

# Stateczność podtorza gruntowego

Eugeniusz SKRZYŃSKI<sup>1</sup>

## Streszczenie

Utrata stateczności budowli ziemnych jest jednym z najtrudniejszych problemów geotechnicznych, a rozpoznanie ich powstawania oraz przeciwdziałanie im wymaga dużej wiedzy i doświadczenia. Mimo zaawansowanych technologii budowlanych, wciąż powstają osuwiska, w wyniku których wyrządzane są znaczne straty materialne w infrastrukturze komunikacyjnej. Objętości gruntów ulegających przemieszczeniom w osuwiskach mogą wahać się w bardzo szerokich granicach, od niewielkich zsuwów skarp budowli ziemnych, aż po ogromne obrywy i spływy, o objętości określanych w miliardach metrów sześciennych gruntu.

W artykule przedstawiono złożoność oceny stateczności kolejowego podtorza gruntowego, wynikającą m.in. z historii jego budowy i dostępności danych na większości linii zarządzanych przez PKP PLK S.A. Wskazano na znaczne zróżnicowanie współczynników pewności (bezpieczeństwa), przyjmowanych w ocenie stateczności podtorza. Podano czynniki powodujące to zróżnicowanie, m.in. ograniczone możliwości uzyskania wiarygodnych danych do obliczeń. Zaproponowano nowe wartości współczynników. Artykuł nie dotyczy podtorza gruntowego na liniach dużych prędkości.

**Słowa kluczowe:** infrastruktura kolejowa, podtorze gruntowe, stateczność

## 1. Wstęp

Podtorze gruntowe jest obecnie stosowane na większości linii kolejowych na świecie, w tym na liniach dużych prędkości. Jednak takie podtorze, zwłaszcza zbudowane dawniej, podlega licznym odkształceniom utrudniającym eksploatację dróg kolejowych. Jednocześnie obserwuje się intensywny rozwój konstrukcji nawierzchni kolejowych, w tym nawierzchni bezpodsypkowych, przy jednoczesnym stopniowym zmniejszaniu się zainteresowania podtorzem gruntowym, stwarzającym wiele problemów w stosowaniu tych konstrukcji. Wydaje się, że są dwa powody tej sytuacji: z jednej strony konieczność ograniczenia odkształceń toru na liniach dużych prędkości powoduje, że coraz częściej unika się podtorza gruntowego, które można zastąpić znacznie droższymi, ale bardziej stabilnymi obiektami inżynierskimi, z drugiej strony zaś trudności w określeniu wiarygodnych stateczności i kosztów dostosowania podtorza gruntowego na liniach istniejących, zwłaszcza na liniach długo eksploatowanych.

Obecnie, usuwanie zagrożeń odkształceń podtorza gruntowego, w tym zagrożeń osuwiskami, jest szczególnie ważne, gdyż wraz z wejściem Polski w struktury Unii Europejskiej

powstała konieczność dostosowania istniejącej infrastruktury dróg kolejowych do standardów unijnych, w tym do zwiększonych prędkości pociągów. Skuteczność tych prac i późniejsze bezpieczeństwo ruchu pociągów zależy od dokładnego rozpoznania geotechnicznego podtorza.

W artykule skupiono się na ocenie stateczności podtorza gruntowego na liniach już eksploatowanych, w tym rewitalizowanych lub modernizowanych. W większości, linie te zbudowano przed I wojną światową według wymagań ówczesnie obowiązujących w poszczególnych zaborach. Podtorze na tych liniach było później w różny sposób przystosowywane do zmieniających się wymagań i obecnie nie jest jednorodne. Wymagania dla podtorza na liniach nowo budowanych są już inne [20].

## 2. Konstrukcje podtorza

Konstrukcje podtorza gruntowego na większości linii kolejowych w Polsce, zarządzanych obecnie przez PKP PLK S.A., dobrze charakteryzują dawne wymagania i doświadczenia, m.in. zalecenia prof. A. Wasiutyńskiego sprzed prawie 100 lat<sup>2</sup> [27].

<sup>1</sup> Dr inż.; Instytut Kolejnictwa, Zakład Dróg Kolejowych i Przewozów; e-mail: eskrzynski@ikolej.pl.

<sup>2</sup> Cytaty w kursywie przytoczono z zachowaniem oryginalnej pisowni.

(...) Kąt stoku naturalnego, tj. największe pochylenie, jakie zachować może stok masy ziemnej, nie posiadającej spoistości, wynosi:

dla piasku miałkiego	1,7 do 1,5	podstawy na 1	wysokości	
gruboziarnistego	1,6 – 1,3	„	„	„
czarnoziemiu	1,7 – 1,2	„	„	„
gliny suchej	1,7 – 1,1	„	„	„
mokrej	5,7 – 1,7	„	„	„
kamienia polnego	1,5 – 1,1	„	„	„
kamienia łupanego	1,1 – 0,9	„	„	„

Pochylenie stoków nasypów i wykopów kolejowych określa się zwykle na podstawie wskazówek praktyki. Należy zauważyć, że wstrząśnienia, którym podlega torowisko kolejowe podczas przejścia pociągów, nie pozostają bez wpływu na spoistość cząsteczek ziemi, dlatego też w jednakowych warunkach stromość stoków na drogach żelaznych powinna być mniejsza, niż na drogach zwyczajnych lub wogóle w budowlach, które nie podlegają wstrząśnieniom. Stokom nie bardzo wysokim (do 4 m lub 6 m) w gruncie zwykłym daje się na drogach żelaznych od 1,5 do 2 podstawy na 1 wysokości. W gruntach piaszczystych i ziemistych pochylenie stoków przyjmuje się mniejsze, niż w gruntach gliniastych i żwirowatych. Stoki wykopów, o ile nie grozi im osuwanie się skutkiem pochyłego uwarstwienia gruntu, przesiąkania wody itp., mogą być wobec większej spoistości cząsteczek bardziej strome niż stoki nasypów. Tak na przykład, na niektórych drogach żelaznych zagranicznych pochylenie stoków w wykopach przyjmuje się w warunkach zwykłych 1,25 podstawy na 1 wysokości. W gruntach skalistych stoki wykopów mogą być znacznie bardziej strome, a nawet zupełnie pionowe.

Na drogach żelaznych w Polsce przyjęto stosować w warunkach zwykłych, w wykopach zarówno jak w nasypach, stoki półtoraczne. Stoki nasypów wysokich, jeżeli wysokość jest większa niż 6 m, otrzymują w części dolnej poniżej 6 m pochylenie 1:13/4. Według przepisów (P. T. O.)<sup>3</sup>, szerokość podstawy wysokich nasypów ma być ustalona zawczasu, po dokładnym zbadaniu ich posadowienia i materiału (...) [27].

Zalecenia te w „zwykłych” warunkach geotechnicznych były najczęściej wystarczające, jednak w warunkach „szczególnych”, nawet dawniej, bywało różnie. Przykładem mogą być dwie budowy.

### Nasyp Teligulski

(...) Na szlaku Birzuła-Zmierzynka dróg żelaznych Południowo-Zachodnich, w odległości 197 km od Odessy, linia drogi żelaznej przecina głęboki wąwóz, obecnie suchy, którym płynęła niegdyś rzeczółka Teliguł. Nasyp kolejowy, którego wysokość w najniższym punkcie tego wąwozu wynosi do 25 m, ma zaledwie 960 m długości między punktami przejścia do przyległych wykopów. Do przepuszczania wody, gromadzącej się w tym miejscu przeważnie na wiosnę i w jesieni, urządzony jest pod nasypem przepust sklepiony, mający 2,56 m otworu.

Jądro nasypu nawieziono było w r. 1865 koźmi do wysokości, przy której można było ułożyć kolej roboczą. Następnie w lutym r. 1866, zanim jeszcze ziemia odmarzła, zaczęto dosypywać stoki pociągami roboczymi.... Ziemię na nasyp dowożono z przyległych wykopów, mających grunt ilowato-gliniasty z warstwami marglu i kredy.

Skutki użycia na nasyp nieodpowiedniego materiału i nieprawidłowego sypania nasypu wkrótce się ujawniły. Już w r. 1866 stoki nasypu zaczęły się osuwać, co powtórzyło się również w latach 1867 i 1868. Wzdłuż nasypu, przy krawędzi korony, a miejscami pod samą koleją szynową potworzyły się głębokie rozpadliny długości 200 m i więcej, i część nasypu wraz ze stokiemi osiadła lub osunęła się na dół, jednocześnie zaś zaczęła osiadać środkowa część nasypu.

Osuwanie się stoków nasypu było kilkakrotnie przyczyną przerw w ruchu. Wypadło wyznaczyć stały dozór nad nasypem, zasypywać tworzące się rozpadliny i dosypywać osuwające się stoki, których pochylenie stawało się coraz łagodniejszym. Tor od strony stoku dolnego, częściej podlegającego osuwaniu się, był stopniowo przesuwany ku środkowi nasypu i podnoszony na balaście, którego wysokość w r. 1868 dosięgła 2,66 m (...) [27].

Nasyp Teligulski starano się ustabilizować, stosując sączki, szyby i sztolnie, wzmacniane szalowaniem z desek i osuszane warstwami z chrustu i piasku (rys. 1). Prace te okazały się częściowo skuteczne, gdyż duże odkształcenia powtórzyły się dopiero w 1888 r. Według [27] łączny koszt budowy nasypu wyniósł około 325 tysięcy zł, natomiast jego naprawa pochłonęła około 135 tysięcy zł.

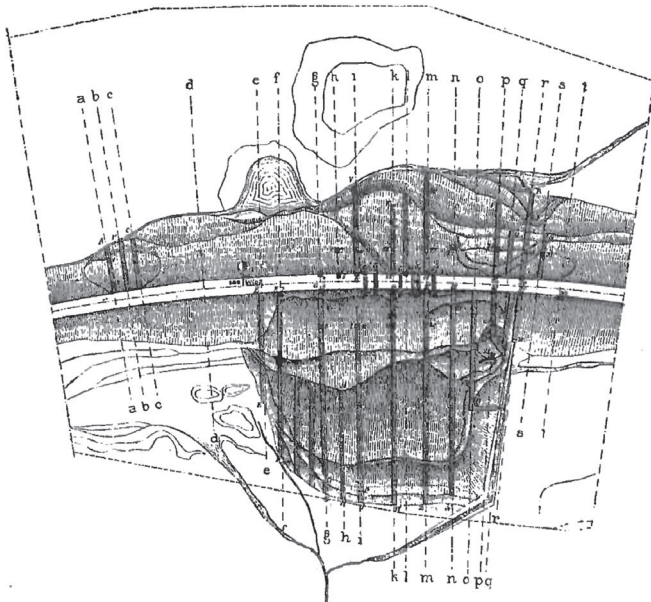
(...) Kiedy w r. 1889 zaprojektowano budowę drugiego toru na linii głównej, podniesiono pytanie, czy nie byłoby bardziej celowe, zamiast rozszerzenia istniejącego nasypu, obejść go zupełnie, prowadząc nową linię w innym kierunku. Przysypki boczne do nasypów już istniejących wymagają wogóle wielkiej ostrożności w wykonaniu. W danym przypadku zachodziła obawa osuwania się nie tylko nowej przysypki, ale wobec zmienionych warunków, również osuwania się starego nasypu, którego stałość po 25 latach istnienia nie mogła być dostatecznie zabezpieczona. Wobec tego drugi, chociaż droższy sposób rozwiązania tej sprawy uznano za odpowiedniejszy. Poszukiwania techniczne wykazały możliwość obejścia tego miejsca linią o 119 m krótszą od istniejącej linii głównej, przyczem otrzymano największą wysokość nasypu 7,60 m i wykopu 6,20 m. Objazd urządzono od razu pod dwa tory i koszt jego wyniósł ogółem 217 000 złotych. Na nasypie Teligulskim pozostawiono jeden tylko tor odnogi Elizawetgradzkiej (...) [27].

### Osuwiska w Sadowiu

Osuwiska w Sadowiu na odcinku Niedźwiedz – Zastów, ujawniły się natychmiast po oddaniu linii kolejowej do eksploatacji w 1934 r. Roboty ziemne były zaprojektowane bez

<sup>3</sup> P.T.O. – Przepisy techniczne projektowania i budowy kolei żelaznych użyteczności publicznej znaczenia ogólnego z d. 10 marca 1923 r. [27].

należytego rozpoznania warunków geologicznych. Przekop o maksymalnej głębokości 18 m przez wzgórze wykonano na odcinku około 600 m. Początkowo skarpy przekopu zostały wykonane o nachyleniu 1:1,25 (rys. 2).



Rys. 1. Osuwiska nasypu Teligiulskiego [27]

Zagłębienie w starszym podłożu z margla na odcinku przekopu jest wypełnione iłami mioceńskimi o miąższości do 30 m. Są to utwory dosyć jednolite litologicznie, twardeplastyczne i półzwarłe, niewykazujące warstwowania, mające jednak sieć drobnych spękań. Bezpośrednio na iłach, jako szczątkowy osad morenowy, leżą miejscami brunatne

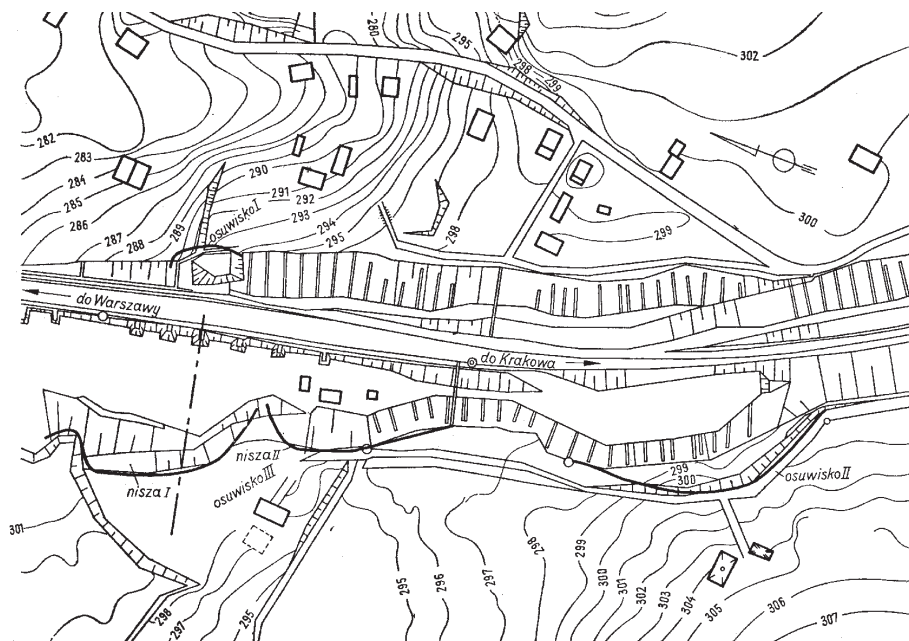
gliny ze żwirem o niewielkiej grubości. Na wyższej warstwie, iły są przykryte zespołem osadów gruntów lessopodobnych, występujących w postaci glin pylastych i pyłów. Miąższość tej serii wynosi od kilku do kilkunastu metrów. W rejonie przekopu występują dwa zasadnicze poziomy wodonośne:

- wody szczelinowe w marglach i na kontakcie z iłami mioceńskimi,
- wody w utworach czwartorzędowych; wody o zwierciadle napiętym w spągu czwartorzędu oraz wody o zwierciadle swobodnym w utworach lessopodobnych.

W 1934 r. osunięciu uległo wschodnie zbocze przekopu, mniej więcej w środkowej jego części. Osuwające się gliny pylaste zasypały tor i spowodowały wypchnięcie ku górze na wysokość około 1 m ilastego podłoża wraz z torowiskiem. W okresie przedwojennym, osuwiska powtarzały się często z różnym natężeniem i powodowały nieraz kilkudziesięciogodzinne przerwy w ruchu kolejowym. Prace ratunkowe w tym okresie polegały jedynie na usuwaniu mas ziemnych zasypujących torowisko. Objętość usuniętych koluwiów szacuje się na 100 tys. m<sup>3</sup>.

W latach 1938–1940 nastąpiło pewne uspokojenie ruchów zboczy aż do 4 października 1941 r., kiedy bezpośrednio po przejeździe pociągu pospiesznego w części południowej przekopu nastąpiło osunięcie się skarpy zachodniej na odcinku około 300 m.

W 1942 r. nisza osuwiskowa powstała również w skarpie zachodniej w jej północnej części (osuwisko III). Zalecono wtedy wykonanie odwodnienia u podnóża koluwiów. Zgodnie z tym zaleceniem, w 1948 r. wybudowano dziewięć studni z kręgów betonowych o średnicy 1,5 m i głębokości 9,5 m. Sięgnęły one do przesączern w obrębie iłów, nie



Rys. 2. Osuwiska na linii kolejowej nr 8 w Sadowiu [3]

odwodniły jednak koluwiów, a jedynie wpłynęły na poprawę stanu gruntów pod torowiskiem.

W 1953 r. nastąpiło dalsze osunięcie się gruntów w obrębie osuwiska III. Tor kolejowy na tym odcinku uległ wypchnięciu do góry i przesunięciu ku wschodowi. Kręgi studzienne zostały częściowo zgniecione lub przesunięte w górnych partiach. Woda ze studni przeciekła na torowisko, a ruch pociągów został wstrzymany na kilka dni. Po usunięciu mas ziemnych i przesunięciu torów o 8,0 m w kierunku wschodnim, odbudowano urządzenie odwadniające. Tym razem studnie wykonano z żelbetu i w tej postaci stały się one dodatkowo elementami oporowymi.

W 1958 r. powstało niewielkie osuwisko na skarpie wschodniej. Miało ono charakter spłynięcia warstwy nawodnionych utworów pylastych po stropie iłów. Dalsze ruchy po stronie zachodniej zanotowano w 1962 r. po okresie intensywnych majowych opadów. Powstały wówczas nowe szczeliny w obszarze osuwiska III. W czasie prac zapobiegawczych dokonano doraźnego tamponowania szczelin iłem.

W wyniku tych ruchów na skarpie zachodniej wystąpiły nisze osuwiskowe. Teren u podnóża niszy I miał wybrzuszenie charakterystyczne dla czoła osuwiska. Znajdujące się tu słupy telegraficzne, płoty i wybudowane żelbetowe studnie odwadniające przypominają „pijany las”. Ponadto, na przedpolu osuwiska rozciągał się podłużny garb w miejscu, w którym znajdowały się tory kolejowe przed ich przełożeniem. Garb o wysokości 0,4 m jest wynikiem wypierania gruntu w tym rejonie. Skarpy osuwisk II i III oraz osuwiska na skarpie wschodniej umocniono przez wykonanie przypór sączkowych z kamienia łamanego, połączonych u dołu z sączkiem poziomym odprowadzającym wodę poza teren przekopu. Przypory te są w stosunkowo dobrym stanie i tylko lokalnie uległy niewielkim uszkodzeniom.

W 1963 r. teren osuwiska I pokryto szkłem wodnym, jednak sposób ten nie okazał się skuteczny, gdyż obszar zasilenia nie ograniczał się do powierzchni zajętej przez koluwię. Poza tym warstewka szkła wodnego została po pewnym czasie zniszczona i spłukana przez wody opadowe.

W końcu lat sześćdziesiątych nabrała aktualności sprawa drugiego toru na linii Tunel – Kraków, a w związku z tym poszerzenia przekopu i zagwarantowania bezpieczeństwa ruchu pociągów. Zrodziła się wtedy koncepcja wykonania pięciu ciągów drenażu głębokiego (2 po stronie wschodniej i 3 po zachodniej) zlokalizowanego wzdłuż przekopu i drenażu przemysłowo-rolniczego na zapleczu skarpy zachodniej. Zakładając, że drenaż głęboki spełni swoje zadanie, zaprojektowano złagodzenie skarpy od strony wschodniej do nachylenia 1:3 i wybudowanie drugiego toru właśnie po tej stronie. Obecnie stateczność podtorza w rejonie osuwisk nadal nie jest pewna. Na przykład po powodzi w czerwcu 2010 r. na odcinku w km 299,650–299,800 nastąpiło wypieranie gruntu.

Przyczyny osuwisk w Sadowiu, podane przez S. Sokółskiego już w 1947 r., sprowadzały się do:

- 1) naruszenia równowagi mas ziemnych wskutek wykonania przekopu,
- 2) rozciągnięcia głównego poziomu wodonośnego.

### 3. Przyczyny utraty stateczności podtorza

Przyczyny powodujące utratę stateczności skarp i zboczy są bardzo zróżnicowane. Najogólniej mówiąc, są nimi siły ciężkości wywołane grawitacją oraz naprężenia powstające pomiędzy tymi siłami. Na rozkład naprężeń w masywie gruntowym ma wpływ wiele dodatkowych czynników. Najważniejsze z nich to: kształt i wymiary skarpy, budowa geologiczna, a szczególnie istnienie nieciągłości w postaci powierzchni kontaktowych i powierzchni zaburzeń tektonicznych, woda powodująca obniżenie wytrzymałości gruntów, przejawiająca się w wyniku działania ciśnienia hydrostatycznego i spływowego, obciążenia dynamiczne wywołane ruchem pojazdów i pracą maszyn, robotami strzałowymi, warunki atmosferyczne, wpływy chemiczne i biologiczne.

Wady podtorza gruntowego zestawiono w obowiązujących obecnie w Spółce PKP PLK S.A. warunkach technicznych utrzymania podtorza kolejowego Id-3 [26]. Stwierdzono w nich między innymi, że wady klasyfikuje się na podstawie objawów zewnętrznych i ich przyczyn oraz, że nie wszystkie wady są jednakowo groźne, zagrażające wstrzymaniem ruchu pociągów albo katastrofą. Najgroźniejszymi wadami są: odkształcenia obejmujące nawierzchnię kolejową i wady zachodzące nagle, takie jak osuwiska oraz zalania i zasypania, uniemożliwiające eksploatację drogi kolejowej (rys. 3).



Rys. 3. Przykład osuwiska obejmującego tor [fot. zasoby własne Instytutu Kolejnictwa]

W warunkach technicznych Id-3, głębokie osunięcia skarp oraz osuwiska klasyfikowane jako A.2.3 i A.3.3 definiuje się jako przemieszczanie się bez przewracania się i spadania dużych mas gruntu. Powierzchnie poślizgu tych mas swoim zasięgiem obejmują jeden lub oba toki szynowe i mogą być zarówno krzywoliniowe, jak też płaskie przy zsuwaniu się jednej warstwy po innej warstwie. Odkształcenia takie mogą wystąpić z różnych powodów: nieprawidłowej konstrukcji nasypu lub przekopu, zbyt dużej wysokości nasypu i przeciążenia podłoża, podniesienia poziomu wód gruntowych, zapadliska, podmycia itp.

W praktyce ważne jest tempo narastania odkształceń, gdyż proces odkształcania się budowli może trwać zarówno dziesiątki lat, jak i kilka sekund. Na przykład, bardzo groźne są odkształcenia nasypów zbudowanych z gruntów żwirowych. Osuwiska nasypów z takich gruntów mogą wystąpić nagle i bez żadnych ostrzeżeń. Niektóre osuwiska opisano w pracy [3, 24]. Istotna jest również aktywność osuwiska, to znaczy zachowanie się mas gruntowych w czasie, zależna między innymi od lokalizacji i zmian warunków wodnych. Pod tym względem osuwiska często dzieli się na:

- osuwiska aktywne ciągle – osuwiska będące w ciągłym ruchu lub, których objawy aktywności występowały w trakcie prowadzenia rejestracji albo w ciągu, co najmniej ostatnich 5 lat,
- osuwiska aktywne okresowo – osuwiska w obrębie, których objawy aktywności występowały w nieregularnych odstępach czasu, w ciągu ostatnich 50 lat,
- osuwiska nieaktywne i ustabilizowane – osuwiska w obrębie, których nie obserwowano i nie udokumentowano objawów aktywności w ciągu, co najmniej ostatnich 50 lat.

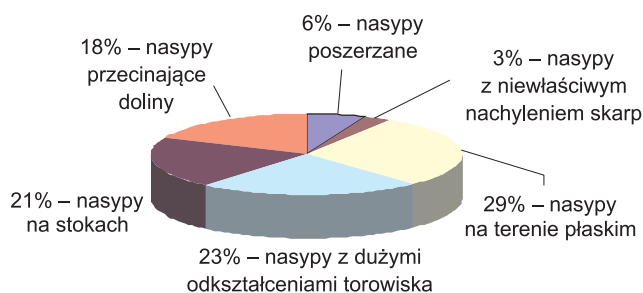
Osuwiska najczęściej powstają i uaktywniają się na skutek jednoczesnego działania wielu, niekiedy trudnych do określenia, czynników powodujących zwiększenie sił występujących w gruntach lub zmniejszenie wytrzymałości gruntów. Na terenach równinnych, do powstania osuwiska doprowadza w większości przypadków działalność człowieka. Natomiast na terenach górskich duży wpływ mogą mieć warunki geologiczne.

Osuwiska najczęściej dotyczą nasypów. Jednak równie niebezpieczne, co utrata stateczności samego nasypu, jest zlokalizowanie go na terenie osuwiskowym. W Polsce problem ten występuje zwłaszcza na terenie fliszu karpackiego (98% wszystkich osuwisk w Polsce znajduje się w Karpatach). Przykładowo, w latach 1967–1970, na tym terenie liniom kolejowym zagrażało 49 osuwisk. Przy łącznej długości linii wynoszącej 850 km, zagrożonych osuwiskami było 86 km, zatem jedno osuwisko przypadało na 10 km linii [31]. Według innych statystyk, na 6% powierzchni Polski znajduje się ponad 95% osuwisk. Zazwyczaj, bezpośrednią przyczyną osuwiska jest:

- 1) zwiększenie obciążeń podtorza (zwiększenie prędkości pociągów, zawilgocenie gruntu, obciążenie śniegiem, składowanymi odsiewkami lub materiałami itp.),
- 2) zbyt duże nachylenie skarpy podtorza albo stoku,
- 3) podcięcie stoku wykopem, przekopem, na skutek falowania wód itp.,
- 4) zmniejszenie się wytrzymałości gruntów na ścinanie, np. na skutek dopływu wód z wyżej położonych zbiorników, nagłego zawilgocenia gruntów makroporowatych lub niedogęszczonych itp.,
- 5) niedostateczna wytrzymałość podłoża nasypu, np. z powodu zwiększenia wysokości nasypu,
- 6) zawilgocenie gruntów nasypu wodami opadowymi zbierającymi się na odkształconym torowisku,
- 7) odspojenie górnych warstw podłoża zbudowanego ze skał,

- 8) wymywanie cząstek gruntu z dolnych warstw podłoża,
- 9) mała wytrzymałość gruntu na styku warstw (np. na skutek zawilgocenia, przemarzania gruntu),
- 10) upłynnienie się gruntu na skutek drgań.

W przypadku podtorza rewitalizowanego lub modernizowanego, czynnikiem decydującym o stateczności mogą być również umocnienia biologiczne, a zwłaszcza korzenie drzew i krzewów. Często zapomina się o sprawdzaniu stateczności skarp przed karczowaniem drzew i zapewnieniu odpowiedniego zagęszczenia gruntu po karczowaniu. Z dotychczasowych doświadczeń wynika (m.in. z modernizacji trasy E-30), że usuwanie drzew wraz z korzeniami powoduje niekiedy trudne do opanowania osuwiska skarp i wycieki wody [10]. W praktyce uszkodzenia podtorza wynikają z wielu powodów. Przykładem może być statystyka miejsc uszkodzeń nasypów w Japonii (rys. 4).



Rys. 4. Uszkodzenia nasypów w Japonii; opracowano na podstawie [28]

#### 4. Metody oceny stateczności podtorza

Największe trudności w ocenie stateczności podtorza występują w przypadku linii rewitalizowanych i modernizowanych, na których konieczne jest wykonanie szczegółowego rozpoznania stanu podtorza w celu przystosowania go do zmienionych warunków eksploatacji. Konstrukcja podtorza na takich liniach jest najczęściej nieznaną, gdyż nie ma ani dokumentacji projektowej, ani dokumentacji z kolejnej przebudowy lub naprawy. Z tych przyczyn na liniach rewitalizowanych lub modernizowanych często zdarzają się osuwiska skarp powodowane usunięciem istniejących wzmocnień biologicznych, usunięciem fundamentów słupów trakcyjnych metodą wybuchową oraz osuwiska powstające z powodu zwiększenia obciążeń podtorza po wymianie podkładów drewnianych na betonowe lub wprowadzenia taboru o zwiększonych naciskach osi. Z tego powodu pierwszy etap oceny stateczności na takich liniach powinien zawsze polegać na wytypowaniu odcinków, na których występują lub mogą wystąpić odkształcenia podtorza. Podtorze na tych odcinkach ocenia się różnymi metodami:

- eksploatacyjnymi,
- geodezyjnymi,
- geotechnicznymi,
- geofizycznymi.

#### 4.1. Metody eksploatacyjne

Najczęściej stosowane metody eksploatacyjne polegają na ciągłej obserwacji i rejestrowaniu zjawisk zachodzących w podtorzu. Niezastąpieni są w tym wieloletni pracownicy kolei, tacy jak toromistrzowie i obchodowi, którzy śledzą bieżące zmiany w podtorzu i jego otoczeniu. O powstawaniu lub wystąpieniu osuwiska lub głębokiego osunięcia skarpy świadczą m.in.:

- narastanie odkształceń toru,
- szczeliny w podłożu i podtorzu (najwyżej położona szczelina ma najczęściej kształt wypukłego łuku),
- uskoki i stopnie prostopadłe do kierunku ruchu mas gruntowych,
- zmiany kształtu lub przemieszczenia podtorza,
- przemieszczenia, uszkodzenia lub zniszczenia urządzeń odwadniających, budynków itp.,
- przechylenie się słupów i drzew, a także spękania pni drzew (rys. 5),
- zastoiska wody w górnej części stoku i wycieki wody w części dolnej,
- przesunięcia kręgów w pobliskich studniach gospodarczych i nietypowe wahania poziomów wód w tych studniach.



Rys. 5. Przykład charakterystycznego układu roślinności na skarpie wskazujący na zagrożenie osuwiskiem [25]

Uzupełnieniem obserwacji są tzw. karty słabych (zagrożonych) miejsc w podtorzu, nakazujące gromadzić i aktualizować dane o stanie budowli [26]. Karty takie prowadzi się oraz uaktualnia do momentu zlikwidowania ograniczeń eksploatacyjnych, po czym przechowuje się jeszcze przez 5 lat, a następnie archiwizuje. Zakres gromadzonych informacji obejmuje przede wszystkim dane z oględzin elementów podtorza na eksploatowanych liniach kolejowych ze szczególnym uwzględnieniem lokalizacji słabych (zagrożonych) miejsc w podtorzu już wskazanych w kartach ewidencyjnych. Natomiast oględzin nie przeprowadza się na liniach wyłączonych z eksploatacji i z zawieszonym ruchem pociągów. Ważnymi informacjami zawartymi w kartach ewidencyjnych są między innymi:

- aktualny wpływ wady podtorza na stan toru,
- wiarygodność oceny stanu podtorza.

Podobne karty są stosowane również przez inne jednostki, np. Państwowy Instytut Geologiczny w Warszawie. Takie karty często zawierają współrzędne geograficzne osuwiska, opisy geologii i przekroje geologiczne, zaistniałe skutki odkształceń (w tym zdjęcia) oraz zalecenia dotyczące zapobiegania ich dalszemu narastaniu.

Okres od wystąpienia wady do momentu podjęcia naprawy można znacznie skrócić, wykorzystując wyniki pomiarów stanu toru (w tym celu konieczna jest odpowiednia modyfikacja oprogramowania drezyn pomiarowych). Uzyskiwane w ten sposób informacje nie są jednak w pełni wiarygodne i w zasadzie mogą służyć jedynie do typowania odcinków do dalszych szczegółowych badań. Udaną próbę wstępnej oceny stanu podtorza na podstawie stanu toru przeprowadzono podczas przygotowań do naprawy głównej linii CMK [9]. Analizą objęto wówczas całą linię, tj. około 4400 stumetrowych odcinków toru.

#### 4.2. Metody geodezyjne

Metody geodezyjne, polegające na pomiarach sytuacyjno-wysokościowych rejonu osuwiska, stanowią uzupełnienie metod eksploatacyjnych, gdyż umożliwiają ustalenie zasięgu odkształcenia i tempa jego narastania. Te metody są stosowane w badaniach długotrwałych istniejących już osuwisk.

Najczęściej pomiary wykonuje się na powierzchni, stosując następujące przyrządy geodezyjne: dalmierze, tachimetry, pochylomierze, tensometry i szczelinomierze, umożliwiające obserwowanie zachodzących zjawisk w sposób ciągły. Istnieje także możliwość prowadzenia stałej kontroli terenów osuwiskowych przez system satelitarny GPS (*Global Positioning System*). Jest on stosowany w badaniach terenów zagrożonych wystąpieniem osuwiska, jak również w badaniach istniejących osuwisk, które stanowią zagrożenie dla szlaków komunikacyjnych, budowli piętrzących, zbiorników wodnych, osiedli mieszkaniowych i innych obiektów.

Do pomiarów wglębnych stosuje się rury plastikowe, inklinometry i piezometry oraz studnie deformacyjne. Inklinometr (najczęściej pionowy) jest urządzeniem pomiarowym składającym się z sondy, bębna z kablem oraz miernika kąta odchylenia sondy. Ruch lub przemieszczenie poziome poszczególnych warstw gruntu są mierzone przez specjalne, podatne na deformacje gruntu rurki inklinometryczne wprowadzone w podłoże terenu osuwiska. Za pomocą inklinometrów można precyzyjnie określić głębokość, wielkość, prędkość i kierunek deformacji podłoża. Dzięki temu można ustalić kształt krzywej poślizgu w gruncie.

Studnie deformacyjne i rury plastikowe umożliwiają zgrubne ustalenie zakresu i głębokości ruchu masywu gruntowego. Piezometry służą do obserwacji zmian poziomów zwierciadła wody gruntowej i pomiaru ciśnień porowych w gruncie.

#### 4.3. Metody geotechniczne

Metody geotechniczne polegają na wierceniach i sondowaniach oraz makroskopowych i laboratoryjnych oce-

nach parametrów gruntów. Metody te dostarczają parametry o wartościach potrzebnych do obliczeń stateczności i zaprojektowania niezbędnych wzmocnień, niestety oceny tych parametrów są punktowe i wymagają licznych otworów badawczych, niekiedy w bardzo wysokich nasypach i ich podłożu, co może być kosztowne i trudne do wykonania na eksploatowanych liniach. Według polskich wymagań, płytkie otwory badawcze (o głębokości do 1,5 m) wykonuje się zawsze w celu projektowania wzmocnień torowisk, natomiast głębsze otwory służą do oceny stanu i zaprojektowania wzmocnień całej budowli.

#### 4.4. Metody geofizyczne

W badaniach podtorza, metody geofizyczne stosuje się rzadziej. Przydatność tych metod wynika z wykorzystywania w nich zjawisk fizycznych – na przykład mikrograwimetria może być stosowana do lokalizacji pustek w podłożu dawnych wyrobisk górniczych. Metoda sejsmiczna umożliwia określenie granic warstw różniących się tzw. twardością akustyczną (w latach osiemdziesiątych ubiegłego wieku ta metoda umożliwiła wykrycie wewnętrznych pęknięć w wielu wysokich nasypach na liniach SŽD). Metoda geoelektryczna (elektrooporowa) umożliwia lokalizowanie miejsc zawilgoconych, np. zwierciadeł wód, starych urządzeń odwadniających, natomiast metodą radarową SIR (*Subsurface Interface Radar*) można wyodrębnić ośrodki o różnych stałych dielektrycznych.

Metody geofizyczne mogą być pomocne w określaniu odcinków podtorza różniących się konstrukcją, najczęściej jednak nie dostarczają parametrów niezbędnych do oceny jego stanu. Poza tym duża zmienność podtorza na liniach zbudowanych dawno i wielokrotnie przebudowywanych może uniemożliwić wykorzystanie tych metod. Przykładem mogą być badania georadarowe przeprowadzone na linii Warszawa – Grodzisk Mazowiecki, w których zmiany konstrukcji podtorza stwierdzono w odstępach od kilkunastu do kilkudziesięciu metrów.

### 5. Obliczenia stateczności podtorza

Przed podjęciem jakichkolwiek działań, dotyczących stabilności podtorza lub zbocza, konieczna jest analiza ich stateczności; przykładowe oceny stateczności nasypów na liniach modernizowanych przedstawiono m.in. w pracy [8]. Według [19, 29] w tych ocenach wykorzystuje się:

- metody stanów granicznych,
- metody równowagi granicznej,
- metody numeryczne.

Metody stanów granicznych (np. metoda Sokołowskiego, Sokołowskiego-Senkowa, Verdeyena, Saarschmidta i Konečnego lub metoda empiryczna Masłowa) umożliwiają wyszukiwanie miejsc, w których został przekroczony graniczny stan naprężeń. Mogą być stosowane do ośrodków z gruntów jednorodnych lub gruntów o uśrednionych parametrach.

W najczęściej stosowanych metodach równowagi granicznej LEM (*Limit Equilibrium Methods*), np. metodzie Felteniusa, Taylora, Bishopa, Janbu, Nonvellierra, zakłada się kształt osuwającej się bryły i sprawdza warunki jej równowagi. Najbardziej rozpowszechnionymi metodami równowagi granicznej są metody pasków, polegające na wydzieleniu przemieszczającej się bryły materiału, ograniczonej od dołu poprzez powierzchnię poślizgu i od góry przez powierzchnię terenu. Wydzieloną bryłę dzieli się na pionowe paski i rozpatruje się siły działające na każdy z pasków. Szerokości tych pasków mogą być zmienne, jednak nie powinny być one większe niż 1/10 szerokości bryły. Niektóre z tych metod (np. metoda Janbu, graficzna, dużych brył, uogólnionych powierzchni Morgensterna i Price'a) umożliwiają sprawdzanie poślizgu wzdłuż dowolnych powierzchni. W najbardziej skomplikowanych metodach numerycznych, np. metodach:

- elementów skończonych MES (*Finite Element Method*) – np. programy NASTRAN, ABAQUS, COSMOS/M, Z\_SOIL,
  - różnic skończonych (np. programy FLAC, FLAC3D),
  - elementów brzegowych (np. program BEASY),
  - mieszanych-hybrydowych,
- można m.in. symulować wytrzymałość konstrukcji, jej naprężenia i odkształcenia.

Wszystkie metody wymagają jednak wiarygodnych danych geotechnicznych, takich jak parametry gruntów i dane o wodach gruntowych. Najbardziej wiarygodne dane można uzyskać dopiero po stwierdzeniu odkształceń z tzw. analizy wstecznej zaistniałych już osuwisk. Z reguły trzeba je szacować na podstawie bardzo ograniczonych badań. Problemy stwarza również niejednorodność konstrukcji podtorza. Z wymienionych względów parametry geotechniczne niezbędne do obliczeń uzyskuje się różnymi metodami:

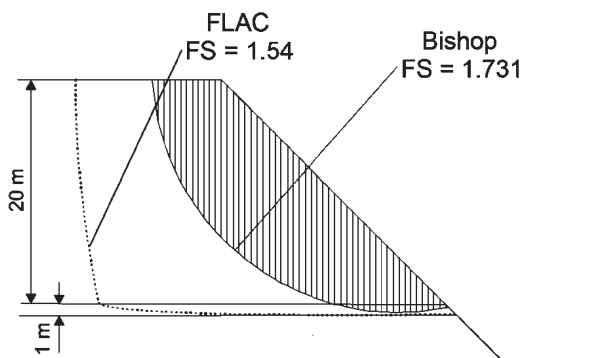
- bezpośrednio, na podstawie wyników polowych i laboratoryjnych badań gruntów, przy czym miarodajne wartości charakterystyczne określa się statystycznie,
- na podstawie parametrów wiodących, takich jak rodzaj gruntu, jego wilgotność i zagęszczenie, umożliwiającą wyznaczenie pozostałych parametrów z zależności korelacyjnych podanych w normach lub ustalonych doświadczalnie,
- analogicznie jak wymienione, z tym że parametry przyjmuje się na podstawie praktycznych doświadczeń uzyskanych na podobnych terenach i dla podobnych konstrukcji.

Wyniki ocen stateczności zależą od wielu innych czynników, m.in.:

- stosowanych metod obliczeń,
- przyjmowanych współczynników pewności (bezpieczeństwa).

Na przykład w pracy [2], porównano wpływ lokalizacji i miąższości warstwy słabej na stateczność skarpy metodą równowagi granicznej Bishopa (LEM) oraz metodą redukcji

wytrzymałości na ścinanie SSR (*Shear Strength Reduction*). Oceny stateczności oraz kształty krzywych poślizgów skarpy uzyskane za pomocą obu metod okazały się zupełnie odmienne (rys. 6).



Rys. 6. Powierzchnie poślizgu dla słabej warstwy o grubości 1 m zlokalizowanej 20 m od naziomu, otrzymane z obliczeń numerycznych metodą redukcji wytrzymałości na ścinanie oraz według metody równowagi granicznej Bishopa (FS – *Factor of Safety*, współczynnik pewności bezpieczeństwa F); obliczenia programami FLAC i SLOPE/W [2]

## 6. Współczynniki pewności (bezpieczeństwa) podtorza F

Duża liczba trudnych do ustalenia niewiadomych powoduje, że praktycznie nigdy nie ma całkowitej pewności zachowania stateczności budowli, zwłaszcza w przypadku skomplikowanej budowy geologicznej. Nie jest to łatwe do zaakceptowania przez osoby odpowiedzialne za bezpieczeństwo eksploatowanych budowli. Dyskusyjne stają się również wszelkie wymagania zawarte w normach oraz przepisach [22].

Często na wyniki obliczeń i bezpieczeństwo podtorza, większy wpływ od stosowanych współczynników pewności, mają przyjmowane parametry gruntów oraz dane o wodzie gruntowej. Z tego względu paradoksalnie najmniejsza niepewność w ocenach stateczności podtorza występuje w przypadkach osuwisk już istniejących, gdyż wtedy najczęściej można ustalić powierzchnię poślizgu oraz założyć, że  $F \approx 1$  i dokonać wstecznej analizy stateczności w celu określenia rzeczywistych parametrów gruntów [7]. Z tych względów wartości wymaganych i zalecanych współczynników F dla budowli ziemnych są bardzo zróżnicowane, co ilustruje tablica 1, z której wynika, że:

- wymagane lub zalecane minimalne współczynniki F w większości przypadków nie osiągają wartości 1,5,
- przy średnich parametrach gruntów bezpieczne wartości wskaźnika F można przyjmować nie mniejsze niż  $F = 1,3$ ,
- ustabilizowanie istniejących osuwisk wymaga najczęściej tylko niewielkiego zwiększenia współczynnika pewności (od 5 do 15%).

Zróżnicowanie współczynników pewności F świadczy o tym, że ten parametr jest w dużej mierze wielkością

umowną, charakteryzującą jedynie prawdopodobieństwo wystąpienia osuwiska. Zgodnie z teorią prof. Lecha Wysockiego wystąpienie osuwiska jest:

- bardzo mało prawdopodobne, gdy  $F > 1,5$ ,
- mało prawdopodobne, gdy  $1,3 < F < 1,5$ ,
- prawdopodobne, gdy  $1,0 < F < 1,3$ ,
- bardzo prawdopodobne, gdy  $F < 1,0$ .

Profesor Wysocki zauważył również, że bez jakichkolwiek „manipulacji” parametrami, bez dodatkowych wzmocnień konstrukcji nasypu, często nie można uzyskać wymaganej w przepisach wartości współczynników bezpieczeństwa, niezależnie od rodzaju gruntu. Można natomiast wskazać wiele starych nasypów w wysmienitej kondycji, które nie wykazują żadnych uszkodzeń, a obliczeniowo wykazują niskie współczynniki F [30].

Według [7, 12], współczynniki pewności należy uzależniać od zakresu rozpoznania geotechnicznego, dokładności obliczeń oraz rodzaju (znaczenia) konstrukcji podtrzymujących:

- uskok naziomu z górnym poziomem nieobciążonym, w rejonie niezabudowanym  $F = 1,11–1,18$ ,
- zbocze nieobciążone, w rejonie niezabudowanym  $F = 1,18–1,25$ ,
- uskok naziomu z górnym poziomem obciążonym lub zbocze w sąsiedztwie zabudowy  $F = 1,25–1,33$ ,
- zbocze zabudowane lub uskok naziomu obciążony drogą albo linią kolejową w bezpośrednim sąsiedztwie zabudowy  $F = 1,33–1,43$ .

Interesujące jest również porównanie poglądów i wymagań dotyczących stateczności skarpy. W starszych podręcznikach i pracach można spotkać wymaganie wartości współczynnika od 1,1 do 1,3. Także w fundamentalnym dziele Z. Wiłuna (1987) podano  $F = 1,1$  do 1,3 przy sprawdzeniu (szwedzką) metodą Felleniusa oraz 1,3 do 1,5 przy metodzie Bishopa. Warto zauważyć, że takie wartości stosowano, gdy jakość badań i stosowany sprzęt były znacznie gorsze niż obecnie, a osuwisk nie było dużo więcej niż obecnie.

Wymagania i zalecenia dotyczące stateczności są więc zróżnicowane, często bardzo uproszczone i nie uwzględniają wielu czynników wpływających na wartości współczynników pewności dla podtorza, takich na przykład jak:

- mała dokładność rozpoznania warunków wodno-gruntowych istniejącego, najczęściej niejednorodnego, podtorza (zazwyczaj są to badania makroskopowe, a parametry gruntów ustalane są z norm lub literatury),
- brak możliwości ustalenia wpływu obciążeń dynamicznych i drgań,
- różnorodność metod obliczeniowych, sposobów przygotowywania danych i oceny uzyskiwanych wyników,
- potrzeba zapewnienia wymaganej stateczności nowym i dobudowywanym nasypom o rozsądnych wysokościach i typowych nachyleniach skarpy (np. 1:1,5 do 1:2) zbudowanych z dostępnych gruntów,



Tablica 1

## Minimalne „bezpieczne” wartości współczynników pewności F

Źródła	Minimalne współczynniki pewności F
Podejście klasyczne według prof. Z. Wiłuna, w zależności od stosowanej metody obliczeń, ważności obiektu, dokładności wyznaczenia parametrów geotechnicznych oraz sposobu zabezpieczenia zbocza [29]	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 1,1–1,3 w przypadku metody Felleniusa</li> <li>• 1,3–1,5 w przypadku uproszczonej metody Bishopa</li> </ul>
Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 10 września 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać budowle kolejowe i ich usytuowanie [16]	„skarpy podtorza powinny mieć pochylenie zapewniające ich stateczność na podstawie przeprowadzonej analizy stateczności, jak również stateczność całego podtorza”
Id-3 Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego [26]	<ul style="list-style-type: none"> <li>• 2,0 – podtorze nowe i dobudowywane</li> <li>• 1,5 – w eksploatacji</li> <li>• 1,3 – bezpośrednio po naprawie</li> </ul>
Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, którym powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie [15]	1,5
<i>Earthworks and track bed for railway lines. Code 719 R (3<sup>rd</sup> edition)</i> [5]	Brak wymaganych wartości F, zaleca się odpowiednie grunty i nachylenia skarp
Norma PN-B-03010:1983 dla zbocza zabudowanego lub uskoku naziomu obciążonego drogą albo linią kolejową w bezpośrednim sąsiedztwie zabudowy [12]	1,33–1,43
Instrukcja ITB nr 304 z 1991 r. dla średnich parametrów gruntów [14]	1,3
Norma DIN 4084 [4]: <ul style="list-style-type: none"> <li>• dla stanu podstawowego zależnie od spójności gruntu (1981 r.)</li> <li>• dla stanu podstawowego (2002 r.)</li> </ul>	1,3–1,73 1,25
Norma SIA 267:2003 Geotechnical design (wymagania „ulgowe” dla zboczy pełznących i bliskich stanu granicznego) [17]	1,05–1,20 pod warunkiem obserwacji lub analizy wstecznej
Norma PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7-1 [13]	do 1,4

- potrzeba zapewnienia spójnych wymagań dla podtorza na liniach sieci podstawowej i liniach dużych prędkości, w tym dla podtorza nowego, modernizowanego i eksploatowanego lub naprawianego,
- potrzeba zapewnienia wieloletniej trwałości budowli ziemnej (wg karty UIC co najmniej 100 lat, gdyż w tym czasie mogą zmienić się warunki eksploatacji lub wymagania dotyczące nawierzchni),
- niewielkie możliwości dostosowania istniejącego podtorza gruntowego do nowych wymagań,
- duże koszty wzmocnień podtorza wynikające z zawyżonych wymagań.

Z analizy współczynników pewności F wynika także wiele wniosków szczegółowych:

- stosowanie tradycyjnych metod oceny stateczności eksploatowanego podtorza i obniżonych wartości współczynników pewności F jest wystarczające, jednak pod warunkiem objęcia badaniami wszystkich odcinków, na których stateczność podtorza wydaje się zagrożona,
- duże wartości współczynników pewności należy stosować jedynie w przypadku budowy podtorza nowego lub modernizacji podtorza istniejącego, przy czym podtorzem zmodernizowanym nie jest podtorze po przebudowie górnych warstw (wzmocnieniu torowiska) i odwodnienia,

- w celu uniknięcia dużych błędów w przypadku skomplikowanej budowy podtorza, jego stateczność należy sprawdzić kilkoma metodami (na przykład metodą pasków lub bloków lub metodą numeryczną), przy różnych założeniach, albo innym sposobie przygotowania danych wejściowych,
- szczególnej ostrożności wymaga przyjmowanie wartości spójności gruntów; z zasady spójności te w przypadku uplastycznionych gruntów spoistych powinny być przyjmowane jako efektywne (z odpływem wody) i zmniejszane ze względu na drgania, natomiast dla gruntów sypkich zastępowane spójnościami pozornymi, wynikającymi z ich wilgotności i klinowania (zazębiania) się ziaren gruntu.

Uwzględnienie wszystkich czynników wpływających na prawidłowość oceny stateczności podtorza nie jest jednak możliwe, dlatego przy określaniu minimalnych wartości współczynników należałoby ograniczyć się do czynników najbardziej istotnych, takich jak:

- wiarygodność oceny stateczności (wiarygodność rozpoznania warunków wodno-gruntowych, dokładność metody obliczeń współczynnika F),
- możliwość uzyskania wymaganej stateczności podtorza nowego lub dobudowanego z odpowiednio dobranych

gruntów oraz podtorza istniejącego zbudowanego z gruntów niekontrolowanych,

- aktualne i przewidywane znaczenie linii kolejowej (np. maksymalna prędkość pociągów, naciski osi taboru lub skutki ewentualnych katastrof).

Proponowane przez autora artykułu współczynniki pewności (stateczności) podano w tablicy 2. Uwzględniają one dotychczasowe doświadczenia z ocen stateczności i zapewniają racjonalne wykorzystanie do budowy oraz dobudowy podtorza najczęściej spotykanych gruntów (tabl. 3).

## 7. Systemy oceny stateczności podtorza

Zapewnienie stateczności podtorza w konkretnym przekroju poprzecznym lub na odcinku nie jest tożsame z zapewnieniem stateczności podtorza na całej sieci kolejowej. W tych przypadkach konieczne są działania systemowe, polegające na kompleksowym podejściu do ocen stateczności podtorza, zwłaszcza na liniach rewitalizowanych i modernizowanych.

Przykładem może być podejście opisane w pracy [1], umożliwiające przewidywanie zagrożeń. W celu lokalizacji

Tablica 2

Proponowane minimalne wartości współczynników pewności F [22]

Wiarygodność rozpoznania warunków wodno-gruntowych	Naprawa podtorza istniejącego dla $v \leq 250$ km/h	Podtorze nowo budowane i dobudowywane oraz przebudowa i modernizacja istniejącego podtorza
Przeciętna (niejednorodność konstrukcji podtorza, pojedyncze lub średnie oceny parametrów poszczególnych gruntów)	1,30 (1,40)	1,40 (1,50) – linie dla $v \leq 250$ km/h 1,50 (1,60) – linie dla $v > 250$ km/h
Dobra (szczegółowe badania lub duża jednorodność warunków wodno-gruntowych, umożliwiająca oszacowanie miarodajnych właściwości gruntów na poziomie ufności 95% lub dla dolnego fraktyla 5%)	1,20 (1,30)	1,30 (1,40) – linie dla $v \leq 250$ km/h 1,40 (1,50) – linie dla $v > 250$ km/h

Objaśnienia:

- przed nawiasami podano wartości w przypadku obliczeń stateczności metodą Felleniusa, natomiast w nawiasach wartości odpowiednie dla uproszczonej metody Bishopa lub innej metody uznanej za dokładną,
- dla podtorza nowo budowanego na liniach z nawierzchnią bezpodsypaną zaleca się przyjmować  $F = 2,0$ ,
- fraktyl 5% (inaczej kwantyl) – wartość zmiennej taka, że prawdopodobieństwo znalezienia wartości mniejszych od niej wynosi 5%.

Tablica 3

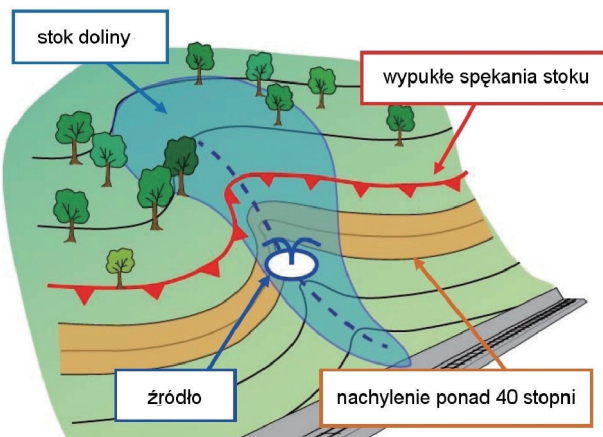
Współczynniki pewności F skarpy nasypu bez rowu bocznego przy obciążeniu eksploatacyjnym naziomu  $60$  kN/m<sup>2</sup> na pasie o szerokości  $3,5$  m w odległości  $1,0$  m od górnej krawędzi nasypu [22]

Lp.	Rodzaj gruntu	Nachylenie skarpy nasypu	Metoda obliczeń stateczności:	
			Felleniusa (wartości zaniżone)	uproszczona Bishopa (wartości dokładniejsze)
Nasypy o wysokości 5 m				
1	Piasek gliniasty twardoplastyczny	1:1,5	1,52	1,60
2	Piasek średni zagęszczony	1:1,5	1,70	1,85
3	Pospółka zagęszczona	1:1,5	1,88	2,06
4	Piasek gliniasty twardoplastyczny	1:1,8	1,77	1,83
5	Piasek średni zagęszczony	1:1,8	2,02	2,11
6	Pospółka zagęszczona	1:1,8	2,22	2,33
Nasypy o wysokości 10 m				
1	Piasek gliniasty twardoplastyczny	1:1,5	1,25	1,31
2	Piasek średni zagęszczony	1:1,5	1,58	1,69
3	Pospółka zagęszczona	1:1,5	1,74	1,85
4	Piasek gliniasty twardoplastyczny	1:1,8	1,39	1,45
5	Piasek średni zagęszczony	1:1,8	1,80	1,93
6	Pospółka zagęszczona	1:1,8	2,01	2,15

miejsz utraty stateczności prowadzi się obliczenia z zastosowaniem zmodyfikowanej metody redukcji wytrzymałości na ścinanie MSSR (*Modified Shear Strength Reduction*). Najogólniej ta metoda polega na stopniowym zwiększaniu oraz zmniejszaniu parametrów wytrzymałościowych gruntów ( $c$ ,  $\varphi$ ), co umożliwia zlokalizowanie kolejnych miejsc utraty stateczności i obserwację przebiegu procesu zniszczenia. Wymaga to jednak wykonania dostatecznie szczegółowych badań podtorza.

Innym przykładem działań systemowych mogą być japońskie zalecenia, opracowane na podstawie analiz i weryfikacji dotychczasowych doświadczeń [11]. Działania te (rys. 7, tabl. 4) polegają na:

- analizie map (zob. lista A),
- wytypowaniu odcinków znajdujących się w warunkach wskazujących na możliwą niestabilność,
- obserwacji wybranych odcinków w eksploatacji (lista A i B),
- określeniu odcinków, na których powinny być wykonane szczegółowe badania.



Rys. 7. Warunki topograficzne i geologiczne szczególnie ważne w wykrywaniu niestabilności zboczy; opracowano na podstawie [11]

Prawdopodobnie okres od wystąpienia wady podtorza do momentu podjęcia jego naprawy, można znacznie skrócić, wykorzystując wyniki okresowych pomiarów stanu

toru za pomocą wagonów pomiarowych (wymagałoby to odpowiedniej modyfikacji oprogramowania). Analiza takich pomiarów w wielu przypadkach pozwoliłaby wykryć potencjalnie groźne odkształcenia podtorza [9].

Praktycznym narzędziem do diagnozowania miejsc mogących stanowić zagrożenie dla bezpieczeństwa ruchu pociągów może być również system Diagnostyka Podtorza DP, opracowany w Zakładzie Dróg Kolejowych Centrum Naukowo-Technicznego Kolejnictwa [21, 23]. Wersja DP-3.0 systemu uwzględnia wymagania dla podtorza przeznaczonego do ruchu pociągów z prędkościami do 250 km/h. W zakresie oceny bezpieczeństwa, system DP identyfikuje najczęściej spotykane wady i zagrożenia podtorza oraz ocenia jego przydatność do eksploatacji w założonych warunkach, sprawdzając:

- podane objawy,
- prawidłowość położenia nawierzchni względem podtorza,
- stateczność nasypu na stoku (metoda uniwersalna),
- stateczność skarpy (metoda Felleniusa iteracyjnie),
- stateczność gruntu na skarpie (metoda M.M. Masłowa),
- stateczność podłoża skarpy (metoda W.W. Sokołowskiego),
- konsolidację podłoża nasypu nowo zbudowanego lub dobudowanego.

## 8. Wzmacnianie podtorza

Zazwyczaj nie ma jednego rozwiązania zapewniającego dostateczną stateczność podtorza gruntowego i powinny być rozważane rozwiązania takie, jak:

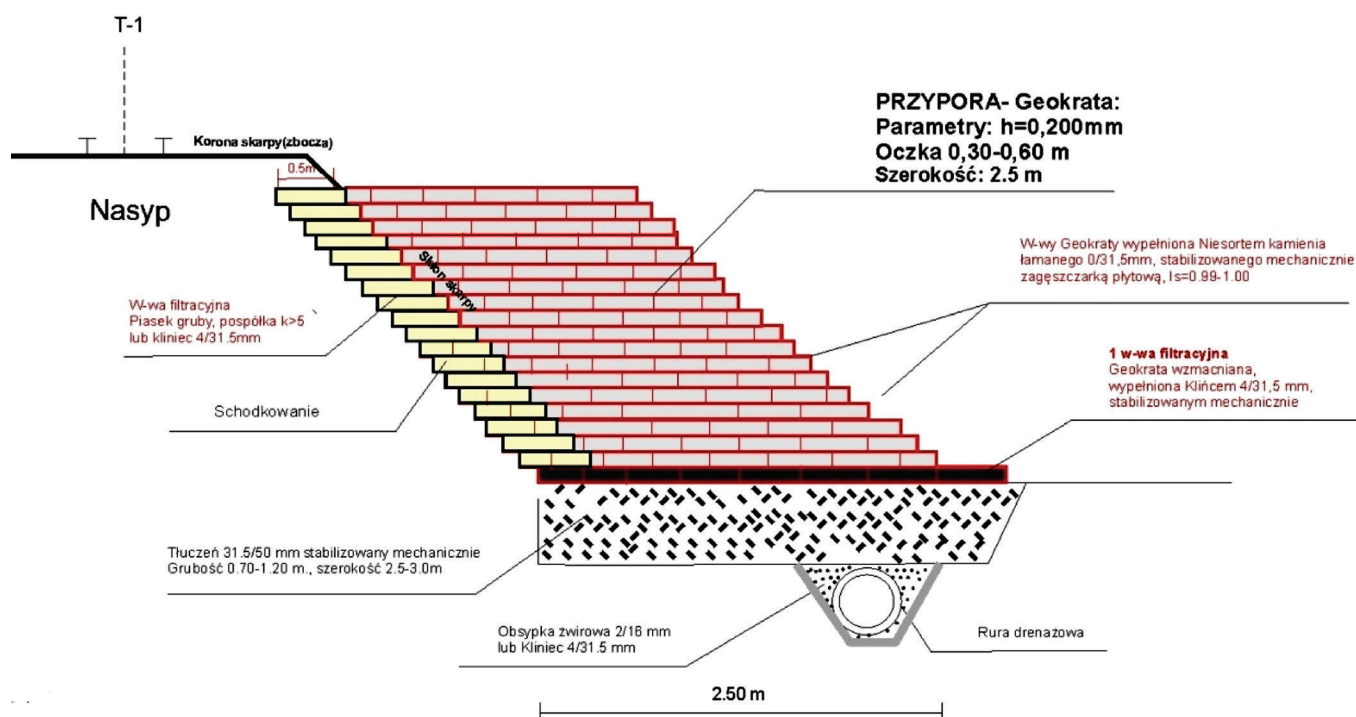
- wyeliminowanie czynników powodujących powstanie wady (np. odcięcie dopływu lub umożliwienie odpływu wód, zabezpieczenie przed mrozem, stabilizacja osuwających się bloków skalnych),
- wzmocnienie budowli (np. przypory, mury oporowe, ścianki, palowanie) – rysunek 8,
- zmiana właściwości gruntu budowli (np. częściowa wymiana, ulepszenie spoiwami lub środkami chemicznymi, doziarnienie, zbrojenie),
- zmniejszenie obciążenia (np. nasyp z kruszywa lekkiego, złagodzenie skarp) lub zwiększenie obciążenia (np. w celu przyspieszenia konsolidacji gruntów podłoża),

Tablica 4

Warunki, na które warto zwrócić uwagę przy identyfikacji niestabilnych stoków i skarp<sup>\*)</sup>[11]

Lista A Warunki oceniane przede wszystkim na podstawie map	Lista B Warunki oceniane na podstawie obserwacji w terenie
Wypukłe spękania stoku	Nachylenie ponad 40 stopni
Skarpa doliny	Źródła i wycieki wody
Nachylenie większe od 30 stopni	Przechylone drzewa
Wachlarzowate wypływy gruntu pod skarpą	Spęlanie gruntu
Brak umocnień	Spękania skarpy

<sup>\*)</sup>Szczegółnej uwagi wymagają warunki zaznaczone pogrubioną czcionką.



Rys. 8. Przypora z geokrata na przykładzie osuwiska na linii kolejowej E-30/CE-30, szlak Środa Śląska – Malczyce, km 34+875 do 34+940, tor nr 1 [6]

- przeniesienie obciążeń na grunt bardziej wytrzymały (np. pale zwieńczone płytą, zakotwione ścianki),
- ominięcie wady (np. odsunięcie toru, budowa objazdu).

## 9. Podsumowanie

Obecnie jest wiele zaległości w kompleksowych naprawach dróg kolejowych w Polsce, w tym uszkodzeń podtorza na dawniej zbudowanych liniach kolejowych, powodowanych np. przez roboty nawierzchniowe, zwiększenia obciążeń przekazywanych przez podkłady betonowe. W większości przypadków bezpośrednimi przyczynami tych uszkodzeń są błędy budowlane i utrzymaniowe powodujące pogorszenie spływu wód lub zwiększenie obciążeń gruntów podtorza, w tym tzw. starzenie się moralne, czyli niedostosowanie budowli do współczesnych warunków eksploatacji. Często pierwotną przyczyną nieprawidłowości są nietrafne albo opóźnione decyzje.

Ocena stanu podtorza gruntowego i jego przydatności do dalszej eksploatacji, zwłaszcza przewidzianego do rewitalizacji lub modernizacji, jest trudna i kosztowna, gdyż zawsze należy uwzględniać historię budowy i przebudowy podtorza, obowiązujące wówczas przepisy, niejednorodność konstrukcji, zmiany warunków jej eksploatacji oraz podstawowe prawa odnoszące się do stateczności budowli ziemnych, w tym konieczność weryfikacji wielu koncepcji. W przypadku linii długo eksploatowanych, szczególnie istotne są informacje o historii podtorza oraz śledzenie narastających lub powtarzających się odkształceń. Pomocne

w tym byłyby odpowiednie bazy danych i analizy wieloletnich pomiarów stanu torów, takie na przykład jak zaproponowano w [18].

W ocenie stateczności podtorza celowe jest stosowanie jak najszybszych i najbardziej efektywnych metod badań, umożliwiających wybór odcinków do szczegółowych badań i obliczeń stateczności. Jednak w takich badaniach nie zawsze potrzebne są najnowocześniejsze metody diagnostyczne, takie jak georadar (dotyczy to również metod obliczeniowych lub metody elementów skończonych). Problemem są zazwyczaj ograniczone możliwości dostatecznie dokładnego określenia wiarygodnych układów warstw i parametrów gruntów podtorza oraz związane z tym koszty badań i zakłóceń w eksploatacji drogi kolejowej. Brakuje również jednostek zajmujących się oceną stateczności eksploatowanego podtorza (w dawnych latach w przypadku zaistniałych już zjawisk osuwiskowych taką rolę spełniał między innymi Zakład Badań i Doświadczeń Budownictwa Kolejowego w Warszawie).

Zapewnienie stateczności podtorza przewidzianego do rewitalizacji lub modernizacji wymaga wprowadzenia systemowych rozwiązań dotyczących śledzenia i oceny stanu podtorza. Obecną praktykę cechuje wiele wad wynikających ze stosowanego systemu „projektuj i buduj”. System ten nie sprzyja prawidłowym ocenom stateczności podtorza, gdyż często wymuszane jest nierealne tempo rozpoznania podtorza oraz dalszych prac. Powoduje to rozpoczynanie robót bez projektu budowlanego. Nierealna staje się również kolejność prac, ponieważ projektowanie rewitalizacji lub modernizacji podtorza może rozpocząć się

dopiero po ustaleniu docelowego układu torowego, natomiast kolejność robót jest odwrotna. Dlatego przebudowa lub naprawa podtorza często ogranicza się do wzmocnień torowisk oraz poprawy odwodnienia.

Brakuje również odpowiednich systemów informatycznych, ponieważ stosowane obecnie systemy dostarczają jedynie opisowych informacji o obiektach infrastruktury kolejowej. Nie zapewniają natomiast kompleksowego przeglądu tej infrastruktury, określania jej stanu i skutecznego wspomaganie zarządzania. Często, te systemy nie są wzajemnie kompatybilne, co utrudnia, a niekiedy uniemożliwia, przesyłanie i zestawianie danych oraz ich analizę. Ponadto wiele danych dubluje się.

Przegląd literatury dotyczącej stateczności podtorza gruntowego świadczy również o tym, że zarządcy linii kolejowych niekiedy arbitralnie ustalają wymagania, niezgodnie z doświadczeniami z dawnych lat, bez zadbania o trwałość podtorza. Zazwyczaj problemem stają się terminy i koszty, a już dawno prof. A. Wasiutyński (pracownik i członek zarządu Drogi Żelaznej Warszawsko-Wiedeńskiej, twórca koncepcji przebudowy Warszawskiego Węzła Kolejowego i budowy linii średnicowej w Warszawie oraz naukowiec) wskazywał, że (...) *części budowy spodniej są mniej więcej jednakowe bez względu na typ drogi żelaznej (...)* Również według zaleceń europejskich i polskich wymagań, minimalną trwałość podtorza gruntowego należy przyjmować równą co najmniej 100 lat [5, 26].

## Bibliografia

1. Cała M., Flisiak J.: *Analiza stateczności skarp z zastosowaniem zmodyfikowanej metody redukcji wytrzymałości na ścinanie*. XXVI Zimowa Szkoła Mechaniki Górotworu. Bukowina Tatrzańska, 2003.
2. Cała M., Flisiak J.: *Analiza wpływu słabej warstwy na stateczność skarp*. Katedra Geomechaniki Budownictwa i Geotechniki, AGH. WWW [https://scholar.google.com/scholar?cluster=10264781761849522319&hl=pl&as\\_sdt=0,5&scioldt=0,5](https://scholar.google.com/scholar?cluster=10264781761849522319&hl=pl&as_sdt=0,5&scioldt=0,5), [dostęp 15.12.2019].
3. Dąbrowski A., Ochociński K., Skrzyński E.: *Zjawiska osuwiskowe na polskiej sieci kolejowej*. Problemy Kolejnictwa, 2014, z. 162.
4. DIN 4084 (Juli 1981): Baugrund- Gelände- und Böschungsbruchberechnungen. DIN Deutsches Institut für Normung e.V.
5. Earthworks and track bed for railway lines. Code 719 R (3<sup>rd</sup> edition). International Union of Railways, 2008.
6. Geodynamika – Biuro Inżynierskie Wilhelm Janusz Szczurek. WWW <http://www.geodynamika.pl/index.php/zagrozenia-geodynamiczne> [dostęp 15.12.2019].
7. Kłosiński B., Leśniewski Ł.: *O wymaganiach dotyczących stateczności zboczy i skarp*. Zeszyty Naukowo-Techniczne SITK Oddział Kraków. Problematyka osuwisk w budownictwie komunikacyjnym, seria Materiały Konferencyjne, 2009, nr 88, Zeszyt 144.
8. Krużyński M., Hawrysz M., Batog A.: *Stateczność skarp nasypów modernizowanych linii magistralnych*. Materiały z III Międzynarodowej Konferencji Naukowo-Technicznej „Problemy modernizacji i naprawy podtorza kolejowego”. Wrocław-Żmigród, 2006.
9. Lipko C., Skrzyński E.: *Ocena jakości i metody wzmocnienia podłoża na linii CMK przy v = 200 km/h*. Centrum Naukowo-techniczne Kolejnictwa, temat nr 1180/27. Warszawa, 1991.
10. Najder T.: *Wpływ roślinności na stateczność zboczy*, Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 2/2003, Gdańsk, 2003.
11. Nishikane Y. et.al: *Simple Method for Identifying Ustable Slopes Based on Topographical and Geological Conditions*. QR of RTRI, vol 56, No.4. Nov. 2015.
12. PN-B-03010:1983: Ściany oporowe – Obliczenia statyczne i projektowanie.
13. PN-EN 1997-1:2008: Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Cz. 1: Zasady ogólne.
14. Posadowienie obiektów budowlanych w sąsiedztwie skarp i zboczy. Instrukcja ITB 304. Warszawa, 1991.
15. Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 2 marca 1999 w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie, Dz.U. 43, poz. 430.
16. 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. 151, poz. 987 oraz Dz.U. 100, poz. 1082.
17. SIA 267:2003: Geotechnical design. Swiss Society of Engineers and Architects.
18. Skrzyński E., Ochociński K.: *Systemy informatyczne w infrastrukturze kolejowej*. Problemy Kolejnictwa, 2017, z. 176.
19. Skrzyński E., Sikora R.: *Kolejowe budowle ziemne*. Tom I: Utrzymanie i naprawy. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa, 1990.
20. Skrzyński E.: *Podtorze na liniach kolejowych dużych prędkości*. Problemy Kolejnictwa, 2013, z. 161.
21. Skrzyński E.: *Rozszerzenie istniejącego systemu Diagnostyka Podtorza o dodatkowe funkcje*. Centrum Naukowo-techniczne Kolejnictwa, temat nr 2052/22. Warszawa 1998.
22. Skrzyński E.: *Stateczność podtorza gruntowego*. VI Konferencja Naukowo-Techniczna „Problemy budowy i naprawy podtorza kolejowego”. Wrocław – Jelenia Góra, 22–23 listopada 2012 r.
23. Skrzyński E.: *System ekspercki oceny stanu technicznego podtorza, wspomagający decyzje o naprawach*. Praca CNTK nr 1889/27. Warszawa, 1993.
24. Studium przypadków osunięć ziemi na sieci kolejowej w Polsce, stwarzających zagrożenie dla ruchu kolejowego (dla potrzeb WP3 projektu SMARTRAIL). Instytut Kolejnictwa, temat nr 6519/71. Warszawa, 2012.
25. Trojnar K.: *Jak eliminować osuwiska drogowe?* Cz. 1. Nowoczesne Budownictwo Inżynierskie, wrzesień – październik 2009.
26. Warunki techniczne utrzymania podtorza kolejowego Id-3. Załącznik do Zarządzenia nr 9/2009 Zarządu PKP Polskie Linie Kolejowe S.A. z dnia 4 maja 2009 r.

27. Wasiutyński A.: *Drogi żelazne* (wydanie drugie uzupełnione). Wydawnictwa Naukowe Komisji Wydawniczej T-Wa Bratniej Pomocy Studentów Politechniki Warszawskiej. Warszawa, 1925.
28. Watanabe S., Ota N.: *Nomogram for installation specification of drain pipes for embankments*. Quarterly Report of RTRI, Vol. 56, No. 4, Nov. 2015.
29. Wiłun Z.: *Zarys geotechniki*. Wydawnictwa Komunikacji i Łączności. Warszawa, 1976.
30. Wysokiński L.: *Błędy systematyczne w budowie nasypów drogowych na przykładzie analizy obwodnicy Gorzowa Wielkopolskiego*. XXIV Konferencja Naukowo-Techniczna. Szczecin – Międzyzdroje, 26–29 maja 2009.
31. Zabuski L., Thiel K., Bober L.: *Osuwiska we fliszu Karpat polskich*, Wydawnictwo IBW PAN, Gdańsk, 1999.