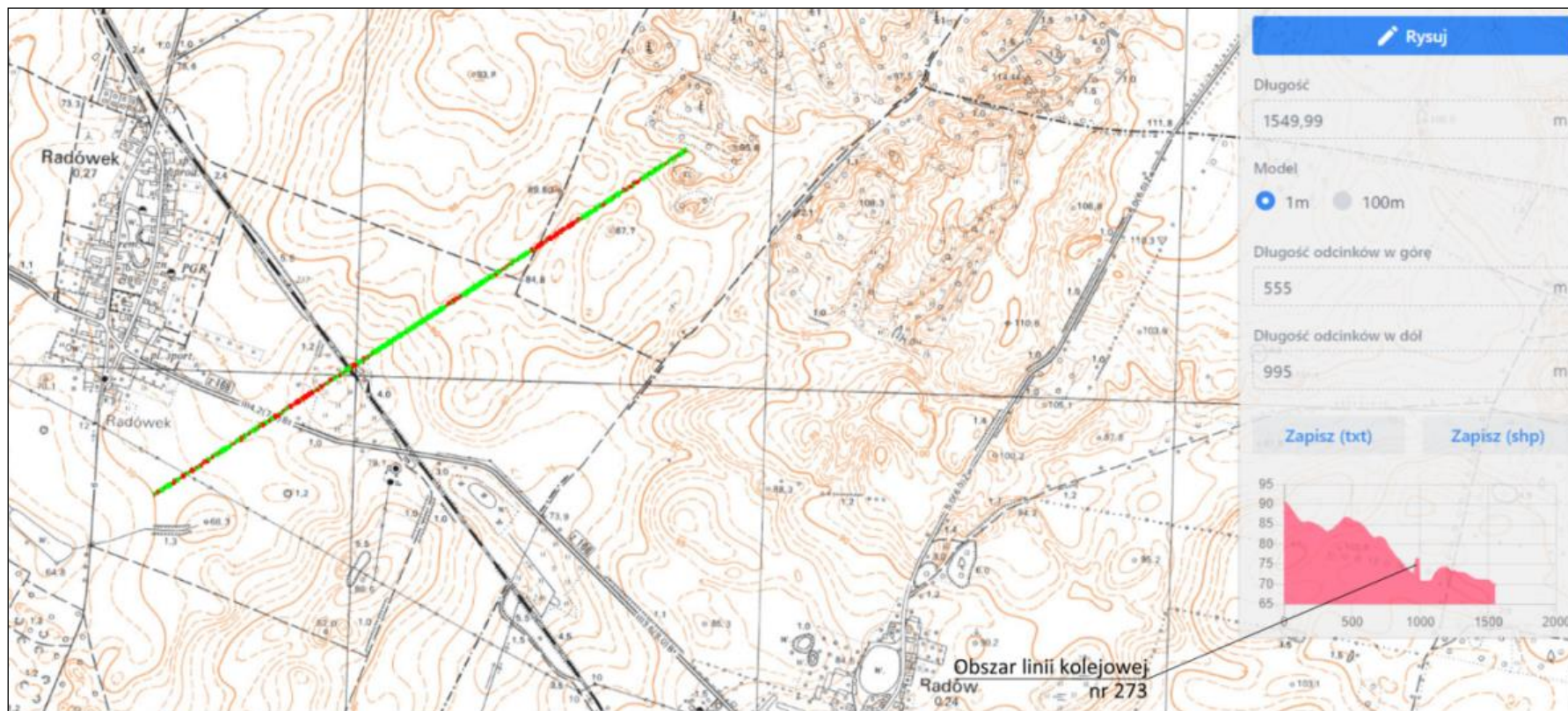
### Stan istniejący – przyczyny niestabilności

Linia kolejowa nr 273 jest to linia magistralna, dwutorowa, zelektryfikowana na całej długości. Tory szlakowe nr 1 i nr 2 przebiegają na wspólnym torowisku. Na omawianym odcinku od toru nr 2 nie jest zachowana normatywna ława torowiska, a geometria w przekrojach poprzecznych jest wyraźnie zdeformowana. W profilu podłużnym na badanym odcinku, linia ma spadek zgodny ze wzrastającą kilometracją. Po stronie toru nr 2, w km 237,095 stwierdzono oś koluwium osuwiskowego, świadczącą o aktywnych procesach masowych (aktywne osuwisko). Występowanie strefy osuwiskowej można szacować od km ok. 237,060 do km ok 237,130.

Podtorze i konstrukcja nasypu (pod obecnym torem nr 2) powstała ponad 130 lat temu, stąd materiał zastosowany do jego budowy zwłaszcza w torze nr 2, zdecydowanie nie odpowiada obecnym wymaganiom technicznym i nie jest w stanie bezpiecznie przenieść tak dużego obciążenia. Ponadto w podłożu występują grunty organiczne w postaci torfów i namulów. Po przeprowadzonych pomiarach geodezyjnych oraz badaniach geotechnicznych w czerwcu 2021 nie stwierdzono konstrukcji warstw wzmacniających podtorze.

Na odcinku od km 237,000 do 237,400 od strony toru nr 2 nie ma uregulowanych stosunków wodnych. Istniejące rowy boczne, strefy występowania gruntów organicznych i stagnowania wód bezpośrednio przy nasypie, zdecydowanie pogarszają stan techniczny korpusu nasypu. W km 237,045 zlokalizowany jest przepust, który po remoncie przestał spełniać swoje podstawowe zadanie. Od strony toru nr 1 sytuacja jest bardzo podobna.

Na tym odcinku linia kolejowa poddawana była jednostronnemu naporowi wody opadowej akumulowanej z wysoczyzny. Napływ wody opadowej napierającej na nasyp od strony toru nr 1 to wody zbierane ze zlewni o powierzchni ok. 160ha przy różnicy wysokości do 16,0m [ryc.42]. Przyjmując, że powierzchnia terenu zlewni jest nieprzepuszczalna, co najwyżej słabo przepuszczalna, a do analizy ogólnej przyjęto pojawienie się opadu 10mm to przy 160ha otrzymano 16000 m<sup>3</sup> wody opadowej, niech 40% z tego ulegnie infiltracji to pozostaje ok.10 000m<sup>3</sup> parcia wody na nasyp.



Ryc. 42. Profil terenu przez linię kolejową 273 w strefie osuwisk (www.geoportal.gov.pl).

### **Prawdopodobny rozwój procesu niestabilności nasypu.**

Z wywiadu terenowego przeprowadzonego w marcu 2021 roku z pracownikami PKP wynika, że po zaistnieniu osuwiska, które wystąpiło dopiero po wybudowaniu toru nr 1, podbijanie toru nr 2 na badanym odcinku odbywa się z częstotliwością jeden raz na kwartał. Zaważono również, że bardziej osiada tok wewnętrzny toru nr 2. W rejonie istniejącego przepustu od dawna obserwowano istotne odkształcenia toru, które ograniczały ruch pociągów.

### **Czynniki oraz procesy, które zadecydowały o niestateczności**

Po wszechstronnej analizie wyników z wykonanych badań geotechnicznych, ocenie stanu odwodnienia badanego odcinka linii kolejowej, historii budowy, rozbudowy, modernizacji i elektryfikacji linii, wytypowano zasadnicze czynniki, które miały wpływ na niestateczność korpusu nasypu na badanym odcinku linii kolejowej.

Nasyp na odcinku od km 237,000 do km 237,230 posadowiono na osadach akumulacji bagienno-rzecznej. To właśnie osady facji bagiennej stanowią słaby element posadowienia, dlatego że jest to podłoże organiczne nadmiernie odkształcalne o małych wartościach parametrów wytrzymałościowych. Natomiast osady warstwy zastoiskowej wykształcone w postaci pyłów piaszczystych, pyłów oraz glin pylastych w stanie plastycznym, są wrażliwe na wzrost wilgotności powodujący uplastycznienie i utratę wytrzymałości na ścinanie. Ponieważ są one podścielone nawodnionymi piaskami pylastymi, a harmoniczne oddziaływanie obciążenia od ruchu pociągów powoduje powstanie ciśnienia porowego i zjawiska w postaci tiksotropii i lokalnie kurzawek. Jest to prosty mechanizm szybkiego uplastyczniania się osadów zastoiskowych zwłaszcza tych o małym wskaźniku plastyczności  $I_p$ .

Stan techniczny korpusu nasypu, a raczej jakość materiału z jakiego został zbudowany w pełni odzwierciedla historyczny czas budowy nasypu. Pierwszy został zbudowany, w roku 1875 obecny tor nr 2. Ponieważ wiedza techniczna o budowie takich obiektów była znikoma, a obciążenie linii kolejowej było nieporównywalnie mniejsze niż obecnie, to przy budowie nasypu (obecnego toru nr 2) wykorzystano materiał gruntowy lokalny oraz z przekopu. Ten fakt spowodował, że nasyp jest zbudowany z mieszaniny gruntów średnio spoistych takich jak piaski gliniaste, gliny piaszczyste z domieszką piasków i żwirów oraz z soczewkami organicznymi. Materiał gruntowy, z którego został wykonany nasyp toru nr 2 jest gruntem zali-

czanym do gruntów bardzo wysadzinowych. W okresie zimowym przy temperaturach ujemnych następuje podsiąkanie wody gruntowej i opadowej nawet na wysokość 7,0m. Woda ta zamarza w strefie oddziaływania mrozu czyli ok 1,0 m i głębiej poniżej powierzchni skarpy tworząc między ziarnami soczewki lodu, który wiosną topnieje pozostawiając rozluźnioną - zdylatowaną strefę między ziarnami gruntu w strefie zamrozu. Zdylatowanie to obniża wytrzymałość – nośność nasypu od 50% nawet do 70%.

Stan techniczny nasypu pod torem nr 1, który był wybudowany w 1976 roku, odpowiada zupełnie innym wymaganiom zgodnym z wymogami technicznymi z czasów budowy. Jest on zbudowany z gruntów piaszczystych, średnio i grubo ziarnistych, w stanie średnio zagęszczonym.

Na badanym odcinku stwierdzono nie działający system odwodnienia. Powodu takiego stanu należy się doszukiwać w funkcjonującym przez 150 lat procesie biochemicznego rozkładu gruntów organicznych. Proces ten spowodował osiadanie podłoża organicznego na odcinku jego występowania pod torem. Osiadanie jest proporcjonalne do miąższości gruntów organicznych, to znaczy, że odbywało się ono nierównomiernie na zatorfionej niecce. W wyniku tego procesu nastąpiło takie osiadanie terenu przylegającego do linii kolejowej, że wlot przepustu przeprowadzającego wodę opadową gromadzącą się po stronie toru nr 1 na stronę toru nr 2, ma rzędną wyższą niż przyległy teren. Różnica wysokości między wlotem do istniejącego przepustu, a terenem przyległym od strony toru nr 1 wynosi ok. 1,5m (co oznacza, że wlot przepustu jest wyżej o 1,5m od najniższej położonego terenu). Ponadto system rowów bocznych łącznie z systemem rowów drenujących niekłę jest niedrożny lub słabo drożny.

Linia kolejowa na analizowanym odcinku została zbudowana w obrębie niecki wypełnionej gruntem organicznym. Linia ta pierwotnie była linią jednotorową z obecnym torem nr 2. Przeprowadzanie wód opadowych ze strony wschodniej na zachodnią odbywało się przepustem zlokalizowanym w km 237,045. Początkowo przy sprawnie działającym przepuscie i stosunkowo małym obciążeniu ruchem pociągów, nawet przy mało wytrzymałej konstrukcji korpusu nasypu nie ma informacji o złym jego funkcjonowaniu. Na skutek harmonicznego obciążenia korpusu nasypu wzrastającym ruchem pociągów, wahań zwierciadła wody gruntowej, podłoże gruntowe w tym, szczególnie zbudowane z gruntów organicznych, ulegało odkształceniu i konsolidacji. Proces ten, który trwał ok. 150 lat (czyli czas eksploatacji linii kolejowej) spowodował, że wybudowany w km 237,045 przepust przestał spełniać swoje

zadanie, ponieważ poziom jego wlotu znalazł się wyżej niż przyległy teren. Przylegająca do przepustu zlewnia wody opadowej, którą to wodę miał przerzucać przepust, ma powierzchnię ok.160ha. Wewnętrzna deformacja korpusu nasypu powstała na skutek istotnej różnicy technicznej między gruntem bardzo wysadzinowym i wysadzinowym, wbudowanym pod torem nr 2, gruntem piaszczystym, przepuszczalnym i niewysadzinowym wbudowanym pod torem nr 1.

Woda opadowa z terenu zlewni (ok.160ha) spływa w kierunku nasypu od strony toru nr 1. Nie mogąc się przedostać na drugą stronę (z uwagi na nieskuteczny istniejący przepust) infiltruje w nasyp, ponieważ od strony toru nr 1 jest on zbudowany z przepuszczalnych gruntów piaszczystych. W strefie toru nr 2 woda trafia na przeszkodę w postaci gruntów nie przepuszczalnych, z którego nasyp jest zbudowany. Zgromadzona w korpusie woda wywiera parcie na przegrodę z nieprzepuszczalnych gruntów. Nadmiernie nasiąknięty wodą korpus nasypu oraz intensywne i permanentne oddziaływanie statyczne, a przede wszystkim dynamiczne, powoduje, że sumaryczna siła tych oddziaływań skutkuje możliwością wystąpienia znacznych odkształceń podłoża gruntowego i korpusu nasypu do awarii linii kolejowej włącznie, co objawiło się osuwiskiem.

W okresie jesienno-wiosennym występuje wysoki poziom wody gruntowej. Okresowo gromadzi się ona w niecce torfowej przylegającej do nasypu zwłaszcza od strony toru nr 2, powodując jej występowanie z brzegów. Przyczyny wysokich stanów wody można upatrywać przede wszystkim w ilości opadów, ale także w nieczynnym drenażu terenu i złym utrzymaniu rowów odwadniających. To wszystko powoduje, że w okresie wysokiego poziomu wód gruntowych, często mamy stagnowanie wody na powierzchni, która opiera się na skarpie i korpusie nasypu. Zalewanie i podtapianie nasypu, powoduje wzrost wilgotności w jego podstawie. Osłabienie postawy skarpy przy jej nawodnieniu, uplastycznieniu oraz destrukcyjne działanie parcia od strony toru nr 1 powoduje uruchomienie procesów masowych w postaci zsuwów, spływów, deformacji geometrii korpusu czy osuwisk.

Korpus nasypu zbudowany jest z gruntu zaliczanego do grupy gruntów wysadzinowych (dotyczy to toru nr 2). W takich gruntach występuje możliwość podsiąkania kapilarnego nawet do kilku metrów. W okresach temperatur ujemnych powstaje zjawisko zamrozu w strefie przypowierzchniowej skarpy.

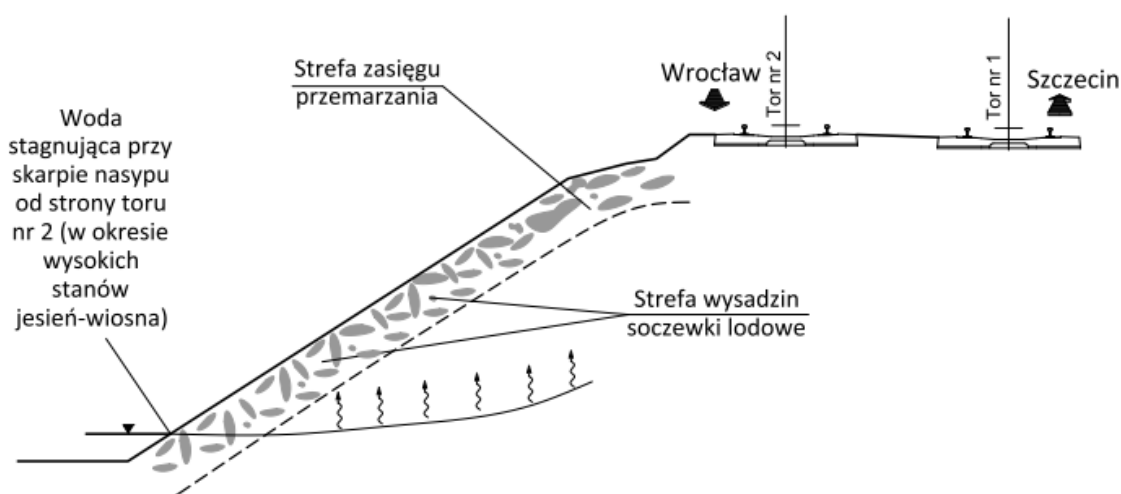
W strefie zamrozu, czyli do ok. 1m głębokości od powierzchni skarpy powstają wysadziny, które powodują zdylatowanie gruntu, a więc osłabienie materiału gruntowego, poprzez

zmniejszenie spójności i kąta tarcia wewnętrznego. Pogorszenie parametrów geotechnicznych skutkuje niestabilnością zarówno skarpy jak i korpusu nasypu.

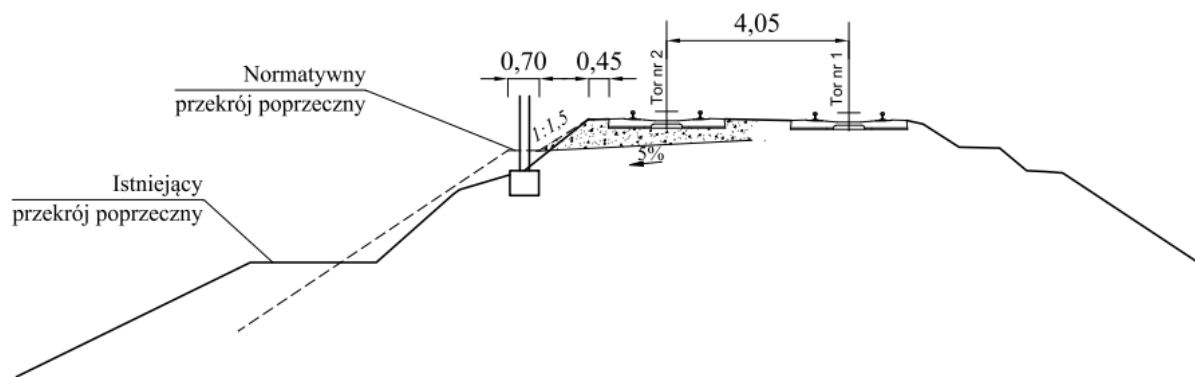
Dodatkowo zwiększenie skutków niestabilności jest wywołane ruchem pociągów, który powoduje wzrost ciśnienia porowego w nawodnionym materiale gruntowym. Harmonicznie powtarzający się od ruchu pociągów wzrost ciśnienia porowego wewnątrz korpusu nasypu oraz zjawisko wysadzin w strefie zamrozu, powodują rozluźnienie materiału w skarpach i korpusie nasypu, skutkiem czego następuje dodatkowa deformacja geometrii konstrukcji nasypu w przekroju poprzecznym.

Nadmierne osiadanie spowodowane jest, nie tylko procesem zagęszczania materii gruntowej nasypu, ale również jej uplastycznianiem i wypieraniem gruntów na skutek parcia wody napływowej ze zlewni.

Standardowym zabiegiem technicznym przy osiadaniu podłoża gruntowego i podtorza jest podbijanie torów, który dociąża niestateczny korpus nasypu. W sytuacji ograniczonych warunków eksploatacyjnych.



Ryc. 43. Schemat wysadzin w podtapianej skarpie



Ryc. 44. Przykładowy przekrój geotechniczny km 237,095 z brakiem ław torowiskowych i jego porównanie do przekroju normatywnego.

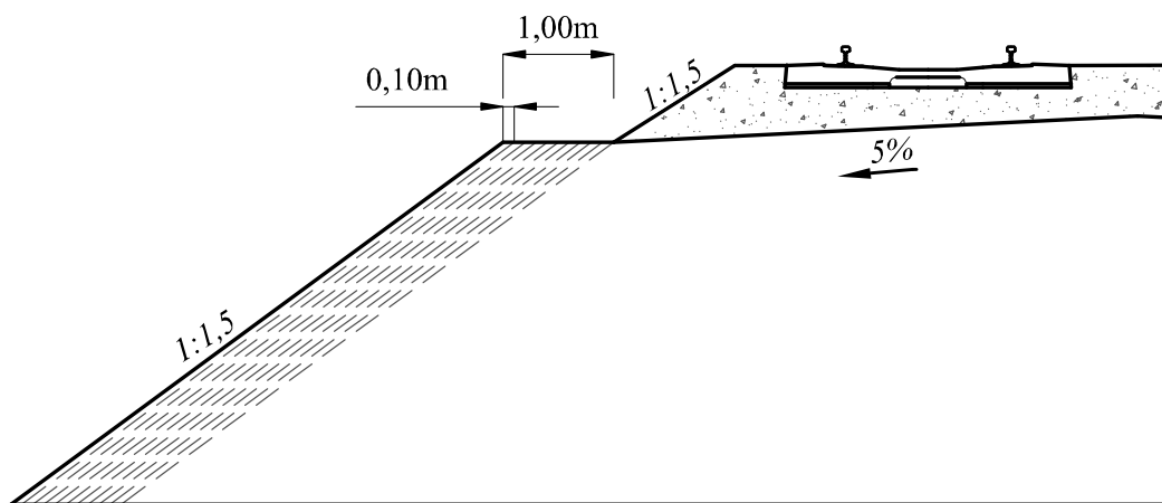
## ROBOTY NAPRAWCZE

Zarządca przygotowuje inwestycję do realizacji na tym odcinku linii kolejowej nr 273.

**ANALIZA  
WPŁYWU ZMIANY SZEROKOŚCI  
ŁAWY TOROWISKA  
NA WARTOŚĆ WSPÓLCZYNNIKA STATECZNOŚCI**

## 1. Zbiór wyników obliczeń

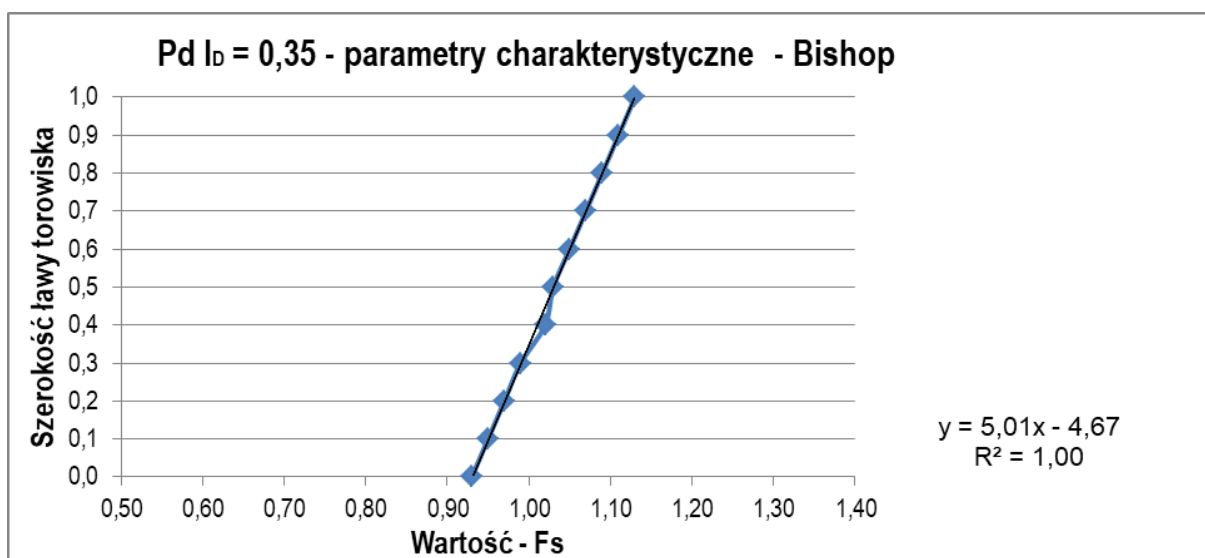
Na potrzeby rozprawy doktorskiej, wykazano złożoność oddziaływania czynników i procesów destrukcyjnych na konstrukcję budowli ziemnej linii kolejowej poprzez analizę wpływu zmiany szerokości ławy torowiska na wartość współczynnika stateczności. Wykonana analiza ma charakter poglądowy i nie odnosi się do konkretnego przypadku. Przyjęto następujące założenia: linia magistralna dwutorowa, nasyp o wysokości 5,0m i 8,0m wykonany z gruntów jednorodnych z ławą torowiska o szerokości zmiennej od 0,0m do 1,0m z modułem zmiany szerokości co 0,1m [Ryc.1]. Zastosowano parametry geotechniczne dla przypadków: Pd o  $I_D = 0,35$ ,  $I_D = 0,50$ ,  $I_D = 0,65$ ; Ps o  $I_D = 0,35$ ,  $I_D = 0,50$ ,  $I_D = 0,65$  oraz Gp o  $I_L = 0,15$ ,  $I_L = 0,30$ . Każde zadanie wykonano osobno metodą Felleniusa i osobno metoda Bishopa zarówno dla parametrów charakterystycznych jak i metodyki wymaganej przez Eurokod-7. Wyniki obliczeń zostały zebrane w poniższych tabelach i zaprezentowane na wykresach.



Ryc. 1. Poglądowy przekrój obrazujący zmiany szerokości ławy torowiska od 0,0m do 1,0m z modułem zmiany szerokości co 0,1m

Tab. 1. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

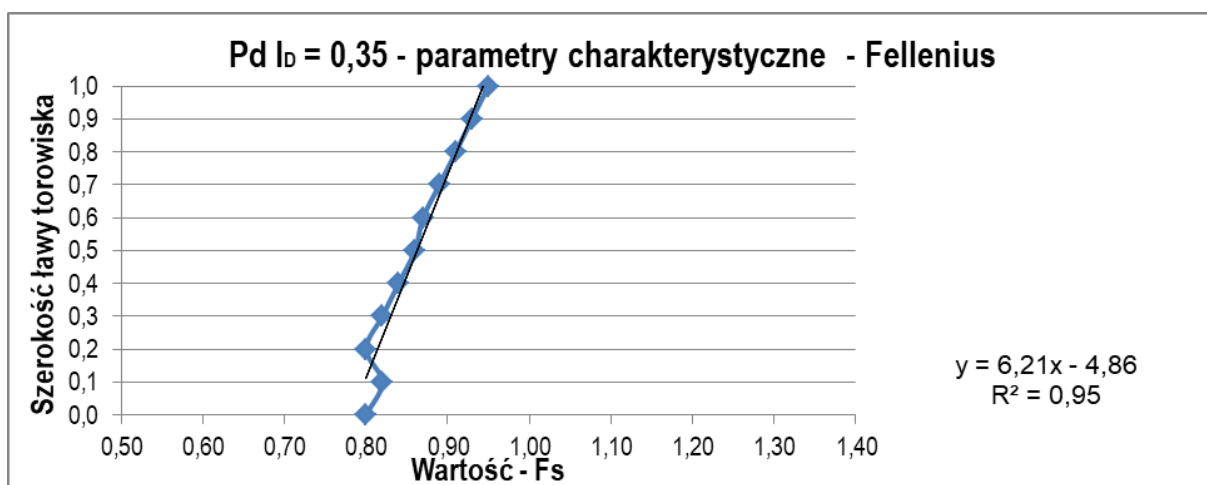
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	0,93
2	0,1	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	0,95
3	0,2	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	0,97
4	0,3	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	0,99
5	0,4	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,02
6	0,5	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,03
7	0,6	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,05
8	0,7	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,07
9	0,8	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,09
10	0,9	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,11
11	1,0	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,13



Ryc. 2. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab. 2 Zestawienie wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

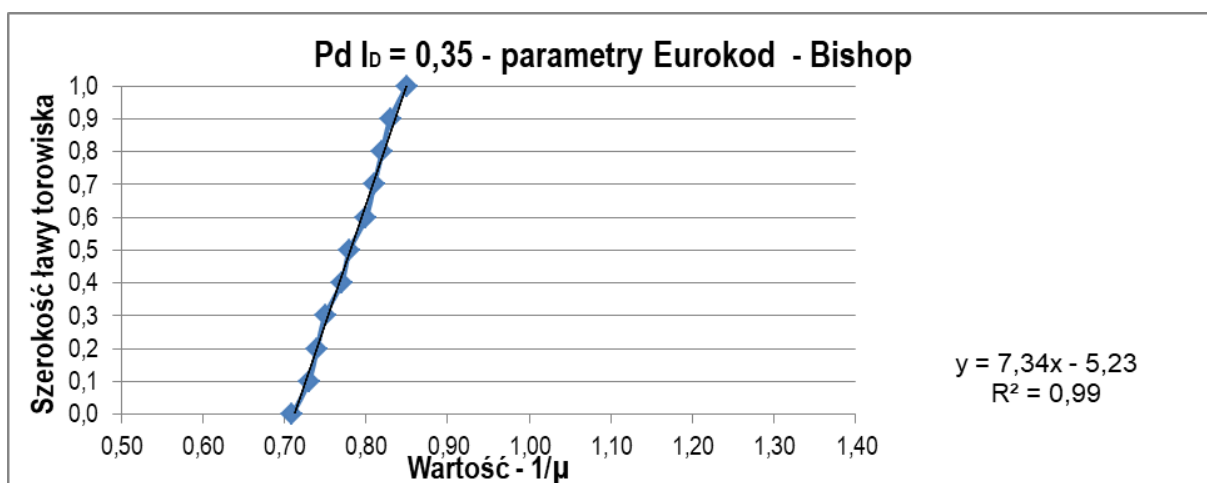
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,80
2	0,1	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,82
3	0,2	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,80
4	0,3	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,82
5	0,4	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,84
6	0,5	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,86
7	0,6	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,87
8	0,7	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,89
9	0,8	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,91
10	0,9	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,93
11	1,0	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,95



Ryc. 3. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab. 3. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

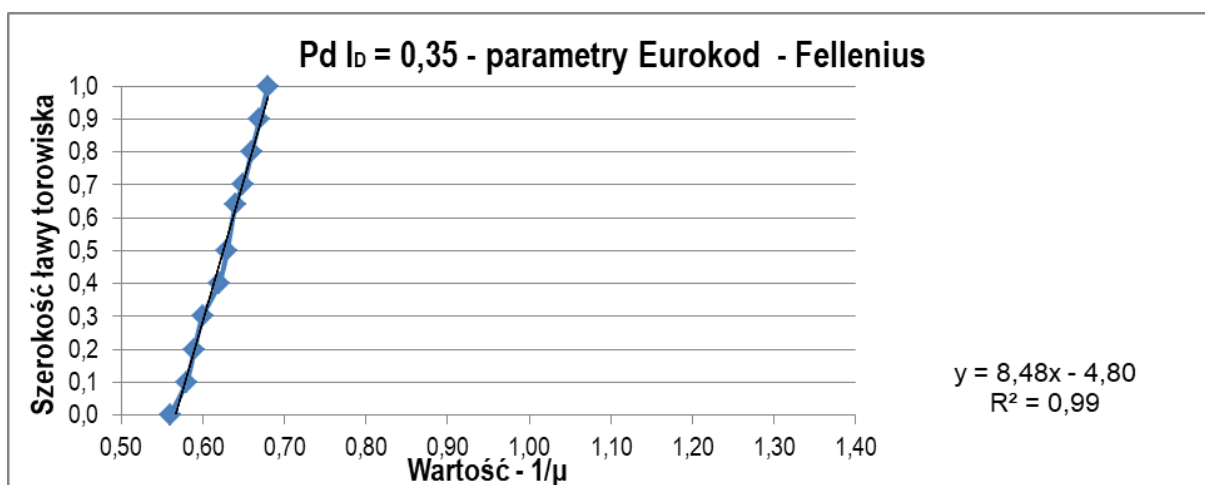
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,71
2	0,1	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,73
3	0,2	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,74
4	0,3	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,75
5	0,4	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,77
6	0,5	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,78
7	0,6	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,80
8	0,7	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,81
9	0,8	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,82
10	0,9	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,83
11	1,0	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,85



Ryc. 4. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab. 4. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,56
2	0,1	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,58
3	0,2	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,59
4	0,3	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,60
5	0,4	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,62
6	0,5	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,63
7	0,6	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,64
8	0,7	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,65
9	0,8	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,66
10	0,9	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,67
11	1,0	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,68



Ryc. 5. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0

Tab. 5. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości $\Delta F_s$ [%]	Spadek wartości $\Delta 1/\mu$ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu $R^2$	Wariancja $S^2$	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	17,70	-	$y = 5,01x - 4,67$	5,01	-4,67	1,00	0,00437	1,03
3	seria 2	Fellenius (p.ch.)	15,79	-	$y = 6,21x - 4,86$	6,21	-4,86	0,95	0,00272	0,86
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	16,47	$y = 7,34x - 5,23$	7,34	-5,23	0,99	0,00203	0,78
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	23,53	$y = 8,48x - 4,80$	8,48	-4,80	0,99	0,00153	0,63

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

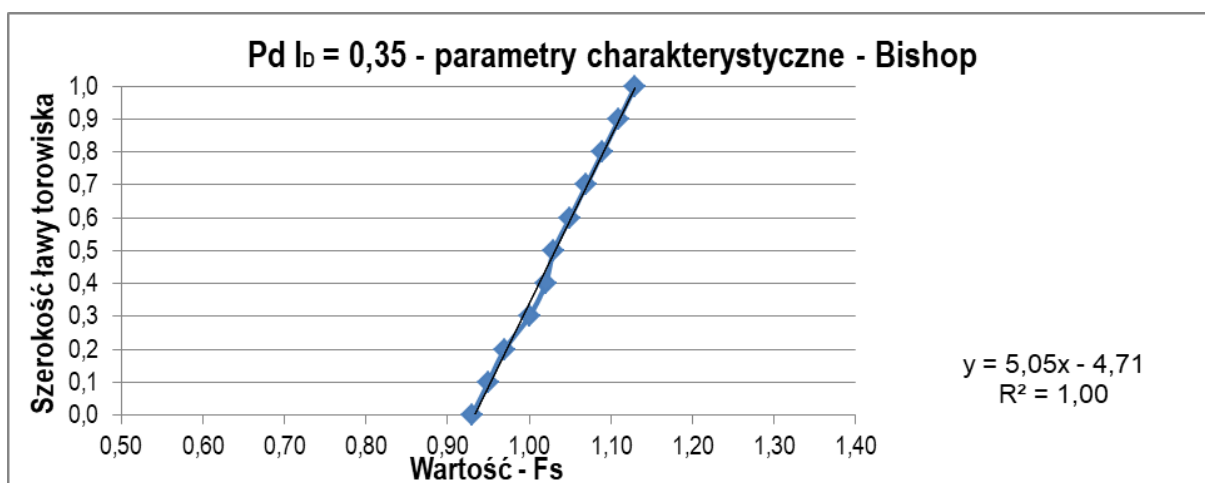
Tab. 6. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	6,35	-	2,101	2,101
Seria 3	9,88	3,75	-	2,101
Seria 4	15,85	11,29	8,00	-

Ryc. 6. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab. 7. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

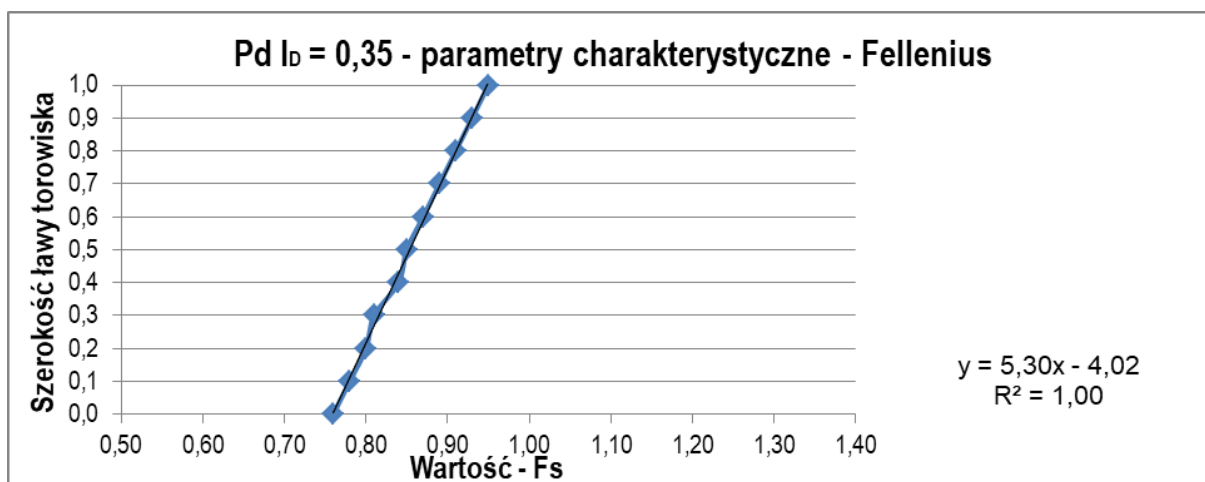
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	0,93
2	0,1	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	0,95
3	0,2	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	0,97
4	0,3	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,00
5	0,4	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,02
6	0,5	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,03
7	0,6	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,05
8	0,7	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,07
9	0,8	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,09
10	0,9	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,11
11	1,0	Pd 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,13



Ryc. 7. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab. 8 Zestawienie wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

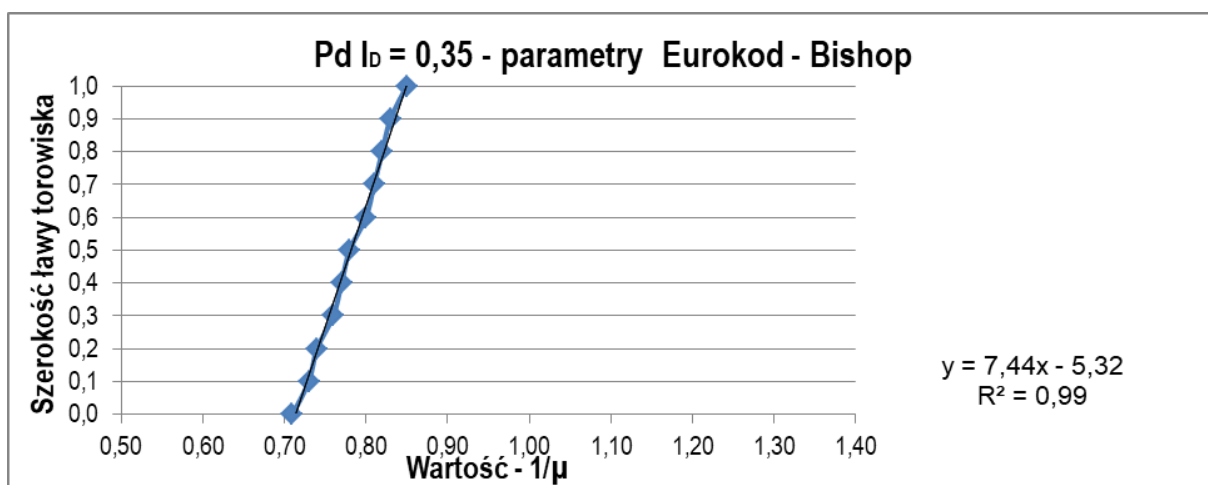
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,76
2	0,1	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,78
3	0,2	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,80
4	0,3	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,81
5	0,4	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,84
6	0,5	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,85
7	0,6	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,87
8	0,7	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,89
9	0,8	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,91
10	0,9	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,93
11	1,0	Pd 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,95



Ryc. 8. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab. 9. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

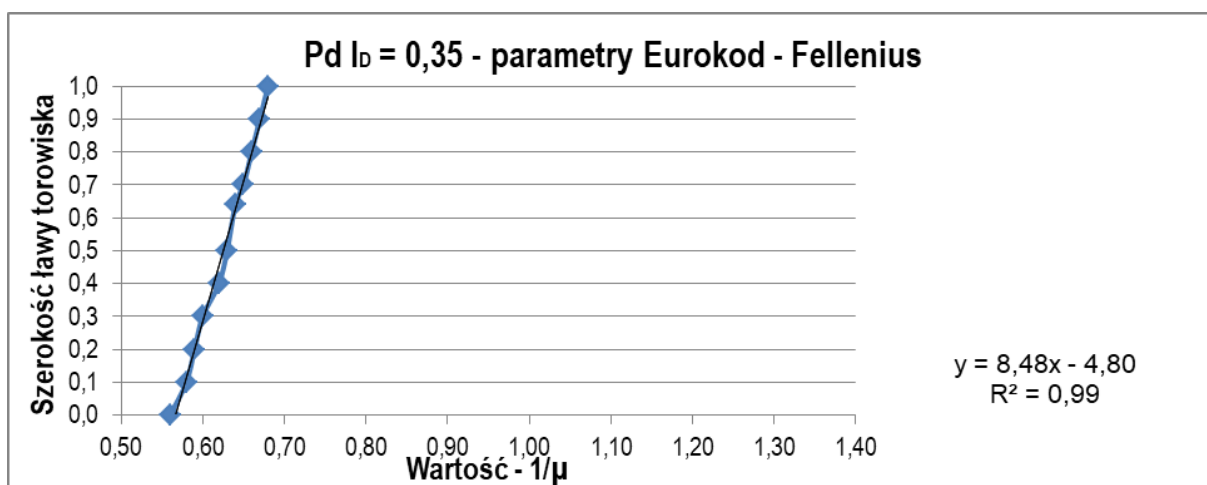
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,71
2	0,1	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,73
3	0,2	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,74
4	0,3	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,76
5	0,4	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,77
6	0,5	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,78
7	0,6	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,80
8	0,7	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,81
9	0,8	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,82
10	0,9	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,83
11	1,0	Pd 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,85



Ryc. 9. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab. 10. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,56
2	0,1	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,58
3	0,2	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,59
4	0,3	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,60
5	0,4	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,62
6	0,5	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,63
7	0,6	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,64
8	0,7	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,65
9	0,8	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,66
10	0,9	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,67
11	1,0	Pd 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,68



Ryc.10. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab. 11. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,35, przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości ΔFs [%]	Spadek wartości Δ1/μ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu R <sup>2</sup>	Wariancja S <sup>2</sup>	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	17,70	-	y = 5,05x - 4,71	5,05	-4,71	1,00	0,00430	1,03
3	seria 2	Fellenius (p.ch)	20,00	-	y = 5,30x - 4,02	5,30	-4,02	1,00	0,00391	0,85
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	16,47	y = 7,44x - 5,32	7,44	-5,32	0,99	0,00198	0,78
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	23,53	y = 8,48x - 4,80	8,48	-4,80	0,99	0,00153	0,63

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

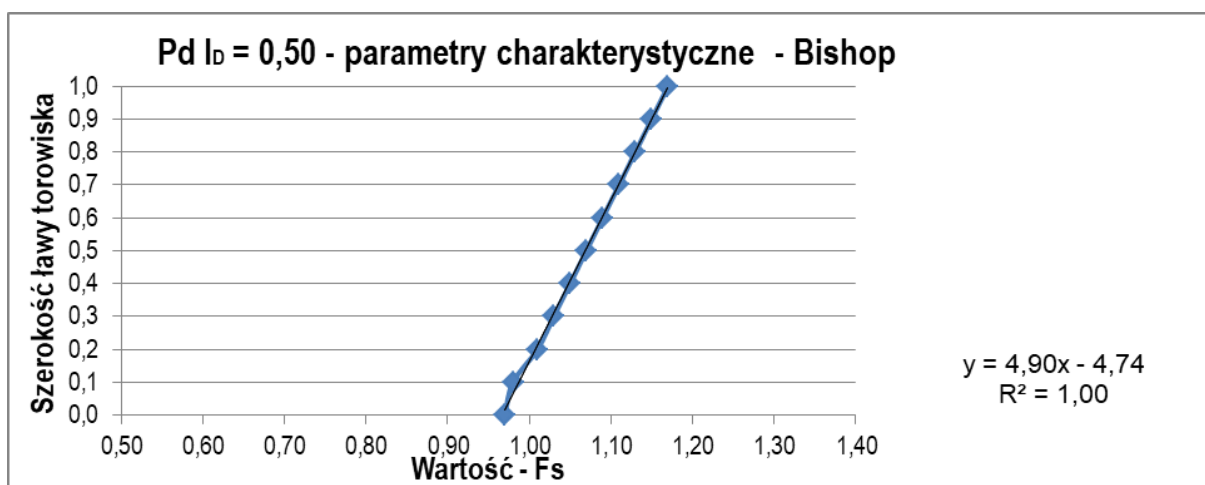
Tab. 12. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,35, przy wysokości nasypu 8,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji t <sub>0,05</sub>			
	Wartość testowa funkcji t <sup>0</sup>			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	6,35	-	2,101	2,101
Seria 3	9,88	2,96	-	2,101
Seria 4	16,23	9,79	8,35	-

Ryc. 11. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,35, przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.13. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

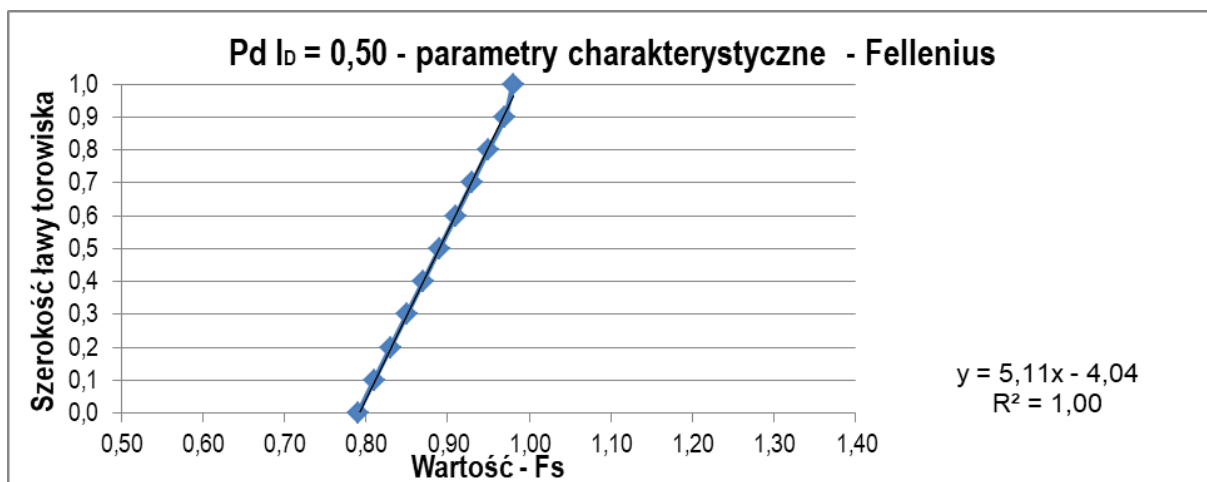
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	0,97
2	0,1	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	0,98
3	0,2	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,01
4	0,3	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,03
5	0,4	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,05
6	0,5	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,07
7	0,6	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,09
8	0,7	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,11
9	0,8	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,13
10	0,9	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,15
11	1,0	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,17



Ryc.12. Zestawienie wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.14. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

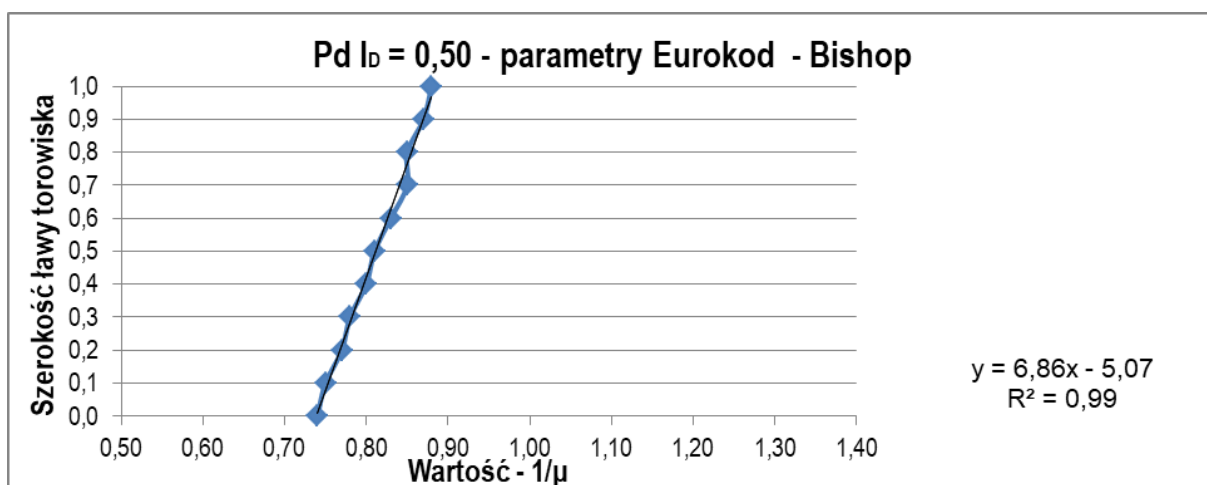
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,79
2	0,1	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,81
3	0,2	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,83
4	0,3	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,85
5	0,4	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,87
6	0,5	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,89
7	0,6	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,91
8	0,7	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,93
9	0,8	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,95
10	0,9	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,97
11	1,0	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,98



Ryc.13. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.15. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

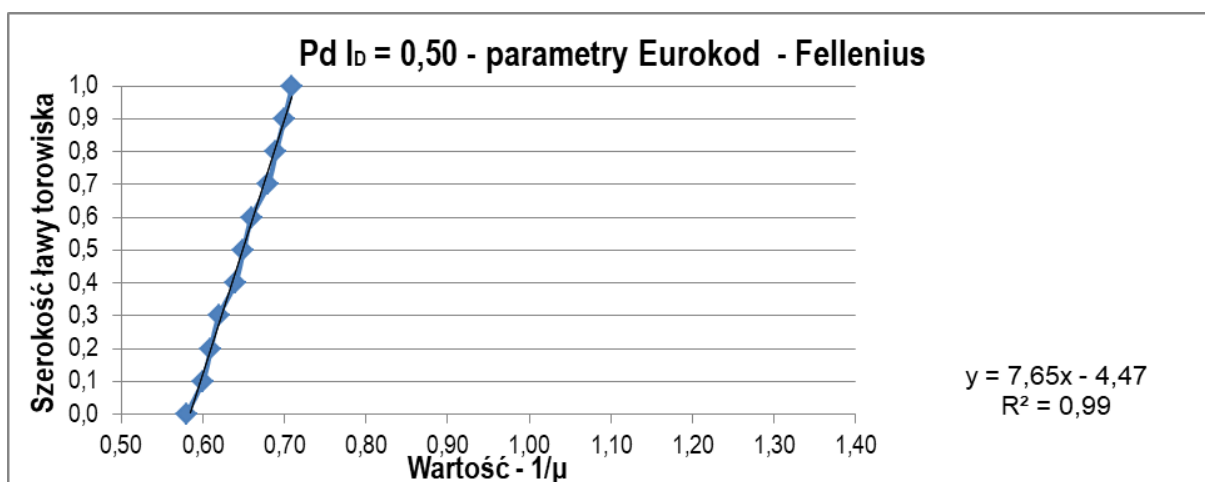
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,74
2	0,1	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,75
3	0,2	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,77
4	0,3	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,78
5	0,4	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,80
6	0,5	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,81
7	0,6	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,83
8	0,7	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,85
9	0,8	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,85
10	0,9	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,87
11	1,0	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,88



Ryc.14. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.16. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,58
2	0,1	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,60
3	0,2	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,61
4	0,3	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,62
5	0,4	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,64
6	0,5	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,65
7	0,6	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,66
8	0,7	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,68
9	0,8	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,69
10	0,9	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,70
11	1,0	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,71



Ryc.15. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.17. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,50, przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości ΔFs [%]	Spadek wartości Δ1/μ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu R <sup>2</sup>	Wariancja S <sup>2</sup>	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	17,09	-	y = 4,90x - 4,74	4,90	-4,74	1,00	0,00457	1,07
3	seria 2	Fellenius (p.ch.)	19,39	-	y = 5,11x - 4,04	5,11	-4,04	1,00	0,00457	0,89
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	15,91	y = 6,86x - 5,07	6,86	-5,07	0,99	0,00232	0,81
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	18,31	y = 7,65x - 4,47	7,65	-4,47	0,99	0,00187	0,65

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

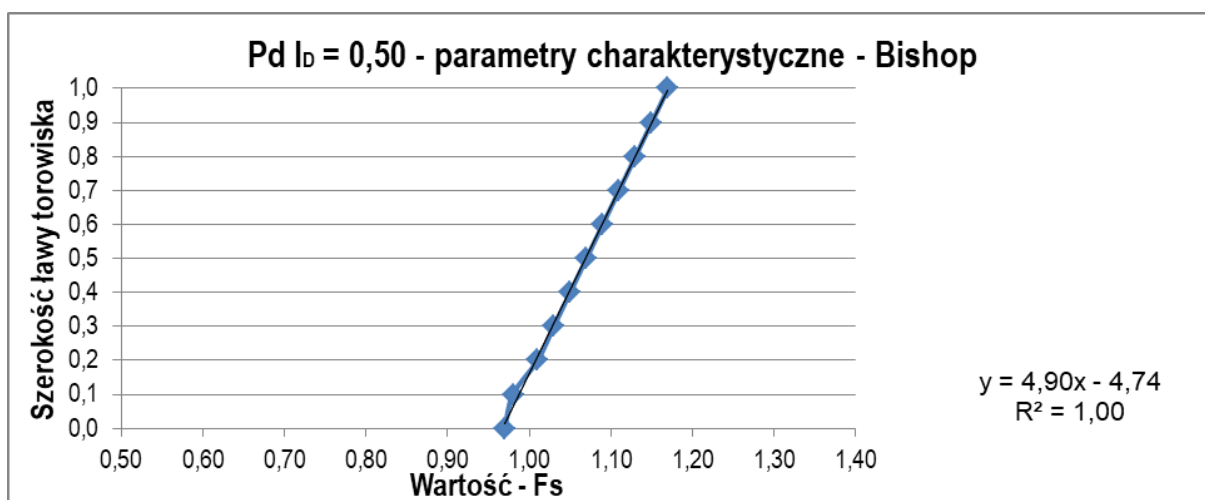
Tab.18. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,50, przy wysokości nasypu 5,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji t <sub>0,05</sub>			
	Wartość testowa funkcji t <sup>0</sup>			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	5,98	-	2,101	2,101
Seria 3	9,80	2,94	-	2,101
Seria 4	16,01	9,46	7,95	-

Ryc.16. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,50, przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.19. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

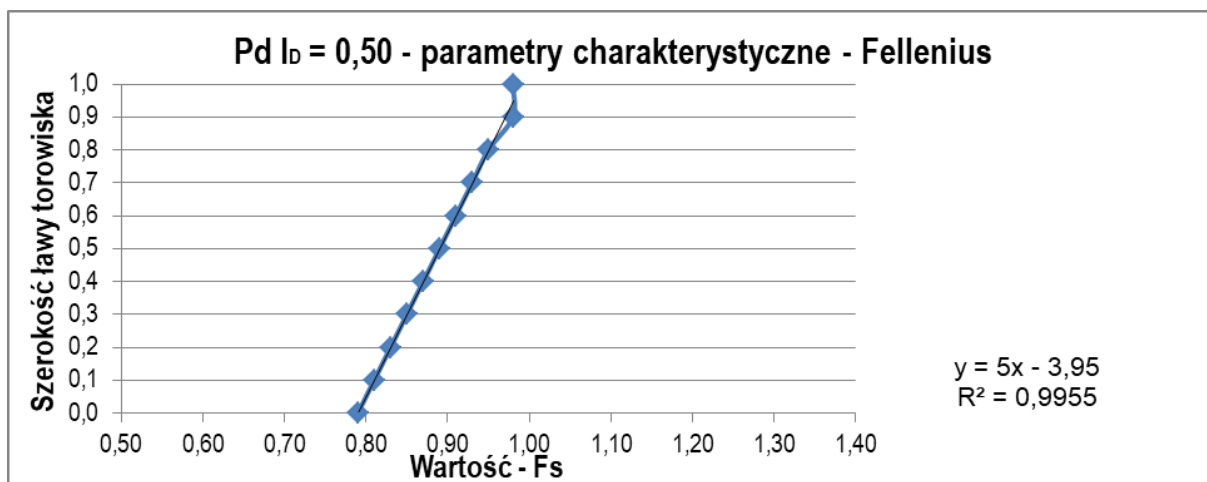
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	0,97
2	0,1	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	0,98
3	0,2	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,01
4	0,3	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,03
5	0,4	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,05
6	0,5	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,07
7	0,6	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,09
8	0,7	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,11
9	0,8	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,13
10	0,9	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,15
11	1,0	Pd 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,17



Ryc.17. Zestawienie wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.20. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

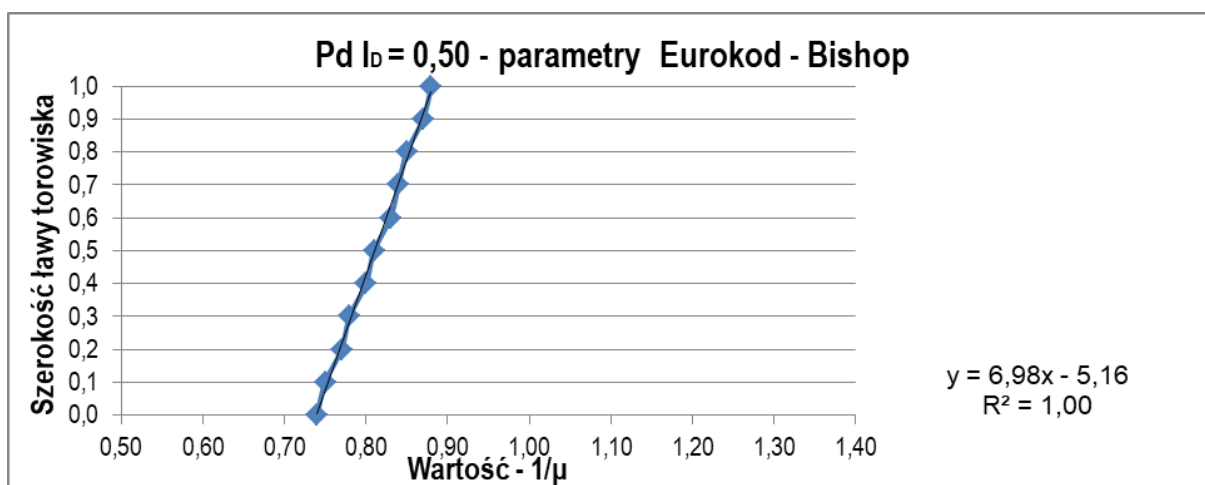
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,79
2	0,1	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,81
3	0,2	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,83
4	0,3	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,85
5	0,4	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,87
6	0,5	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,89
7	0,6	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,91
8	0,7	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,93
9	0,8	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,95
10	0,9	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,98
11	1,0	Pd 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,98



Ryc.18. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.21. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

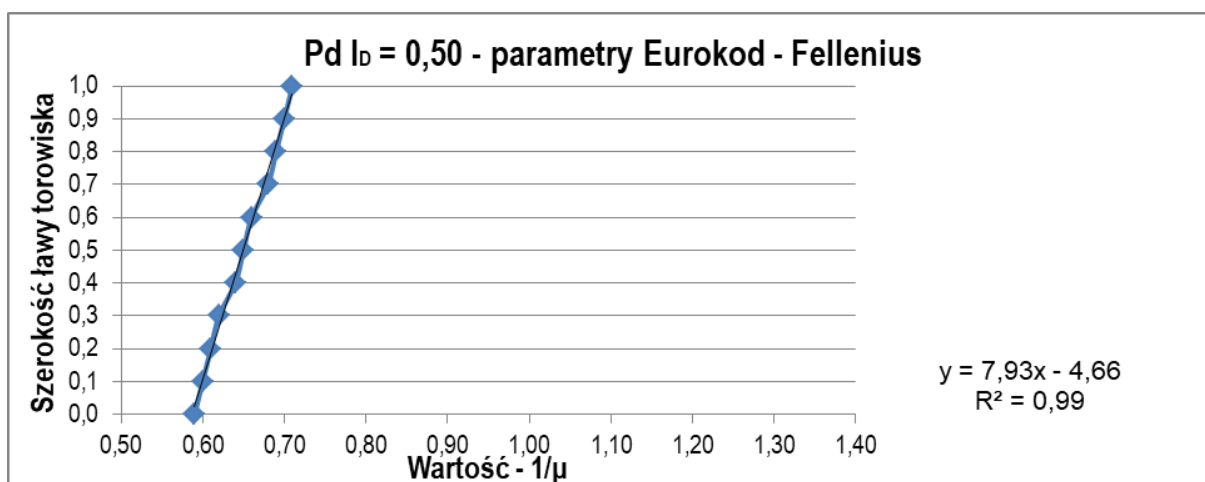
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,74
2	0,1	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,75
3	0,2	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,77
4	0,3	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,78
5	0,4	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,80
6	0,5	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,81
7	0,6	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,83
8	0,7	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,84
9	0,8	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,85
10	0,9	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,87
11	1,0	Pd 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,88



Ryc.19. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.22. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,59
2	0,1	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,60
3	0,2	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,61
4	0,3	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,62
5	0,4	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,64
6	0,5	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,65
7	0,6	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,66
8	0,7	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,68
9	0,8	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,69
10	0,9	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,70
11	1,0	Pd 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,71



Ryc.20. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.23. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,50, przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości ΔFs [%]	Spadek wartości Δ1/μ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu R <sup>2</sup>	Wariancja S <sup>2</sup>	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	17,09	-	y = 4,90x - 4,74	4,90	-4,74	1,00	0,00457	1,07
3	seria 2	Fellenius (p.ch.)	19,39	-	y = 5,0x - 3,95	5,00	-3,95	1,00	0,00438	0,89
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	15,91	y = 6,98x - 5,16	6,98	-5,16	1,00	0,00225	0,81
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	16,90	y = 7,93x - 4,66	7,93	-4,66	0,99	0,00174	0,65

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

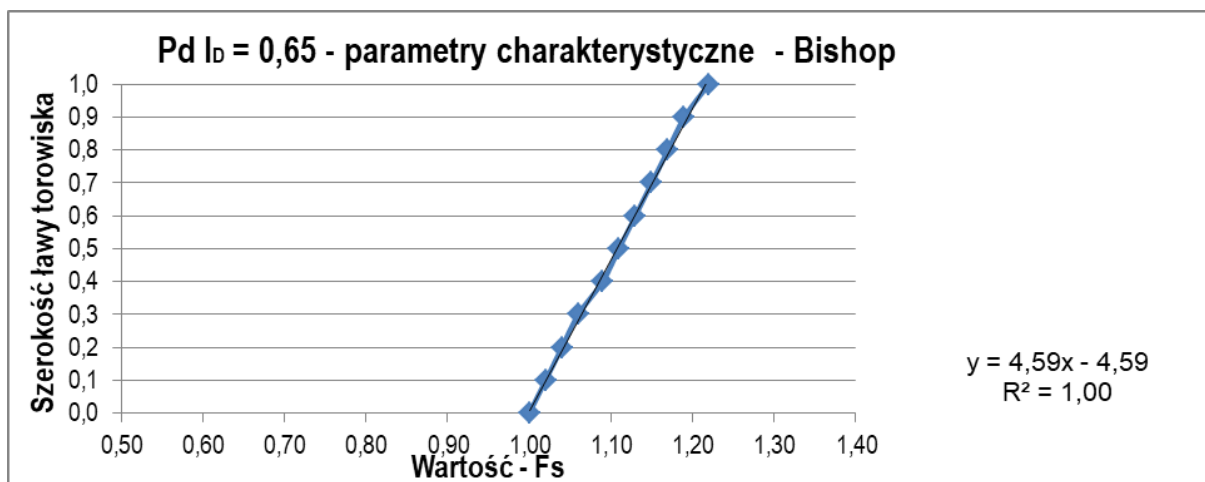
Tab.24. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,50, przy wysokości nasypu 8,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji t <sub>0,05</sub>			
	Wartość testowa funkcji t <sup>0</sup>			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	6,02	-	2,101	2,101
Seria 3	9,89	3,07	-	2,101
Seria 4	16,05	9,70	8,06	-

Ryc. 21. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,50, przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.25. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

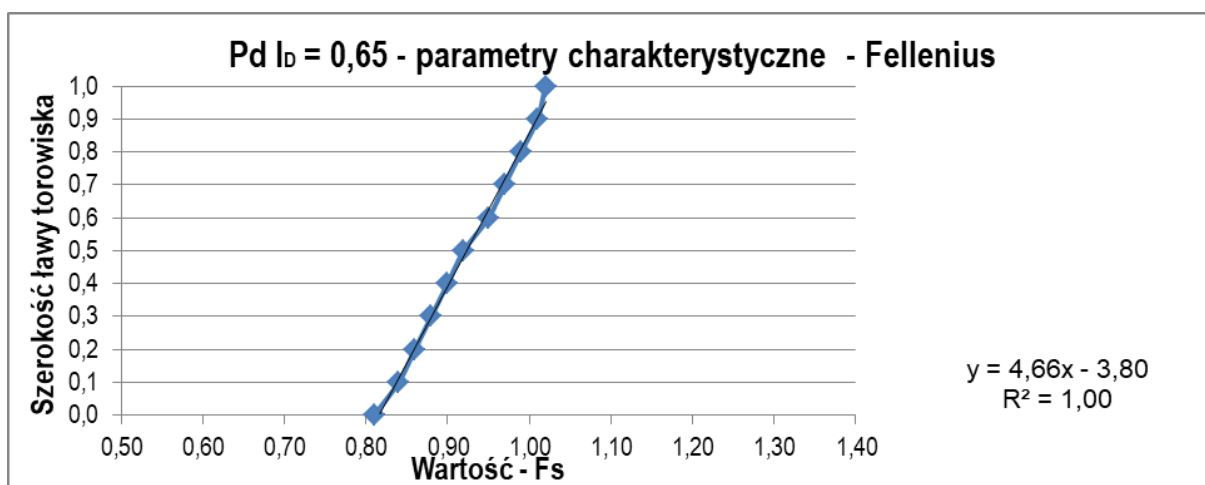
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,00
2	0,1	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,02
3	0,2	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,04
4	0,3	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,06
5	0,4	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,09
6	0,5	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,11
7	0,6	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,13
8	0,7	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,15
9	0,8	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,17
10	0,9	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,19
11	1,0	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,22



Ryc.22. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.26. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

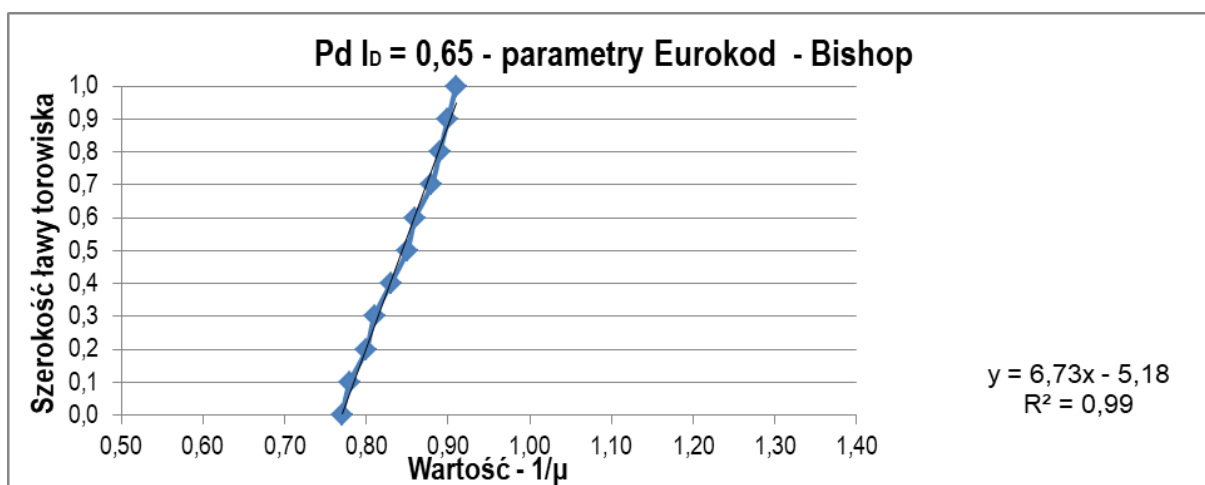
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,81
2	0,1	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,84
3	0,2	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,86
4	0,3	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,88
5	0,4	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,90
6	0,5	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,92
7	0,6	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,95
8	0,7	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,97
9	0,8	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,99
10	0,9	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,01
11	1,0	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,02



Ryc.23. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.27. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

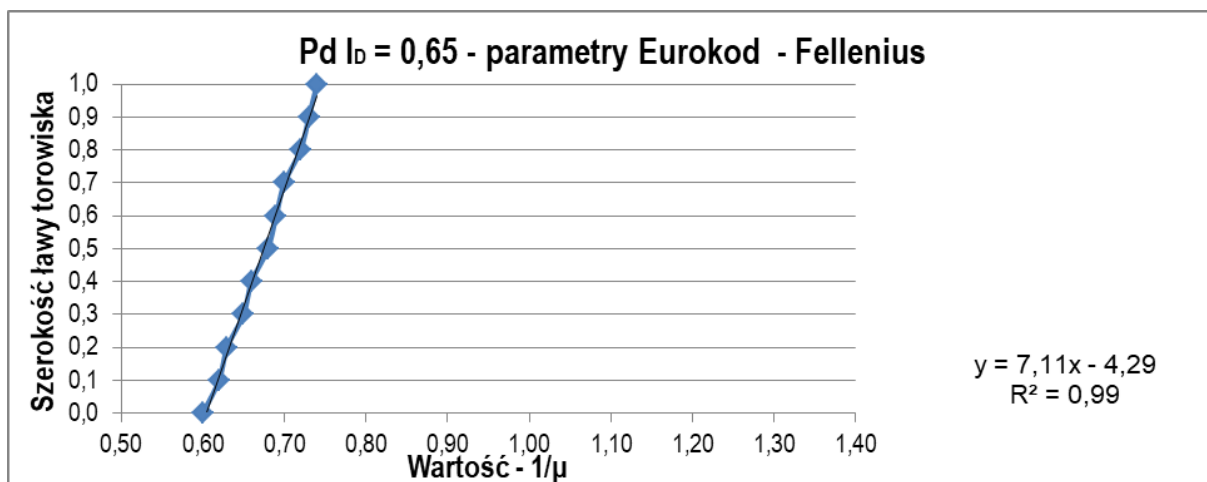
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,77
2	0,1	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,78
3	0,2	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,80
4	0,3	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,81
5	0,4	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,83
6	0,5	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,85
7	0,6	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,86
8	0,7	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,88
9	0,8	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,89
10	0,9	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,90
11	1,0	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,91



Ryc.24. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.28. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,60
2	0,1	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,62
3	0,2	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,63
4	0,3	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,65
5	0,4	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,66
6	0,5	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,68
7	0,6	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,69
8	0,7	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,70
9	0,8	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,72
10	0,9	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,73
11	1,0	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,74



Ryc.25. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.29. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,65, przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości ΔFs [%]	Spadek wartości Δ1/μ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu R <sup>2</sup>	Wariancja S <sup>2</sup>	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	18,03	-	$y = 4,59x - 4,59$	4,59	-4,59	1,00	0,00520	1,11
3	seria 2	Fellenius (p.ch)	20,59	-	$y = 4,66x - 3,80$	4,66	-3,80	1,00	0,00504	0,92
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	15,38	$y = 6,73x - 5,18$	6,73	-5,18	0,99	0,00241	0,84
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	18,92	$y = 7,11x - 4,29$	7,11	-4,29	0,99	0,00217	0,67

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

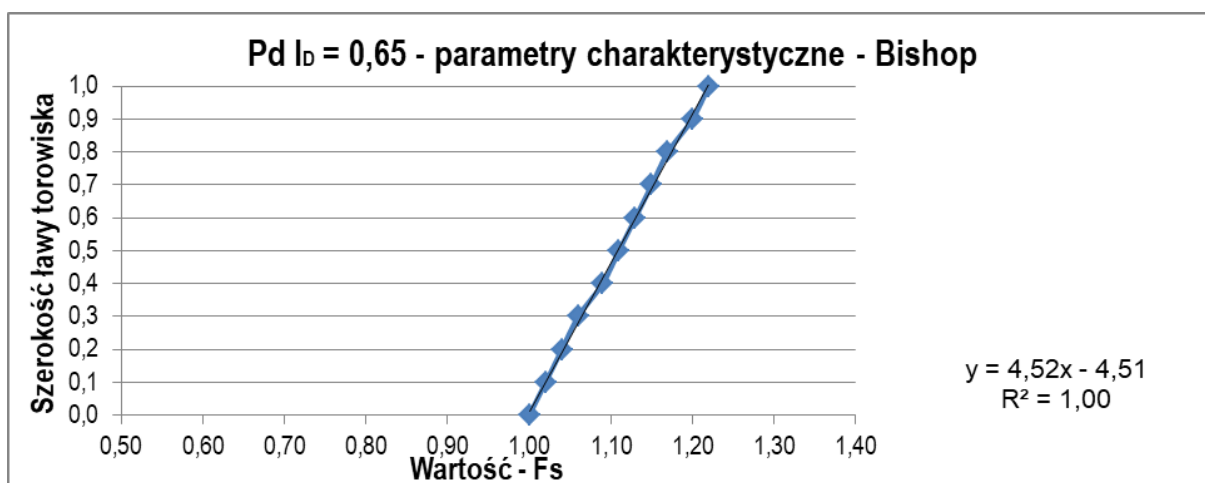
Tab.30. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,65, przy wysokości nasypu 5,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	5,80	-	2,101	2,101
Seria 3	9,56	2,90	-	2,101
Seria 4	15,69	9,24	7,91	-

Ryc.26. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,65, przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.31. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

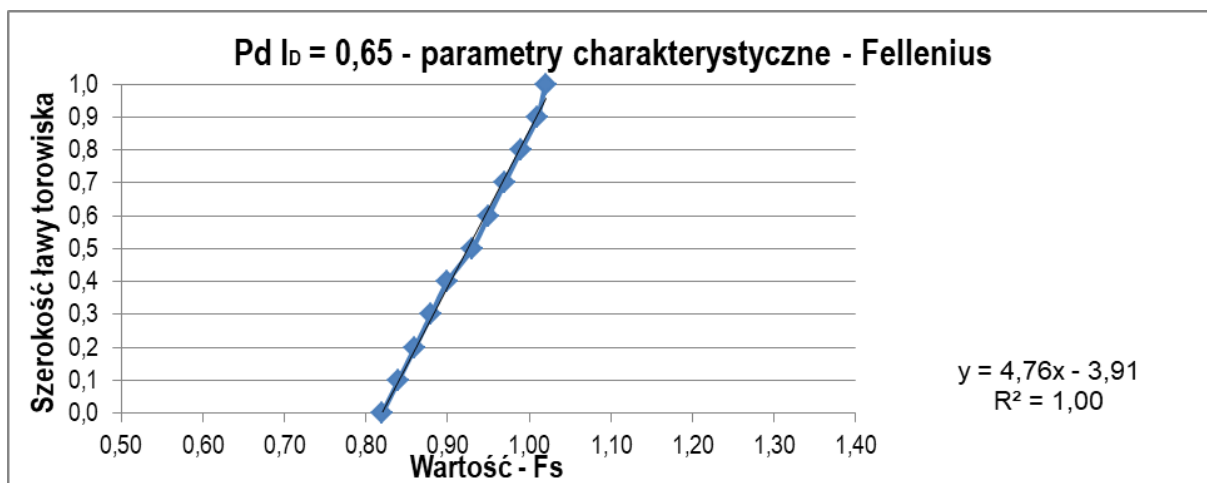
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,00
2	0,1	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,02
3	0,2	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,04
4	0,3	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,06
5	0,4	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,09
6	0,5	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,11
7	0,6	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,13
8	0,7	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,15
9	0,8	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,17
10	0,9	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,20
11	1,0	Pd 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,22



Ryc.27. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.32. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

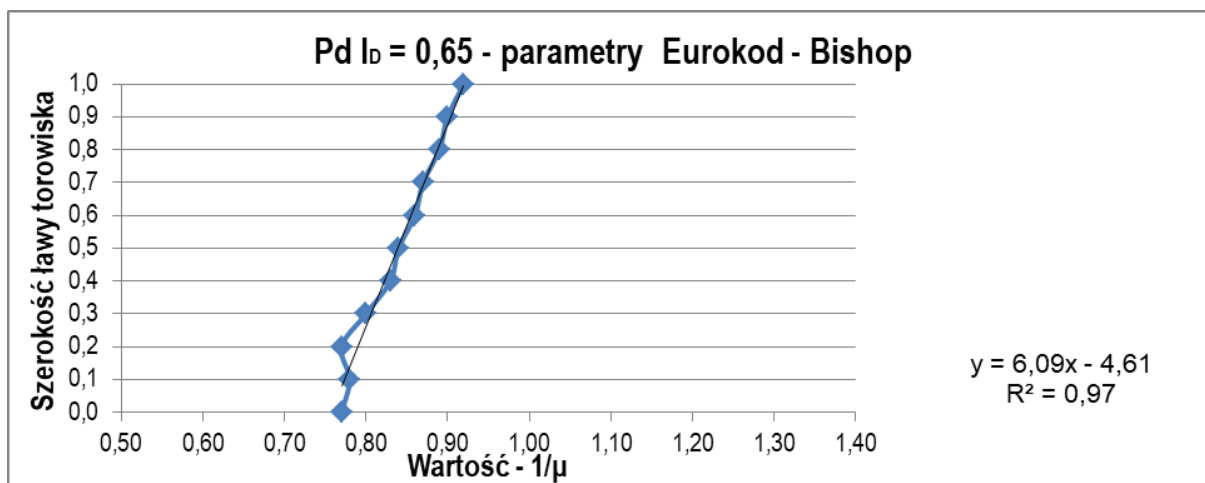
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,82
2	0,1	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,84
3	0,2	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,86
4	0,3	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,88
5	0,4	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,90
6	0,5	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,93
7	0,6	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,95
8	0,7	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,97
9	0,8	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,99
10	0,9	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,01
11	1,0	Pd 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,02



Ryc.28. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.33. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

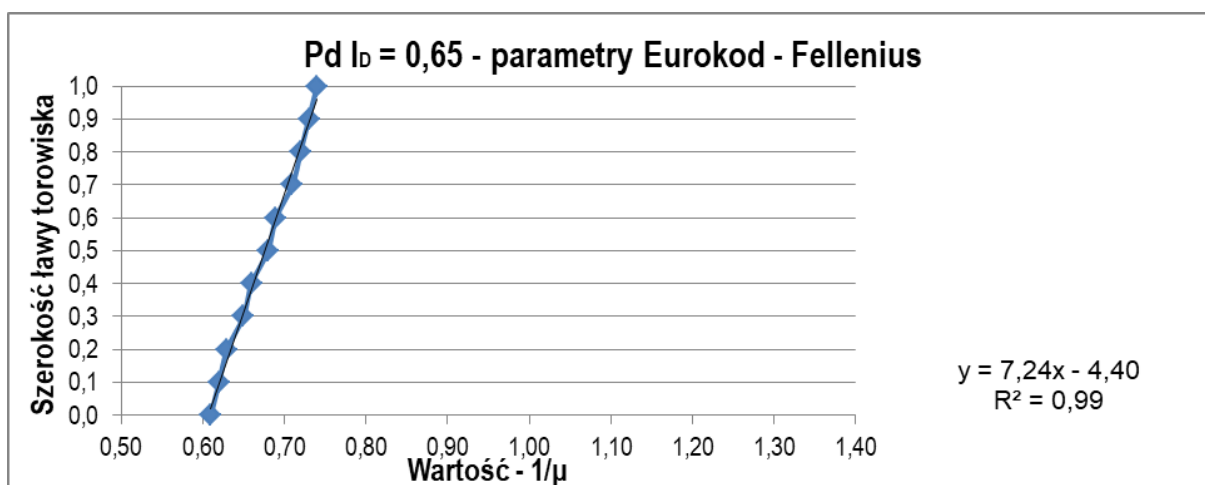
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,77
2	0,1	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,78
3	0,2	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,77
4	0,3	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,80
5	0,4	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,83
6	0,5	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,84
7	0,6	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,86
8	0,7	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,87
9	0,8	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,89
10	0,9	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,90
11	1,0	Pd 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,92



Ryc.29. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.34. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,61
2	0,1	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,62
3	0,2	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,63
4	0,3	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,65
5	0,4	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,66
6	0,5	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,68
7	0,6	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,69
8	0,7	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,71
9	0,8	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,72
10	0,9	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,73
11	1,0	Pd 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,74



Ryc.30. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Pd,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.35. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,65, przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości ΔFs [%]	Spadek wartości Δ1/μ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu R <sup>2</sup>	Wariancja S <sup>2</sup>	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	18,03	-	y = 4,52x - 4,51	4,52	-4,51	1,00	0,00538	1,11
3	seria 2	Fellenius (p.ch.)	19,61	-	y = 4,76x - 3,91	4,76	-3,91	1,00	0,00483	0,92
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	16,30	y = 6,09x - 4,61	6,09	-4,61	0,97	0,00289	0,84
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	17,57	y = 7,24x - 4,40	7,24	-4,40	0,99	0,00197	0,67

(p.ch.) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

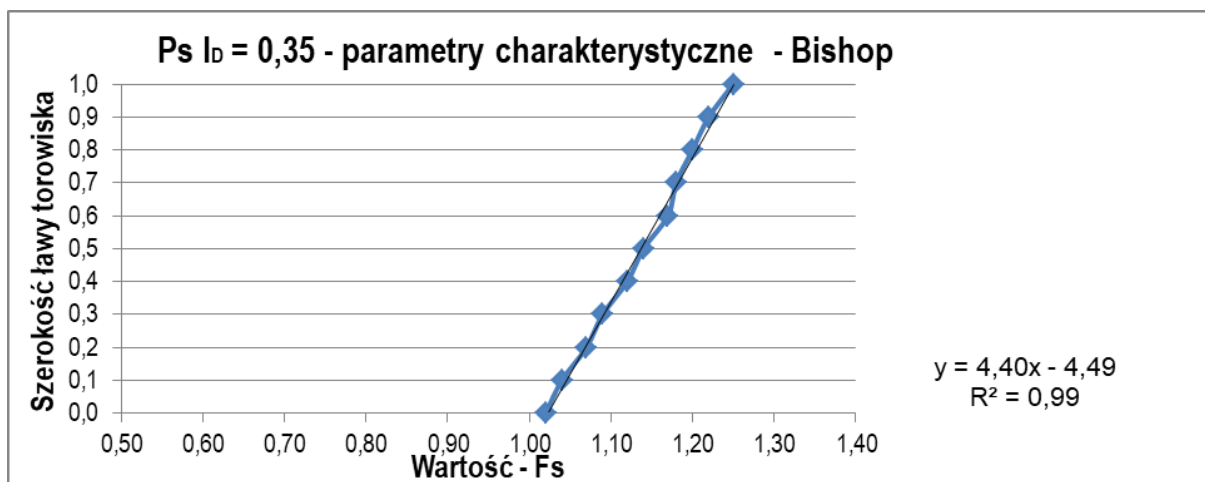
Tab.36. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,65, przy wysokości nasypu 8,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji t <sub>0,05</sub>			
	Wartość testowa funkcji t <sup>0</sup>			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	5,78	-	2,101	2,101
Seria 3	9,36	3,08	-	2,101
Seria 4	15,21	9,73	7,63	-

Ryc.31. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Pd, I<sub>D</sub> = 0,65, przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.37. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

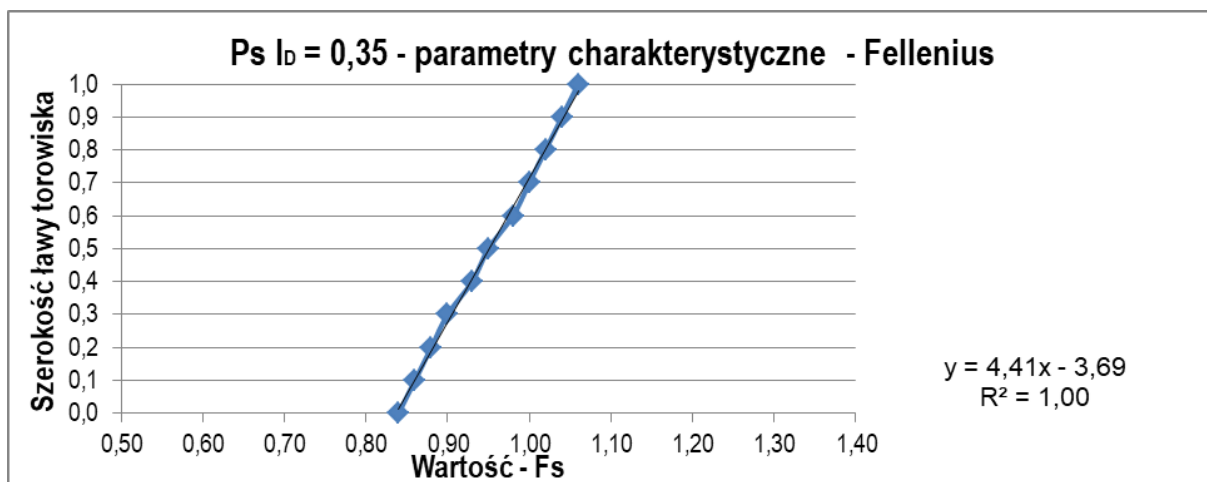
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $F_s$
1	0,0	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,02
2	0,1	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,04
3	0,2	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,07
4	0,3	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,09
5	0,4	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,12
6	0,5	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,14
7	0,6	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,17
8	0,7	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,18
9	0,8	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,20
10	0,9	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,22
11	1,0	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,25



Ryc.32. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.38. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

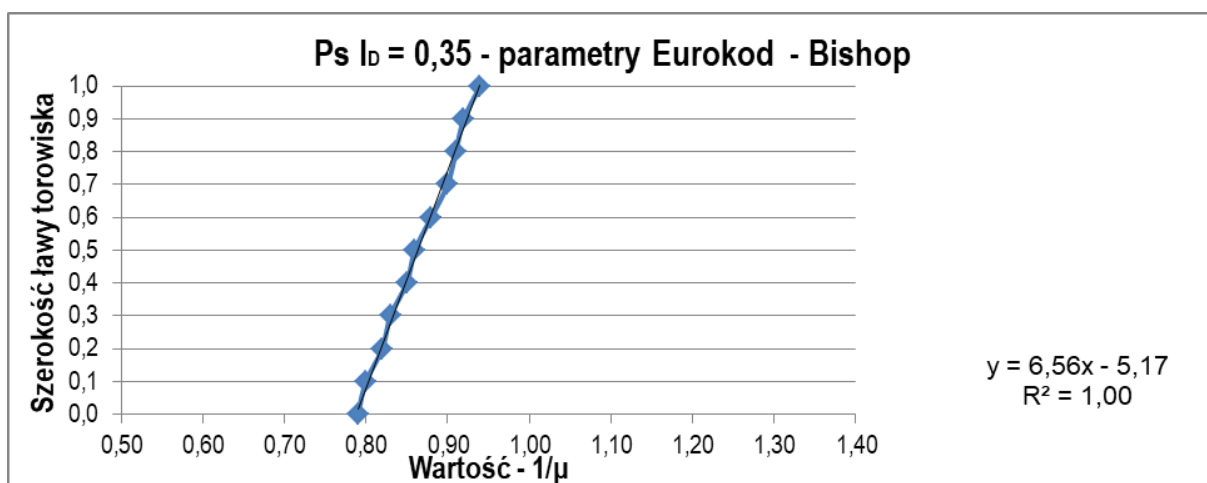
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,84
2	0,1	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,86
3	0,2	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,88
4	0,3	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,90
5	0,4	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,93
6	0,5	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,95
7	0,6	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,98
8	0,7	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,00
9	0,8	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,02
10	0,9	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,04
11	1,0	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,06



Ryc.33. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.39. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

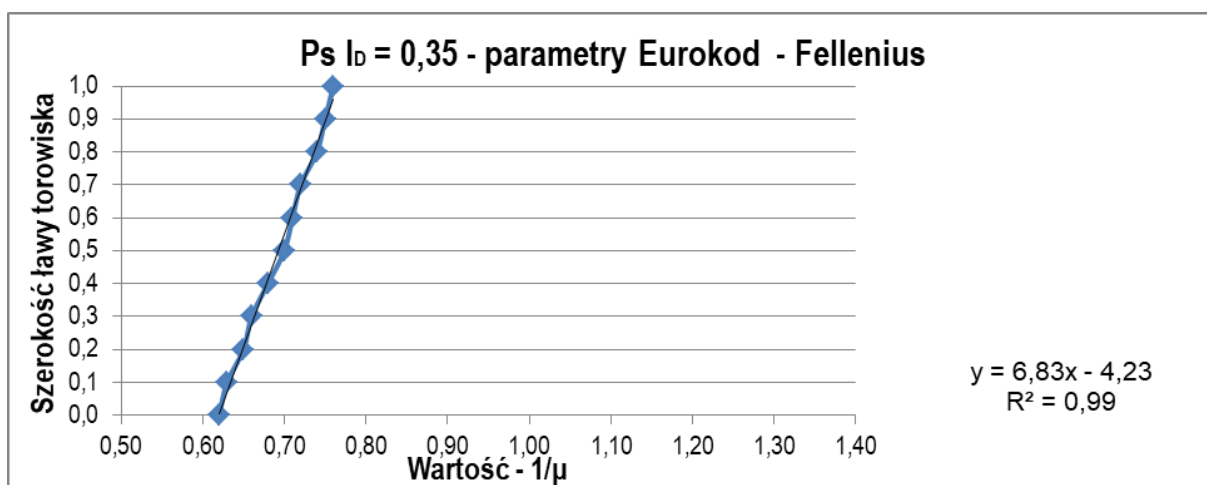
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,79
2	0,1	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,80
3	0,2	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,82
4	0,3	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,83
5	0,4	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,85
6	0,5	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,86
7	0,6	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,88
8	0,7	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,90
9	0,8	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,91
10	0,9	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,92
11	1,0	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,94



Ryc.34. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.40. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,62
2	0,1	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,63
3	0,2	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,65
4	0,3	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,66
5	0,4	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,68
6	0,5	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,70
7	0,6	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,71
8	0,7	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,72
9	0,8	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,74
10	0,9	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,75
11	1,0	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,76



Ryc.35. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.41. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

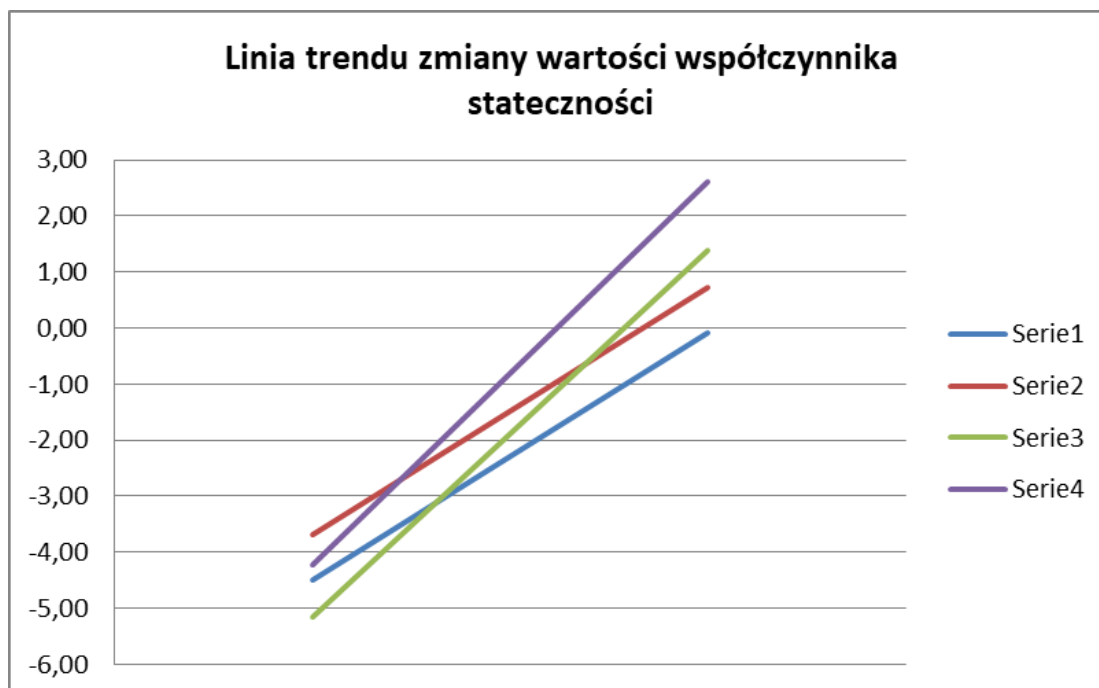
Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości $\Delta F_s$ [%]	Spadek wartości $\Delta 1/\mu$ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu $R^2$	Wariancja $S^2$	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	18,40	-	$y = 4,40x - 4,49$	4,4	-4,49	0,99	0,00567	1,14
3	seria 2	Fellenius (p.ch)	20,75	-	$y = 4,41x - 3,69$	4,41	-3,69	1,00	0,00565	0,95
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	15,96	$y = 6,56x - 5,17$	6,56	-5,17	1,00	0,00255	0,86
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	18,42	$y = 6,83x - 4,23$	6,83	-4,23	0,99	0,00234	0,69

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

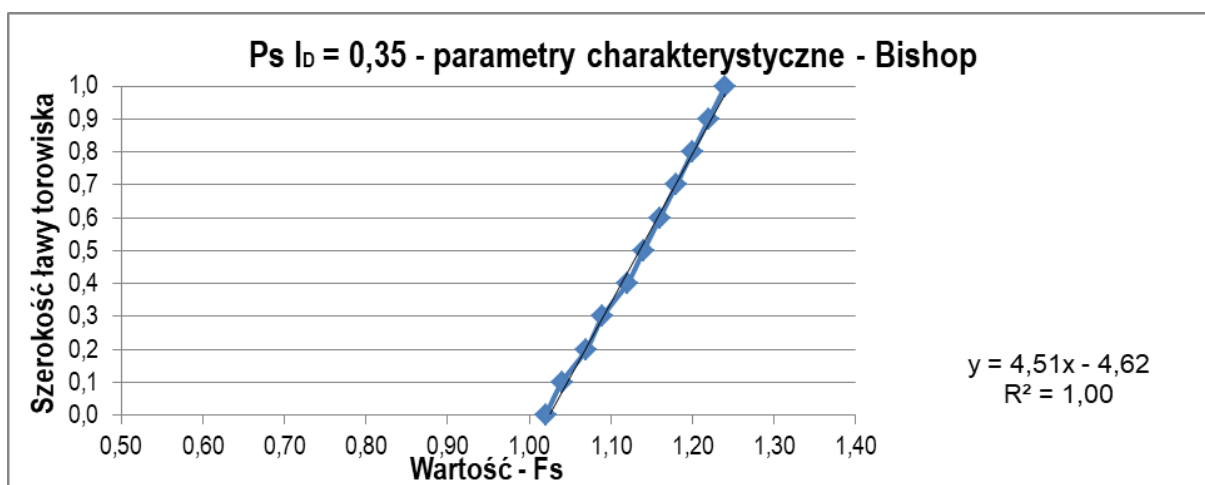
Tab.42. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	5,54	-	2,101	2,101
Seria 3	9,52	3,05	-	2,101
Seria 4	15,48	9,13	7,73	-

Ryc.36. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.43. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

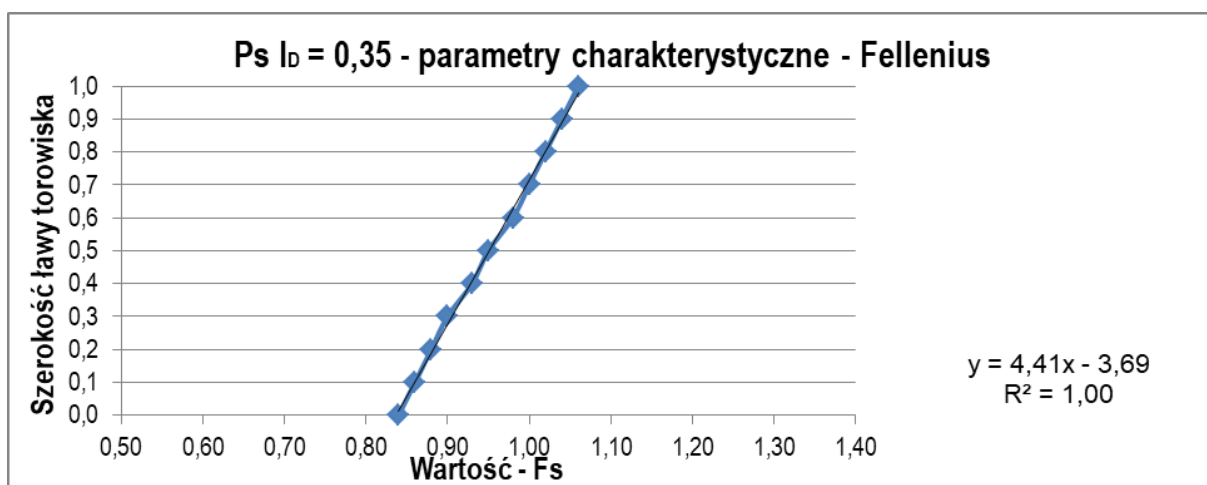
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $F_s$
1	0,0	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,02
2	0,1	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,04
3	0,2	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,07
4	0,3	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,09
5	0,4	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,12
6	0,5	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,14
7	0,6	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,16
8	0,7	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,18
9	0,8	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,20
10	0,9	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,22
11	1,0	Ps 0,35	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,24



Ryc.37. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.44. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

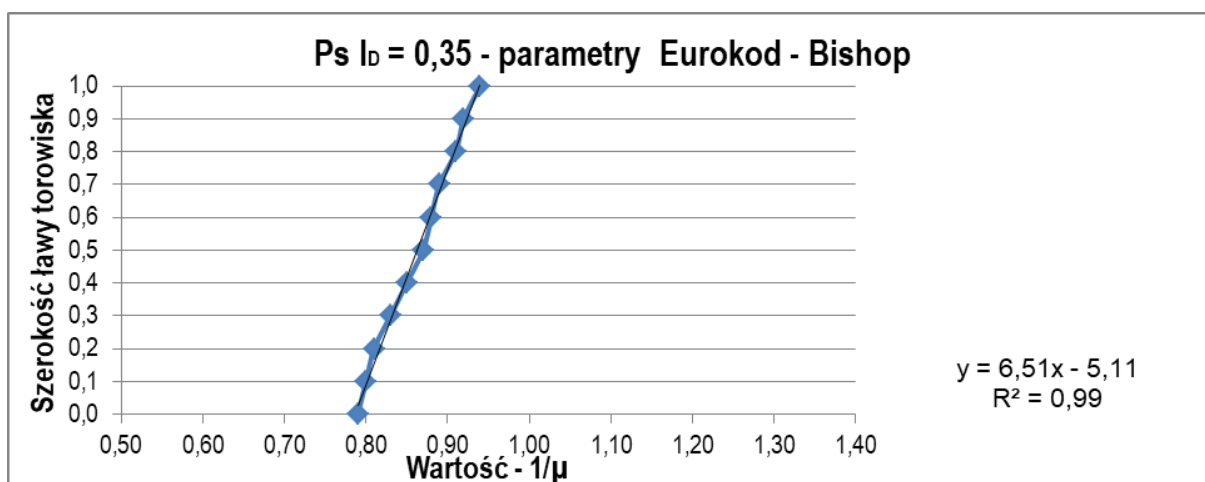
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,84
2	0,1	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,86
3	0,2	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,88
4	0,3	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,90
5	0,4	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,93
6	0,5	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,95
7	0,6	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,98
8	0,7	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,00
9	0,8	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,02
10	0,9	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,04
11	1,0	Ps 0,35	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,06



Ryc.38. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.45. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

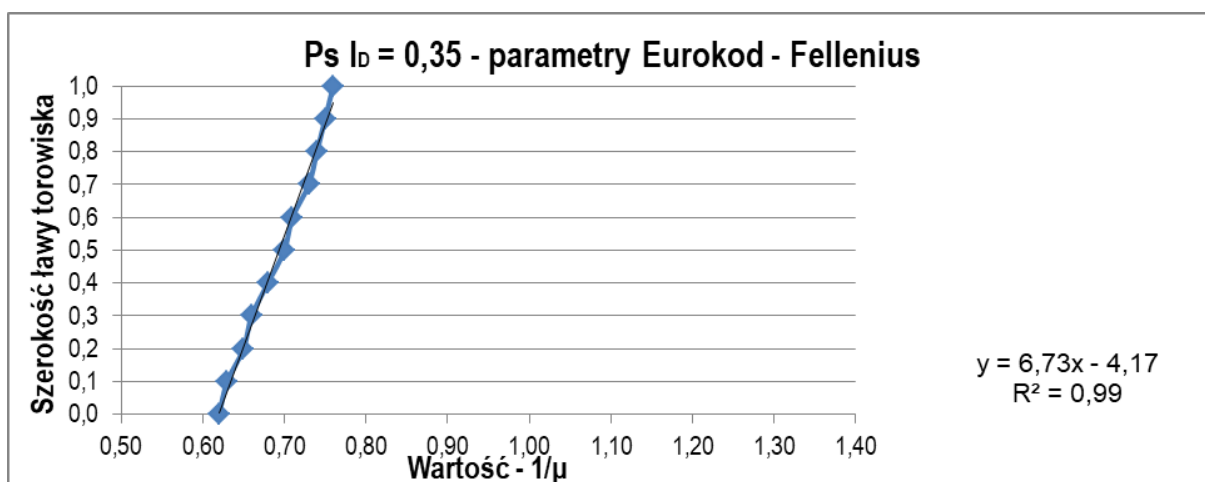
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,79
2	0,1	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,80
3	0,2	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,81
4	0,3	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,83
5	0,4	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,85
6	0,5	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,87
7	0,6	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,88
8	0,7	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,89
9	0,8	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,91
10	0,9	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,92
11	1,0	Ps 0,35	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,94



Ryc.39. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.46. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,62
2	0,1	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,63
3	0,2	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,65
4	0,3	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,66
5	0,4	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,68
6	0,5	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,70
7	0,6	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,71
8	0,7	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,73
9	0,8	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,74
10	0,9	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,75
11	1,0	Ps 0,35	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,76



Ryc.40. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,35$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.47. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Ps, I<sub>D</sub> = 0,35, przy wysokości nasypu 8,0m

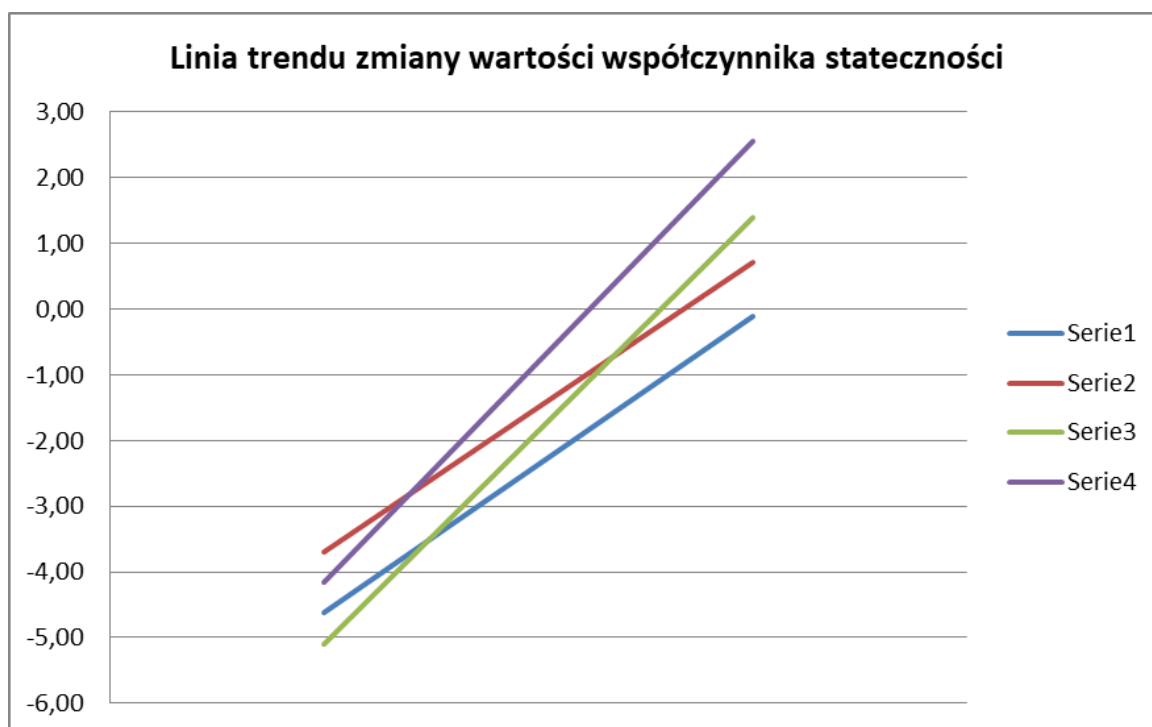
Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości ΔFs [%]	Spadek wartości Δ1/μ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu R <sup>2</sup>	Wariancja S <sup>2</sup>	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	17,74	-	$y = 4,51x - 4,62$	4,51	-4,62	1,00	0,00539	1,13
3	seria 2	Fellenius (p.ch.)	20,75	-	$y = 4,41x - 3,69$	4,41	-3,69	1,00	0,00565	0,95
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	15,96	$y = 6,51x - 5,11$	6,51	-5,11	0,99	0,00258	0,86
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	18,42	$y = 6,73x - 4,17$	6,73	-4,17	0,99	0,00241	0,69

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

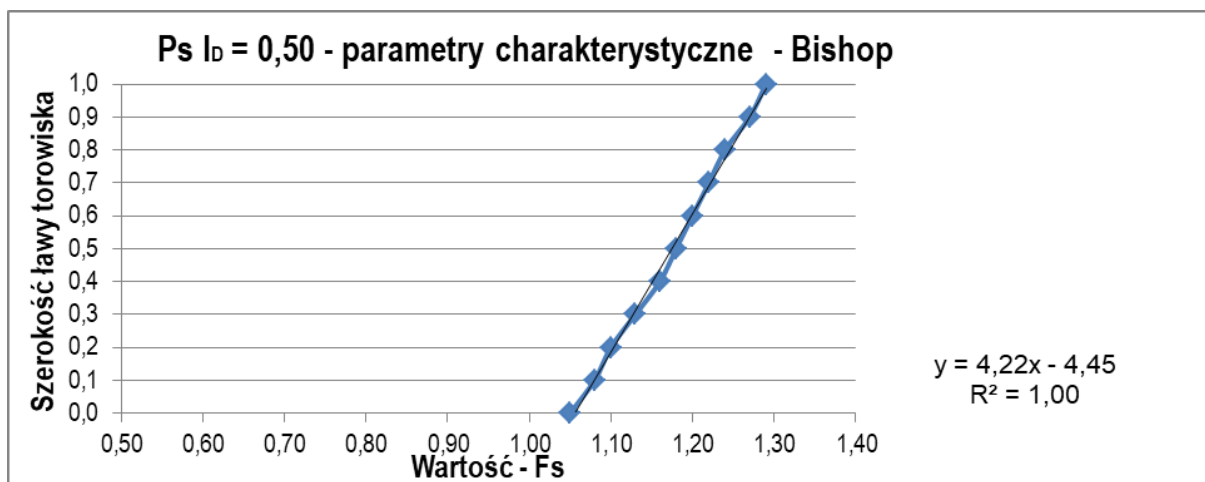
Tab.48. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Ps, I<sub>D</sub> = 0,35, przy wysokości nasypu 8,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	5,54	-	2,101	2,101
Seria 3	9,52	3,05	-	2,101
Seria 4	15,48	9,13	7,73	-

Ryc.41. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Ps, I<sub>D</sub> = 0,35, przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.49. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

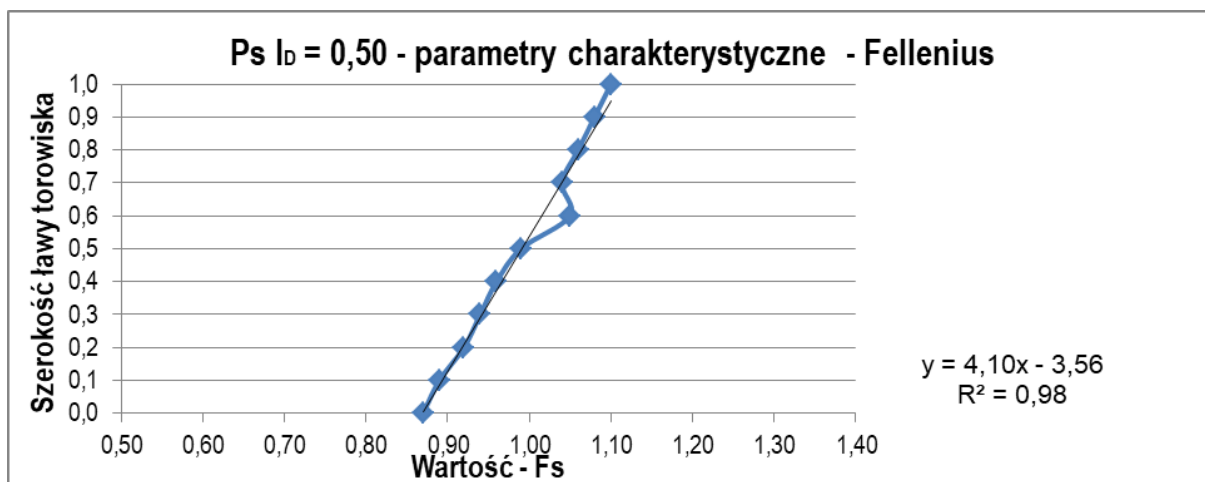
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $F_s$
1	0,0	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,05
2	0,1	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,08
3	0,2	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,10
4	0,3	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,13
5	0,4	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,16
6	0,5	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,18
7	0,6	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,20
8	0,7	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,22
9	0,8	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,24
10	0,9	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,27
11	1,0	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,29



Ryc.42. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.50. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

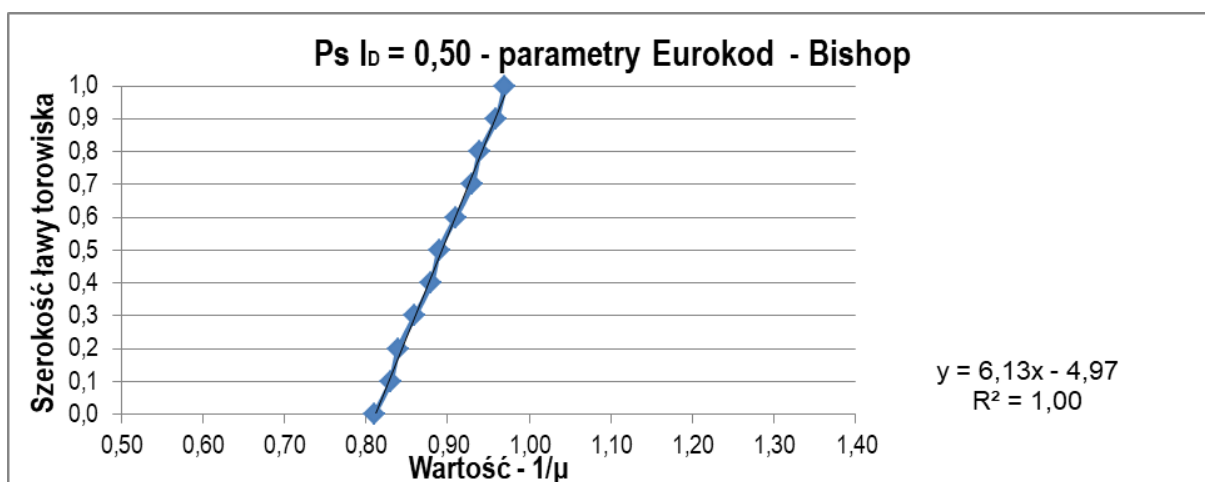
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,87
2	0,1	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,89
3	0,2	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,92
4	0,3	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,94
5	0,4	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,96
6	0,5	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,99
7	0,6	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,05
8	0,7	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,04
9	0,8	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,06
10	0,9	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,08
11	1,0	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,10



Ryc.43. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.51. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

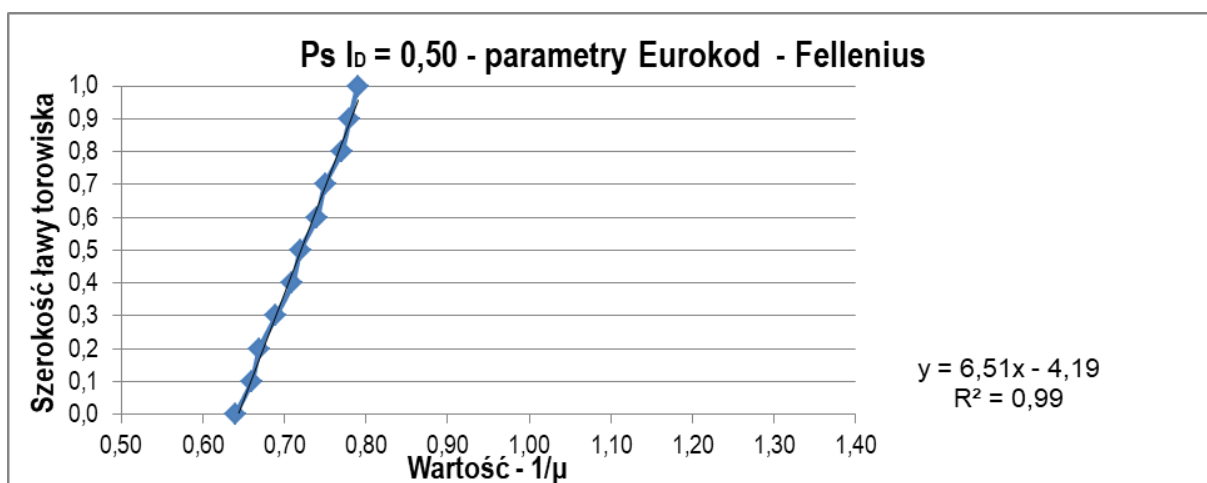
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,81
2	0,1	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,83
3	0,2	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,84
4	0,3	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,86
5	0,4	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,88
6	0,5	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,89
7	0,6	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,91
8	0,7	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,93
9	0,8	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,94
10	0,9	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,96
11	1,0	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,97



Ryc.44. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.52. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,64
2	0,1	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,66
3	0,2	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,67
4	0,3	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,69
5	0,4	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,71
6	0,5	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,72
7	0,6	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,74
8	0,7	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,75
9	0,8	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,77
10	0,9	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,78
11	1,0	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,79



Ryc.45. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.53. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości $\Delta F_s$ [%]	Spadek wartości $\Delta 1/\mu$ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu $R^2$	Wariancja $S^2$	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	18,60	-	$y = 4,22x - 4,45$	4,22	-4,45	1,00	0,00617	1,17
3	seria 2	Fellenius (p.ch)	20,91	-	$y = 4,10x - 3,56$	4,10	-3,56	0,98	0,00639	0,99
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	16,49	$y = 6,13x - 4,97$	6,13	-4,97	1,00	0,00292	0,89
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	18,99	$y = 6,51x - 4,19$	6,51	-4,19	0,99	0,00258	0,72

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

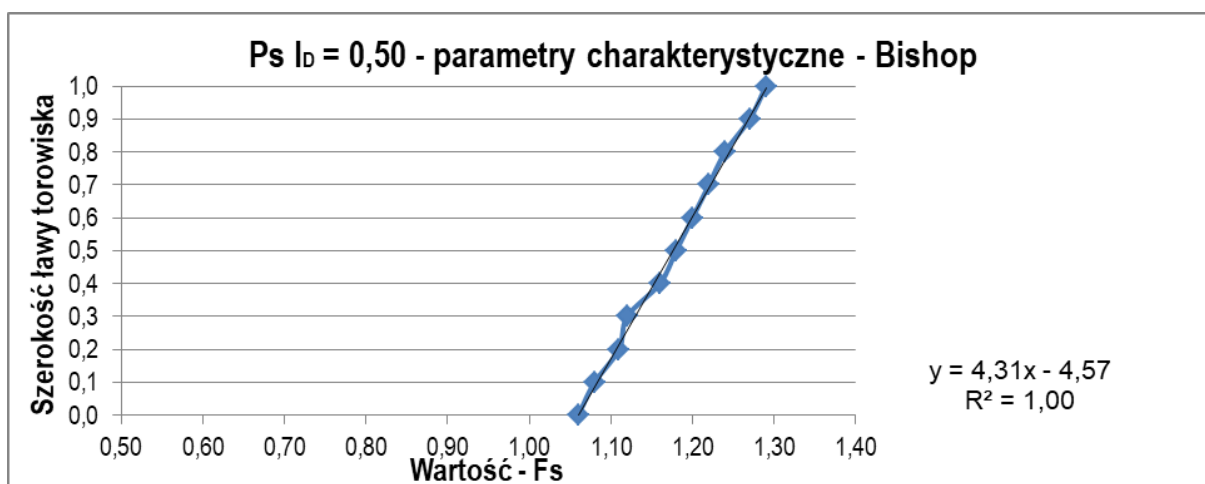
Tab.54. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	5,21	-	2,101	2,101
Seria 3	9,35	3,23	-	2,101
Seria 4	15,08	9,09	7,40	-

Ryc.46. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.55. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

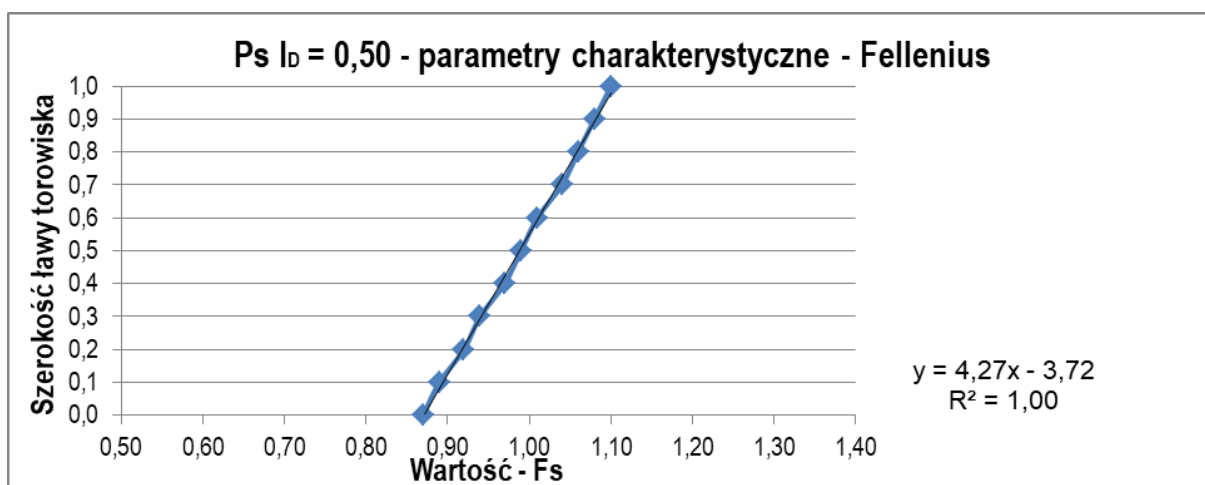
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $F_s$
1	0,0	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,06
2	0,1	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,08
3	0,2	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,11
4	0,3	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,12
5	0,4	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,16
6	0,5	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,18
7	0,6	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,20
8	0,7	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,22
9	0,8	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,24
10	0,9	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,27
11	1,0	Ps 0,50	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,29



Ryc.47. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.56. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

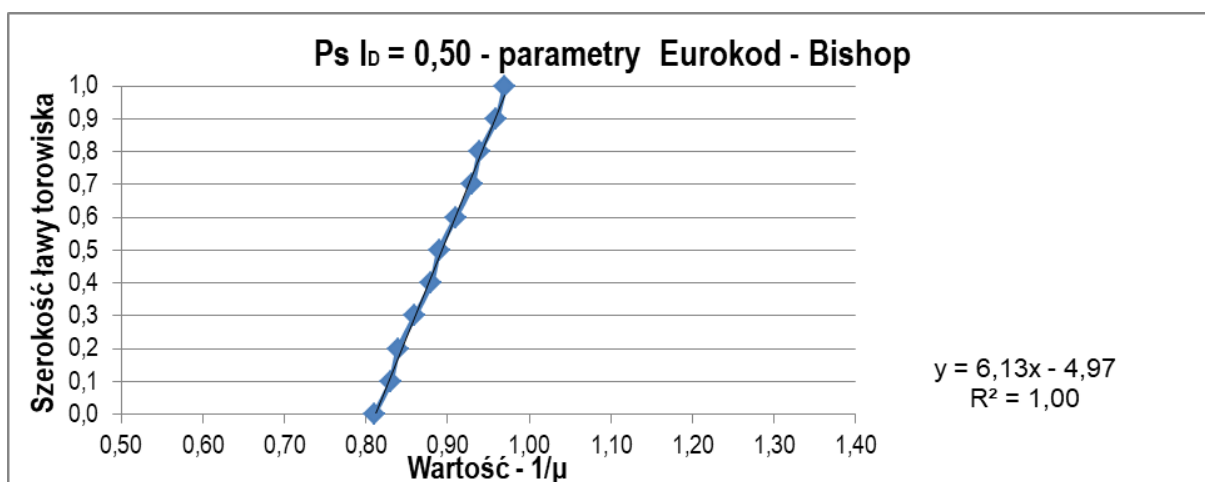
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,87
2	0,1	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,89
3	0,2	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,92
4	0,3	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,94
5	0,4	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,97
6	0,5	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,99
7	0,6	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,01
8	0,7	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,04
9	0,8	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,06
10	0,9	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,08
11	1,0	Ps 0,50	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,10



Ryc.48. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.57. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

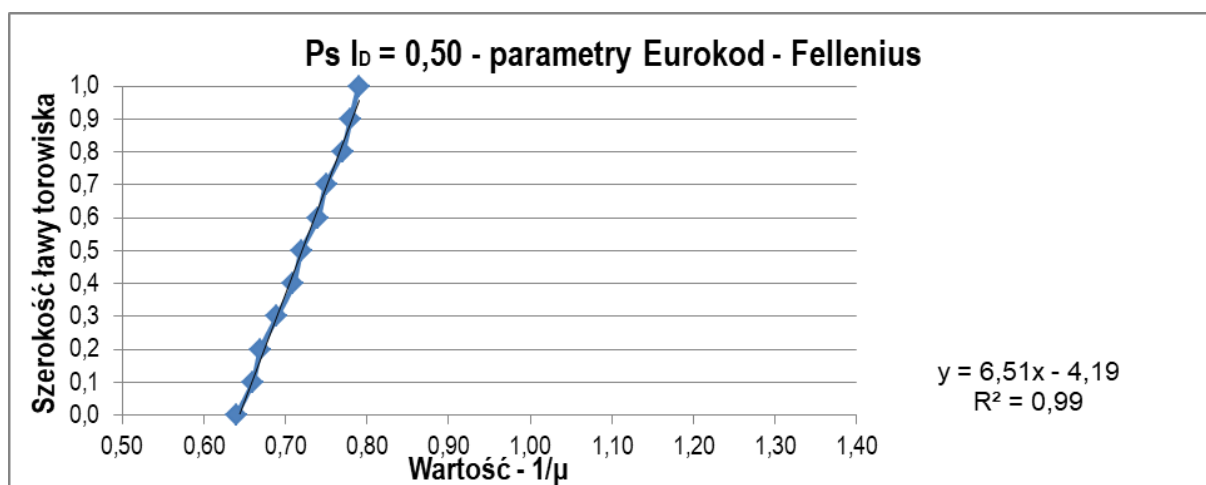
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,81
2	0,1	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,83
3	0,2	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,84
4	0,3	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,86
5	0,4	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,88
6	0,5	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,89
7	0,6	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,91
8	0,7	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,93
9	0,8	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,94
10	0,9	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,96
11	1,0	Ps 0,50	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,97



Ryc.49. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.58. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,64
2	0,1	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,66
3	0,2	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,67
4	0,3	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,69
5	0,4	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,71
6	0,5	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,72
7	0,6	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,74
8	0,7	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,75
9	0,8	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,77
10	0,9	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,78
11	1,0	Ps 0,50	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,79



Ryc.50. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.59. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości $\Delta F_s$ [%]	Spadek wartości $\Delta 1/\mu$ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu $R^2$	Wariancja $S^2$	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	17,83	-	$y = 4,31x - 4,57$	4,31	-4,57	1,00	0,00589	1,18
3	seria 2	Fellenius (p.ch)	20,91	-	$y = 4,27x - 3,72$	4,27	-3,72	1,00	0,00602	0,99
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	16,49	$y = 6,13x - 4,97$	6,13	-4,97	1,00	0,00292	0,89
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	18,99	$y = 6,51x - 4,19$	6,51	-4,19	0,99	0,00258	0,72

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

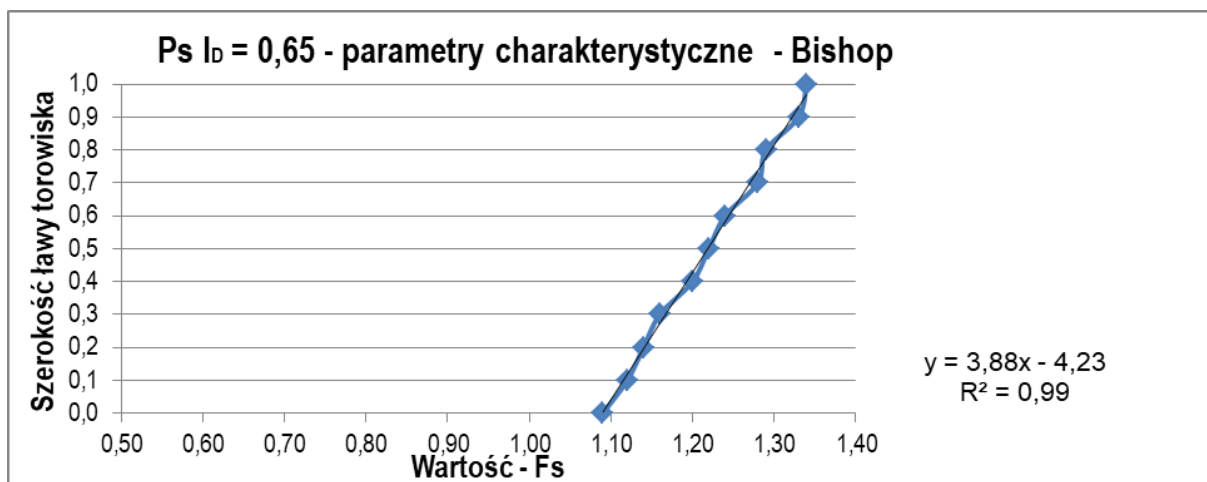
Tab.60. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	5,46	-	2,101	2,101
Seria 3	9,53	3,19	-	2,101
Seria 4	15,35	9,15	7,36	-

Ryc.51. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Ps,  $I_D = 0,50$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.61. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

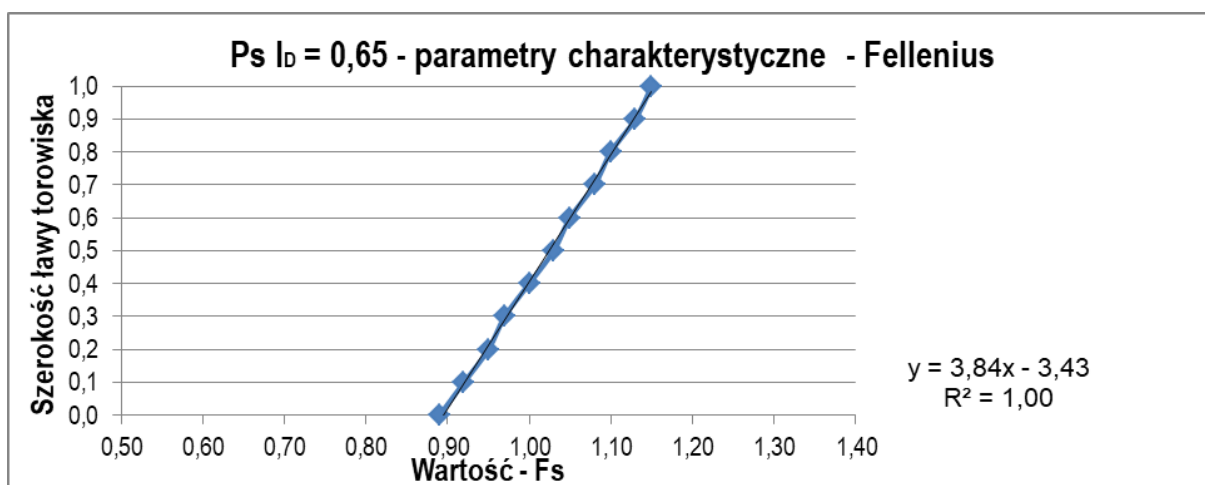
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,09
2	0,1	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,12
3	0,2	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,14
4	0,3	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,16
5	0,4	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,20
6	0,5	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,22
7	0,6	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,24
8	0,7	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,28
9	0,8	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,29
10	0,9	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,33
11	1,0	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,34



Ryc.52. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.62. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

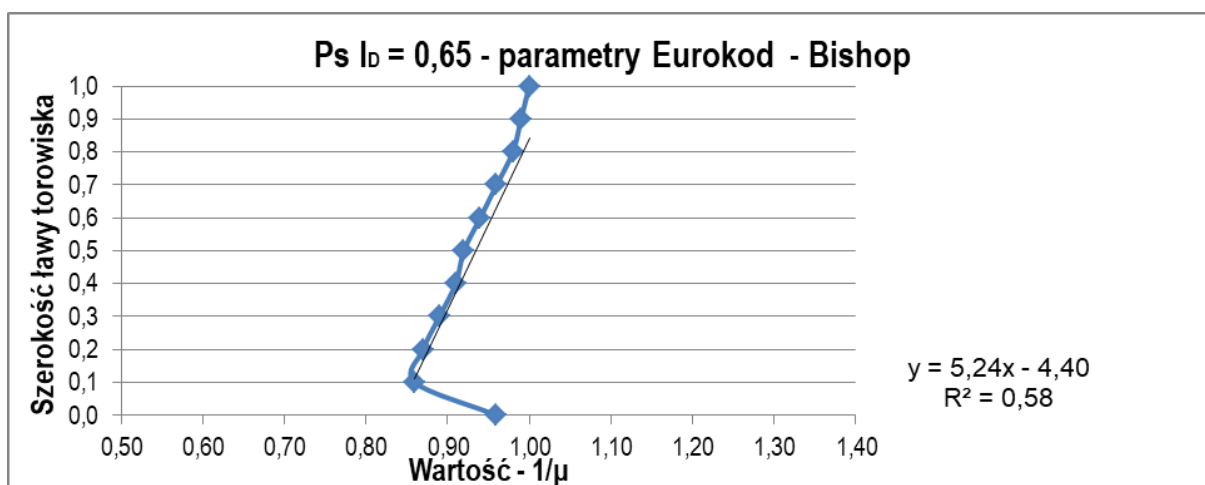
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $F_s$
1	0,0	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,89
2	0,1	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,92
3	0,2	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,95
4	0,3	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	0,97
5	0,4	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,00
6	0,5	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,03
7	0,6	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,05
8	0,7	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,08
9	0,8	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,10
10	0,9	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,13
11	1,0	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,15



Ryc.53. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.63. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

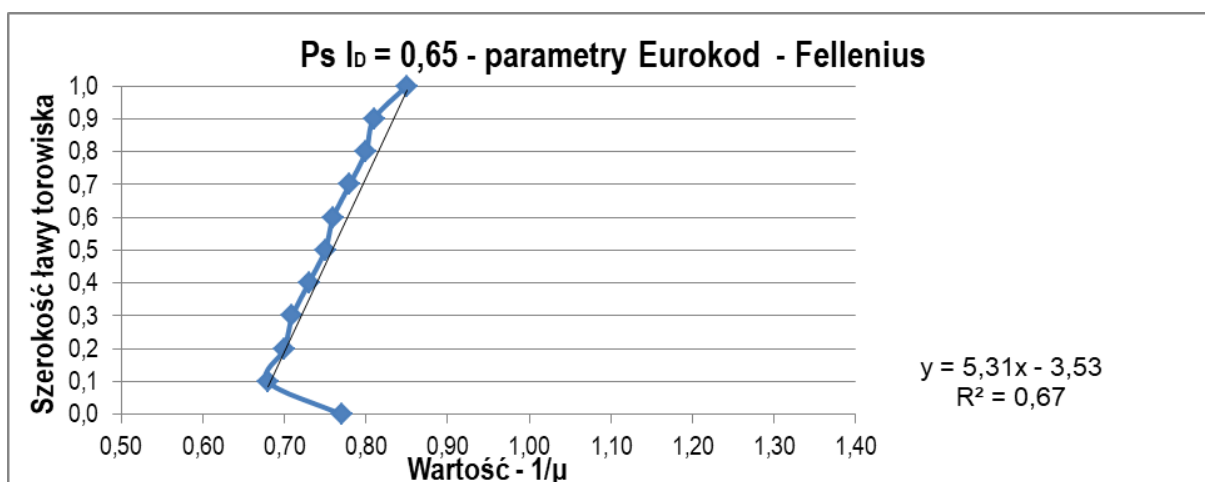
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,96
2	0,1	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,86
3	0,2	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,87
4	0,3	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,89
5	0,4	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,91
6	0,5	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,92
7	0,6	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,94
8	0,7	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,96
9	0,8	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,98
10	0,9	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	0,99
11	1,0	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,00



Ryc.54. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.64. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,77
2	0,1	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,68
3	0,2	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,70
4	0,3	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,71
5	0,4	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,73
6	0,5	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,75
7	0,6	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,76
8	0,7	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,78
9	0,8	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,80
10	0,9	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,81
11	1,0	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	0,85



Ryc.55. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.65. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości $\Delta F_s$ [%]	Spadek wartości $\Delta 1/\mu$ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu $R^2$	Wariancja $S^2$	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	18,66	-	$y = 3,88x - 4,23$	3,88	-4,23	0,99	0,00727	1,22
3	seria 2	Fellenius (p.ch.)	22,61	-	$y = 3,84x - 3,43$	3,84	-3,43	1,00	0,00745	1,02
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	4,00	$y = 5,24x - 4,40$	5,24	-4,40	0,58	0,00233	0,93
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	9,41	$y = 5,31x - 3,53$	5,31	-3,53	0,67	0,00262	0,76

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

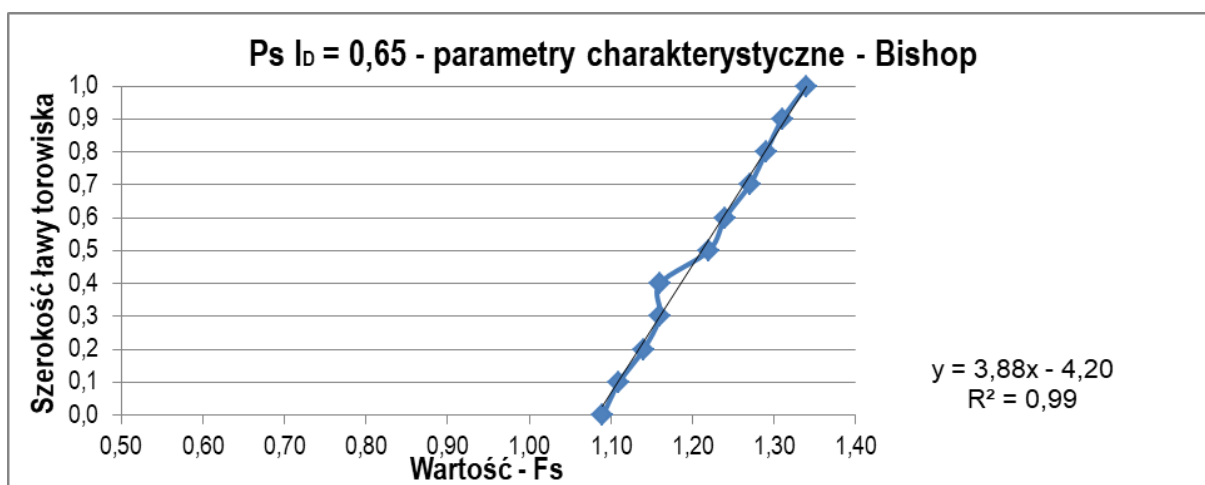
Tab.66. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	5,10	-	2,101	2,101
Seria 3	9,19	2,88	-	2,101
Seria 4	14,88	8,40	7,93	-

Ryc.56. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.67. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

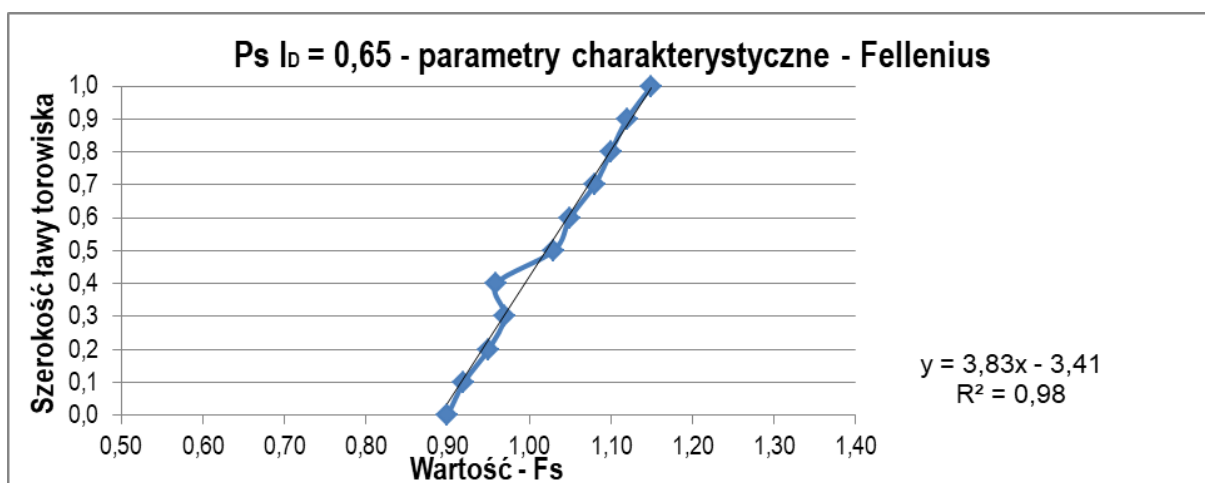
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $F_s$
1	0,0	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,09
2	0,1	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,11
3	0,2	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,14
4	0,3	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,16
5	0,4	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,16
6	0,5	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,22
7	0,6	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,24
8	0,7	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,27
9	0,8	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,29
10	0,9	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,31
11	1,0	Ps 0,65	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,34



Ryc.57. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $P_s$ ,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.68. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

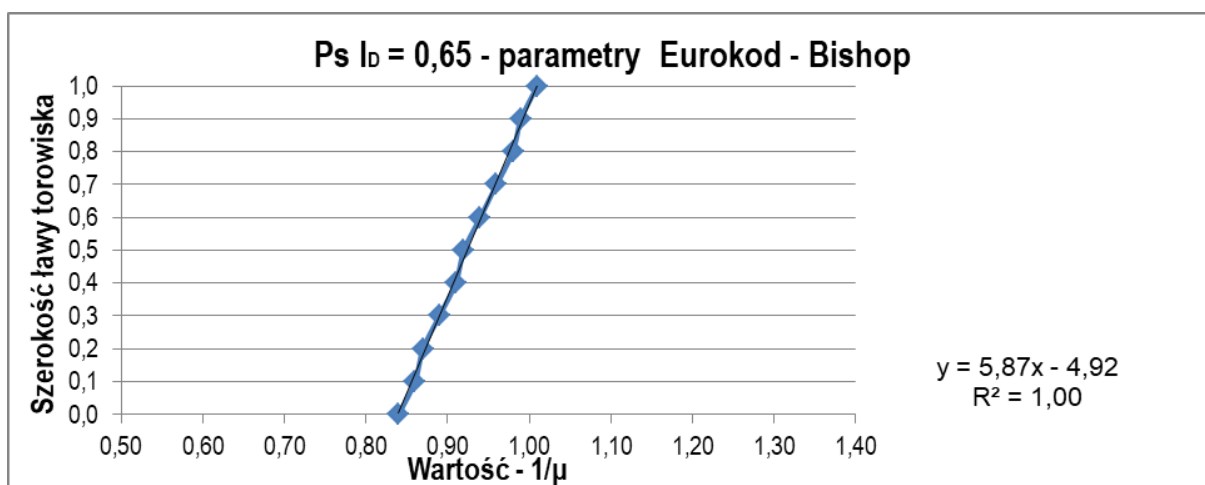
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,90
2	0,1	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,92
3	0,2	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,95
4	0,3	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,97
5	0,4	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	0,96
6	0,5	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,03
7	0,6	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,05
8	0,7	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,08
9	0,8	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,10
10	0,9	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,12
11	1,0	Ps 0,65	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,15



Ryc.58. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.69. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

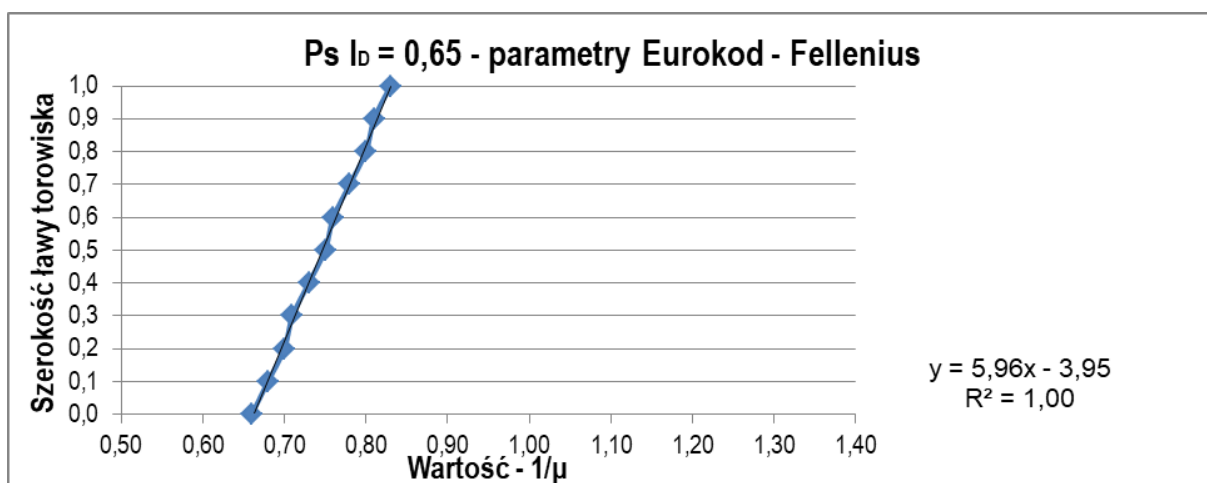
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,84
2	0,1	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,86
3	0,2	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,87
4	0,3	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,89
5	0,4	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,91
6	0,5	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,92
7	0,6	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,94
8	0,7	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,96
9	0,8	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,98
10	0,9	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	0,99
11	1,0	Ps 0,65	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,01



Ryc.59. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.70. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,66
2	0,1	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,68
3	0,2	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,70
4	0,3	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,71
5	0,4	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,73
6	0,5	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,75
7	0,6	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,76
8	0,7	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,78
9	0,8	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,80
10	0,9	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,81
11	1,0	Ps 0,65	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	0,83



Ryc.60. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.71. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości $\Delta F_s$ [%]	Spadek wartości $\Delta 1/\mu$ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu $R^2$	Wariancja $S^2$	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	18,66	-	$y = 3,88x - 4,20$	3,88	-4,20	0,99	0,00722	1,21
3	seria 2	Fellenius (p.ch)	21,74	-	$y = 3,83x - 3,41$	3,83	-3,41	0,98	0,00733	1,02
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	15,84	$y = 5,87x - 4,92$	5,87	-4,92	1,00	0,00319	0,92
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	20,48	$y = 5,96x - 3,95$	5,96	-3,96	1,00	0,00309	0,75

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

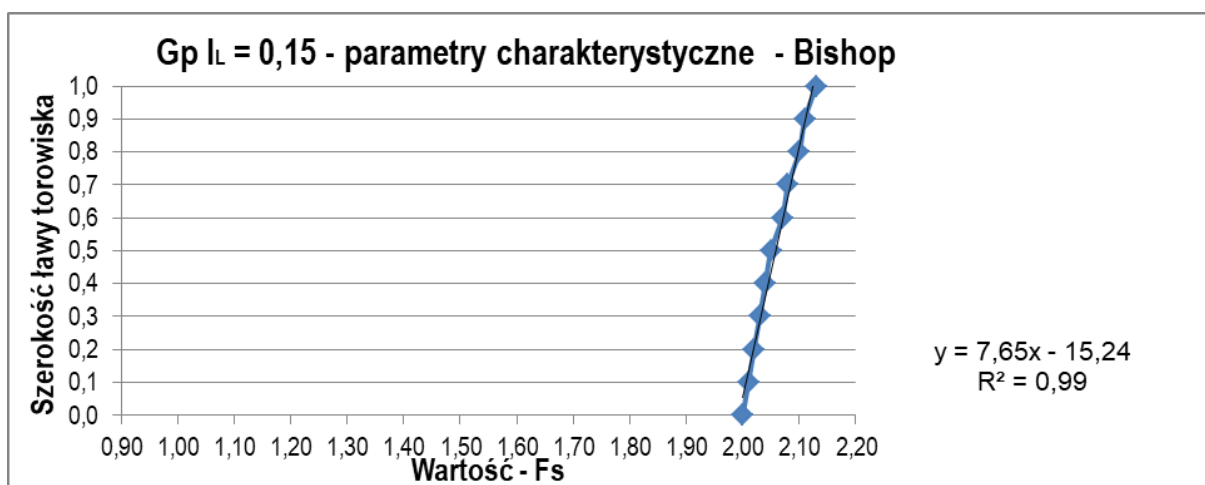
Tab.72. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	5,03	-	2,101	2,101
Seria 3	8,91	2,97	-	2,101
Seria 4	14,43	8,51	7,11	-

Ryc.61. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Ps,  $I_D = 0,65$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.73. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 5,0m

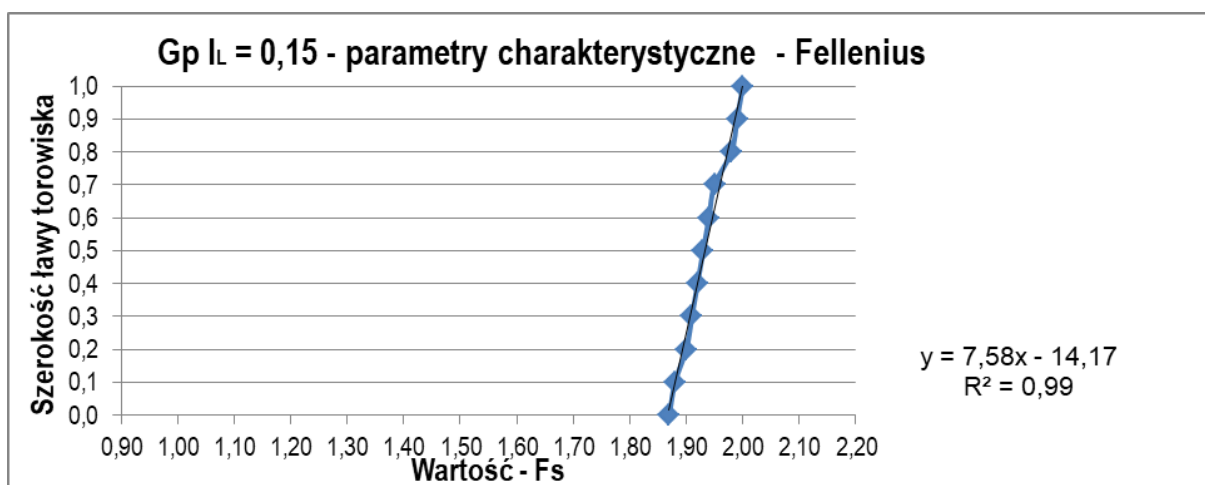
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,00
2	0,1	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,01
3	0,2	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,02
4	0,3	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,03
5	0,4	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,04
6	0,5	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,05
7	0,6	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,07
8	0,7	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,08
9	0,8	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,10
10	0,9	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,11
11	1,0	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	2,13



Ryc.62. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.74. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 5,0m

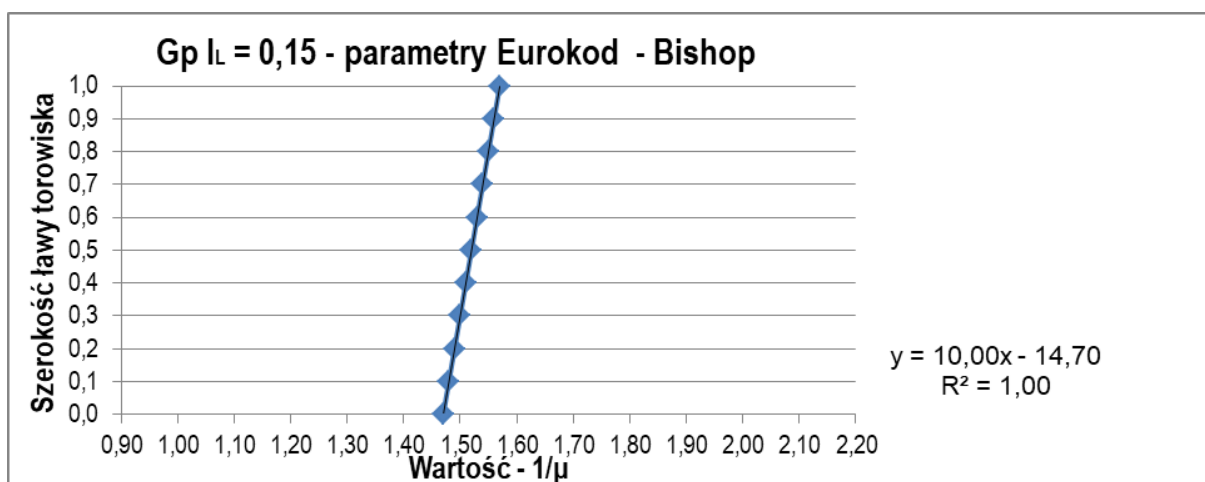
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,87
2	0,1	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,88
3	0,2	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,90
4	0,3	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,91
5	0,4	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,92
6	0,5	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,93
7	0,6	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,94
8	0,7	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,95
9	0,8	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,98
10	0,9	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,99
11	1,0	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	2,00



Ryc.63. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.75. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 5,0m

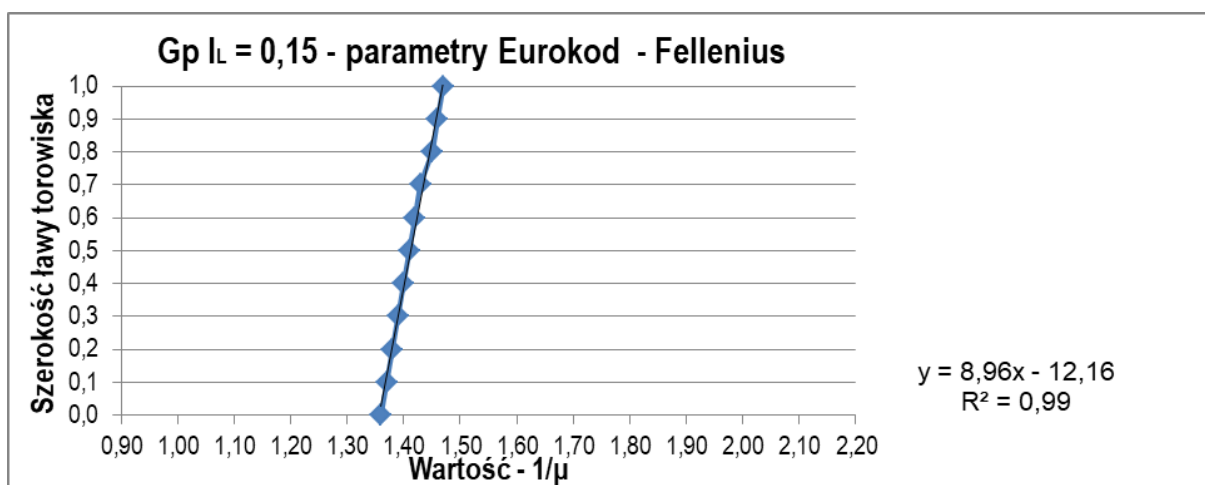
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,47
2	0,1	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,48
3	0,2	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,49
4	0,3	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,50
5	0,4	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,51
6	0,5	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,52
7	0,6	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,53
8	0,7	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,54
9	0,8	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,55
10	0,9	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,56
11	1,0	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,57



Ryc.64. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.76. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,36
2	0,1	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,37
3	0,2	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,38
4	0,3	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,39
5	0,4	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,40
6	0,5	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,41
7	0,6	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,42
8	0,7	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,43
9	0,8	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,45
10	0,9	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,46
11	1,0	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,47



Ryc.65. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.77. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Gp, I<sub>L</sub> = 0,15, przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości ΔFs [%]	Spadek wartości Δ1/μ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu R <sup>2</sup>	Wariancja S <sup>2</sup>	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	6,10	-	y = 7,65x - 15,24	7,65	-15,24	0,99	0,00186	2,06
3	seria 2	Fellenius (p.ch)	6,50	-	y = 7,58x - 14,17	7,58	-14,17	0,99	0,00189	1,93
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	6,40	y = 10,00x - 14,70	10,00	-14,70	1,00	0,00110	1,52
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	7,48	y = 8,96x - 12,16	8,96	-12,16	0,99	0,00136	1,41

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

Tab.78. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Gp, I<sub>L</sub> = 0,15, przy wysokości nasypu 5,0m

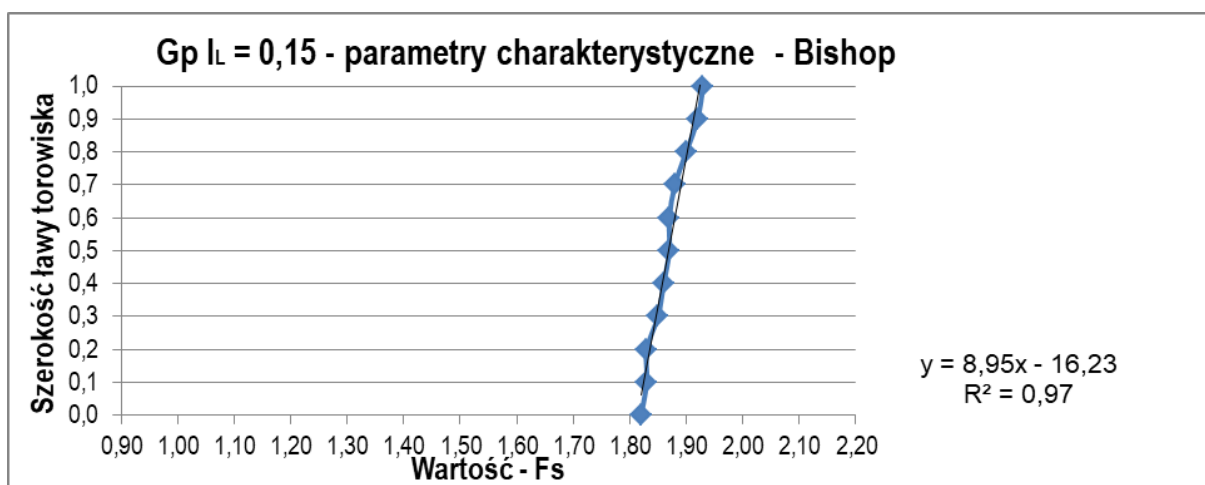
Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	6,47	-	2,101	2,101
Seria 3	31,30	23,94	-	2,101
Seria 4	37,54	28,91	6,84	-



Ryc.66. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Gp, I<sub>L</sub> = 0,15, przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.79. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

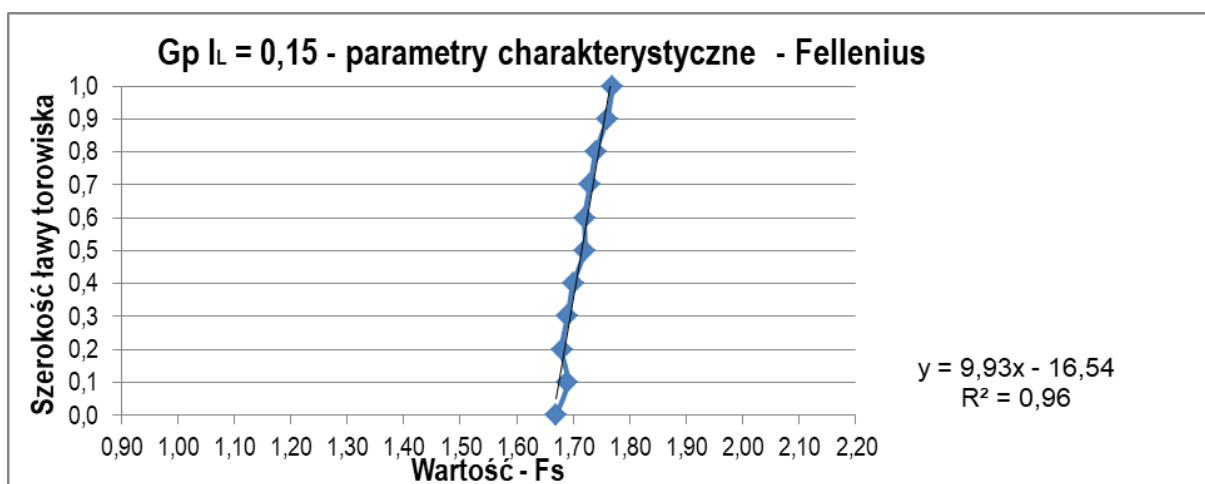
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,82
2	0,1	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,83
3	0,2	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,83
4	0,3	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,85
5	0,4	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,86
6	0,5	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,87
7	0,6	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,87
8	0,7	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,88
9	0,8	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,90
10	0,9	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,92
11	1,0	Gp 0,15	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,93



Ryc.67. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.80. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

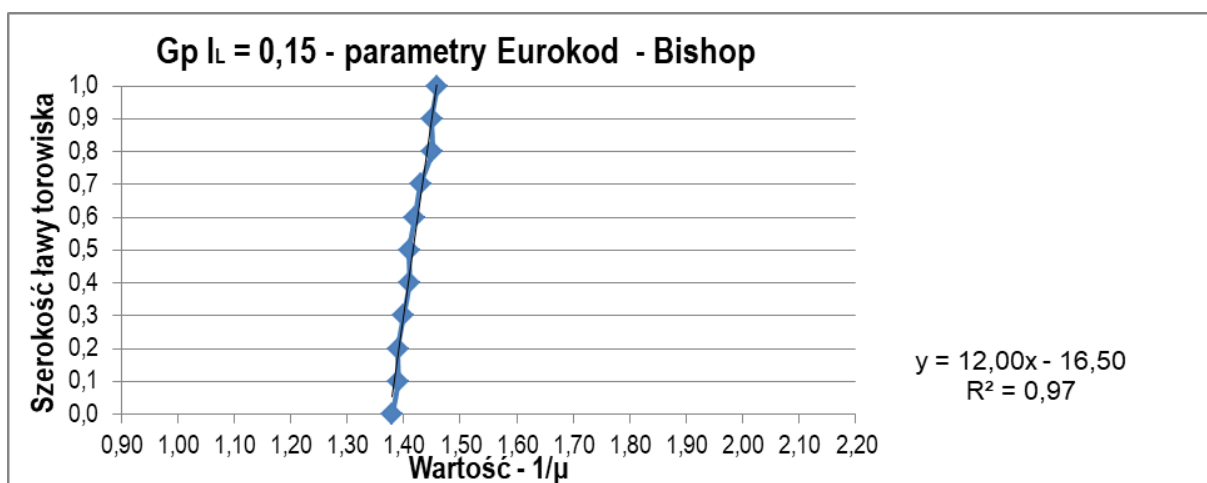
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,67
2	0,1	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,69
3	0,2	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,68
4	0,3	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,69
5	0,4	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,70
6	0,5	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,72
7	0,6	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,72
8	0,7	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,73
9	0,8	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,74
10	0,9	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,76
11	1,0	Gp 0,15	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,77



Ryc.68. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.81. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

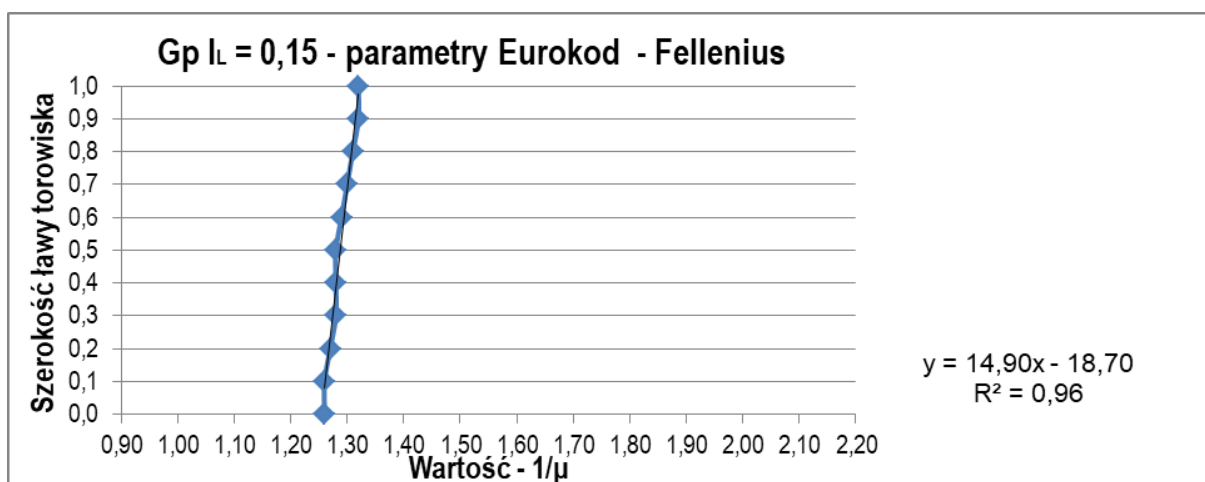
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,38
2	0,1	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,39
3	0,2	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,39
4	0,3	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,40
5	0,4	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,41
6	0,5	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,41
7	0,6	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,42
8	0,7	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,43
9	0,8	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,45
10	0,9	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,45
11	1,0	Gp 0,15	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,46



Ryc.69. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.82. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,26
2	0,1	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,26
3	0,2	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,27
4	0,3	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,28
5	0,4	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,28
6	0,5	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,28
7	0,6	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,29
8	0,7	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,30
9	0,8	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,31
10	0,9	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,32
11	1,0	Gp 0,15	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,32



Ryc.70. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.83. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości $\Delta F_s$ [%]	Spadek wartości $\Delta 1/\mu$ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu $R^2$	Wariancja $S^2$	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	5,70	-	$y = 8,95x - 16,23$	8,95	-16,23	0,97	0,00133	1,87
3	seria 2	Fellenius (p.ch.)	5,65	-	$y = 9,93x - 16,54$	9,93	-16,54	0,96	0,00107	1,72
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	5,50	$y = 12,00x - 16,50$	12,00	-16,50	0,97	0,00074	1,42
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	4,54	$y = 14,90x - 18,70$	14,90	-18,70	0,96	0,00048	1,29

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

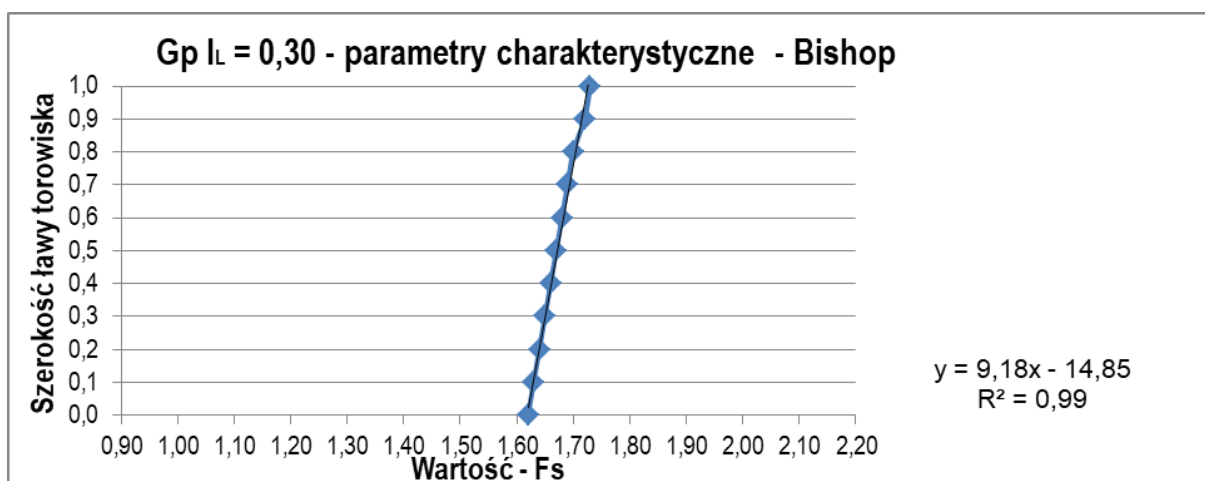
Tab.84. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	9,97	-	2,101	2,101
Seria 3	31,40	22,28	-	2,101
Seria 4	40,37	34,56	11,75	-

Ryc.71. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Gp,  $I_L = 0,15$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.85. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

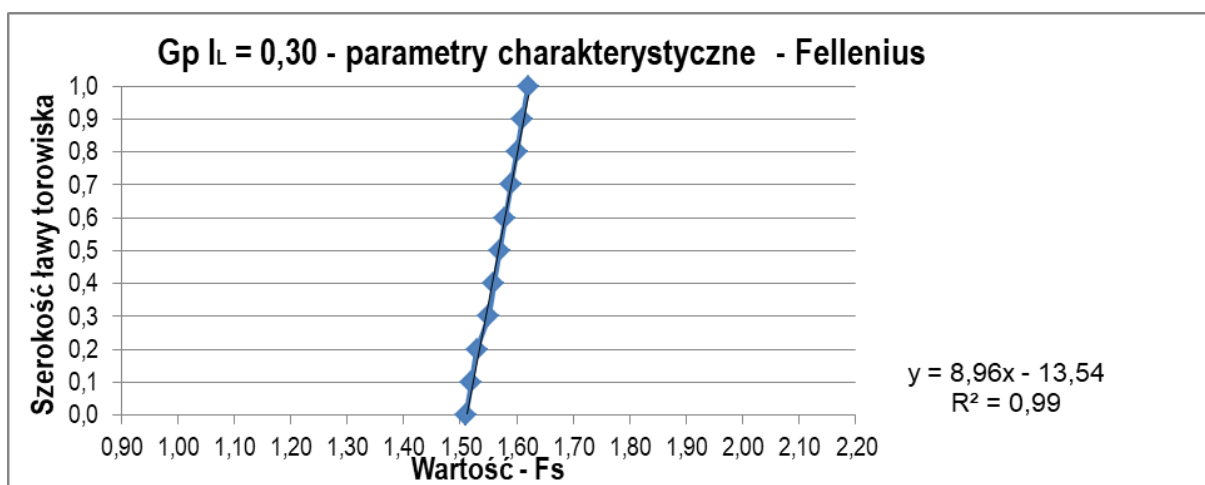
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,62
2	0,1	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,63
3	0,2	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,64
4	0,3	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,65
5	0,4	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,66
6	0,5	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,67
7	0,6	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,68
8	0,7	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,69
9	0,8	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,70
10	0,9	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,72
11	1,0	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	5	nie	1,73



Ryc.72. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.86. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

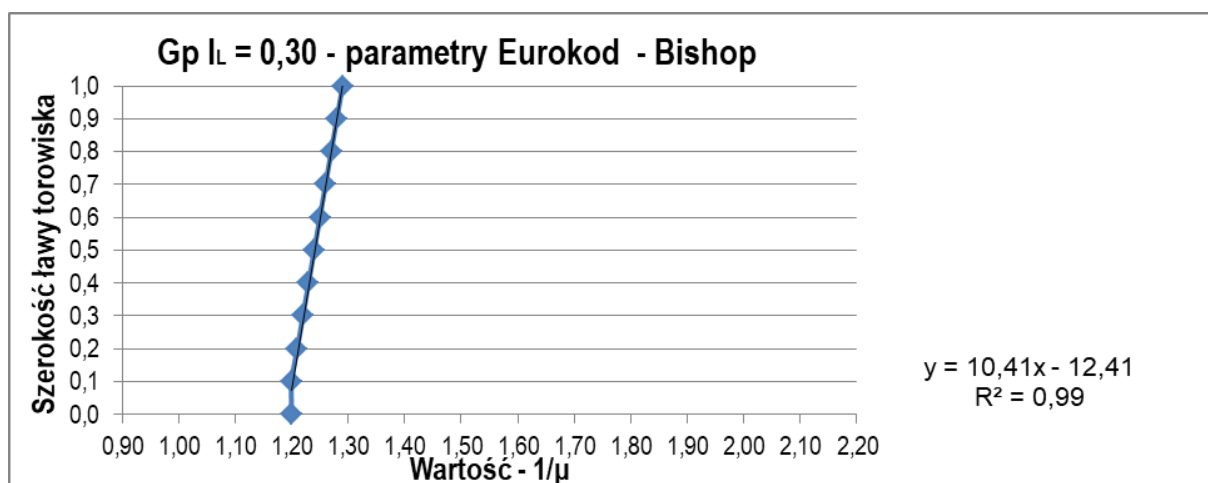
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,51
2	0,1	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,52
3	0,2	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,53
4	0,3	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,55
5	0,4	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,56
6	0,5	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,57
7	0,6	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,58
8	0,7	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,59
9	0,8	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,60
10	0,9	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,61
11	1,0	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	5	nie	1,62



Ryc.73. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.87. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

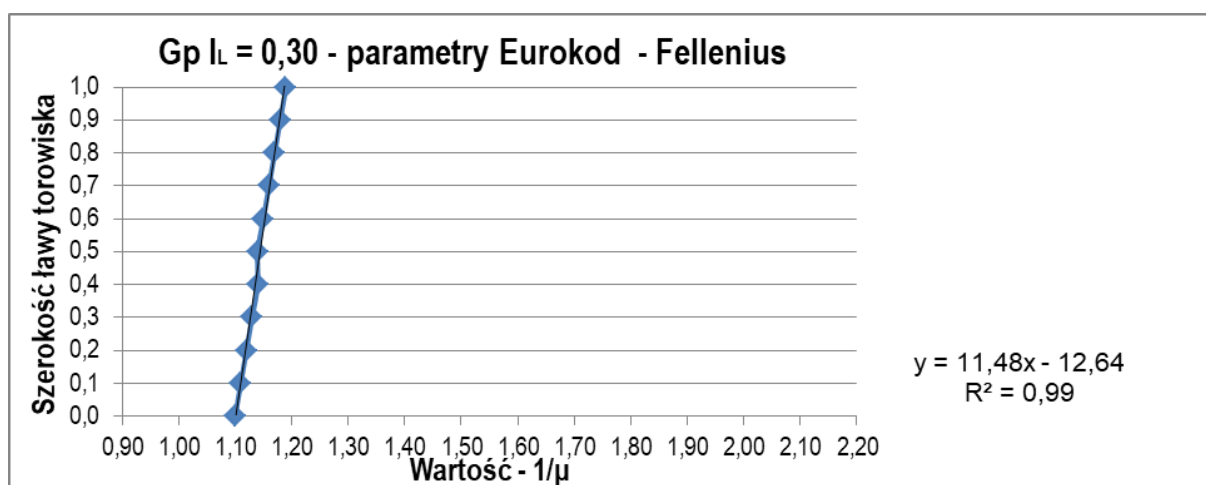
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,20
2	0,1	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,20
3	0,2	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,21
4	0,3	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,22
5	0,4	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,23
6	0,5	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,24
7	0,6	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,25
8	0,7	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,26
9	0,8	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,27
10	0,9	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,28
11	1,0	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	5	nie	1,29



Ryc.74. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.88. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,10
2	0,1	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,11
3	0,2	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,12
4	0,3	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,13
5	0,4	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,14
6	0,5	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,14
7	0,6	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,15
8	0,7	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,16
9	0,8	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,17
10	0,9	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,18
11	1,0	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	5	nie	1,19



Ryc.75. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab. 89. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości $\Delta F_s$ [%]	Spadek wartości $\Delta 1/\mu$ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu $R^2$	Wariancja $S^2$	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	6,36	-	$y = 9,18x - 14,85$	9,18	-14,85	0,99	0,00130	1,67
3	seria 2	Fellenius (p.ch.)	6,79	-	$y = 8,96x - 13,54$	8,96	-13,54	0,99	0,00136	1,57
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	6,98	$y = 10,41x - 12,41$	10,41	-12,41	0,99	0,00101	1,24
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	7,56	$y = 11,48x - 12,64$	11,48	-12,64	0,99	0,00083	1,14

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

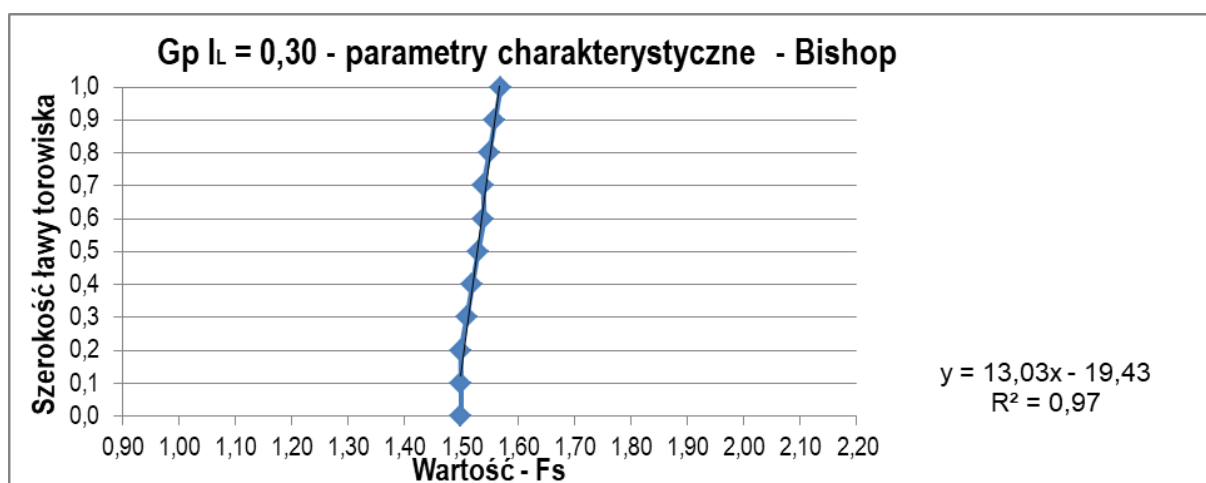
Tab.90. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	6,44	-	2,101	2,101
Seria 3	28,38	21,30	-	2,101
Seria 4	34,73	28,72	7,15	-

Ryc.76. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 5,0m

Tab.91. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $G_p, I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

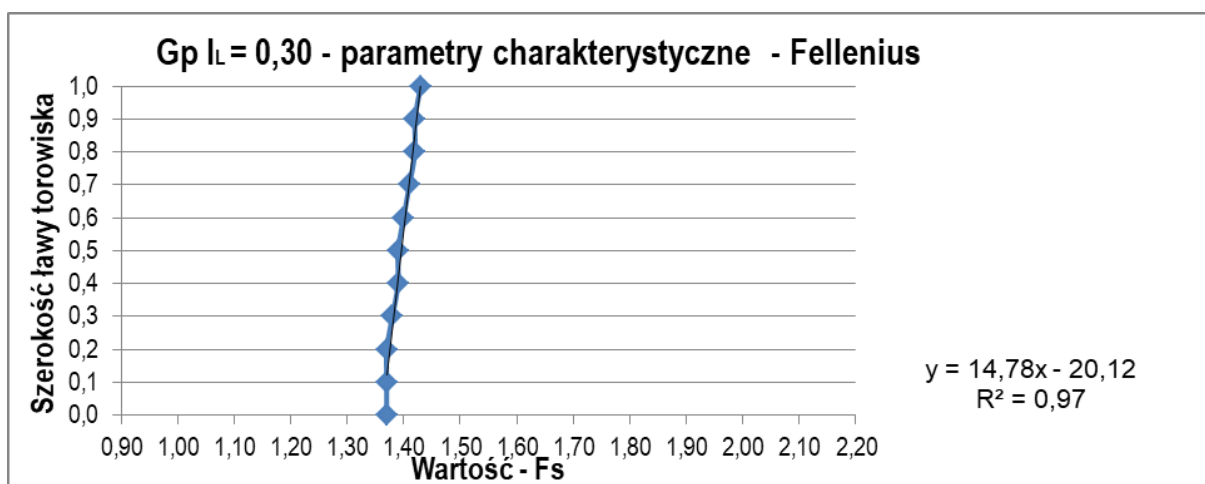
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $F_s$
1	0,0	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,50
2	0,1	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,50
3	0,2	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,50
4	0,3	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,51
5	0,4	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,52
6	0,5	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,53
7	0,6	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,54
8	0,7	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,54
9	0,8	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,55
10	0,9	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,56
11	1,0	Gp 0,30	charakterystyczne	Bishop	63	8	nie	1,57



Ryc.77. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów charakterystycznych –  $G_p, I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.92. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

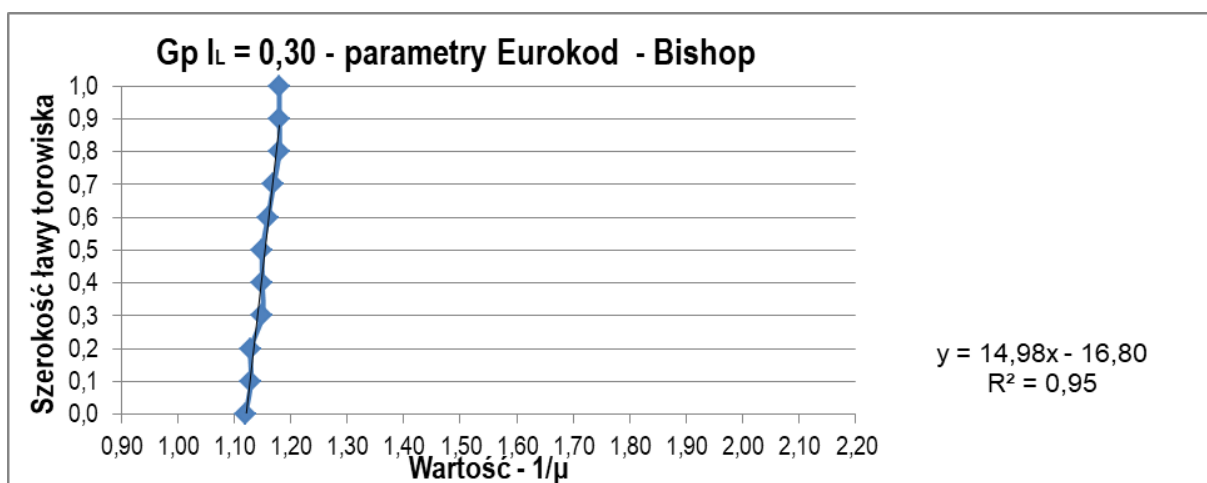
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość Fs
1	0,0	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,37
2	0,1	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,37
3	0,2	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,37
4	0,3	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,38
5	0,4	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,39
6	0,5	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,39
7	0,6	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,40
8	0,7	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,41
9	0,8	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,42
10	0,9	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,42
11	1,0	Gp 0,30	charakterystyczne	Fellenius	63	8	nie	1,43



Ryc.78. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów charakterystycznych – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.93. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

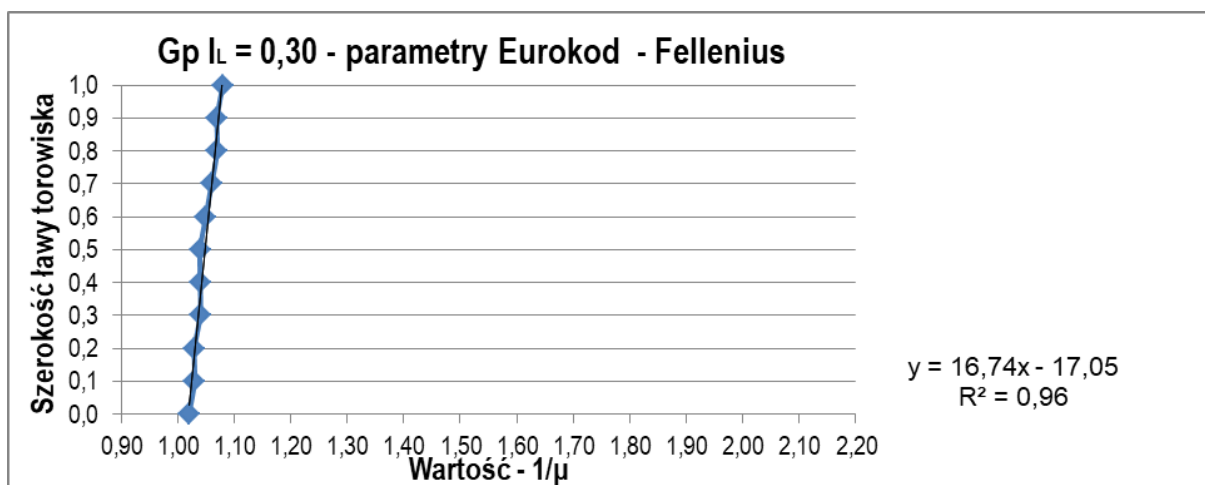
Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,12
2	0,1	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,13
3	0,2	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,13
4	0,3	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,15
5	0,4	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,15
6	0,5	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,15
7	0,6	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,16
8	0,7	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,17
9	0,8	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,18
10	0,9	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,18
11	1,0	Gp 0,30	Eurokod	Bishop	82	8	nie	1,18



Ryc.79. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Bishopa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.94. Zestawienie tabelaryczne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Szerokość ławy torowiska [m]	Grunt w nasypie	Rodzaj parametrów	Metoda obliczeniowa	Przyjęte obciążenie [kN/m <sup>2</sup> ]	Wysokość nasypu [m]	Warstwy wzmacniające	Minimalna wartość $1/\mu$
1	0,0	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,02
2	0,1	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,03
3	0,2	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,03
4	0,3	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,04
5	0,4	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,04
6	0,5	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,04
7	0,6	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,05
8	0,7	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,06
9	0,8	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,07
10	0,9	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,07
11	1,0	Gp 0,30	Eurokod	Fellenius	82	8	nie	1,08



Ryc.80. Zestawienie graficzne wyników obliczeń wykonanych metodą Felleniusa dla parametrów według Eurokod-7 – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Tab.95. Zestawienie zbiorcze wyników dla – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Lp.	Seria	Metoda obliczeniowa	Spadek wartości $\Delta F_s$ [%]	Spadek wartości $\Delta 1/\mu$ [%]	Równanie linii trendu	Wartość współczynnika kierunkowego "a"	Wartość wyrazu wolnego "b"	Współczynnik dopasowania modelu $R^2$	Wariancja $S^2$	Średnia $\bar{y}$
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
2	seria 1	Bishop (p.ch.)	4,46	-	$y = 13,03x - 19,43$	13,03	-19,43	0,97	0,00063	1,53
3	seria 2	Fellenius (p.ch)	4,19	-	$y = 14,78x - 20,12$	14,78	-20,12	0,97	0,00049	1,40
4	seria 3	Bishop (E-7)	-	5,08	$y = 14,98x - 16,80$	14,98	-16,80	0,95	0,00047	1,15
5	seria 4	Fellenius (E-7)	-	5,55	$y = 16,74x - 17,05$	16,74	-17,05	0,96	0,00038	1,05

(p.ch) - parametry charakterystyczne

(E-7) - parametry według Eurokod 7

Tab.96. Zestawienie wyników testu istotności t-Studenta dla – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m

Numer serii	Wartość krytyczna funkcji $t_{0,05}$			
	Wartość testowa funkcji $t^0$			
	Seria 1	Seria 2	Seria 3	Seria 4
Seria 1	-	2,101	2,101	2,101
Seria 2	12,71	-	2,101	2,101
Seria 3	35,77	24,78		2,101
Seria 4	45,93	37,56	11,64	-

Ryc.81. Linie trendu zmiany wartości współczynnika stateczności dla – Gp,  $I_L = 0,30$ , przy wysokości nasypu 8,0m