



POLITECHNIKA WARSZAWSKA

ISSN 0137-2297

PRACE NAUKOWE • BUDOWNICTWO • z. 151

Krzysztof Gradkowski

**NOŚNOŚĆ PODŁOŻY NAWIERZCHNI
DRÓG SAMOCHODOWYCH
WZMACNIANYCH GEOSYNTETYKAMI**

BADANIA DOŚWIADCZALNE



OFICyna WYDAWNICZA POLITECHNIKI WARSZAWSKIEJ
WARSZAWA 2008

Krzysztof Gradkowski

Wydział Inżynierii Lądowej
Instytut Dróg i Mostów

NOŚNOŚĆ PODŁOŻY NAWIERZCHNI DRÓG SAMOCHODOWYCH WZMACNIANYCH GEOSYNTETYKAMI

Badania doświadczalne

Rękopis dostarczono 20.02.2008 r.

Praca jest poświęcona zagadnieniom komunikacyjnych budowli ziemnych, ich zasadom technologii i konstrukcji oraz nośności intensywnie eksploatowanej ich części stanowiącej strefę aktywną podłoża gruntowego nawierzchni dróg lądowych. Analogie konstrukcji dróg lądowych, czyli dróg samochodowych i szynowych, w odniesieniu do gruntowych podłoży nawierzchni pozwalają na łączne analizowanie problemu bez podziałów rodzajowych. Technologia realizacji budowli ziemnych, uwarunkowania normowe i przepisy techniczne mają wpływ na późniejsze parametry jakości gruntowych podłoży nawierzchni oraz nawierzchni dróg lądowych i poszczególnych rodzajów dróg. Sposoby zwiększania stateczności budowli ziemnych i jakości gruntowych podłoży nawierzchni drogowych, w szczególności samochodowych z zastosowaniem różnych materiałów wzmacniających, również geotekstylii, analizowano zarówno analitycznie, jak i na podstawie uzyskiwanych wyników doświadczeń, doprowadzając do sformułowania założeń i programu pomiarów na poletku poligonu modeli podłoża nawierzchni drogowych. Zagadnienia konstrukcji podłoży nawierzchni są ważne we wszystkich rodzajach dróg. W pracy skupiono uwagę głównie na drogach samochodowych, nie pomijając dróg szynowych. Specyfika konstrukcji nawierzchni dróg szynowych, kategoria i charakterystyki obciążeń nawierzchni przesądziły o zastosowaniu geotekstylii wyłącznie jako układy separujące poszczególne warstwy kruszyw. Znaczną część pracy stanowi raport oraz analiza wyników z przeprowadzonych pomiarów na poligonowym poletku doświadczalnym, obejmując również modele podłoża nawierzchni drogi lądowej wzmocnionej geotekstyliami. Poszukiwania rozwiązań ekonomicznych i skutecznych konstrukcyjnie skłoniły autora do przeprowadzenia serii poligonowych, pomiarowych testów podatności podłoża gruntowego z warstwami geowłókniny. Cały program pomiarów był finansowany ze środków własnych. Uzyskane wyniki są podstawą pozytywnych rokowań w odniesieniu do zastosowania geotekstylii w podłożach nawierzchni dróg samochodowych jako elementu wzmacniającego warstwę gruntowe podłoża nawierzchni. Całkowite rozstrzygnięcia technologiczne i pełne ustanowienie procedur stosowania geotekstylii

jako elementu wzmacniającego podłoże nawierzchni dróg samochodowych wymaga dodatkowych serii testów różnych typów geotekstylia i gruntów piaszczystych o zmiennych parametrach uziarnienia i powinno być przedmiotem dalszych badań.

Słowa kluczowe: drogowe budowlę ziemne, podłoże nawierzchni dróg, geotekstylia

1. WSTĘP

1.1. WPROWADZENIE I OPIS PROBLEMU

Na pojęcie bezpiecznej, trwałej i dobrej drogi składa się wiele różnego typu zagadnień. Każda droga może być traktowana jako szlak komunikacyjny (wodny lub lądowy) – z punktu widzenia użytkowników, oraz jako system konstrukcyjny stanowiący budowlę – z punktu widzenia technicznego. Bezpieczna droga to taka, która nie stwarza zagrożeń otoczenia użytkowników oraz ma bezpieczny i trwały układ konstrukcji. Z natury rzeczy największą uwagę należy zwrócić właśnie na ostatnią grupę problemów technicznych budowy dróg. Nie oznacza to jednak, że inne elementy typu inżynierii ruchu bądź psychologii użytkowników są mniej istotne w całym systemie budownictwa drogowego. Analizując konstrukcję drogi samochodowej lub szynowej, należy mieć na uwadze fakt, że jest to układ elementów nośnych w pełni analogiczny do każdej innej budowli, budynku. Bez wątplenia w konstrukcji drogi możemy wymienić co najmniej dwie części:

1. Część użytkową i funkcjonalną, czyli system konstrukcyjny nawierzchni złożony z wielu warstw.
2. Część fundamentową, tj. budowlę ziemną z podłożem nawierzchni.

Składowych części dwuelementowego układu konstrukcji drogi lądowej można wymienić znacznie więcej. Im podział będzie liczniejszy, tym trudniejsza jest jego analiza. Niezależnie od powyższego, nawet elementarna analiza konstrukcji, w fazie projektu i realizacji, powinna prowadzić do następujących zagadnień:

B – bezpieczeństwo konstrukcji całego układu drogi, mierzone np. znanymi powszechnie w technice współczynnikami bezpieczeństwa;

E_R – trwałość konstrukcji drogi, mierzona np. latami jej pełnej sprawności technicznej, przy stosownym ponoszeniu nakładów na eksploatację.

Obie wymienione grupy zagadnień, w dotychczasowej praktyce inżynierskiej w zakresie budownictwa drogowego, nie zajmowały równorzędnych pozycji, a były wręcz pomijane. Odpowiednią ekspozycję czynniki te zyskiwały i zyskują w zakresie budownictwa kubaturowego bądź mostowego. W niektórych przypadkach obiektów budowlanych określanie współczynników bezpieczeń-

stwa jest obligatoryjne i znormalizowane. Jednak w przypadku budowy dróg dotyczyło jedynie współczynników bezpieczeństwa stateczności skarp budowli ziemnych. Nie wyczerpywało to w żadnym stopniu określenia bezpieczeństwa konstrukcji całego układu czyli konstrukcji drogi.

Odmienne traktowano problemy trwałości konstrukcji, ograniczając rozważania do ogólnych określeń czasu żywotności obiektu oraz stopnia zużycia technicznego. Pojęcia trwałości konstrukcji funkcjonowały w świadomości techników i nie miały zastosowania w obowiązujących przepisach. Racjonalny kompromis pomiędzy bezpieczeństwem konstrukcji drogi a jej trwałością znajduje bezpośredni wyraz w nakładach finansowych na jej budowę i eksploatację. Zapis formalny tej zasady to:

$$B \cup E_R \geq \sum (I \cup K),$$

gdzie: B i E_R – bezpieczeństwo i trwałość,

I – całkowite nakłady inwestycyjne,

K – łączne koszty utrzymania sprawności eksploatacyjnej,

$\cup$ – koniunkcja.

Uściślając powyższą zasadę, można podać opis konstrukcji budowli ziemnych. Komunikacyjną budowlę ziemną definiujemy jako strukturę przestrzenną wykonaną z gruntu budowlanego, w formie nasypu lub wykopu, wraz z urządzeniami odwadniającymi. Konstrukcja budowli ziemnych będzie bezpieczna i trwała, jeżeli wszystkie jej elementy będą spełniać określone warunki, w co najmniej równym stopniu. Aby w procesie budowy zachować określone warunki, niezbędne jest dysponowanie:

- pełnym opisem regulacji prawno-technicznych i normowych tego rodzaju budowli (warunki techniczne, normy, specyfikacje techniczne),
- pełnym zasobem informacji technologicznych.

Do współczesnych sposobów technicznych zapewniających podniesienie trwałości i bezpieczeństwa konstrukcji budowli ziemnej w odniesieniu do korpusu i skarp należy głównie zastosowanie: struktur betonowych, rusztów pentagonalnych, geobloków i kaszyc zwanych też gabionami. Bezpieczeństwo i trwałość konstrukcji budowlanych, lub inżynierskich, zależy w dużej mierze od obciążeń granicznych bądź żywotności części składowych i elementów budowli.

Wymienione rozwiązania konstrukcyjne poprawiają stateczność skarp i korpusu, a zatem głównych części każdej budowli ziemnej. Skupiając uwagę wyłącznie na trwałości konstrukcji dróg lądowych, na podstawie obserwacji można zauważyć, że nie wszystkie ich części reprezentują te same okresy żywotności przy pełnej sprawności technicznej eksploatacji. Odnosząc się do wyodrębnionych dwóch części drogi, najistotniejszym elementem staje się żywotność jakościowa systemu konstrukcyjnego nawierzchni, decydującego o przydatności drogi.

Oznakami ograniczonej przydatności drogi są, chociażby ogólnie znane, koleiny czy spękania nawierzchni i wysadziny. Tymczasem właśnie w tym zakresie konstrukcji nawierzchni mamy do czynienia z niedostatkami tak w odniesieniu do przepisów normujących konstrukcję, jak i źródłowych sposobów obliczania układu wielowarstwowego, obejmującego również podłoże nawierzchni dróg lądowych. Katalog konstrukcji nawierzchni drogowych, czy też odpowiadające mu specyfikacje technologiczne nie pozwalają na „projektowanie trwałości nawierzchni”, bowiem mówiąc ogólnie, nie referują stosownych parametrów materiałów składowych:

- reologicznych materiałów poszczególnych warstw nawierzchni i jej podłoża,
- retardacji i pęcznienia materiałów nawierzchniowych i niektórych form podłoża,
- mierne rozeznanie dynamiki nawierzchni dróg.

Wynika to także z niedoskonałości obowiązujących metod wymiarowania nawierzchni, a zatem braku adekwatnych modeli fizycznych i analogowych ujmujących między innymi mierniki tych parametrów. „Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych” GDDP 1997 po czterech latach został uzupełniony o „Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych” (KWRNPP – GDDP 2001), mimo iż obliczeniowy okres eksploatacji nawierzchni wynosi 20 lat, i został określony w podstawowych kryteriach projektowych i wymiarowania jako podstawa typowych konstrukcji nawierzchni dróg samochodowych. W KWRNPP przedstawiono w szczególności metodę wymiarowania nawierzchni opartą na grupie metod i sposobów obejmujących wyznaczanie stanu naprężeń, odkształceń i przemieszczeń w układzie konstrukcji nawierzchni oraz porównanie do pewnych kryteriów trwałości, wynikających z różnych modeli reologicznych. Siłą rzeczy są to pewnego rodzaju adaptacje i połączenia, wielokrotnie niespójnych i opartych na odmiennych założeniach sposobów, które muszą być obarczone współczynnikami empirycznymi. Powoduje to możliwość pewnej swobody przy wymiarowaniu nawierzchni i nie pozwala na jednoznaczne określenie trwałości – żywotności odkształcalnego sprzężyscia i całkowicie sprawnego stanu nawierzchni drogowej.

W odniesieniu do części fundamentowej drogi (czyli budowli ziemnych), podobnie jak w budynkach, przyjęto się powszechnie uważać, że okres trwałości powinien wynosić około 150 lat. Powinno to zatem dotyczyć wszystkich części budowli ziemnej, w tym i przynależnych do niej urządzeń odwadniających (przepusty, dreny, rowy). Tymczasem, określenia okresu żywotności i trwałości budowli ziemnej nie znajdujemy w ogólnych przepisach technicznych projektowania i budowy. W warunkach technicznych jakim powinny odpowiadać drogowe obiekty inżynierskie i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 63 z 2000 r., poz. 735) są wymienione jedynie przepusty, w przypadku których przewiduje się okres użytkowania nie mniejszy niż 40 lat. Odpowiednie warunki techniczne dróg publicznych (Dz. U. Nr 151 z 1998 r., poz. 987) także nie dotyczą tych zagadnień. Kryteria oceny trwałości i żywotności w odniesieniu do budowli ziemnych

nie są też sformułowane w obowiązujących wcześniej polskich normach, tj. [71] i [72] o tym samym tytule „Roboty ziemne”. Są to zagadnienia obejmowane przez dział techniki noszący nazwę *geotechniki komunikacyjnej* [29].

Należy podkreślić, że bezpieczne konstrukcje dróg to trwałe, sprawne i stateczne w pełnym, przewidywalnym okresie eksploatacji konstrukcje wszystkich ich elementów i części drogi. Jednak analizując to zagadnienie, nie można oprzeć się wrażeniu, że jest ono traktowane w przepisach i normach w sposób domniemany lub marginalnie. Ponadto występuje wyraźny brak uporządkowania terminologii, określeń poszczególnych elementów i nazewnictwa. Wydaje się, że precyzja i konsekwencja definicji i określeń ustalających zakres znaczeniowy poszczególnych pojęć i zjawisk technicznych może mieć bardzo istotne znaczenie w budowie bezpiecznych konstrukcji dróg. W dalszej części pracy podjęto próby kolejnych uporządkowań, niezależnie od procesu wdrażania nowych norm europejskich i toczących się na ten temat dyskusji.

Obserwując realizację procesów projektowo-inwestycyjnych dróg lądowych, bo w równym stopniu dotyczy to zarówno dróg szynowych, jak i samochodowych, odnosi się wrażenie, że budowle ziemne powstają niejako przy okazji budowy dróg. Tymczasem udział w całkowitym koszcie budowy odcinków kolei lub dróg samochodowych może przekraczać niekiedy 65%. Od ponad pół wieku, w polskim systemie kształcenia inżynierów dróg przeważa model *inżyniera-pioniera*, to jest osoby, która na wielkich, niezagospodarowanych połaciach kraju wytycza szlaki komunikacyjne, w przyszłości aktywizujące gospodarczo i kulturowo te obszary. Z takiego też stereotypu wywodzą się pierwsze wskazania w nauce projektowania niwelety dróg. Otóż na profilu podłużnym, będącym rzutem trasy drogowej na płaszczyznę pionową podłużnego przekroju terenu (rys. 1.1), poszukuje się takiego usytuowania niwelety drogi zamiejskiej, aby spełniała w maksymalnym stopniu warunek:

$$\sum_{i=1}^n V_{N,i} = \sum_{i=1}^n V_{W,i}, \quad (1.1)$$

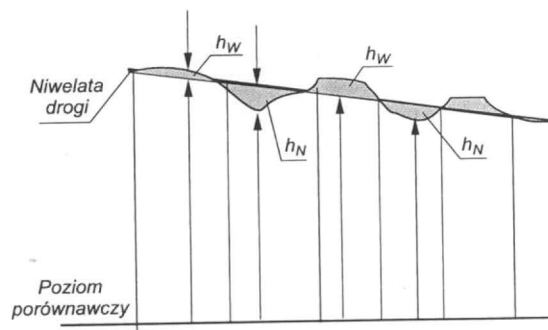
gdzie: $V_{N,i}$ – objętości nasypów [m^3],
 $V_{W,i}$ – objętości wykopów [m^3].

Przy założeniu zbliżonych wymiarów geometrycznych przekroju nasypu i wykopu na całym odcinku drogi (co nie zawsze jest prawdziwe) warunek (1.1) może mieć postać:

$$\sum_{i=1}^n h_{N,i} = \sum_{i=1}^n h_{W,i}, \quad (1.2)$$

gdzie: $h_{N,i}$ – wysokości nasypów w poszczególnych przekrojach odcinka drogi [m],

$h_{W,i}$ – głębokości wykopów w poszczególnych przekrojach odcinka drogi [m].



Rys. 1.1. Schemat niwelety „równoważącej” objętości gruntu w nasypach i wykopach

W ten sposób dokonuje się teoretycznego założenia, że grunty istniejącego podłoża na zadanym odcinku trasy osi drogi, pochodzące z wykopów, ich parametry fizyko-mechaniczne, rodzaj i jakość są w pełni przydatne do budowy nasypów. Oznacza to podłużny – wzdłuż osi drogi – transport materiału gruntowego. Założenie to obowiązuje w całym przekroju nasypów, w tym i części podłoża nawierzchni tzw. strefy aktywnej i przez to nie jest prawdziwe. Wzdłużna równowaga wynikająca z warunku (1.2) znajduje swoje odzwierciedlenie na wykresach objętości i rozdziału mas gruntu rodzimego oraz przekłada się bezpośrednio na niskie koszty budowy. Jest to system taniego transportu podłużnego mas i wydajny w ilościach budowanych kilometrów dróg. W konsekwencji zakładamy, że na trasie drogi, w wykopach, występują same miejsca (kopalnie) gruntów i kruszyw budowlanych, niezbędnych do budowy nasypów i przydatnych między innymi do sporządzania mieszanek wiązanych hydraulicznie. Jest to założenie iluzoryczne. W jego następstwie otrzymujemy mierną jakość budowli ziemnych dróg, przy znacznej liczbie wykonanych kilometrów. Jest to klasyczny przykład ekstensywnego cyklu inwestycyjnego budownictwa drogowego, którego zalety należy szczególnie cenić w warunkach odbudowy infrastruktury kraju. Pożądanym systemem przeciwnym jest wnikliwe i kompetentne rozpatrywanie lokalnych warunków gruntowych, wykorzystywanie gruntów o właściwościach odpowiadających projektowanym do budowy budowli ziemnych, w szczególności podłożu nawierzchni, i pełna eliminacja gruntów o wątpliwych i złych właściwościach.

1.2. CEL PRACY

Cel tej pracy wynika z ogólnie znanych w kraju konieczności niezbędnego zwiększenia jakości nawierzchni dróg samochodowych i autostrad. Istotna funkcja konstrukcyjna podłoża nawierzchni drogowych nie była i nie jest należycie doceniana, a proces występujących destrukcji i degradacji na-

wierzchni dróg samochodowych może być znacznie ograniczony poprzez zwiększenie jakości konstrukcyjnej tych podłoży.

Celem podstawowym rozprawy jest analiza konstrukcji podłoży nawierzchni dróg lądowych, ze szczególnym uwzględnieniem podłoży nawierzchni dróg samochodowych. W przypadku modelu podłoża drogi samochodowej założono i przeprowadzono odpowiedni program doświadczalny na poletku poligonowym, obejmujący określenie możliwości wzmocnienia podłoży nawierzchni z zastosowaniem geotekstylii. Szczegółowe rozpoznanie i opis konstrukcji podłoży nawierzchni dróg samochodowych oraz metody ich wzmocnień, uzyskane na podstawie tematycznego przeglądu bibliografii, stanowił cel pośredni w realizacji pracy. Znaczące przykłady opisu pracy tych konstrukcji oraz doświadczenia i prace badawcze w tym zakresie zostały obszernie zrelacjonowane. Dotyczy to także podłoży nawierzchni dróg szynowych, w których problemy konstrukcji i wzmocnień są na ogół w skali europejskiej rozstrzygnięte, a doświadczenia w tym zakresie były pomocne w realizacji celu niniejszej publikacji. Za skutkujące, w końcowej części pracy, uznano opracowanie wniosków stanowiących o możliwościach wzmacniania podłoży nawierzchni dróg samochodowych za pomocą geowłóknin oraz wskazań zakresu pomiarów uściślających. Na ich podstawie można opracować szczegółowe specyfikacje techniczne zastosowania włóknin do wzmocnień podłoży nawierzchni samochodowych, gwarantujących pełne bezpieczeństwo całej konstrukcji nawierzchni dróg samochodowych, polegające na jej trwałości i nieodkształcalności.

1.3. MODELE ANALITYCZNE NAWIERZCHNI DROGOWYCH I ICH PODŁOŻY

Nawierzchnia dróg samochodowych lub nawierzchnia szynowa jest konstrukcją inżynierską służącą do przejmowania i przenoszenia na podłoże gruntowe lub obiekt inżynierski zadanych obciążeń statycznych i dynamicznych pochodzących od pojazdów i innych wpływów zewnętrznych (np. termicznych), w sposób zapewniający bezpieczeństwo ruchu i jej określoną trwałość. Dopiero z chwilą pojawienia się na drogach samochodu ciężarowego stwierdzono wielki wpływ jego obciążenia przypadającego na koło. Stąd zrodziły się pierwsze teorie rozkładów naprężeń w nawierzchni i podłożu gruntowym. Każda nawierzchnia drogowa charakteryzuje się warstwowością. Warstwy te można podzielić na trzy grupy: warstwy ścieralne (górne), warstwy wiążące (pośrednie) oraz warstwy podbudowy (warstwy nośne). Inny podział: nawierzchnia (nawierzchnia właściwa z warstwami ścieralnymi i wiążącymi), podbudowa (z warstwami wzmacniającymi podbudowę, warstwą górną i dolną podbudowy), podłoże gruntowe z ulepszoną strefą stabilizowaną i warstwami podłoża gruntowego naturalnego.

Nawierzchnia drogowa powinna funkcjonować przede wszystkim w zakresie odkształceń sprężystych z uwagi na jej specyfikę. W przypadku nawierzchni bitumicznych nawierzchnie funkcjonują również w stanach po sprężystych, a więc plastycznych, wykazując silne własności lepkie. Lepkość nawierzchni podatnej (asfaltowej) jest zasadniczym i podstawowym parametrem mechanicznym. Nawierzchnia, zwłaszcza w polskich warunkach klimatycznych (liczba przejść przez temperaturę zerową, jak również ekstremalnych temperatur w Polsce jest jedną z najbardziej niekorzystnych w Europie), funkcjonuje w warunkach skrajnych obciążeń.

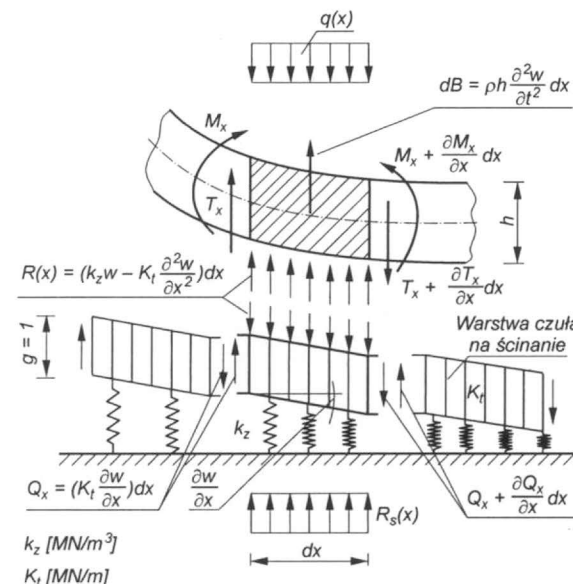
Każda nawierzchnia drogowa spoczywa na podłożu gruntowym lub na konstrukcji inżynierskiej (most, tunel, wiadukt, przepust). Podłoże gruntowe jest zatem związane ze wszystkimi typami budowli i obiektów inżynierskich stosowanych w praktyce. Zasadniczymi składnikami gruntów są: szkielet gruntowy (mechaniczny), woda i pustki powietrzne w różnych proporcjach pomiędzy sobą w zależności od rodzaju gruntu. Od ponad wieku tworzy się różne fizyczne i matematyczne modele podłoża opisujące w sposób przybliżony zachowanie rzeczywistego ośrodka gruntowego. Według pojęć mechaniki, podłoże sprężyste stanowi wiąz i budowli, i nawierzchni. W skład gruntu wchodzi: szkielet mechaniczny, woda i pustki powietrza. Najbardziej interesującym konstruktora jest szkielet ośrodka gruntowego jako podstawy konstrukcyjnej wszelkich nawierzchni. Modele podłoża możemy podzielić na: jednoparametrowe i jednokierunkowe, dwuparametrowe i jednokierunkowe, dwuparametrowe i dwu- lub trzykierunkowe, wieloparametrowe i wielokierunkowe, ciągle i inne.

Z kilkuset znanych modeli w literaturze przedmiotu „mechanika gruntów i fundamentowanie” przytoczymy kilka za [24, 51]:

- model podłoża Winklera liniowy, biliniowy, jednostronny, nieliniowy,
- model inercyjny Winklera,
- modele reologiczne Winklera,
- model Wiegharda,
- model Filonienko-Borodicza,
- model Pasternaka,
- model Własowa,
- wieloparametrowe modele Kerra,
- model półprzestrzeni i półpłaszczyzny sprężystej,
- modele kombinowane Winkler plus półpłaszczyzna sprężysta,
- modele podłoża ziarnistego i bryłowego (Kangurowa).

Wszystkie te modele są wykorzystywane w dynamicznym i statycznym obliczaniu i projektowaniu nawierzchni drogowych. Literatura przedmiotu liczy kilka tysięcy pozycji w tym wiele monografii i prac przeglądowych. Jeden z pierwszych sposobów wymiarowania nawierzchni polegał na rozwiązaniu

zadania statycznego płyty sprężystej (Kirchhoffa) spoczywającej na podłożu Winklera. Schemat ten jest stosowany do dnia dzisiejszego w zakresie określania stanów naprężeń, odkształceń i przemieszczeń w płytach pasów startowych, dróg do kołowania i płyt postojowych na lotniskach i drogowych nawierzchniach betonowych (rys. 1.2).

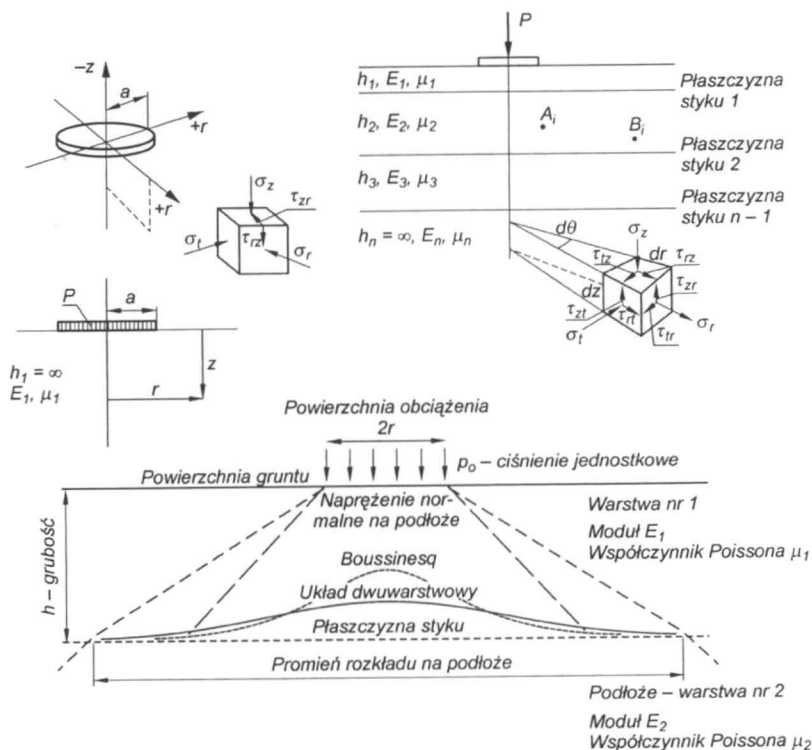


Rys. 1.2. Schemat dynamiczny nawierzchni na jednokierunkowym i dwuparametrowym podłożu Pasternaka z jednostkową warstwą przenoszącą ścinanie wg [50]

Liczne prace Westergaarda (1923 i dalsze) polegały na znalezieniu rozwiązania równania równowagi statycznej płyty we współrzędnych biegunowych. W 1945 r. w J. Appl. Physics ukazały się trzy prace Burmistera [3], w których rozpatrywano najpierw płytę dwuwarstwową, a następnie wielowarstwową spoczywającą na modelu podłoża sprężystego typu półprzestrzeni sprężystej. Osiowo symetryczne obciążenie płyty modeluje zastępczy nacisk opony samochodowej lub samolotowej rozłożone na kole. Model ten przetrwał próbę czasu i jest stosowany do chwili obecnej. Z dwuwarstwowej nawierzchni wynika mniejsze naprężenie i odkształcenie w dowolnym jej punkcie w stosunku do klasycznego zadania Bousinesqua, pod jednakże warunkiem większej sztywności warstwy górnej niż dolnej. Schematy na rys. 1.3 ilustrują idee teorii Burmistera.

W chwili obecnej dysponujemy pełnym oprogramowaniem teorii rozszerzonej o przypadek uwzględnienia lepkości w warstwach (Elsym, Bisar3 i inne).

Nieco wcześniej teorię Burmistera rozszerzono na układy warstw anizotropowych. Należy również zwrócić uwagę na pewien wariant teorii Burmistera podany przez Odemarka (1949) polegający na zaprojektowaniu poszczególnych warstw nawierzchni o równej sztywności. Matematycznie zadanie Burmistera sprowadza się do rozwiązania równania biharmonicznego we współrzędnych walcowych. W monografii [60] podano praktycznie całą literaturę i metody obliczania nawierzchni drogowej, opierając się na teorii Burmistera.



Rys. 1.3. Schematy nawierzchni Burmistera, wielowarstwowa półprzestrzeń sprężysta obciążona statycznie siłą skupioną, wg [3, 24]

Pierwsze próby opisu dynamicznego nawierzchni pojawiły się w opisie biliniowym – półprzestrzeń sprężysta i sprężyny Winklera. Obciążenie stanowiły ruchome, bezinercyjne pojedyncze prostokąty lub grupa prostokątów modelujących ślady opon. Matematycznie rozwiązano zadanie przy wykorzystaniu całek i szeregów Fouriera. Wpływ podłoża uwzględnia pewien zastępczy współczynnik.

Dalsze prace z końca lat 70. i początku lat 80. zakładały bardziej realne i dokładne modele podłoża, w których uwzględniano przede wszystkim wpływ

ścianania na dynamikę nawierzchni (modele dwuparametrowe i jednokierunkowe Pasternaka, Własowa, Kandaurowa). Następnie rozpatrywano uogólniony model Winklera dwuparametrowy lecz trójkierunkowy. Wreszcie analizowano nawierzchnie wszelkiego typu na modelach podłoża wieloparametrowego. W tym ostatnim przypadku coraz częściej stosowano superelement skończony; warstwa nawierzchni, warstwa podłoża. Zwrócono uwagę na stochastyczność stałych mechanicznych współczynników podłoża, częstości drgań własnych nawierzchni itp. Rozwiązano zadania z nawierzchnią przegubową, zaczęto uwzględniać nierówności nawierzchni początkowo sztywnego koła na sprężynie (układ o jednym stopniu swobody), następnie oscylatory jedno- i dwumasowe.

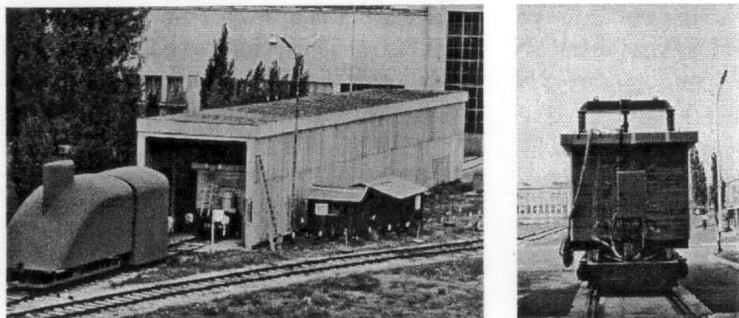
1.4. BADANIA PODŁOŻY NAWIERZCHNI W INSTYTUCIE BADAWCZYM WIEDŃ-ARSENAL

Zajmując się zagadnieniami drogowych budowli ziemnych, ich strukturą, statecznością podłoża nawierzchni w strefie aktywnej, nie sposób pominąć, choćby w zarysach, wielkiego programu badawczego z połowy lat osiemdziesiątych, przeprowadzonego w instytucie wiedeńskim. Był to największy, w sensie programu, i najdroższy, oraz najdłuższy program badawczy w tym zakresie na świecie w XX wieku.

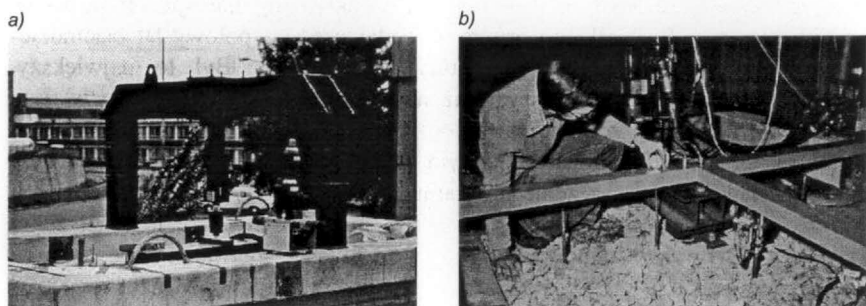
Biorąc bezpośredni udział w jednym z etapów pomiarowych, można było ocenić ponadczasowe znaczenie programu badań, najwyższy poziom symulacji warunków zewnętrznych pracy fragmentu budowli ziemnej i nawierzchni szynowej i wówczas najnowocześniejsze na świecie zaawansowane techniki pomiarowe. Badania przeprowadzano w Instytucie Budowy Maszyn w Kompleksie Ośrodków Badawczych Wiedź-Arsenal przy współpracy przedstawicieli odpowiednich instytutów z Holandii i Francji. Poszukiwanie odpowiedniej konstrukcji podłoża nawierzchni szynowej, a zwłaszcza jego górnej najbardziej obciążonej strefy, było i jest w dalszym ciągu przedmiotem zainteresowania wielu zarządów kolei europejskich i Komitetu D 117 Biura Prób i Badań ORE (obecnie ERRI). Były to badania zachowania się modelu w skali 1:1 i rozkładu sił wewnętrznych w podtorzu przy różnym jego uwarstwieniu pod obciążeniem dynamicznym w zmiennej temperaturze i przy różnym zawilgoceniu.

Podstawowym założeniem opracowanej koncepcji programu badań laboratoryjnych był pomiar sił wewnętrznych oraz odkształceń uwarstwionego podłoża pojedynczego podkładu kolejowego pod obciążeniem symulującym przejazd pociągu w zmiennych i również symulowanych warunkach atmosferycznych. Głównym urządzeniem do przeprowadzenia tego rodzaju badań była przewoźna skrzynia z betonu zbrojnego o wymiarach około 4,0 m × 2,0 m × 2,0 m umieszczona na podwoziu wagonu kolejowego (rys. 1.4,

1.5, 1.6, 1.7, 1.8). Podstawowym założeniem przeprowadzanych badań było możliwie ściśle i wierne odwzorowanie rzeczywistych warunków pracy podłoża.



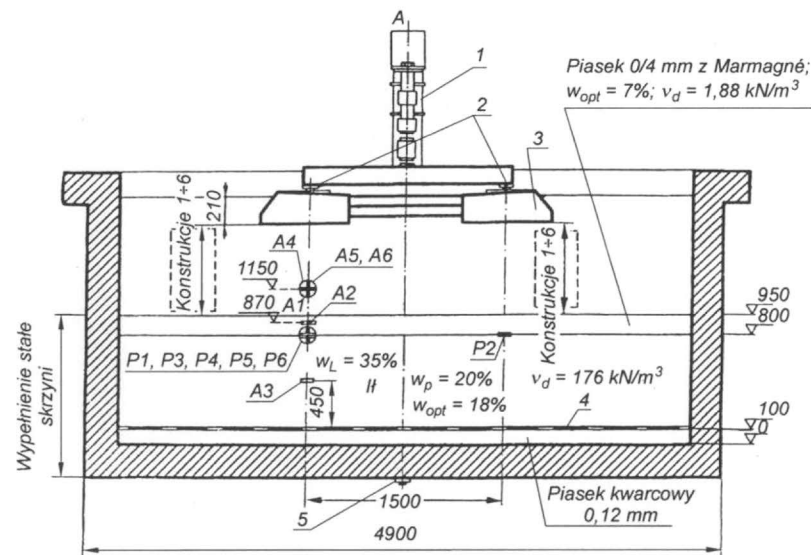
Rys. 1.4. Widok ogólny skrzyni żelbetowej w hangarze pomiarowym



Rys. 1.5. Osprzęt górnej części skrzyni służący do: a) przekazywania obciążeń i b) pomiaru tasometrycznego

Źródłem obciążeń statycznych i dynamicznych był pulsator hydrauliczny wraz z urządzeniem sterującym firmy MTS. Zapis nacisku osi nominalnej pociągu 100 kN został aproksymowany i przedstawiony w układzie współrzędnych czas-siła za pomocą odcinków trzech parabol o liczbie cykli $N = 2 \cdot 10^6$, co odpowiadało w przybliżeniu przejazdowi 4 tys. pociągów. Przed każdą kolejną fazą obciążenia i po wypełnieniu skrzynia znajdowała się w ciągu 24 godzin w wieloprzestrzennej komorze klimatyzacyjnej umożliwiającej zamrożenie jej zawartości do -40° , przy zmiennych poziomach zawilgocenia od dna. Kolejne zmieniające się struktury wypełnienia skrzyni zmierzały do poszukiwania rozwiązania konstrukcji aktywnej strefy podłoża zmierzających w dwóch różnych kierunkach, to znaczy albo zastosowanie podłoża warstwy wzmocnionej z gruntów stabilizowanych spoiwami mineral-

nymi oraz organicznymi, albo wprowadzenie wielu warstw kruszyw z zastosowaniem geosyntetyków (wówczas zwanych włókninami technicznymi). Rysunek 1.9 przedstawia przykład osiadania punktów pomiarowych dla jednej ze struktur wypełnienia górnej części skrzyni.



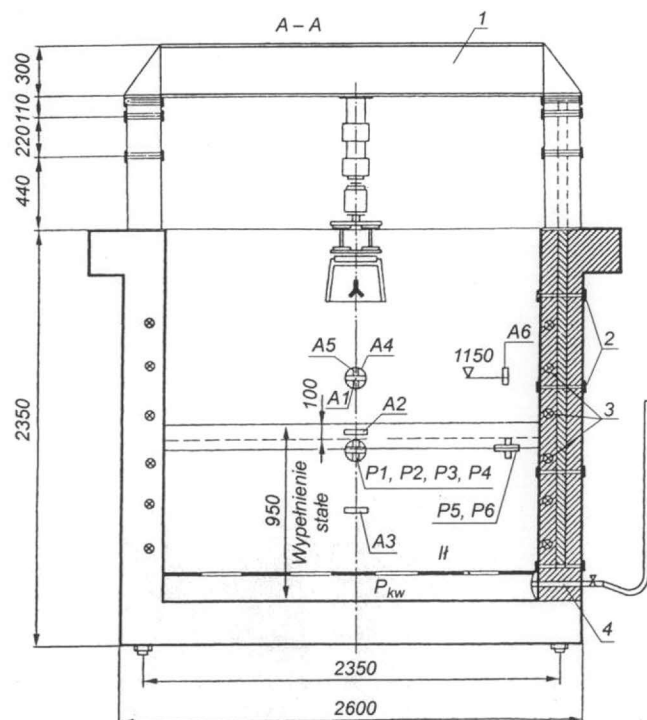
Rys. 1.6. Przekrój skrzyni do testu dynamicznego oddziaływania nawierzchni na podłoże. Pomiar przyspieszeń w punktach A i pomiar naprężeń w punktach P

1 – cylindry pulsacyjne firmy MTS, 2 – pomiar kontrolny przekazywanych nacisków, 3 – podkład blokowy, 4 – włókna „Terram” 300 g/m², 5 – dwie śruby kontrujące

Przyspieszenia i naprężenia mierzono przy użyciu czujników elektrycznych firmy Hottinger, uzyskując ciągły zapis graficzny i cyfrowy, natomiast osiadania – za pomocą tasometrów mechanicznych o teleskopowej zasadzie działania, z cykliczną rejestracją odczytów lub z rejestracją ciągłą.

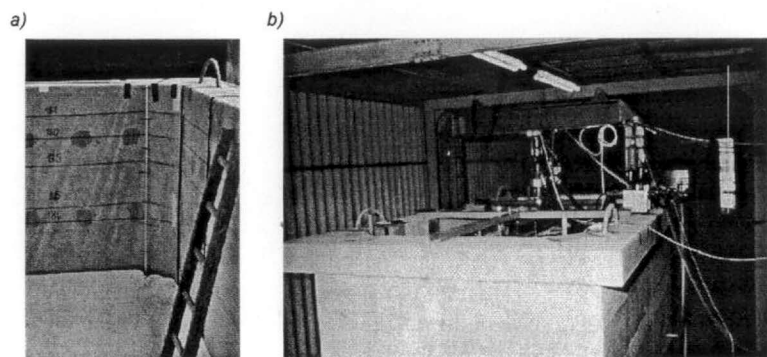
W odniesieniu do podstawowych pomiarów naprężeń, odkształceń i przyspieszeń zasadniczy materiał pomiarowy stanowią zapisy graficzne na taśmach oscylogramu oraz ich cyfrowe odwzorowanie. W wyniku przeprowadzonych badań i pomiarów otrzymano unikatowy materiał badawczy w skali światowej. Przeprowadzenie analogicznych badań na odcinkach doświadczalnych na ogół nie jest możliwe ze względu na brak możliwości opisu analitycznego warunków zewnętrznych, a także ze względu na brak fizycznych możliwości wykonania niektórych pomiarów. Wartość przeprowadzonych badań jest tym większa, że został zachowany w możliwie największym stopniu podstawowy wymóg obo-

wiązujący we wszelkiego rodzaju badaniach laboratoryjnych i modelowych, to jest warunek izolacji od nierejestrowanych wpływów zewnętrznych.

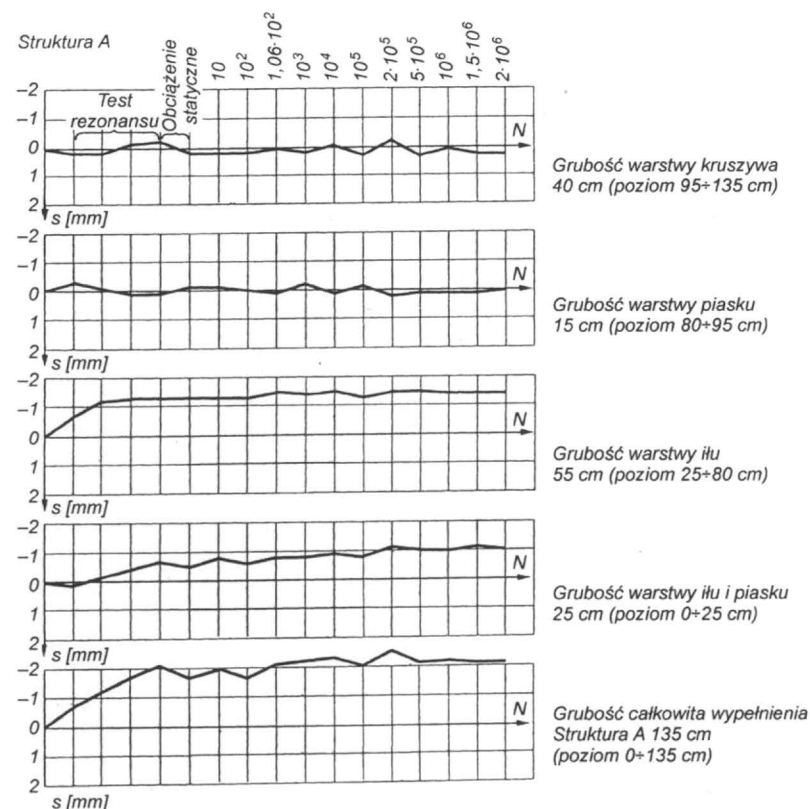


Rys. 1.7. Przekrój poprzeczny skrzyni testowej

1 – rama oporowa, 2 – termometry elektryczne, 3 – spirale grzejne, 4 – dopływ wody



Rys. 1.8. Widok skrzyni betonowej: a) puste, b) napełnionej z osprzętem pomiarowym



Rys. 1.9. Wykresy osiadania punktów pomiarowych podłoża jednej struktury wypełnienia skrzyni

Podstawową metodą, jaka może być stosowana przy analizie takich danych, jest metoda porównywania wyników dla struktur różnych podłoży, to jest osiadań poszczególnych warstw, naprężeń na ich stropie i spągu oraz przyspieszeń. Jednak bezpośrednie porównywanie poszczególnych krzywych oscylogramów jest niemożliwe ze względu na ich liczbę. Jest to zresztą niecelowe, analizę porównawczą musiało bowiem poprzedzać odpowiednie uśrednienie wielkości charakterystycznej przy ustalonych etapach obciążenia (np. po $N = n$ cykli obciążenia) oddzielnych przy każdej z badanych wielkości i konstrukcji podłoża. W efekcie wykonania programu badawczego, który w istocie dotyczył podłoża nawierzchni szynowych, a nie samochodowych, nie sposób pominąć pewnych wniosków i doświadczeń o charakterze ogólniejszym niż ścisłe przeznaczenie całego programu, a wiążące się z przedmiotem niniejszej pracy. Wprowadzie naciski przekazywane na nawierzchnię szynową były prawie dwukrotnie większe niż naciski przekazywane na nawierzchnię

samochodową, to jednak można było ustalić istotne uwagi odnoszące się do projektowanych w dalszej części pracy badań i pomiarów podłoża nawierzchni dróg samochodowych. Należą do nich:

- określenie znaczenia i nadanie rangi badaniom obejmującym głównie podłoża gruntowe różnych rodzajów nawierzchni, sposobów symulacji warunków atmosferycznych i obciążeń zewnętrznych;
- wpływy dynamiczne, drgań przekazywanych przez nawierzchnie dróg samochodowych na podłoża, są zdecydowanie mniejsze i układy modelowania nawierzchni dróg samochodowych ruchu ciężkiego mogą być całkowicie zredukowane;
- ograniczenie modelowe, przy badaniach podłoża nawierzchni drogowej, polegające na bezpośrednim obciążeniu proporcjonalnym, bez struktury warstw nawierzchni są również skuteczne, a ponadto pozwalają na uniknięcie niepożądanego, dodatkowego zbrojenia samego podłoża gruntowego kablami i przewodami urządzeń rejestrujących.

Pomimo nie zakwalifikowania powyższych badań jako udziału własnego w całym programie badawczym, bezpośredni udział w pomiarach pozwolił na zdobycie odpowiedniego doświadczenia oraz wyciągnięcie szeregu wniosków szczegółowych odnośnie sposobów badań, wzmocnień i izolacji podłoża nawierzchni dróg szynowych i samochodowych, zawartych między innymi w dalszych rozdziałach.

Przedstawiony zarys zrealizowanego programu badawczego jest również dowodem na to, jak kosztowne i długotrwałe mogą być programy dotyczące badań samego podłoża nawierzchni, co nie może być wprowadzone w przypadku zamierzonego projektu i wykonania pomiarów na modelu podłoża nawierzchni, stanowiących cel główny niniejszej pracy.

2. KONSTRUKCYJNE I TECHNOLOGICZNE ASPEKTY BUDOWLI ZIEMNYCH

2.1. KOMUNIKACYJNE BUDOWLE ZIEMNE FUNDAMENTEM NAWIERZCHNI DRÓG ŁADOWYCH

Obecnie, podstawowym wymogiem rozwoju gospodarczego makro- lub mikroregionu jest nie tylko istnienie sieci dróg, lecz także i przede wszystkim dróg odpowiedniej jakości technicznej. Przez podłoża nawierzchni komunikacyjnych, w sensie ogólnym, rozumie się tę część ośrodka gruntowego budowy ziemnej, na którym spoczywa zasadnicza część funkcjonalna drogi, czyli na-

wierzchnia drogi kołowej lub kolejowej, zwana niekiedy poddrożem lub torowiskiem. Górna część budowy ziemnej, podłoża, stanowiąca fundament nawierzchni powinna zapewniać odpowiednią nośność i stateczność ośrodka gruntowego w pewnej granicy głębokości zwanej *strefą aktywną* (rys. 2.1).



Rys. 2.1. Schemat podziału na części nasyp-wykop drogi lądowej w przekroju

Zasięg głębokości samej strefy dróg lądowych określa się na $1,50 \div 1,80$ m:

- od spodu dolnej warstwy podbudowy w przypadku nawierzchni dróg samochodowych,
- od spodu pryzmy podsypki w przypadku nawierzchni szynowej.

Wymieniona granica głębokości wynika z następujących aspektów:

- dystribucji i zakresu naprężeń w gruncie od obciążeń statycznych i dynamicznych,
- propagacji i tłumienia fal w ośrodku podłoża graniczącym z nawierzchnią,
- maksymalnej granicy przemarzania w krajowych warunkach klimatycznych,
- stosowania zabiegów techniczno-konstrukcyjnych przy budowie tej części przekroju drogi, a związanych z wymianą gruntów, zabudową warstw wzmacniających, geowłóknin, podsypek wielowarstwowych, zagęszczeń i odwodnień,
- minimalnej głębokości 2,0 m jako strefy ścisłego rozpoznania jakości podłoża gruntowego, w normach projektowania nawierzchni podatnych półsztywnych i sztywnych.

W praktyce budownictwa komunikacyjnego daje się zauważyć pewien rozwój konstrukcji podłoża nawierzchni plasowanych w strefie aktywnej. Jednak z różnych przyczyn nie jest on równomierny w poszczególnych rodzajach dróg, porównując budownictwo dróg szynowych i dróg samochodowych. W budownictwie dróg szynowych kształtowanie podłoża nawierzchni występuje pod pojęciem *podsypek wielowarstwowych*, które należą do elementów nawierzchni podobnie jak podbudowa w nawierzchniach dróg kołowych.

Jak powszechnie wiadomo, kryteria jakości technicznej drogi są charakteryzowane przez parametry geometryczne drogi i konstrukcji nawierzchni. Przy pewnej swobodzie projektowania drogi na terenach zamieszkanych, osiągnięcie komfortowych parametrów geometrycznych nie następuje trudności. Wówczas jakość wybudowanej nowej drogi zależy od:

- jakości nawierzchni drogi,
- jakości i stateczności podłoża gruntowego nawierzchni.

Ostatni z wymienionych elementów to część drogowej budowy ziemnej, której określenie, a zwłaszcza jakość, zależy od jakościowej oceny materiału gruntowego, z którego lub w którym została wykonana. Realizacje niemal wszystkich obiektów budowlanych rozpoczyna się od kształtowania podłoża gruntowego, a później stosuje się przemysłowo wytworzone materiały, takie jak np. beton, stal, szkło itp. W realizacji dróg lądowych budowlę rozpoczyna się od jej konstruowania w gruncie. Grunt zatem z jednej strony jest podłożem dróg samochodowych, dróg szynowych i lotnisk, z drugiej zaś jest materiałem budowlanym, z którego wykonuje się np. nasypy. Stąd tak ważna jest znajomość możliwości podstawowego tworzywa jakim jest grunt, a co za tym idzie charakteryzujących go parametrów. W obowiązującym obecnie cyklu inwestycyjnym wymagającym *Prawem budowlanym*, zezwolenie na budowę można uzyskać jedynie na podstawie projektu budowlanego drogi, a realizację rozpoczyna się po sporządzeniu projektu wykonawczego jej podstawowych części, czyli budowy ziemnej i nawierzchni. Obserwując rozwój techniki w budownictwie drogowym na przestrzeni kilkudziesięciu lat, można jednak ustalić, że pewne wątpliwości wynikają z nieuporządkowanych określeń, definicji i nazw występujących w całym obszarze budownictwa drogowego.

W prostym przykładzie przekroju poprzecznego drogi brak jednoznacznego określenia, czy *warstwy podbudowy* to część *nawierzchni* czy *podłoża nawierzchni*, budzi wątpliwość, które z zasad i wymagań konstrukcyjnych odnoszą się do *podłoża nawierzchni*, a które do *podłoża budowy ziemnej drogi*. Gdzie jest umowna granica pomiędzy podłożem nawierzchni a podłożem drogi w przekroju. Na tym tle mogą się rodzić też wątpliwości, w którym przypadku i „miejscu” stosować normy dotyczące tego samego zagadnienia. Uniknięto by wielu nieporozumień, gdyby przyjęto jednoznaczne określenie, że każda droga lądowa w przekroju składa się z nawierzchni, budowy ziemnej i podłoża budowy ziemnej. Oczywiście byłoby wówczas, że budowla ziemna w formie wykopu ma również swoje podłoże i nie jest to podłoże nawierzchni drogi, aczkolwiek stanowi część tak zwanej strefy aktywnej podłoża nawierzchni. Pewnym ułatwieniem w odpowiedzi na te pytania jest schemat przedstawiony na rys. 2.1, który w sposób oczywisty także wynika z rozporządzeń [74] i [75].

Specyfikacja pojęć, czyli wyszczególnianie następowało przez lata w różnych kontekstach, w dziesiątkach opracowań technicznych, gdzie były od-

miennie bądź w ogóle nie interpretowane. Właściwa terminologia jest nieco mniej istotna niż niektóre zapisy w głównych regulacjach technicznych odnoszących się do konstrukcji dróg zawarte na przykład w [64], lub w częściach Prawa zamówień publicznych [76]. Projektanci na ogół nie weryfikują tych warunków nawet w następnym etapie uszczegółowienia projektu, to znaczy po uzyskaniu przekrojów geotechnicznych trasy, a także przy opracowywaniu projektu wykonawczego, który po wygranym przetargu nie jest sporządzany, gdyż zastępują go specyfikacje wykonania i odbioru lub program zapewnienia jakości wykonania (PZJ) – będące częścią istniejącej dokumentacji przetargowej. Dążenie do bilansu objętości nasypów i wykopów ulega całkowitej neutralizacji i staje się nieprawdziwe w przypadku konieczności wymiany pewnej grubości warstw gruntu w podłożu wykopu. Wówczas projektant koncentruje uwagę nad pewnym bilansowaniem objętości robót ziemnych, nie zaś na ponownej korekcie niwelety. Realizacja nowych odcinków dróg i wypełnienie stosownych specyfikacji wykonania i odbioru wymaga zakupu i „poprzecznego” dowozu objętości gruntu potrzebnych do konstrukcji budowy ziemnych [71, 74]. Możliwość zużycia na miejscu pewnych objętości pozyskanego gruntu jest zredukowana do absolutnego minimum. Dotyczy to niemal wszystkich klas techniczno-użytkowych dróg, a w szczególności dróg ekspresowych i autostrad, gdzie są stawiane najwyższe wymagania co do jakości geotechnicznej gruntów, specyfikowane także w normach EN, należących do *Eurocode 7 – projektowanie geotechniczne*. Nie mają wówczas znaczenia tzw. momenty przewozu M , wyznaczane z krzywej rozdziału mas jako:

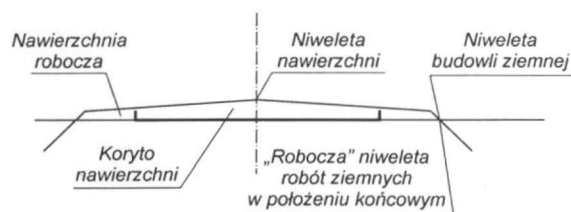
$$M = \sum V \cdot l, \quad (2.1)$$

gdzie: V – objętość przewożonego gruntu [m^3],

l – odległość przewozu [m],

bowiem dostawa odpowiedniej jakości gruntu jest objęta odrębnym kontraktem podwykonawczym.

Złym nawykiem projektantów dróg niższych klas techniczno-użytkowych, zwłaszcza zamieszkanych, jest pomijanie i marginalizowanie ważnych elementów drogi. Dotyczy to w szczególności *budowy ziemnej*, która jest *strukturą przestrzenną w formie nasypu lub wykopu i wykonana jest z gruntu budowlanego, wraz z urządzeniami odwadniającymi*. Takie określenie ważnej części drogi lądowej rywalizuje z tradycyjnym pojęciem *roboty ziemne*, które we współczesnym wydaniu są niczym innym jak *zespołem czynności technologicznych zmierzających do wykonania budowy ziemnej*. Częstym błędem technologicznym (i projektowym) staje się też, z punktu widzenia geotechnicznego, czynność zwana korytowaniem, która nawet w przypadkach skrajnie korzystnych parametrów gruntów w strefie aktywnej podłoża nawierzchni (bezpośrednim uzyskaniu wymaganej grupy nośności podłoża GI) oznacza podwójne przemieszczanie mas gruntu, niepomijalnych objętości (rys. 2.2).



Rys. 2.2. Schemat położenia niwelet i koryta

Wystarczające byłoby uprzednie, właściwe uplasowanie „roboczej” niwelety budowli ziemnej, aby uniknąć tego rodzaju strat, polegających na podwójnym przemieszczaniu pewnej objętości gruntu, a co gorzej – mieszaniu gruntów o różnych właściwościach. W rezultacie, odbiór budowli ziemnej jako pewnej całościowej części drogi, która ma zaprojektowane i wymagane konkretne wymiary geometryczne, jak i parametry gruntów bezpośredniego podłoża nawierzchni, następował w nielicznych przypadkach. Formowanie pobocza z gruntu „koryta” prowadzi do zmiany struktury i destrukcji wymaganego stanu gruntów strefy aktywnej i bezpośredniego podłoża nawierzchni, którego odbiór zgodny ze *Specyfikacjami Technicznymi Wykonania i Odbioru*, następuje incydentalnie.

Pojęcie podobieństwa i równoważności konstrukcji podłoża nawierzchni dróg szynowych i kołowych, w żadnym przypadku nie oznacza tożsamości takich konstrukcji, a tym bardziej ich równorzędnego układu. Podstawowy przejaw i główna cecha rozumianej tu równoważności to efekt i skutek fizyczny pracy całej konstrukcji nawierzchni drogi, a w szczególności uwarstwionego jej podłoża. Rozwój teorii podłoża gruntowego wiązany jest także z analizą modeli coraz bardziej adekwatnych rozwiązań technicznych występujących w praktyce inżynierskiej. Obecnie, obok modeli anizotropowej półprzestrzeni sprężystej, uzyskuje się wyczerpujące rozwiązania numeryczne metodą (MES) wielowarstwowych układów podłoża o różnie zdefiniowanych warstwach sprężystych (patrz rozdz. 1.3).

Niejednorodność uwarstwienia uwzględnia się skokowo, ujmując szczegółowo, niekiedy skrajnie różne, parametry materiałów poszczególnych warstw. Warunki numerycznych rozwiązań takich układów, w zakresie ustalenia pola naprężeń i przemieszczeń, są w największym stopniu przydatne w normowaniu technicznych projektów uwarstwień podłoża nawierzchni komunikacyjnych, ale tylko w pojęciu uniwersalnym, tj. nawierzchni drogowych, lotniskowych i kolejowych [3, 40, 50, 60]. Znaczenia wyników obliczeń umniejsza nieco fakt, że obejmują one tzw. analogi cyfrowe, czyli wysoce przybliżone, poprzez idealizację, modele mechaniczne modelem symulacyjnym. Dodatkowo zaś, w przypadku podłoża nawierzchni, mamy do czynienia z pośrednim sposobem obciążenia, czyli z redystrybucją sił wewnętrznych. Główną część

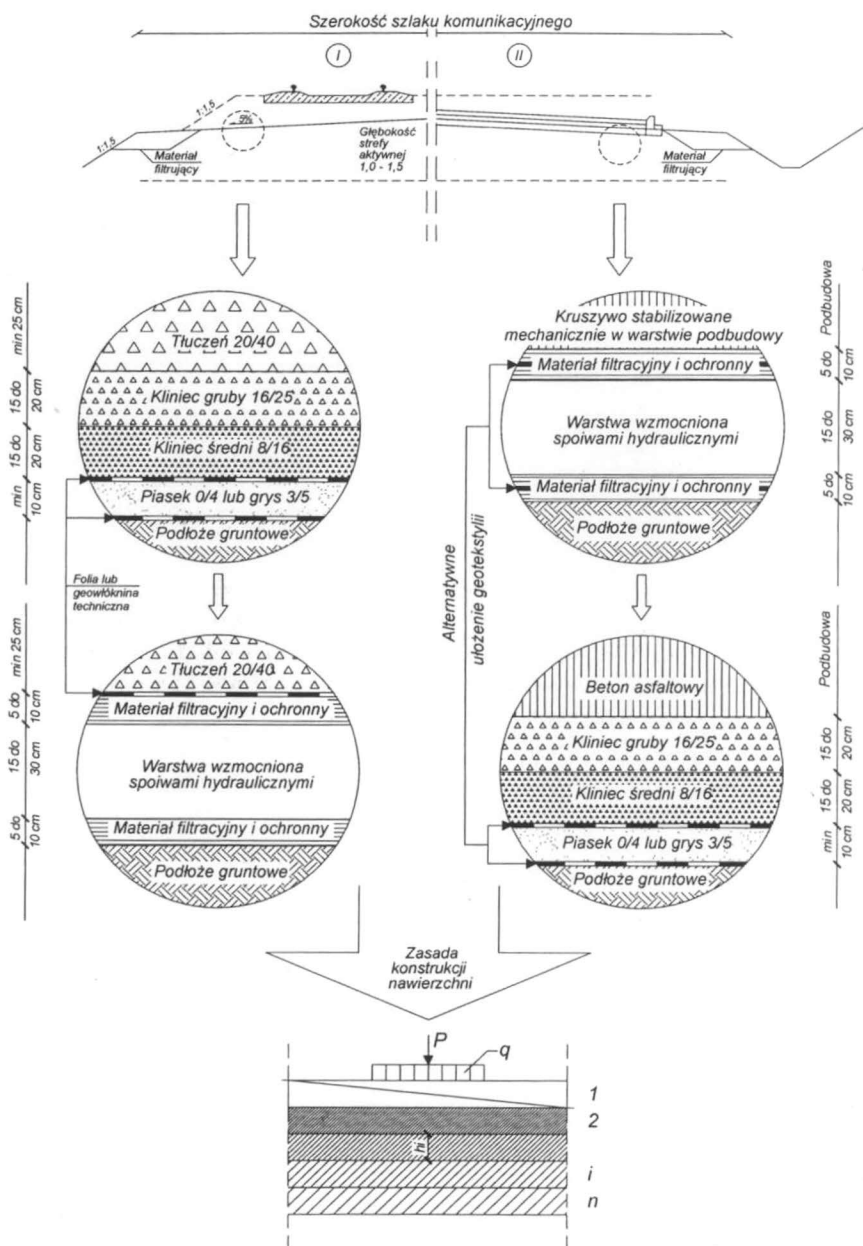
obciążeń, a co za tym idzie naprężeń i odkształceń, przejmują nawierzchnia, która w znaczeniu technicznym, jak i modelowym jest także układem wielu warstw. Z obliczeń uzyskujemy ujednolicone wartości naprężeń i odkształceń, o niewielkich różnicach – na ogół mniejsze od granic tolerancji pomiaru. Stąd też, skuteczne wnioskowanie może zapewnić jedynie wynik terenowych pomiarów doświadczalnych lub laboratoryjnych.

Problematyka kształtowania podłoża nawierzchni jest przedmiotem wielu badań doświadczalnych, głównie w kontekście badań własności materiałów, które mogą mieć zastosowanie bezpośrednie [45]. Własności sprężyste i wytrzymałościowe są coraz częściej określane i mierzone nie tylko na małych próbkach, ale także na układach wielkowymiarowych oraz na modelach typu „sandwich”. Taki rodzaj pomiarów wielkości fizycznych jako skutek przyłożonego obciążenia uznawany jest za najbardziej miarodajny. Uogólniona analiza wyników takich badań różnych typów podłoża nawierzchni komunikacyjnych, głównie wzmocnionych cementem, pozwala na ustalenie następujących wniosków:

- a) wtórny moduł odkształcenia podłoża nawierzchni nie jest funkcją wytrzymałości na ściskanie materiału warstwy stabilizowanej spoiwami hydraulicznymi, czyli $E_2 \neq f(R_m)$;
- b) wtórny moduł odkształcenia podłoża zależy w stopniu pomijalnym od grubości warstwy stabilizowanej spoiwami hydraulicznymi – przy występującej technologicznej, minimalnej grubości 10 cm, czyli $E_2 \neq f(h_{\text{war}})$;
- c) odmienny i nieustalony rodzaj zależności występuje między $R_m h_{\text{war}}$ a pierwotnym modułem odkształcenia podłoża E_1 .

Niezależnie od faktu, że obydwa wnioski należy traktować hipotetycznie, bowiem przytoczone badania nie stanowią dowodu bezpośredniego, z uwagi na inne cele pomiarów, ale pozwalają na sformułowanie rozwiązań alternatywnego ułożenia warstw wzmocnionych w podłożu. Wyczerpanie wszystkich możliwych układów warstw uzupełnionych zastosowaniem geotekstylu jest możliwe w schematach. Zasadne są także rozwiązania podane na rys. 2.3. Jednak o przewagach poszczególnych układów muszą i powinny decydować kryteria sprężystości i trwałości. Poszczególne układy różnią się efektywnością – zużyciem materiałów oraz tzw. dogodnością technicznego wykonania. Poszukiwaniom relatywnie optymalnego układu i położenia warstw wzmocnionych, stabilizowanych cementem w strefie aktywnej podłoża, sprzyja określenie skrajnych przypadków wzmocnienia nakazywanych w katalogu [64].

Wzmocnienie podłoża obowiązuje w każdym przypadku stwierdzonego podłoża rodzimego na podstawie wskaźnika nośności CBR, innego niż typu G1. Wówczas następować powinna wymiana gruntu do maksymalnej głębokości 75 cm albo zabudowa warstwy stabilizowanej spoiwami hydraulicznymi o maksymalnej grubości 30 cm (2×15 cm). Układy konstrukcji podane na rys. 2.3 operują w pierwszej granicy głębokości podłoża nawierzchni 30 cm,



Rys. 2.3. Rozwój wielowarstwowych struktur nawierzchni i podłoża nawierzchni dróg lądowych;
I – drogi szynowe, II – drogi samochodowe

to znaczy tam, gdzie są niewątpliwie wskazane. Ich zasadniczą przewagą jest mniejsze zużycie spoiwa hydraulicznego. Decyzja o tym, że grunt ma być wymieniony do głębokości 75 cm, może być zastąpiona rozwiązaniem zabudowy warstw wzmocnionych do głębokości 50 cm, co w istocie sprowadza się do wymiany gruntu właśnie do tej granicy. Nie należy się bowiem spodziewać, że wzmocnienie tego rodzaju podłoża może nastąpić z wykorzystaniem gruntu rodzimego spodu wykopu lub górnej części nasypu.

2.2. KRYTERIA JAKOŚCI PODŁOŻY NAWIERZCHNI DROGOWYCH

Analizując jakość podłoża nawierzchni dróg lądowych, należy wyraźnie podkreślić, że w dotychczasowej praktyce budownictwa drogowego są to głównie podłoża gruntowe. W sytuacjach, w których grunty podłoża były dyskwalifikowane jakościowo, stosowano wymianę gruntów pod nawierzchnią jako zabieg zdecydowanie tańszy od wszelkiego rodzaju ulepszeń i wzmocnień gruntów. Niemniej, kryteria odnośnie wymagań jakościowych gruntów i warstw gruntowych położonych bezpośrednio pod nawierzchnią drogi pierwotnie nie były w pełni i jasno sformułowane, a wynikały jedynie z ogólnych zasad technologii budowy ziemnych. W sposób wynikowo domniemywany można je było sformułować jako warunki jakościowe (A) stanowiące o:

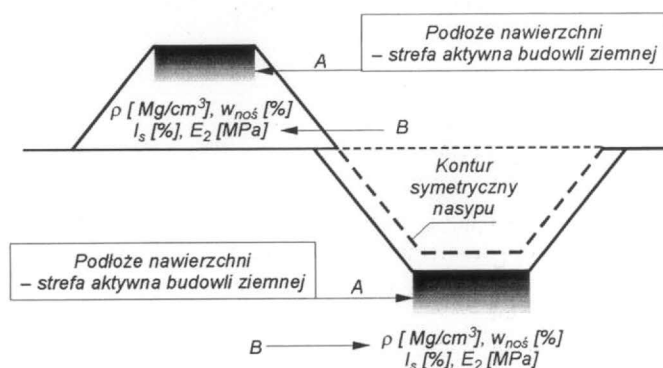
- braku wysadzinowości,
 - wskaźniku piaskowym WP,
 - ziarnistości $C_U = \frac{d_{60}}{d_{10}}$,
 - zagęszczalności $C_C = \frac{d_{30}^2}{d_{10} \cdot d_{60}}$.
- (A)

W dotychczasowym systemie projektowania budowlanego odcinków dróg, wielokrotnie pomijano konieczność przestrzegania reguł odnośnie do wykonawstwa robót ziemnych, które w przeciętnych warunkach geotechnicznych zarówno warstwy nasypu, jak i wykopu (podłoże dna wykopu) identyfikują warunki (B), określone czterema parametrami gruntu wynikającymi bezpośrednio z [64, 71, 74] jako:

- ρ – gęstość objętościowa [Mg/cm^3],
 - w_{nos} – wymagany minimalny wskaźnik nośności gruntu [%],
 - I_s – wymagany stopień zagęszczenia gruntu [%],
 - E_2 – wymagany minimalny, wtórny moduł odkształcenia [MPa].
- (B)

Parametry te umieszczono na rys. 2.4. W takim przypadku na ogół wystarczy porównać te wielkości z danymi przekrojów geotechnicznych podłoża rodzimego, aby spostrzec, że parametry istniejącego podłoża gruntowego, w prze-

ważącej liczbie przypadków, w żaden sposób nie przystają do wymaganych konstrukcyjnie parametrów projektowanego spodu wykopu. Tym samym grunt rodzimy podłoża budowlanego na ogół nie nadaje się na górne części nasypu oraz na podłoża nasypu, bowiem nie spełnia wymagań parametrów zawartych w warunkach (B). Najnowocześniejsze systemy automatycznego projektowania dróg i kolei nie mogą w tym względzie zastąpić wiedzy i doświadczenia projektanta, który kształtuje budowlę nie tylko pod względem wymiarów geometrycznych, ale także i przede wszystkim pod względem jakości i trwałości materiałów budowlanych, pośród których grunt występuje w przeważającej ilości i jest ośrodkiem, w którym wykonujemy drogę lądową o pożądanych wymiarach geometrycznych i stateczności mechanicznej.



Rys. 2.4. Schemat układu przekroju poprzecznego nasypu-wykopu z oznaczeniami konstrukcji geotechnicznej

Na ogół parametry gruntów rodzimych na długości drogi różnią się od wymaganych bądź są zgoła inaczej definiowane, czyli są to jakościowo inne parametry gruntu. Niemal z całą pewnością nie spełniają warunków wymaganej grupy nośności podłoża $G1$. Znane wątpliwości odnośnie obowiązywania Polskich Norm i norm zharmonizowanych z EN [4] nie stanowią przeszkód w aplikacji rzetelnej wiedzy technicznej w całym procesie inwestycyjnym budowy. Nie należy się też spodziewać, że braki w zakresie odpowiedniego poziomu wiedzy technologicznej w budowie dróg zostaną uzupełnione przez odpowiednie normy unijne. Istniejące regulacje prawne i techniczne, przytaczane wcześniej, całkowicie wyczerpują problem właściwej jakości podłoża dróg, zwłaszcza w odniesieniu do ich korpusu ziemnego. Konfirmując te regulacje, należy je stosować, a postanowienia traktować jako wymagania minimalne, zaś dla odcinków dróg w bardzo złożonych warunkach gruntowo-wodnych należy analizować je oddzielnie. W tych szczególnych przypadkach podłoża nawierzchni musi stanowić warstwa wzmocniona, i wówczas docho-

dzi do traktowania tej warstwy jako kolejnej warstwy podbudowy, która z definicji jest częścią wielowarstwowej nawierzchni drogowej. W istocie, oznacza to przesunięcie granicy głębokości „zasięgu” podłoża gruntowego nawierzchni drogi samochodowej, które powinno permanentnie spełniać warunki (A) oraz implikujące (B).

2.3. PODATNOŚĆ PODŁOŻY NAWIERZCHNI

Przy doświadczalnym określaniu skuteczności stosowania poszczególnych warstw gruntowych oraz warstw z geotekstylami należy ustalić konsekwentnie stosowane kryterium pomiaru lub miarę. Zakładając perspektywę projektowanych pomiarów poligonowych, wydaje się, że skuteczną w takim przypadku może być podatność podłoża nawierzchni o różnych parametrach mechanicznych, rodzaju modułów odkształceń, modułów deformacji objętościowej, współczynników osiadań itp. [15, 39, 46, 57]. Ogólnie, jest to zdolność warstwy gruntowej do odkształceń, sprężystych i trwałych, pod wpływem obciążeń. W gruntoznawstwie drogowym, przy projektowaniu nawierzchni sztywnych wyznacza się tak zwany współczynnik podatności podłoża k_z , który jest znany od połowy XIX wieku jako współczynnik podłoża Winklera

$$k_z = \frac{q}{w}, \quad (2.2)$$

gdzie: q – nacisk jednostkowy [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$],
 w – osiadanie sprężyste podłoża gruntowego [m].

Standardową i powszechną miarą podatności podłoża gruntowych, a jednocześnie pośrednią miarą zagęszczenia jest moduł odkształcenia E . Pomiar wykonuje się kompletną aparaturą VSS według normy [71], za pomocą stałowej płyty o średnicy 0,30 m, określając pierwotny moduł odkształcenia E_1 i wtórny moduł odkształcenia E_2 , oraz pochodny im wskaźnik odkształcenia I_o (stosunek E_2/E_1) z zachowaniem procedury wstępnego obciążenia płytą. Pomiar ten można uznać za statyczny.

$$E_1 = \frac{3 \Delta p_1 D}{4 \Delta s_1}; \quad E_2 = \frac{3 \Delta p_2 D}{4 \Delta s_2} \quad (2.3)$$

gdzie: E_1 – pierwotny moduł odkształcenia [MPa],
 E_2 – wtórny moduł odkształcenia [MPa],
 $\Delta p_{1,2}$ – różnica obciążeń w pierwszym i drugim cyklu obciążenia w zakresie od 0,05 MPa do 0,15 MPa w przypadku podłoża gruntowego – (od 0,15 MPa do 0,25 MPa przy podłożu ulepszonym),

- $\Delta s_{1,2}$ – przyrost przemieszczeń odpowiednio w 1 i 2 cyklu obciążenia, odpowiadający podanemu zakresowi obciążeń,
 D – średnica płyty pomiarowej.

Zależność między współczynnikiem pierwotnego odkształcenia E_1 a parametrem w można określić, wykorzystując znany wzór Gorbunowa-Posadowa [11]:

$$w = \frac{q \omega D(1 - \nu^2)}{E_1} \quad \text{ i } \quad E_1 = \frac{q \omega D(1 - \nu^2)}{w} \quad (2.4)$$

- gdzie: q – obciążenie jednostkowe przekazywane przez powierzchnię płyty na półprzestrzeń sprężystą [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$],
 D – średnica lub szerokość płyty obciążającej [m],
 E_1 – współczynnik pierwotnego odkształcenia gruntu [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$],
 ν – współczynnik Poissona gruntu,
 ω – współczynnik kształtu płyty, sztywności i miejsca punktu mierzonego osiadania, od 0,56 do 2,25, a dla płyty okrągłej od 1,00 do 0,85.

Ze wzoru (2.4) wynika, że odkształcalność podłoża pod wpływem nacisków zależy w zasadniczym stopniu od kształtu powierzchni nacisku i charakterystyki siły nacisku. Kształt pola nacisku w formie prostokąta spodu części podkładu, który występuje na drogach szynowych, może być uwzględniony poprzez ω . W przypadku dróg szynowych, w podłożu nawierzchni mamy do czynienia z obciążającym kształtem wydłużonego prostokąta spodu podkładu i znacznie większymi obciążeniami. Stąd, charakterystyką podatności podłoża nawierzchni szynowej jest analogiczny współczynnik C (również znany jako współczynnik Winklera), określany jako:

$$C = \frac{p}{s_{\text{sr}}} \quad (2.5)$$

- gdzie: p – średnie ciśnienie spodu podkładu [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$],
 s_{sr} – średnie, sprężyste osiadanie podkładu pod obciążeniem użytkowym [m].

Struktura tego współczynnika zachowuje całkowicie postać wzoru (2.2) oraz związków (2.3) i (2.4). W konstrukcjach dróg szynowych występuje też skala jakości podłoża nawierzchni jako zespołu pryzmy podsypki i podłoża gruntowego, określająca jego jakość. Rozróżnia się podłoża: złe – gdy $C = 2 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$, dostateczne – gdy $C = 5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ i bardzo dobre – gdy $C = 10 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-3}$ (jeśli szerokość wynosi 1 m, to $C = 1 \text{ kG} \cdot \text{cm}^{-2}$). Występuje zatem pełna analogia pojęć charakterystyki podatności obu rodzajów nawierzchni dróg, przy czym współczynniki k_z i C charakteryzują sztywność podłoża nawierzchni tylko w zakresie sprężystym. Inną miarą podatności jest

parametr E_d uzyskiwany za pomocą lekkiego ugięciomierza udarowego, który składa się ze stalowej płyty o średnicy 300 mm lub 350 mm, obciążanej uderzeniem ciężaru 10 kg z wysokości 1 m za pośrednictwem układu amortyzacji [62]. Jako zasadę określania dynamicznego modułu podłoża E_d przyjęto [62]:

$$E_d = k_E \frac{\sigma_{\text{max}} D}{U_{\text{max}}}, \quad (2.6)$$

- gdzie: k_E – współczynnik empiryczny w zależności od przyjmowanych założeń, 0,75 lub 0,69,
 σ_{max} – wartość nacisku zależna od ciężaru obciążnika, wysokości spadania oraz średnicy płyty [MN/m^2],
 D – średnica płyty [mm],
 U_{max} – przemieszczenie sprężyste [mm].

Ten sposób określania dynamicznego parametru podatności podłoża traktowany jest jako poza normowy, bowiem nigdy nie został zaakceptowany przez Polski Komitet Normalizacyjny, jakkolwiek istnieją zależności korelacyjne pozwalające z pewnym przybliżeniem przeliczyć na parametry normowe. Szczególną miarą podatności jest kryterium odkształceń podłoża nawierzchni, stosowane w większości metod projektowania warstw nawierzchni [25]. Wyraża się ona następującą formułą:

$$\epsilon_p = k (1/N_{f,p})^m, \quad (2.7)$$

- gdzie: ϵ_p – odkształcenie pionowe wywołane na górnej powierzchni podłoża gruntowego przez obciążenie osią,
 $N_{f,p}$ – liczba dopuszczalnych obciążeń do osiągnięcia krytycznej głębokości koleiny,
 k, m – współczynniki empiryczne, które według kryterium Instytutu Asfaltowego są równe: $k = 1,05$; $m = 0,223$,

czyli

$$\frac{N_{fs}}{N_{ff}} = \left(\frac{\epsilon_{pj}}{\epsilon_{ps}} \right)^{1/m} = \left(\frac{\epsilon_{pj}}{\epsilon_{ps}} \right)^{4,484}, \quad (2.8)$$

- gdzie: $\epsilon_{pj}, \epsilon_{ps}$ – pionowe odkształcenia wywołane na górnej powierzchni podłoża gruntowego odpowiednio przez obciążenie osią rzeczywistą (j) i standardową (s).

Zależność (2.7) jest zatem kryterium zmęczeniuowym podłoża gruntowego nawierzchni, związanym ściśle z hipotezą Meinera i nieco odległym od przedmiotu projektowanych pomiarów i dociekań. Według tej hipotezy konstrukcje obciążone naprężeniami o wartości $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3, \dots, \sigma_m$ o odpowiadającej im liczbie cykli $n_1, n_2, n_3, \dots, n_m$ ulegają zniszczeniu. W istocie, przy wszelkiego rodzaju pomiarach doświadczalnych, najbardziej miarodajny jest pomiar

współczynnika odkształcenia $E_{1,2}$ i tę miarę podatności przyjęto w dalszych pomiarach poligonowych.

2.4. WZMACNIANIE PODŁOŻY NAWIERZCHNI DRÓG LĄDOWYCH

2.4.1. Informacje ogólne

Budownictwo komunikacyjne to przede wszystkim budownictwo dróg kołowych i dróg szynowych. Dobra droga samochodowa, w popularnym znaczeniu, to droga szeroka, prosta, równa i twarda. Realność tych przymiotników to problem kosztów, bowiem nie istnieją obecnie przeszkody technologiczne uniemożliwiające budowę dróg o wysokich parametrach jakościowych. W niektórych przypadkach jednak brak rozpoznania technicznego może powodować znikomą efektywność ponoszonych kosztów. Od wielu dziesiętk lat, w budownictwie, poszukuje się intensywnych sposobów wzmocnienia gruntów, w dwojakim znaczeniu. Jako podłoża nasypów i innych budowli drogowych, oraz jako podłoża nawierzchni, stanowiącą podstawową część fundamentu drogi. Zwiększenie nośności poszczególnych warstw gruntowych tworzących budowlę ziemną i podłoża gruntu nawierzchni ma zatem szczególne znaczenie w budownictwie dróg lądowych. Omawiając te zagadnienia, nie sposób uniknąć pewnych powtórzeń, które były przedmiotem opracowań wcześniejszych. Dotyczy to przede wszystkim artykułów [16, 19, 31, 38]. Najpowszechniejszymi sposobami wzmocnienia gruntów i zwiększania ich stateczności są metody zbrojenia gruntów. Już w czasach rzymskich grunty zbrojono ciętymi gałęziami, faszyną i trziną poprzedzone wielowiekową tradycją zbrojenia liśćmi papirusu moczonymi w oleju. Ponadto, w XIX wieku grunty zbrojono łętami niektórych roślin strączkowych, słomą, tartaczynami odpadami drewna, zużytymi linami okrętowymi, odpadami produkcji tkanin bawełnianych, dywanów itd. W ostatnich kilkudziesięciu latach przy zbrojeniu gruntów stosowano podobne zbrojenie jak w żelbecie, stosując siatki i pręty, lecz przeważnie nie metalowe a z tworzyw sztucznych, oraz tzw. fibry. Fibrogrunty powstały przez analogie do fibrobetonów i nawiązują do starych i tradycyjnych sposobów „zbrojenia” sieczką słomianą lub trzinową suszonych cegieł i pustaków wyrabianych z gruntów gliniastych i ilastych. Współczesne fibry pochodzą z recyklingu tworzyw sztucznych, np. z butelek typu PET. Produkuje się je jako krótkie druty z tworzyw syntetycznych (geosyntetyki), np. długości od 20 mm do 30 mm i średnicy od 0,05 mm do 1 mm, lub w rzadkich przypadkach, podobnych wymiarów odpady i wióry z metali niekorodujących [59]. Rozwój przemysłu tworzyw sztucznych u schyłku XX-go wieku spowodował eksplozję zastosowań pewnych ich form produkcji zwanych geosyntetykami. Mimo tego, zastosowanie tych materiałów w budownictwie drogowym nie jest zbyt znaczące, w porównaniu

z tradycyjnymi sposobami stabilizacji gruntów cementem, lub wręcz zabudowy warstw betonowych, również w podłożu nawierzchni. Powstawanie takich rozwiązań projektowych i wykonawczych wynika z ogólnej tendencji, trwającej kilkaset lat, wzmocnienia gruntów podłoża fundamentowych i wzmocnienia poszczególnych konstrukcyjnych warstw gruntowych. Wzmocnianie budowli ziemnych geotekstylami ma zaledwie dwudziestoletnią tradycję [1, 38, 46, 55]. Opracowanie ogólnych specyfikacji technicznych [28] i normy [67] pozwala na zwielokrotnienie takich zastosowań szczegółowych, lecz nie zamyka problemu udoskonalenia technologicznego i doświadczeń nad innymi rozszerzeniami zastosowań. Wprowadzenie układów warstw, także z udziałem geotekstylii, w podłożach nawierzchni samochodowych i szynowych (tj. w górnych strefach aktywnych budowli ziemnych) znakomicie poprawia ich wytrzymałość w wielu sprawdzonych przypadkach i jest kosztem uzasadnionym, a prace w tym zakresie przyniosły szereg pozytywnych rezultatów nie tylko w zastosowaniu spoiw hydraulicznych, popiołów, żywic czy ciętych skrawków gumy [16, 39].

2.4.2. Nowe wymagania stabilizacji cementem warstw gruntów podłoża

Po kilku latach niepewności regulacji normowych, zawieszeniu starych norm PN i traktowaniu ich jako minimum wiedzy technicznej, powstają nowe, harmonizowane, obowiązujące normy, oznaczone PN-EN, których znaczenia ani ważności nie sposób pominąć. Stabilizacja gruntów cementem jest powszechnym zabiegiem technologicznym stosowanym w budownictwie drogowym, a mieszanki gruntu-cementowe – materiałem budowlanym powszechnie stosowanym w budowie dróg. Norma [66] była przedmiotem omówień w pracach [17, 37], nie mniej jednak wymaga dalszej analizy ze względu na wagę zagadnienia i ścisły związek z opracowywaniem problemów wytrzymałości podłoża nawierzchni drogowych.

Pojęcia grup nośności podłoża nawierzchni $G1$, $G2$, $G3$ są jasno sformułowane, lecz wskazania ich odpowiedniej konstrukcji tracą na aktualności w świetle postanowień omawianej normy, wykluczającej w zasadzie sporządzanie mieszanek stabilizowanych z gruntów rodzimych. Stosowane obecnie pewne rozwiązania w budowie dróg są poprzedzone wieloletnimi doświadczeniami i różnymi rozwiązaniami, których udoskonalanie daje rezultaty jakościowe. Powstają też określone stereotypy, do których należy obiegowe mniemanie, że im więcej cementu, tym mocniejsze warstwy lub beton. Okazuje się, że nowe technologie wymagają tylko większej precyzji w stosowaniu starych i sprawdzonych zasad, a odpowiednio dobrane kruszywo w mieszance zwielokrotnia efekt konstrukcyjny trwałości i wytrzymałości fundamentu nawierzchni. W takich przypadkach nie chodzi o akademickie spory o nazewnictwo, tylko o dokumenty wagi finansowej. Sporządzane są bowiem *kosztorysy inwestorskie* i „*Specyfikacje Istotnych Warunków Zamówienia*” dla poszczególnych

zamierzeń inwestycyjnych realizowanych zgodnie z Prawem zamówień publicznych, a do takich niemal wyłącznie należy budowa nowych dróg. Zgodnie z Prawem zamówień publicznych, „Szczegółowe Specyfikacje Techniczne Wykonania i Odbioru” projektów realizowanych odcinków dróg od marca 2005 r. powinny ujmować określenie sposobu wykonywania wszelkich warstw konstrukcyjnych z kruszyw wiązanych cementem (d. – stabilizacji cementem) na podstawie normy [66]. Porównując tę normę z dotychczas obowiązującą [73], łatwo spostrzeżemy, że jej stosowanie wymaga:

- A. Istotnych zmian technologii wykonywania warstw stabilizowanych cementem, które muszą zawierać odpowiednie kruszywo i precyzyjnie zaprojektowany skład mieszanki. Oznacza to brak możliwości stosowania technologii *in situ*, bowiem żaden grunt rodzimy, w polskich warunkach klimatycznych, nie stanowi sortowanego kruszywa i nie gwarantuje precyzyjnego ilościowo dozowania spoiwa hydraulicznego jakim jest cement.
- B. Projektowania składu mieszanek w warunkach laboratoryjnych, po uprzednim dokładnym określeniu wymagań danej warstwy wzmocnionej, w konkretnym projekcie budowlanym i zadaniu realizacyjnym. Wynika z tego fakt koniecznego zaprojektowania warstwy stabilizowanej cementem i istotnych parametrów materiałowych mieszanki grunto-cementowej tej warstwy, na podstawie których mieszanka zostanie zaprojektowana w formie receptury laboratoryjnej (JSM – *Job Standard Mix*).
- C. Produkcji mieszanek kruszywa i cementu w wytwórniach, kontrolowanej jakościowo według określonych procedur i odpowiednio kalibrowanych urządzeń.
- D. Mieszanki kruszywa i cementu jako produktu i wyrobu przeznaczonego do bezpośredniego wbudowania w konstrukcję. Mieszanki te powinny mieć identyfikację (certyfikaty) zawierające:
 - odniesienie do omawianej normy [66],
 - źródło pochodzenia, tzn. producent lub miejsce produkcji,
 - typ i maksymalny wymiar agregatu kruszywa,
 - klasę wytrzymałości jednego z dwóch systemów pomiarów: wytrzymałości na ściskanie (system I) i wytrzymałości na rozciąganie wraz z modułem sprężystości (system II), kategorii $T(n)$ mieszanek,
 - metodę wytwarzania i zastosowany tryb testów pomiaru wytrzymałości,
 - zawartość cementu i wody,
 - gęstość mieszanki według JSM.

Omawiana norma nakłada określone wymagania w stosunku do uziarnienia kruszywa, które ma być związane cementem, co przy 5% jego dodaniu gwarantuje odpowiednie kategorie wytrzymałości $T(n)$. Przypomnieć należy, że dotychczas w kraju stosowano powszechnie stabilizację gruntów z dodatkiem 10% i więcej cementu. Główne założenia nowej normy [66] obejmują znane

prawa nośności warstw kruszyw oraz rządzące procesami hydraulicznego wiązania cementem. Założenia te są zgodne ze znaną zależnością uziarnienia Fullera [41] w odniesieniu do kruszyw stabilizowanych mechanicznie.

$$P = 100(d - d_{100})^b \quad (2.9)$$

gdzie: P – procent ciężaru próbki przechodzący przez daną średnicę sita,

d – średnica oczek danego sita [mm],

d_{100} – wymiar większych ziaren w próbce [mm],

$b = 5$ dla dobrze uziarnionego materiału.

Wzór (2.9) opisuje relacje proporcji uziarnienia kruszywa, czy też pewnych gruntów, które w przypadku właściwego zagęszczenia są relatywnie nośne nawet bez dodatku spoiwa. Optymalne uziarnienie kruszywa według Fullera (2.9) zostało ustalone empirycznie. Nośność i wytrzymałość grunto-cementu – S wzrasta wykładniczo (2.10) wraz ze wzrostem gęstości objętościowej zagęszczonej mieszanki – D , czyli wzrostu zawartości cementu, tzn.:

$$S = kD^n, \quad (2.10)$$

gdzie k i n to stałe empiryczne zależne od regionu.

Wykładniczy wzrost wytrzymałości oznacza również to, że w pewnych granicach dodatku cementu istnieje maksimum wytrzymałości mieszanki, po przesyleniu zaś cementem może nieskończenie maleć, czyli może być nieproporcjonalnie niska. Niezależnie od odpowiedniego uziarnienia, kruszywa i grunty od października 2004 r. powinny spełniać wymagania również obowiązującej normy [65]. W praktyce cyklu inwestycyjnego budowy dróg nowa norma wymaga precyzyjnej technologii i nakłada określone obowiązki na formalnych uczestników tego cyklu:

- *projektant* jest zobligowany do podania większej niż dotychczas liczby danych identyfikujących projektowaną warstwę konstrukcyjną (grubość, klasa wytrzymałości $T(n)$, kategoria kruszywa zmieszanego z cementem $G(n)$), szczególnie w ramach „Projektu budowlanego”, oraz „Szczegółowych Specyfikacji Technicznych Wykonania i Odbioru”;
- *inżynier* powinien dysponować odpowiednim, autoryzowanym laboratorium oraz całym systemem kontroli jakości mieszanek grunto-cementowych i ich certyfikacji. System kontroli powinien obejmować użyte surowce (kruszywo, cement, wodę), proces produkcji i transportu, oraz parametry wytrzymałościowe uzyskane po wbudowaniu w warstwę;
- *inwestor* musi się liczyć ze zwiększonymi wydatkami wynikającymi z nowych reżimów technologicznych, bardzo znaczącej grupy robót.

Ogólnie rzecz biorąc, nowa, zharmonizowana z europejskimi i obowiązująca norma wykonywania warstw z mieszanek grunto-cementowych nie od-

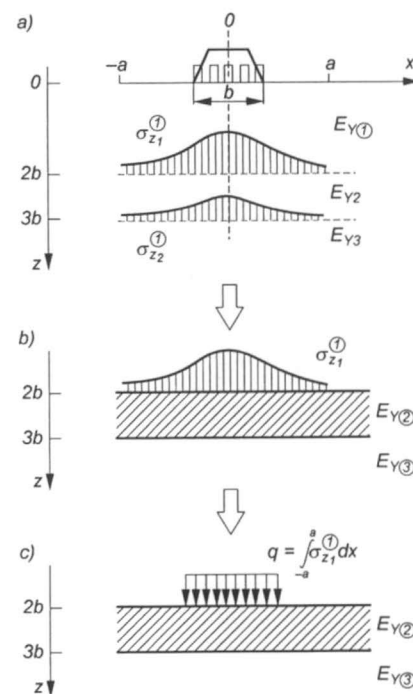
krywa nowych, nieznanych dotąd praw i technik, a jedynie egzekwuje staranność ilościowego i jakościowego doboru składników mieszanki, oraz etapowej kontroli przebiegu procesu produkcji budowlanej. Zastosowanie omawianej normy [66] do stabilizacji gruntów rodzimych jest bardzo trudne, bowiem grunty rodzime w polskich warunkach klimatycznych bardzo rzadko spełniają warunki [65] określone w przypadku kruszyw wiązanych hydraulicznie (cementem). Grunty rodzime z natury rzeczy nie odpowiadają pojęciu kruszyw.

2.4.3. Wzmocnienie podłoża płytą ciągłą

Skrajnym przypadkiem wzmocnienia gruntowego podłoża nawierzchni drogowych jest wykonanie w tej warstwie gruntu prefabrykowanej lub wylewanej płyty żelbetowej. Ten sposób wzmocnienia podłoża nawierzchni jest traktowany jako układ odniesienia innych rodzajów wzmocnień. Jest też w pewnym sensie uniwersalny, bowiem może być stosowany zarówno przy wzmocnieniach podłoża dróg samochodowych, jak i szynowych. W przypadku dróg samochodowych – jako układ nawierzchni podatnej z kruszyw łamanych. Przybliżone, iteracyjne rozwiązanie analityczne takiego schematu wyłącznie jako nawierzchni szynowej było przedstawione przez autora w pracy [18].

Prostokątne obciążenie częścią podkładu może być zastąpione równoważną powierzchnią kołową płyty o promieniu 30 cm, co przy krotności obciążenia statycznego i rozpatrywaniu zadania jako płaskiego pozwala na skorzystanie z tego rozwiązania i ustalenie pewnych wniosków, również w odniesieniu do podłoża nawierzchni samochodowej. Klasyczne rozwiązania równań równowagi płyt na sprężystym podłożu dotyczą przede wszystkim pasm płytowych nieskończonych, spoczywających (powierzchniowo) na podłożach o charakterystykach jedno- lub wieloparametrowych i obciążonych siłą skupioną (statyczną lub dynamiczną) bądź równomiernym obciążeniem pasmowym. W tym przypadku, w celach inżynierskich przybliżeń i ustalenia pewnych wniosków, za racjonalną przyjęto metodę dodawania rozwiązań podstawowych zadań cząstkowych, zmierzającą do wyznaczenia przemieszczeń (ugięć) podłoża płaskiego stanu odkształceń na głębokości np. $3b$ ($b \approx r$ – promień płyty obciążającej), raz ośrodka podłoża bez istnienia płyty ciągłej i drugi raz – z jej zastosowaniem. W modelu tym przyjmuje się, że kolejne warstwy (1, 2, 3) podłoża podkładów będą charakteryzowane modułami sprężystości Younga E_{Y1} , E_{Y2} i E_{Y3} oraz znanymi grubościami h_1, h_2, h_3 . W tym zakresie pomocna jest metoda transpozycji obciążeń, pokazana schematycznie na rys. 2.5. W zadanym przypadku polega ona na tym, że obciążenie płyty znajdującej się „wewnątrz” podłoża stanowi suma obciążeń – podana dalej całka równania opisującego naprężenia pionowe σ_z (2.12) powstałych na jednorodnej półprzestrzeni sprężystej na zadanej głębokości. W sensie technicznym rozwiązanie polega na:

- wyznaczeniu naprężeń pionowych na głębokości $2b$ wg znanych rozwiązań Boussinesqa, pochodzących od obciążenia podkładem jako półprzestrzeni jednorodnej (rys. 2.5a);
- obliczeniu sumy naprężeń pionowych σ_z i ustaleniu obciążeń płyty spoczywającej na podłożu jednoparametrowym (rys. 2.5b);
- wprowadzeniu zastępczego obciążenia pasmowego tej płyty, a następnie określeniu jej osiadań spodu, przy wykorzystaniu znanych rozwiązań, np. Girkmanna [9] – rys. 2.5c;
- porównaniu osiadań wybranego punktu podłoża podkładów w przypadku ośrodka jednorodnego i przy uwzględnieniu płyty oraz wnioskowaniu o różnicach podatności.



Rys. 2.5. Zasada transpozycji obciążeń układu ośrodka jednorodnego Boussinesqa na płytę warstwy wzmocnionej

W odniesieniu do pierwszego punktu wykorzystano znany wzór Boussinesqa:

$$\sigma_z = \frac{3P}{2z^2\pi} \cos^5\beta; \quad \cos\beta = \frac{z}{R}; \quad R^2 = x^2 + y^2 + z^2$$

a w przypadku zadania płaskiego $y = 0$, $R^2 = x^2 + z^2$.

We współrzędnych walcowych (cylindrycznych) wzór ten przybiera postać:

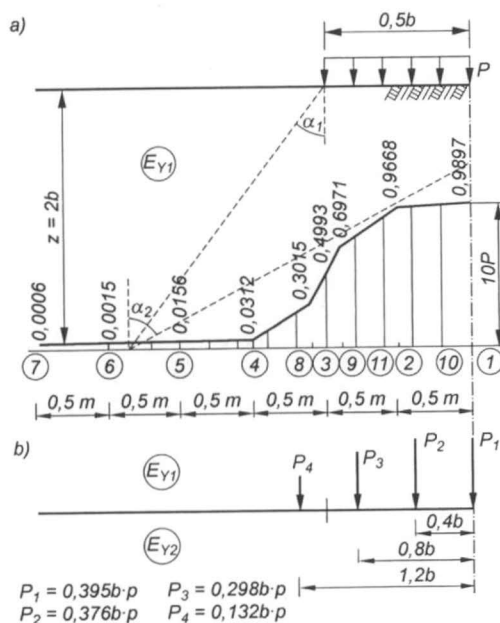
$$\sigma_z = \frac{P}{\pi} (\sin 2\varepsilon \cos 2\omega + 2\varepsilon), \quad (2.11)$$

gdzie

$$2\varepsilon = \alpha_2 - \alpha_1 \quad \text{i} \quad 2\omega = \alpha_2 + \alpha_1,$$

a kąty α odpowiadają kątom zaznaczonym na rys. 2.6a.

Wykorzystując wzór (2.11), uzyskano wykres naprężeń pionowych σ_z na głębokości $z = 2b$ m, obliczając naprężenia w punktach 1÷7 wg schematu (rys. 2.6) i zagęszczając, przybliżono siłami skupionymi P_1, P_2, P_3, P_4 , których wartość i rozmieszczenie podano na rys. 2.6b.



Rys. 2.6. Schemat transpozycji obciążenia spodu nawierzchni na wzmocniony strop płyty podłoża nawierzchni

Oddzielnego omówienia oraz uproszczeń wymaga podane przez Girkmanna [9] rozwiązanie zadania płyty na sprężystym podłożu, podpartej dodatkowo tarczą, o grubości h_1 i module sprężystości E_t .

Wzór, który opisuje rozkład obciążenia, czyli σ_z , jest bezpośrednio przydatny do wyznaczania oddziaływań pojedynczej siły skupionej P na podłożu za pośrednictwem płyty o znanej sztywności $E_{Y2}I$; przy założeniu, że $h_t = E_t = 0$ przybiera on postać:

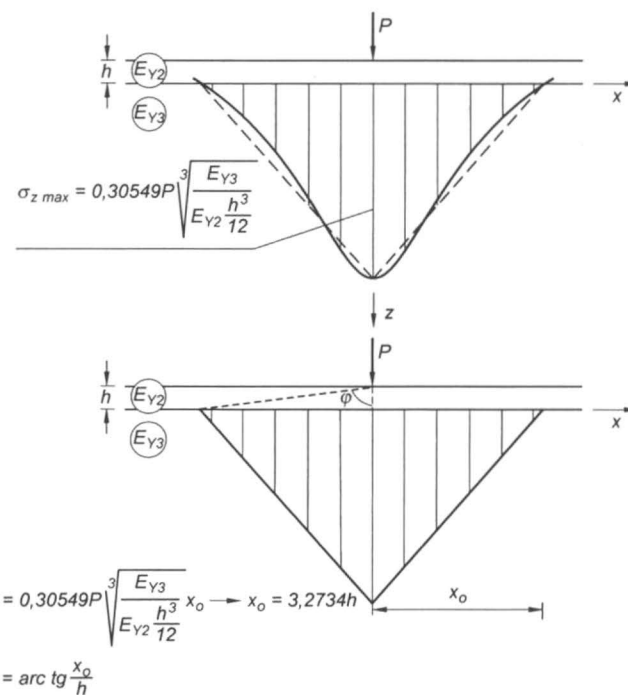
$$\sigma_z(x) = \frac{P}{\pi} \int_0^\infty \frac{\cos \alpha x}{l + 2\alpha^3 z^3} d\alpha, \quad (2.12)$$

gdzie: α – parametr warunków brzegowych,

$$z = \sqrt[3]{\frac{12 E_{Y3}}{h^3 E_{Y2}}}.$$

Wzór ten ułatwia wyznaczenie kąta tzw. rozchodzenia się naprężeń w płycie φ .

Dotychczas, w wielu rozwiązaniach wielkość tego kąta określano na $30^\circ \div 40^\circ$, zwłaszcza przy projektowaniu płyt lub belek podpartych punktowo. Dokładne obliczenia i funkcyjne wyznaczenie kąta φ wykazały, że w analizowanym przypadku płyty podpartej sprężystości, przy wykorzystaniu rozwiązania [11], kąt $\varphi = 81,5^\circ$, a więc jest dużo większy niż ogólnie przyjmowany. Schemat do tych obliczeń statycznych przedstawia rys. 2.7.



Rys. 2.7. Schemat obliczeń statycznych z zamiennym obciążeniem skupionym

Mając wielkość równoważnego obciążenia siłami skupionymi P_1, P_2, P_3, P_4 wg wielkości i rozmieszczenia jak na rys. 2.6 oraz kąt „rozchodzenia się” naprężeń od pojedynczej siły P_n równy φ wg rys. 2.7, można z zastosowaniem zasady superpozycji sił wyznaczyć naprężenia (oddziaływanie) w spągu płyty (rys. 2.8). Uzyskana obwiednia, której przybliżenie zależy od dokładności i liczby podziału iteracyjnego, odpowiada rzeczywistemu rozkładowi naprężeń pionowych w gruncie na głębokości $3b$ (ok. $1b$ ma grubość płyty), tj. bezpośrednio pod płytą „przewarstwiającą” podłoże nawierzchni. Wielkość kątów φ_n oraz wielkości naprężeń σ_{zn} w punktach krzywej rozkładu pod siłami P_n zostały obliczone po przekształceniach rozwiązania Girkmanna [9] w funkcji: b – szerokości spodu podkładu, p – nacisku jednostkowego spodu powierzchni obciążającej oraz współczynnika z będącego funkcją: E_{Y2}, E_{Y3} i h_2 , i odpowiednio wynoszą:

$$P_1 \rightarrow \sigma_{z1} = 0,296bpz,$$

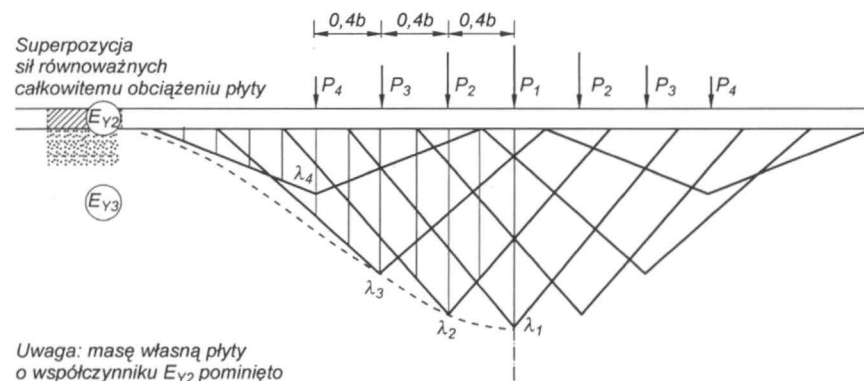
$$P_2 \rightarrow \sigma_{z2} = 0,272bpz,$$

$$P_3 \rightarrow \sigma_{z3} = 0,183bpz,$$

$$P_4 \rightarrow \sigma_{z4} = 0,115bpz.$$

Tym samym obliczona wielkość naprężeń stanowi oszacowanie rozkładu sił wewnętrznych, w rozumieniu ich największych wartości σ_z , układu trójwarstwowego podłoża, tj. podsypka, płyta (np. grunto-cement), podtorze – w sposób eliminujący modelowanie całego podłoża jako jednorodnego ośrodka sprężystego. Wielokrotne uproszczenia, transpozycja, superpozycja sił i iteracyjność obliczeń wykluczają określenie przedstawionego sposobu jako ścisłego, tym bardziej że wyjściowe założenia co do płaskiego stanu naprężeń i pełnej sprężystości poszczególnych warstw całego podłoża sugerują małe podobieństwo tego modelu do technicznej konstrukcji układu nawierzchnia-podłoże. Niemniej jednak wyznaczenie wielkości naprężeń w powyższy sposób pozwala nie tylko na porównanie ich z wielkościami naprężeń układu jednorodnego, np. na analogicznym poziomie $3b$, ale także na oszacowanie wielkości osiadań [18]. W danym przypadku osiadanie punktów na określonym poziomie $3b$ układu trójwarstwowego okazuje się mniejsze ok. 2,5 razy. Jeśli zatem konsekwentnie do założeń modelowych zadania traktować podłoże nawierzchni jako jednoparametrowe – Winklera, to można określić, że podatność całego ośrodka trójwarstwowego (mierzona np. współczynnikiem C) będzie także około 2,5 razy mniejsza niż podłoża dwuwarstwowego. Ta stosunkowo duża wielokrotność może sugerować tzw. przesztynienie układu trójwarstwowego wzmocnionego płytą betonową. Należy także zwrócić uwagę, że jest to tylko wielkość oszacowana, a ponadto w wartościach bezwzględ-

nych będzie zależeć od grubości płyty stanowiącej warstwę wzmocnioną h_2 i od jej sprężystości E_{Y2} . Ponadto brak jest także materiału doświadczalnego, na podstawie którego można by mówić o tzw. optymalnej podatności układu podłoża nawierzchni szynowej lub nawierzchni drogi samochodowej.



Uwaga: masę własną płyty o współczynniku E_{Y2} pominięto
Rys. 2.8. Schemat całkowitego obciążenia statycznego stropu płyty wzmocniającej podłoże nawierzchni, przez zamienne siły skupione

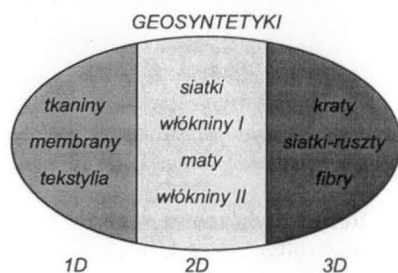
Istnieją jedynie różne miary podatności, o których była mowa w rozdz. 2.3, a diagnoza „przesztynienia” układu wynika nie tylko z przybliżonych obliczeń. Obliczone osiadania były ustalone przy obciążeniach odzwierciedlających nacisk spodu podkładu nawierzchni szynowej, poprzez pryzmę podsypki, na podłoże. Ten sam model obciążenia nawierzchni drogowej, składający się z jednej lub dwóch warstw kruszywa stabilizowanego mechanicznie, stalową płytą o równorzędną powierzchnię do powierzchni oparcia części podkładu obciążonej kołem pojazdu, to prawie dwukrotnie mniejsze naciski, a co za tym idzie dwukrotnie mniejsze osiadania betonowej płyty wzmocniającej podłoże. W ten sposób możemy łatwo spostrzec, że zakres sztywności nawierzchni drogowej byłby jeszcze większy.

W skrajnym przypadku, gdyby nawierzchnia drogowa miała jedną, pośrednią, warstwę stanowiącą kruszywo stabilizowane mechanicznie, np. dolną warstwę podbudowy, to można sobie wyobrazić „miażdżenie” kruszywa, a zatem jego tzw. defrakcjonowanie, wypieranie gruntu i w efekcie utratę stateczności pozostałych, górnych warstw nawierzchni, a w następstwie – awaria nawierzchni (wyboje) całej drogi samochodowej. Stany takie są bardzo często obserwowane na tymczasowych drogach dojazdowych, których nawierzchnia tzw. podatna jest zbudowana z warstw kruszywa stabilizowanego mechanicznie, zaś podłoże nawierzchni wzmocnione płytami betonowymi. Nawierzchnie te, przeznaczone co najwyżej do kilkuletniej eksploatacji, już po kilku przejazdach ciężkiego sprzętu budowlanego ulegają całkowitej destrukcji.

3. GEOSYNTETYKI W BUDOWNICTWIE KOMUNIKACYJNYM

3.1. STANDARDY ZASTOSOWAŃ GEOSYNTETYKÓW W BUDOWLACH ZIEMNYCH

Podjmując zamysł wykorzystania niektórych rodzajów materiałów syntetycznych do wzmocnień elementów konstrukcyjnych drogi należy w pierwszej kolejności mieć szczegółowe rozpoznanie wszystkich właściwości tych materiałów, znać dotychczasowe ich zastosowania, oraz prace doświadczalne prowadzone w związku z ich przyszłymi zastosowaniami. Wymienione elementy były przedmiotem prac [1, 32, 38, 55] oraz kilku prac autora [19, 21]. Geosyntetyki (rys. 3.1), rozumiane jako



Rys. 3.1. Ogólny podział geosyntetyków w zależności od liczby możliwych wymiarów D wzmocnienia warstw gruntowych

geosyntetyki (rys. 3.1), rozumiane jako geo-: siatki, tekstylia, tkaniny, włókniny, maty, fibry, membrany i żele, stosuje się w budownictwie lądowym od wielu lat i można już nawet mówić o pewnych standardach ich zastosowań. Podaż tego rodzaju produktów w Europie znacznie przewyższa popyt, ze względu na wzrastające możliwości recyklingu wyrobów z tworzyw sztucznych, a co za tym idzie niskich kosztów produkcji.

Bardzo bogata oferta geosyntetyków producentów krajowych i zagranicznych spotyka się z brakiem technicznych, możliwie precyzyjnych kryteriów zastosowań. Formalne podejścia i stosowanie jako jedyne kryterium ceny, np. według Prawa zamówień publicznych, szczególnie często wymaganego w budownictwie komunikacyjnym, prowadzi do strat finansowych polegających na niewłaściwym zakupie geosyntetyku i mizernym efekcie konstrukcyjnym jego zastosowania. Pewnym wyjątkiem tutaj jest opracowanie specyfikacji technicznych [27] zbrojenia nasypów geotekstylami, które niejako limitują uzasadnione przypadki zastosowań geosyntetyków.

Przez kierunek wymiarowania konstrukcji z zastosowaniem geosyntetyku D (ang. *dimension*), w poz. [46, 53, 61], nie tyle rozumie się konkretne wielkości w jednostkach długości, ile wpływ stosowania danego geosyntetyku na liczbę kierunków i wymiarów wzmocnienia danego ustroju konstrukcyjnego. Na ogół stosowana liczba wymiarów wzmocnienia za pomocą jednego materiału geosyntetycznego to oczywiście trzy, bowiem mamy do czynienia z przestrzenią euklidesową trójwymiarową. Czasami podłoże gruntowe traktu-

jemy, czy też modelujemy, jako półprzestrzeń sprężystą, zatem można zastosować taki układ ułożenia części tego samego geosyntetyku w ośrodku gruntowym, że otrzymamy wzmocnienia w czterech i więcej kierunkach, a jeżeli budowany jest układ i pewna struktura ułożenia geosyntetyków również wielokierunkowa – o n kierunkach (n wymiarach). Niemniej w praktyce inżynierskiej budowy dróg lądowych mamy głównie do czynienia z pionowym oddziaływaniem obciążeń i stosowaniem dwukierunkowych wzmocnień.

W krajowym budownictwie drogowym można określić tradycyjny sposób zastosowania geotekstylii, przewidziany w katalogu [64], na ogół jako przekładki separacyjnej pomiędzy warstwami gruntów podłoża, pierwszą warstwą gruntową podbudowy. Podobnie jak we wszystkich innych przypadkach, tak i w tym, stosowanie Polskich Norm nie jest obligatoryjne, zwłaszcza, że poza wymienionym katalogiem brak jest regulacji normowych w odniesieniu do stosowności geosyntetyków.

Aktualnie nie występują odpowiednie regulacje norm europejskich typu PN-EN, obejmujących aplikacje geosyntetyków i nie należy się ich wkrótce spodziewać, bowiem w Europie nie były odrębnie formułowane. Pozostaje zatem wiedza techniczna i doświadczenia projektantów oraz znajomość trendów i aktualnych prac badawczych z zakresu aplikacji tego typu, lub podobnych materiałów. Prace badawcze i doświadczalne w zakresie obecnego i przyszłego zastosowania oraz wykorzystania geosyntetyków są referowane, już prawie od dziesięciu lat, w wielokrotnie wymienianym w bibliografii czasopiśmie „*Geotextiles and Geomembranes*”, którego pełne wydania są dostępne *online* w systemie *science direct*. Obecnie, dopracowano się kilku standardowych zastosowań i podstawowych zasad stosowania geosyntetyków, przede wszystkim w zależności od ich rodzajów, przy czym konkretne zastosowanie techniczne musi być poprzedzone co najmniej elementarną analizą statyczną lub dynamiczną.

Jako podstawowe zasady stosowania różnych form handlowych geosyntetyków można wymienić:

- A. Geomembrany (bezwzmocnieniowe) można stosować:
 - jako przepony izolacyjne infiltracji wgłębnej wód,
 - jako warstwy otuliny przepływu powierzchniowego wód.
- B. Geotekstylia, geowłókniny (tkane, igłowe i dziane) o gramaturze od 150 g/m² do 600 g/m² typu 1D (wzmocnienia jednowymiarowe) można stosować:
 - samodzielnie jako przekładki separacyjne między warstwami różnych gruntów,
 - samodzielnie jako przekładki zbrojące i wzmacniające między warstwami gruntów o grubości < 25 cm i $C_u > 10$ oraz „zakłady” zbrojenia skarp stromych,
 - w kombinacji z geosiatkami jako filtry warstwowe i drenaże bezprzewodowe,

- w kombinacji z geosiatkami jako element przeponowy „materacy nośnych”,
 - w kombinacji z geomembranami jako warstwa osłonowa i warstwa spływu powierzchniowego.
- C. Geosiatki typu 2D (tak zwanego typu dwuwymiarowego) stosowane:
- samodzielnie, nawet w przypadku gruntów mało spoistych, i bez ograniczeń uziarnienia gruntów sypkich,
 - samodzielnie jako zbrojenie pionowe struktur gruntowych nasypów lub podłoża wykopów do głębokości 8 m,
 - samodzielnie jako zbrojenie warstw bitumicznych konstrukcji nawierzchni dróg,
 - w kombinacji z geowłókninami jako elementy kaszycowe „materacy nośnych”,
 - w kombinacji z biokulturami jako powierzchniowe wzmocnienie skarp.
- D. Geosiatki typu 3D (tak zwanego typu trójwymiarowego lub przestrzennego) można stosować:
- samodzielnie jako pełne zbrojenie warstw gruntu nasypu lub podłoża wykopu.
- E. Geofibry typu 3D, zwane też fibrogruntami, przez analogie do fibrobetonu, można stosować:
- jako komponent wzmacniający warstwę gruntów sypkich, o grubości warstwy max 60 cm,
 - jako komponent nawierzchniowych warstw bitumicznych.
- F. Geożele (jedno- lub dwuskładnikowe żywice oparte na bazie związku chemicznego zwanego rezorcynem) stosowane:
- samodzielnie jako szybkowiązące mieszanki gruntowe, zabezpieczające stany awaryjne budowli ziemnych.

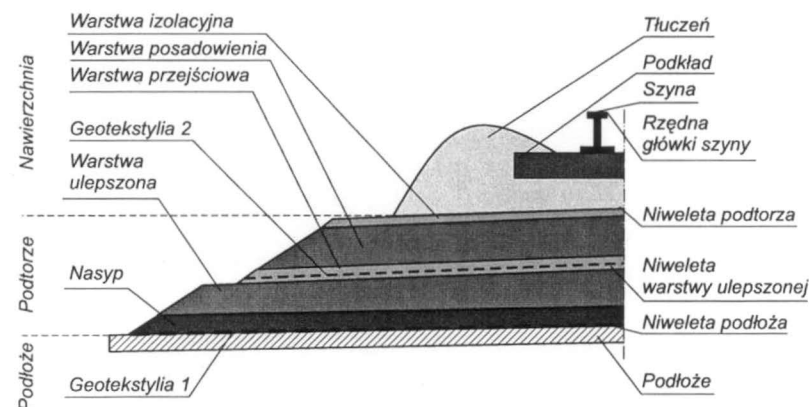
Należy też zwrócić uwagę, że obowiązujące w Europie i w Polsce systemy certyfikacji, dopuszczenia do obrotu i wydawane aprobaty techniczne licznym firmom, które zajmują się dystrybucją geosyntetyków, precyzują przeznaczenie i zakres stosowania poszczególnych typów i rodzajów geosyntetyku, w zależności od ich struktury materiałowej i gramatury. I tak w odniesieniu do geowłóknin jako geotekstylii o gramaturze nie większej niż 600 g/m² ich zastosowanie w przeważających przypadkach aprobat technicznych określa się jako:

- separacja słabego podłoża nasypów w celu poprawy jego stateczności oraz przyspieszenia konsolidacji,
- budowa dróg tymczasowych, leśnych, rolniczych, budowy placów postojowych i parkingów w trudnych warunkach gruntowo-wodnych,
- wykonania warstw odcinających i rozdzielających między gruntem drobnoziarnistym (ilastym, pylastym lub gliniastym) a warstwami konstrukcyjnymi nawierzchni,

- wykonywania warstw podkładowych utrzymujących grunt pod geosiatki lub georuszty przy budowie wzmocnionych skarp i nasypów,
- osłony systemów drenarskich w celu zabezpieczenia ich przed zamuleniem gruntem drobnoziarnistym,
- osłony uszczelnień z geomembran przed uszkodzeniami mechanicznymi.

Obecne technologie tworzyw sztucznych i włókien syntetycznych pozwalają na uzyskiwanie produktów o pożądanych parametrach wytrzymałości. Najważniejsze z nich to *UTS* (ang. *Ultimate Tensil Strength*) według nowej normy [67] określonej jako F_k – doraźna wytrzymałość na rozciąganie i *LTS* (ang. *Long Term Strength*), określanej jako F_d – długoterminowa wytrzymałość na rozciąganie, według normy [68]. Są to normy określania parametrów materiałowych geotekstylii nie zaś ich sposobów aplikacji. Pierwsze zastosowanie geotekstylii, trzydzieści lat temu, było jednak bardziej uproszczone i polegało jedynie na stosowaniu geowłóknin jako materiału separującego i izolującego poszczególne warstwy gruntu z zawartością różnych frakcji pylastych i ilastych. Ten zakres zastosowania jest kultywowany do dzisiaj ze znakomitą skutecznością.

Przykład stanowi rozwinięty system układu konstrukcyjnego nawierzchni dróg szynowych (rys. 3.2) między innymi w Szwajcarii, gdzie geowłóknina pełni wyłącznie funkcję separacyjną. Po wielu latach obserwacji i doświad-

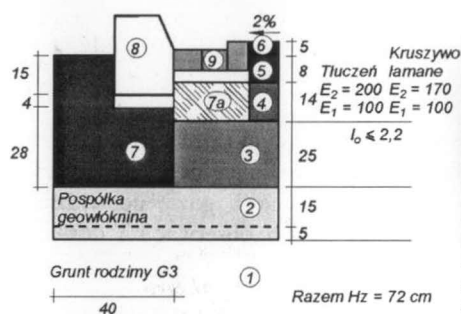


Rys. 3.2. Sposób zastosowania geotekstylii we współczesnych konstrukcjach drogi szynowej wg [10]

czeń początkowo zaczęto wykorzystywać szerzej własności filtracyjne geotekstylii [6]. W ostatnich kilku latach spostrzeżono możliwość „interakcji” geotekstylii z ośrodkiem gruntowym, a co za tym idzie zaczęto stosować układy warstwowe różnych materiałów gruntowych oraz warstw typu „materac” z wykorzystaniem geotekstylii lub geosiatek, w systemie „sandwich”. System ten polega na konstruowaniu nośnych podłoży posadowienia odpo-

wiednich maszyn i urządzeń przemysłowych, odpowiednich do kategorii obciążeń, złożonych z odpowiedniej liczby warstw i w odpowiedniej ich kolejności. Obecna praktyka projektowania i wykonywania budowli ziemnych i podłoża nawierzchni drogowych mnoży przypadki zastosowania niektórych form geosyntetyków już jako elementów wzmacniających, głównie w nawierzchniach podatnych. Są to w przeważającej liczbie przypadków geosiatki [10]. Do technicznych zastosowań geosiatek przyczyniło się wiele dziesiątek prac badawczych. Prace referujące pewien cykl badań [47, 48] z całą pewnością należą do jednych z najważniejszych w tym zakresie.

Zgodnie z SST i projektem
Przekrój konstrukcyjny jezdni głównej KR5

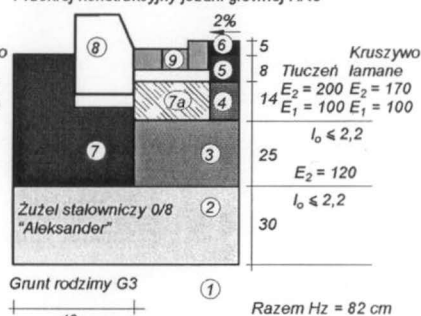


1	Grunt rodzimy typu G3
2	Ulepszone podłoże 20 cm podspółka + geowłóknina o gramaturze minimum 250 g/m ² ; w celu doprowadzenia podłoża gruntowego do nośności G1
3	Dolna warstwa podbudowy z tłucznia kamiennego lub kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie gr. 25 cm
4	Górna warstwa podbudowy z mieszanki mineralno-asfaltowej gr. 14 cm
5	Warstwa wiążąca z polimeroasfaltu gr. 8 cm
6	Warstwa ścierna z polimeroasfaltu gr. 5 cm
7	Ława betonowa B15
7a	Ława betonowa B15
8	Krawężnik kamienny 20/30 na podsypce cem.-piask. gr 4 cm
9	Ściek uliczny z betonowej kostki Holand na podsypce jw.

Rys. 3.3. Alternatywnie zaprojektowane podłoże nawierzchni drogi samochodowej

W wielu jednak przypadkach zastosowanie geotekstylii w podłożach nawierzchni drogowych jest niewłaściwe lub jest nieefektywne. Wielokrotnie na etapie weryfikacji projektów występują wątpliwości, w jakim zakresie można korygować poszczególne rozwiązania w podłożach nawierzchni dróg lądowych bez określenia pomiarowego i doświadczalnego następstw korekt, zmie-

Propozycja
Zmiana sposobu ulepszenia podłoża nawierzchni
Przekrój konstrukcyjny jezdni głównej KR5

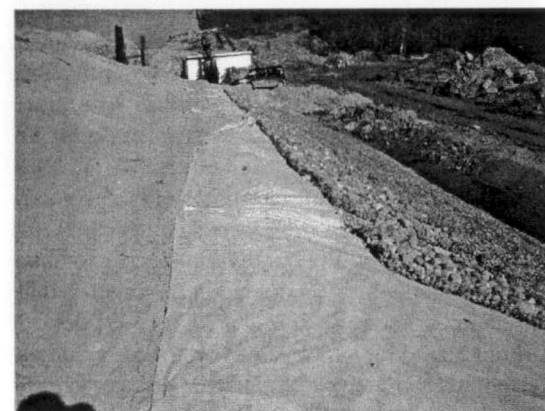


1	Grunt rodzimy typu G3
2	Ulepszone podłoże gruntowe żużel stalowniczy 0/8 "Aleksander"; grubość 30 cm w celu doprowadzenia podłoża gruntowego do nośności G1
3	Dolna warstwa podbudowy z tłucznia kamiennego lub kruszywa łamanego stabilizowanego mechanicznie gr. 25 cm
4	Górna warstwa podbudowy z mieszanki mineralno-asfaltowej gr. 14 cm
5	Warstwa wiążąca z polimeroasfaltu gr. 8 cm
6	Warstwa ścierna z polimeroasfaltu gr. 5 cm
7	Ława betonowa B15
7a	Ława betonowa B15
8	Krawężnik kamienny 20/30 na podsypce cem.-piask. gr 4 cm
9	Ściek uliczny z betonowej kostki Holand na podsypce jw.

niających konstrukcję podłoża przez dodanie kolejnej warstwy geosyntetyku lub całkowitą redukcję tych warstw. Dotychczas, we wszystkich przewidywanych funkcjach warstw geosyntetyku stosowano płaską i poziomą formę ułożenia, tzw. planarną (rys. 3.4), która odpowiada stosowanym projektowym oznaczeniom na rys. 3.3. Rysunek 3.5 przedstawia zbędne i błędne zastosowanie geowłókniny pod płaskimi kaszycami na skarpie.



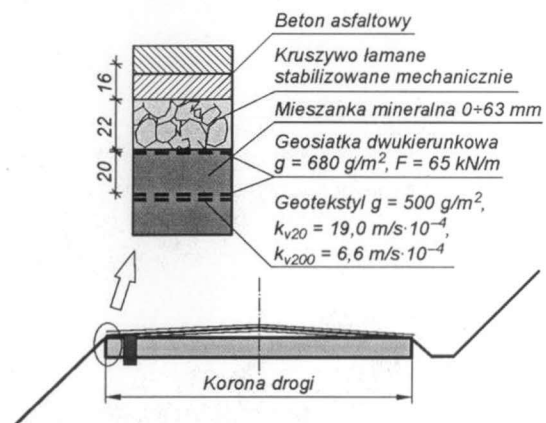
Rys. 3.4. Geowłóknina w poddrożu lub w podtorzu, na niwelecie budowli ziemnej, w podłożu nawierzchni drogowej lub szynowej – w układzie planarnym



Rys. 3.5. Separacyjna funkcja geowłókniny o zbędnym zastosowaniu

Dotychczasowa praktyka oraz wyniki eksploatacyjne wskazują, że odpowiednio skonstruowany „materac” podłoża nawierzchni drogowej, jak np. na rys. 3.6, jest rozwiązaniem bardzo skutecznym konstrukcyjnie. W tym przy-

padku mamy do czynienia z warstwą o maksymalnej łącznej grubości do 25 cm jako element strefy aktywnej górnej lub dolnej (wykop) części budowli ziemnej. Zasady obliczania stateczności skarp zbrojonych geosyntetykami, stosowania „zakładów” oraz układu „materaca” (rys. 3.6) są relatywnie skutecznie sformułowane, a istniejące programy stanowią bezpośrednią pomoc



Rys. 3.6. „Materac” w strukturze podłoża nawierzchni drogowej

dla projektantów. Występowanie rozporu bocznego, analizowane w pracy [47], ma niebagatelne znaczenie dla jakości wytrzymałościowej „materaca”. Analizując strukturę wyników w pracy [48], można zauważyć, że im większa liczba wkładek zbrojących warstwę gruntu, tym mniejsze osiadanie i rozpór boczny tej warstwy gruntu. W dalszym ciągu jednak istnieją argumenty przemawiające za kontynuacją prac doświadczalnych w zakresie rozszerzenia i uściślenia kryteriów zastosowań różnych odmian geosyntetyków do wzmocnień i zbrojenia warstw gruntu. Wynikają one między innymi z:

1. Praktyki projektowo-wykonawczej autora, polegającej na sporządzaniu zamiennych rozwiązań nawierzchni drogowych i jej podłoża, z zastosowaniem geotekstylu lub ich eliminacją. Przykłady eliminacji geotekstylu w projektowym rozwiązaniu zamiennym były omówione w między innymi w [1].
2. Szczegółowych analiz opracowań [22, 26, 27, 31, 49] dokonywanych systematycznie, w konkluzji których są zawarte, między innymi, stwierdzenia o wzmacniających własnościach geotekstylu układanych w pewnych warstwach gruntowych.

Zupełnie różne zastosowanie geosyntetyków, w sensie mechanicznym i bezpośredniego przenoszenia obciążeń użytkowych, w formie geosiatek, obejmuje ich przydatność w nawierzchniach podatnych, nieutwardzonych i bez płyty (lub warstwy) o charakterze izotropowym. Istotne osiągnięcia w tym zakresie

można znaleźć w pracy [10], na podstawie której można ustalić, że schemat wyężenia geosiatek w układzie warstw nawierzchni podatnych jest absolutnie różny od schematu wyężenia geotekstylu w podłożach fundamentowych nawierzchni. Przede wszystkim zakres odkształceń nawierzchni podatnych nieutwardzonych jest niewspółmiernie większy niż w nawierzchniach drogowych z warstwami bitumicznymi. Pozwala to na pełną mobilizację „klinowania się” i zagęszczenia grubofrakcyjnego stosu okruszowego, co w efekcie redukuje niezbędną grubość warstwy kruszywa. Jednak ten rodzaj nawierzchni drogowej to na ogół nawierzchnie tymczasowe, które nie są nawierzchniami permanentnymi, to znaczy zbudowanymi na stałe.

Istotnym brakiem takich nawierzchni w stosunku do płytowych, stosowanych obecnie, jest brak możliwości wtórnego odzysku elementów składowych dróg tymczasowych, co przy znacznych cenach kruszyw zmienia argumentację ekonomiczną.

3.2. ANALITYCZNE SPOSOBY OKREŚLANIA WZMOCNIEŃ GEOTEKSTYLAMI

Pragmatyka zagadnienia prowadzenia doświadczeń i testów wymaga zawsze uprzednich uzasadnień analitycznych lub półanalitycznych, uzupełnianych później niektórymi doświadczeniami. Są to znacznie tańsze próby, a ponadto przyczyniają się do trafniejszego formułowania późniejszych programów badań i pomiarów bezpośrednich.

Jako jedne z pierwszych powstały analizy wpływu wzmocnienia przez geosyntetyk podłoża nawierzchni drogowych nieulepszonych i podatnych, gdzie zakres obciążeń i deformacji całego układu nawierzchni i jej podłoża jest wyrazisty. W obszernych analizach tych sposobów obliczeń, podanych na przykład w pracy [27], zwraca się szczególną uwagę na kilka założeń dokonanych przez Girouda i Noiraya. Jedno z nich zakłada, że geosyntetyk zwiększa nośność podłoża (N_p), na którym jest rozłożony. Nośność takiego podłoża określa się jako:

$$N_p = c_u(\pi + 2) + \gamma h, \quad (3.1)$$

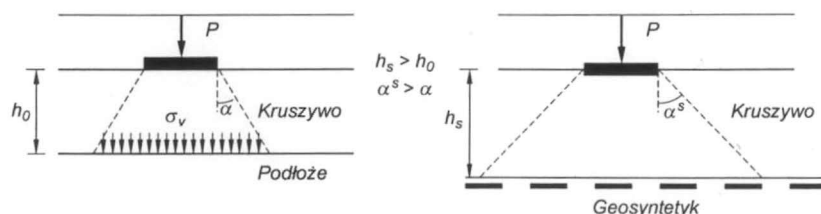
gdzie: c_u – spójność gruntu podłoża,
 γ – ciężar objętościowy materiału nawierzchni,
 h – grubość nawierzchni.

Nośność podłoża bez geosyntetyku (N_b) określa się jako:

$$N_b = c_u \pi + \gamma h_0,$$

gdzie h_0 – grubość nawierzchni bez geosyntetyku.

Drugim elementem mechanizmu pracy geosyntetyku jest założenie, że ułożenie warstwy geosyntetyku na granicy nawierzchni i podłoża zmienia kąt rozkładu obciążenia w materiale nawierzchni. Późniejsze badania wykazały, że kąt ten rośnie wraz ze wzrostem grubości warstwy (rys. 3.7).



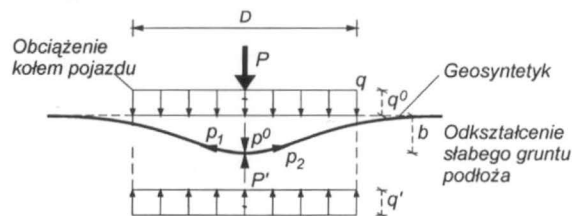
Rys. 3.7. Schemat zmiany kąta rozkładu obciążenia na podłożu z geosyntetykiem

Trzecim elementem pracy geosyntetyku w podłożu nawierzchni jest założenie o wywoływaniu „efektu rozciąganej membrany”. Naprężenia pionowe poniżej zbrojenia p można wyrazić wzorem:

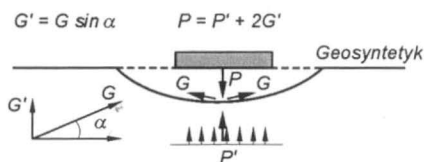
$$p = p' - p_m$$

gdzie: p' – naprężenie pionowe powyżej geosyntetyku,

p_m – różnica w wartości naprężeń normalnych wynikających z efektu rozciąganej membrany (rys. 3.8).



Rys. 3.8. Schemat statyczny układu z zastosowaniem geosyntetyku wg [58]



Rys. 3.9. Rozkład sił na powierzchni geosyntetyku jako membrany

W okresie późniejszym, w pracy [58] zmodyfikowano schemat z rys. 3.9, podejmując próbę analitycznego określenia stateczności drogowej nawierzchni podatnej, z kruszyw stabilizowanych mechanicznie, wzmocnionej geowłókniną

(rys. 3.10). Są to próby adaptacji tradycyjnych metod obliczania statycznego nawierzchni do uwzględnienia w takich konstrukcjach i opierają się na tym samym schemacie statycznym.

Podstawę obliczeń konstrukcji nawierzchni podatnej z zastosowaniem w podbudowie warstw w gradacji kruszyw i geowłókniny stanowi założenie, że parametr takiej konstrukcji, wyrażony zastępczym modułem sprężystości E_{sr} , nie będzie niższy niż analogiczny parametr konstrukcji tradycyjnej obliczonej metodami PI-IBD, CBR, OSZD itp. Obliczenia wykonuje się przy trudnym do ustalenia i weryfikacji fizycznej warunku, że moduł sprężystości geowłókniny przy rozciąganiu osiowym E_y jest wyższy od modułu sprężystości gruntu podłoża E_0 . Jest to założenie czysto teoretyczne, na podstawie którego, wprowadzając pojęcie umownego modułu sprężystości geowłókniny $E_w \geq 350 \text{ N/cm}$, ustalono warunek:

$$0,01 \frac{fE_w}{d} > E_0, \quad (3.3)$$

gdzie: E_w – umowny moduł sprężystości geowłókniny [N/cm],

E_0 – moduł sprężystości gruntu podłoża [MPa],

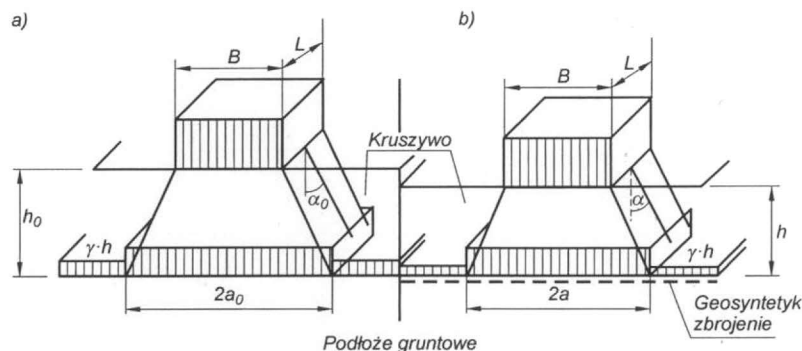
d – grubość geowłókniny [cm].

$f = 2$ gdy E_w jest określony metodą rozciągania jednoosiowego.

Nie może być też prawdziwa nierówność $q' < q^0$ odpowiadająca oznaczeniom na rys. 3.8, bowiem moduł sprężystości gruntu podłoża nie występuje w postaci czystej w ruchomym punkcie przyłożenia zamiennych na ogół sił skupionych P . Ogólnie, zarówno założony schemat na rys. 3.8, jak i warunek (3.3) są oparte na przeświadczeniu autora, że geowłókniny mają na tyle duży „wzdłużny” moduł sprężystości, że powstające siły poziome, reakcji przy rozciąganiu geowłóknin są znaczące i co najmniej równoważą siły tarcia, proporcjonalne do nacisku ciężaru własnego gruntu nad geowłókniną. Jest to założenie czysto teoretyczne, które jest fizycznie niweczone już przez ciężar własny warstwy gruntu o grubości 5 cm, nie mówiąc już o ewentualnym obciążeniu użytkowym.

W inny sposób formułuje się warunki analityczne nawierzchni z kruszyw dróg tymczasowych i technologicznych, składających się z jednej warstwy kruszywa zbrojonej dołem [43]. Wymiarowanie, czyli projektowanie takich dróg polega na doborze ich odpowiedniej grubości h , wymaganej wytrzymałości na rozciąganie F_{Bd} oraz sztywności zbrojenia na rozciąganie J . Warunki początkowe są następujące:

- dopuszczalna głębokość kolein R danego czasu użytkowania t oraz intensywność ruchu pojazdów na dobę lub liczby osi i obciążenie na koło lub oś;
- nośność podłoża gruntowego wyrażona w CBR, E_2 ($E_2 \neq E_{v2}$) określonego wg DIN18 134 lub c_u ;
- jakość stosowanego kruszywa.



Rys. 3.10. Jednowarstwowy model nawierzchni tymczasowej: a) niezbrojonej, b) zbrojonej geosyntetykiem wg [43]

Jedną z bardziej znanych metod wymiarowania takiego przykładu nawierzchni jak na rys. 3.10 jest metoda Giroud-Noiraya [24], kwalifikowana do metod analitycznych, a opierająca się na wzorze empirycznym:

$$h_0 = \frac{125,7 \log N + 496,52 P - 294,14 R - 2412,42}{c_u^{0,63}}, \quad (3.4)$$

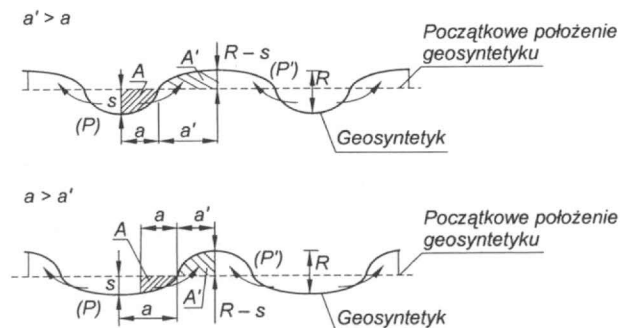
gdzie: N – przewidywana liczba przejeżdżających osi,
 P – wielkość przewidywanego obciążenia na oś [N],
 R – głębokość koleiny [m],
 c_u – wytrzymałość gruntu na ścinanie bez odpływu wody [N/m²].

Na podstawie zależności geometrycznych schematu wypierania gruntu spod kół pojazdów, określonych na rys. 3.11, sformułowano równanie stanu granicznego. Założono, że na zbrojonej nawierzchni koła pojazdu stanowią nieodkształcalny fundament, na który działa siła $P/2$, wywołując odkształcenia w podłożu, a które wywołują naprężenia w zbrojeniu stanowiącym membranę. Równanie stanu granicznego w pracy [43] ujęto w mało przejrzystym zapisie następująco

$$(\pi + 2)c_u = \frac{P}{2(B + 2h \tan \alpha) \cdot (L + 2h \tan \alpha)} - \frac{J\varepsilon}{a \sqrt{1 + \left(\frac{a}{2s}\right)^2}}, \quad (3.5)$$

gdzie: c_u – wytrzymałość gruntu na ścinanie bez odpływu wody [N/m²],
 P – wielkość przewidywanego obciążenia na oś [N],
 J – sztywność zbrojenia na rozciąganie [kN/m],
 B – szerokość śladu kół dla pojazdów standardowych i specjalnych [m],
 L – długość śladu kół dla pojazdów standardowych i specjalnych [m],
 h – grubość warstwy nawierzchni (kruszywa) [m],

s – zagłębienie membrany pod kołami [m],
 a – cięciwa membrany pod kołami (szerokość zagłębienia według rys. 3.11) [m],
 ε – odkształcenie zbrojenia (geosyntetyku) [%].



Rys. 3.11. Stan odkształcenia warstwy nawierzchni podczas wypierania spod naciskanego geosyntetyku wg [42]

Wymaganą grubość nawierzchni oblicza się iteracyjnie, kolejno przybliżając zależności geometrycznymi kształt koleiny. Dla ostatecznie wybranej wartości h wyznacza się wartość wydłużenia ε i wytrzymałość obliczeniową zbrojenia F_{Bd} , czyli geosyntetyku:

$$F_{Bd} = J\varepsilon, \quad (3.6)$$

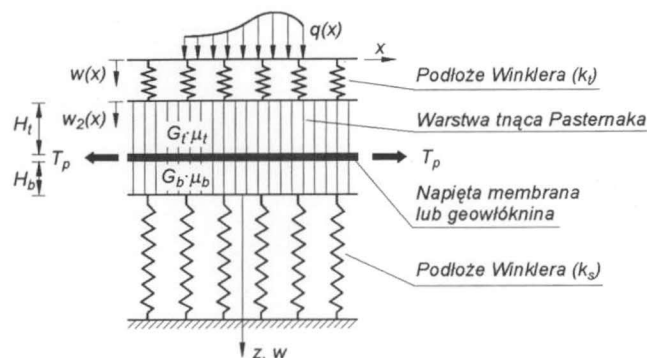
gdzie: F_{Bd} – wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie [kN/m],
 J – sztywność zbrojenia na rozciąganie [kN/m],
 ε – odkształcenie zbrojenia (geosyntetyku) [%].

Wytrzymałość obliczeniowa jest podstawą do ustalenia dalszych parametrów technicznych geosyntetyku, do których należą nie tylko wytrzymałość przy zrywaniu, ale również wielkość i minimalne wymiary oczek siatki, jeśli właśnie to jest tego rodzaju geosyntetyk.

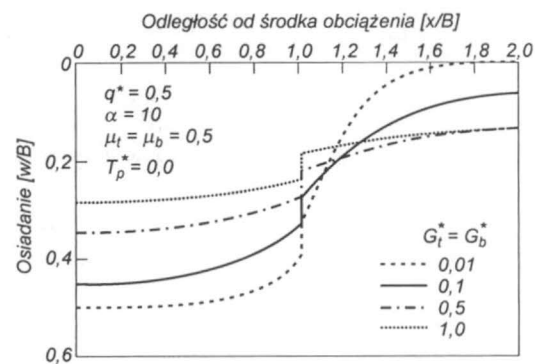
Na szczególną uwagę zasługuje analiza modelu podłoża Kerra uwzględniająca warstwę ścinającą i zawartą w niej membranę lub geosyntetyk [42]. Przedstawiony model, być może mniej złożony od niektórych modeli nawierzchni wymienianych w rozdz. 1.2, sugeruje podobieństwo do rzeczywistego układu geosyntetyk-grunt (rys. 3.12).

Rozwiązania numeryczne zawarte w [42] prowadzą w zasadzie do wniosków zgodnych z przyjętą definicją modelu na rys. 3.12, lecz efekt różnych parametrów ścinania w warstwie z geosyntetykiem, odpowiednio zdefiniowanych w obliczeniach, na krawędziach obciążenia, we współrzędnych bezwymiarowych, wymaga przytoczenia rys. 3.13. Godne uwagi są też porównania

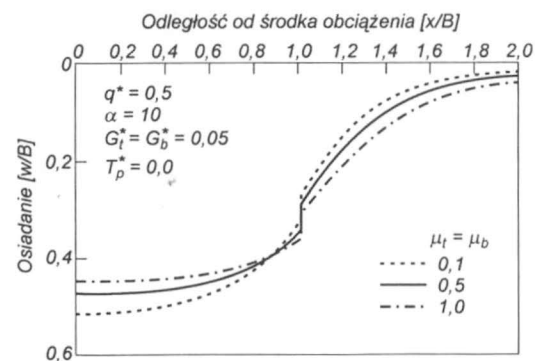
„efektu krawędziowego” przy różnych współczynnikach tarcia warstw podłoża fundamentowego (rys. 3.14).



Rys. 3.12. Model nawierzchnia-podłoże Kerra z geosyntetykiem wg [42]

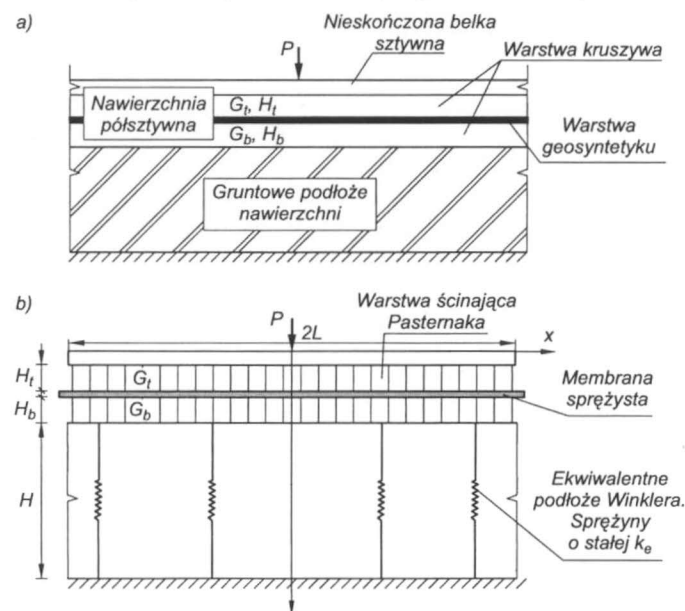


Rys. 3.13. Efekt różnych parametrów ścinania w warstwie Pasternaka wg [42]



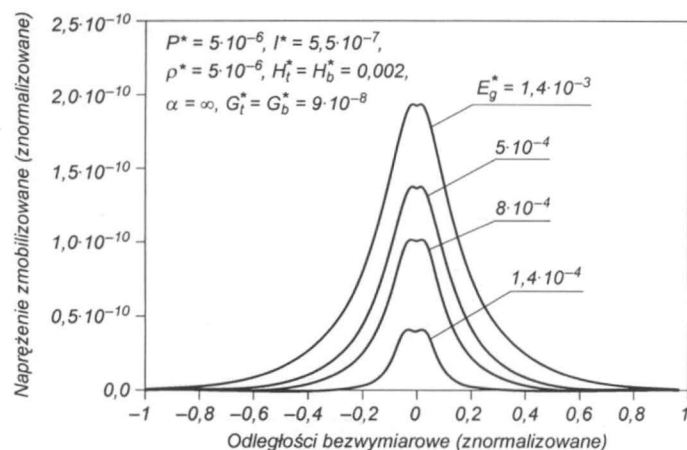
Rys. 3.14. Efekt różnych współczynników tarcia wg [42]

Poszukując domkniętych rozwiązań i opisów analitycznych równaniami równowagi, w pierwszej kolejności analizujemy przyjmowane modele definiujące podejmowany problem. Wydaje się, że równie interesujący model analityczny układu nawierzchnia-gruntowe podłoże nawierzchni z przekładką włóknin syntetycznych zawiera praca [36]. Jest to również podłoże Kerra, lecz ściślejsza relacja, niż w pracy [42], pomiędzy rzeczywistym układem warstw nawierzchni a modelem jest widoczna na rys. 3.15. Sztywny układ belki nieskończenie długiej dla układu płaskiego spoczywa na szeregu sprężyn Winklera pokazanych na rys. 3.15b, które wraz ze sztywną belką nieskończenie długą mogą stanowić odpowiednik warstwy nośnej kruszywa tworzącej pewien układ drogowej nawierzchni półsztywnej. W odróżnieniu od modelu nawierzchni podatnej, rozwiązywanym w [43], który przewiduje tylko jedną warstwę geosyntetyku na granicy warstw (także o funkcji separacyjnej), model podłoża Kerra jest bardziej adekwatny do rzeczywistości, bowiem uwzględnia warstwę geosyntetyku wewnątrz warstwy kruszywa. Uogólnione własności kruszywa i uogólnione własności geosyntetyku mogą w rezultacie zbliżyć rozwiązanie równań równowagi [36] do odpowiedzi na pytanie: jaki rodzaj sił występuje, i jak kształtuje się współpraca w ciągle rozpatrywanym układzie grunt-geowłóknina, który jest właściwszy strukturalnie podłoża nawierzchni niż układom warstwowym samej nawierzchni dróg samochodowych?



Rys. 3.15. Fizyczny układ warstw: a) nawierzchnia-podłoże gruntowe, b) model obliczeniowy Pasternaka-Winklera układu fizycznego wg [36]

Niezależnie od sprawności obliczeń przeprowadzonych w [36], poprzez ustalanie przedziałów występowania pewnych parametrów równań ruchu, uzyskano rezultaty ściśle wskazujące na zakres zmienności pozostałych parametrów. W ten sposób uzyskano wykresy momentów i naprężeń oddziałujących na podłoże gruntowe (modelowane jako podłoże Winklera), profile osiadań belki dla różnych prędkości poruszającej się siły P i jej wielkości, a także profile osiadań belki w zależności od stanu zagęszczenia warstwy krzyżowa stanowiących jej podłoże. Krzywe na rys. 3.16 i 3.17 są przykładami uzyskanych rozwiązań wskazujących na zależności naprężeń i osiadań od modułu sprężystości (wzdłużnego) geosyntetyku.

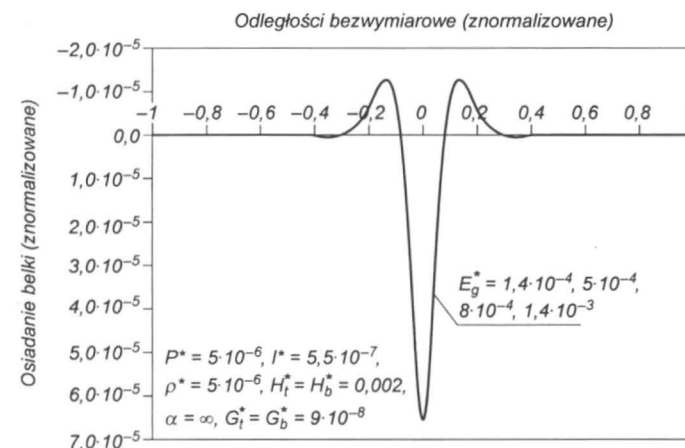


Rys. 3.16. Typowy rozkład zmobilizowanych naprężeń jako efekt różnych modułów sprężystości geosyntetyku wg [36]

Omówione rozwiązanie przybliży „mechanizm” wzmocnienia podłoża gruntowego geosyntetykami, lecz w dalszym ciągu modeluje nawierzchnię drogową jako belkę obciążoną ruchomym obciążeniem dynamicznym, a nie jako płytę z obciążeniem równomiernie rozłożonym – rozwiązanie równań równowagi takiego układu jest bardzo złożone. Postać rozwiązań tego zadania również nie ma charakteru prostych i ogólnie obowiązujących formuł matematycznych.

Stwierdzamy zatem, że w obliczeniach [24, 36, 42, 51 i 58] występują bardzo wyraźne przesłanki istnienia wzmocnienia gruntu przez geosyntetyki. Hipotetycznie możemy zatem przewidzieć wpływ grubości warstw i sztywności podłoża na efekt podatności podłoża nawierzchni. W tym przypadku mamy do czynienia z różnymi przypadkami rozkładu sił oraz różnymi przypadkami charakteryzowania samego podłoża gruntowego, jak i warstw nośnych.

Z analizy poszczególnych pomiarów i doświadczeń zawartych w pracy [27] wynikają ponadto pewne „skłonności autorów” do uogólniania wniosków dotyczących jednego konkretnego przypadku pomiaru. Inne warunki doświadczeń wykonywane są w przypadku geowłóknin, a inne w przypadku geosiatek, choć są określane tym samym mianem geosyntetyków. Wreszcie w zastosowaniu geosyntetyków w strukturze wielowarstwowych układów nawierzchni problem jest o tyle złożony, o ile otwartą sprawą jest skuteczność analitycznych metod obliczania nawierzchni drogowych w ogólności (podatnych, półsztywnych i sztywnych).



Rys. 3.17. Osiadanie belki przy różnych wartościach modułów sprężystości geosyntetyku wg [36]



Rys. 3.18. Podział rodzaju założeń w schematach analogów obliczeniowych uzasadniających efekty wzmocnień stosowanych geotekstylii

W analitycznych rozważaniach mechanizmów wzmocniania gruntów przez geowłókniny stosuje się kilka założeń *a priori* rys. 3.18, które w konsekwencji dają spodziewane wyniki, świadczące o ich wzmocnieniu, czyli potwierdzają

założenia modelu. Jest to zarówno pewna niedoskonałość metod analitycznych, jak i ich zaleta, albowiem umożliwiają autokontrolę prowadzonych obliczeń.

Podsumowując ogólnie przedstawione rozwiązania, należy zwrócić uwagę, że są to analizy statyczne płaskich stanów naprężeń w ośrodku gruntowym, modyfikowanym wprowadzeniem przewarstwienia geotekstylnego. Wzmocnienie podłoża przez geotekstylię, zwłaszcza w przypadku podłoża nawierzchni podatnych, jest wyjaśniane tak zwanym efektem rozciąganej membrany. Efekt ten nie jest uwzględniany w żadnym stopniu w przypadku obliczeń nośności podłoża jako gruntów zbrojonych, w odniesieniu do zbrojenia, którym może być także pewien rodzaj geotekstylii, a nie tylko geosiatek, jak to powszechnie się przyjmuje. Oznacza to, że sposobem właściwym do pewnych rozstrzygnięć w tym zakresie jest weryfikacja doświadczalna w skali technicznej lub pół-technicznej i bezpośredni pomiar parametrów charakterystycznych. Końcowa ocena oraz stosowny werdykt należy w każdym przypadku technicznym do eksperymentu.

Warto też zauważyć, że dowody analityczne o przewadze zbrojeń geosyntetykami kończą się na ogół powodzeniem i różnią się jedynie liczbą przyjętych założeń upraszczających i liczbą współczynników empirycznych. Jest to kolejny argument przemawiający za podjęciem nawet najprostszych doświadczeń w tym zakresie.

BIBLIOGRAFIA

- [1] Ajdukiewicz J.: Projektowanie z geosyntetykami, cz. I i II. Reprint z „Magazyn Autostrady”, 2004, nr 5 i 6, s. 1–12.
- [2] Bonaquist R., Witczak Matthew W.: Plasticity modeling applied to the permanent deformation response of granular materials in flexible pavement systems. *Transportation Research Record*, November 1996.
- [3] Burmister D.M.: The general theory of stress and displacements in layered systems. *Journal of Applied Physics*, 1945, vol. 16, no. 2, s. 89–94, no. 3, s. 126–127, no. 5, s. 296–302.
- [4] Ciołek W.: O stosowaniu Polskich Norm – jest obowiązek czy go nie ma? *Inżynier Budownictwa*, 2006, nr 4 (25), s. 10.
- [5] Chen Dar-Hao, Zaman M.M.: Characterization of base/sub-base materials under repetitive loading. *Journal of Testing & Evaluation*, 1995, s. 180–188.
- [6] Cho-Sen Wu, et al.: Soil-nonwoven geotekstil filtration behavior under contact with drainage materials. *Geotextils & Geomembranes*, 2006, no. 24, s. 1–10.
- [7] Dobrucki D.: Porównanie metod wzmacniania podłoża nawierzchni drogowej geosyntetykami. *Drogownictwo*, 2005, nr 10, s. 295–299.
- [8] Eisenman J.: *Forschungsarbeiten-Eisenbahn und Strassenoberbau*. Verlag von Wilhelm Ernest und Sohn, München, 1974.
- [9] Girkmann K.: *Dźwigary powierzchniowe*. Wydawnictwo Arkady, Warszawa, 1970.
- [10] Gołos M.: Zastosowanie geosiatek o sztywnych węzłach „Tensar”, do wzmocnienia podbudów konstrukcji nawierzchni drogowych w warunkach słabego podłoża gruntowego. Prezentacja BID „Drotest”, Gdańsk, kwiecień 2005.
- [11] Gorbunow-Posadow M.I.: *Obliczenia konstrukcji na podłożu sprężystym*. Wydawnictwo Budownictwo i Architektura, Warszawa, 1958, s. 222–285.
- [12] Gradkowski K.: Bezpieczne konstrukcje dróg. *Bezpieczne Drogi*, wrzesień 2001, nr 9, s. 40–42.
- [13] Gradkowski K.: Bezpieczne konstrukcje dróg, cz. II. *Bezpieczne Drogi*, październik 2001, nr 10, s. 45.
- [14] Gradkowski K.: Geotechniczne kryteria jakości projektowania dróg. *Drogownictwo*, listopad 2006, nr 11, s. 371–374.
- [15] Gradkowski K.: Koncepcja wyznaczania podatności lokalnej podłoża nawierzchni komunikacyjnych. *Materiały VII Krajowej Konferencji Mechaniki Gruntów i Fundamentowania*, Poznań, październik 1984, s. 150–154.
- [16] Gradkowski K.: *Mieszanki żywico-gruntowe w zastosowaniu do wzmacniania torowisk kolejowych*. IDiM PW, Praca Doktorska, Warszawa 1980.
- [17] Gradkowski K.: Nowe zasady stabilizacji gruntów cementem. *Autostrady*, 2006, nr 5, s. 174–176.
- [18] Gradkowski K.: Podatność rozdrobnionego ośrodka podłoża podkładów z płytą ciągłą. *Drogi kolejowe*, 1986, nr 2, s. 45–47.
- [19] Gradkowski K.: Wzmacnianie podłoża drogowego geosyntetykami. *Drogownictwo*, luty 2007, nr 2, s. 51–55.
- [20] Gradkowski K., Mańko Z.: The set-up of plate index tests and bearing capacity. *Proceedings of The International Symposium on Bearing Capacity of Roads and Airfields*, Trondheim, Norway, 1982.
- [21] Gradkowski K., Wróblewska P.: Wykonanie budowli ziemnej jako odrębnego zamówienia publicznego. *Drogownictwo*, 2006, nr 5, s. 164–166.
- [22] Hufens R., et al.: Full scale tests on geosynthetic reinforced unpaved roads on soft subgrade. *Geotextils & Geomembranes*, 2006, no. 24, s. 21–37.

- [23] Jarmołowicz P., Dembicki E.: Soil-Geotekstil Interaction. Geotextiles and Geomembranes, 1991, nr 10, s. 249–268.
- [24] Jemielita G., Szcześniak W.: Sposoby modelowania podłoża. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo, z. 120, Warszawa, 1993, s. 5–49.
- [25] Judycki J.: Podstawy określania współczynników równoważności obciążenia osi do projektowania nawierzchni drogowych. Drogi i Mosty, 2006, nr 2.
- [26] Kazimierowicz-Frankowska K.: Wykorzystanie geosyntetyków do wzmacniania podłoża nawierzchni drogowych. Cz. I, Przegląd wyników badań doświadczalnych. Inżynieria Morska i Geotechnika, 2005, nr 4, s. 340–345.
- [27] Kazimierowicz-Frankowska K.: Wykorzystanie geosyntetyków do wzmacniania podłoża nawierzchni drogowych. Cz. II, Przegląd koncepcji opisu teoretycznego. Inżynieria Morska i Geotechnika, 2005, nr 5, s. 391–397.
- [28] Kossakowski M.: Ogólna specyfikacja techniczna – nasyp zbrojony geosyntetykiem. Drogownictwo, 2005, nr 11, s. 344–347.
- [29] Kuchler A.: Przyszłość geotechniki. Materiały Sesji Naukowej z Okazji 70-lecia Profesora Zbigniewa Grabowskiego, PW/PAN, Warszawa, 12 kwietnia 2000, s. 155–164.
- [30] Madhavi Latha, Vidya S. Murthy.: Investigations on Sand Reinforced with Different Geosynthetics. Geotechnical Testing Journal, November 2006, vol. 29, no. 6, s. 474–480.
- [31] Mandhavi Latha, Vidya S. Murthy.: Effects of reinforcement form on the behavior of geosynthetic reinforced sand. Geotextiles and Geomembranes, 2007, no. 25, s. 23–32.
- [32] Pachowski J.: Geotekstyli i przykłady ich zastosowań w drogownictwie. Ogólnopolska Konferencja Naukowo-Techniczna „Szkola metod projektowania obiektów inżynierskich z zastosowaniem geotekstyliów, Ustroń, 13–15 grudnia 1995.
- [33] Pasternak P.L.: Osnovy novogo metoda rasczota žestkikh i gibkikh fundamentov na uprugom osnovanii. Moskwa, Trudy MISI, 1956, nr 14, s. 116–144.
- [34] Piłat J., Radziszewski P.: Nawierzchnie asfaltowe. WKŁ, Warszawa, 2004.
- [35] Ping W., Virgil Ge, Ling C.: Field evaluation of plate bearing load test on pavement soils in Florida. Proceedings of the 3-rd Materials Engineering Conference. San Diego, 1995.
- [36] Priti Maheshwari, et al.: Response of beam on tensionless extensible geosynthetic-reinforced earth bed subjected to moving loads. Computers and Geotechnics, 2004, no. 31, s. 537–548.
- [37] Rolla S.: Drogowe normy europejskie. Kruszywo wiązane hydraulicznie do podbudowy. Kruszywo wiązane cementem. Wymagania. Drogownictwo, 2005, nr 7–8 i 9.
- [38] Rolla S.: Geotekstyli w budownictwie drogowym. WKŁ, Warszawa, 1988.
- [39] Sauvage R.H., Richez G.: Les couchers d'essise de la voie ferree. Revue Generale des Chemins de Fer 1978, nr 12.
- [40] Sękowski, J.: Anizotropowa półprzestrzeń sprężysta jako model zastępczy podłoża uwarstwionego. Inżynieria i Budownictwo, 1983, nr 5, s. 208–212.
- [41] Sherwood P.: Soil Stabilization with Cement and Lime. HMSO, London, 1993, s. 12 i 69.
- [42] Shukla S.K., Chandra S.: A Study on a New Mechanical Model for Foundations and its Elastic Settlement Response. International Journal for Numerical Methods in Geomechanics, 1996, vol. 20, s. 595–604.
- [43] Sobolewski J.: Metody projektowania nawierzchni gruntowych zbrojonych geosyntetykami. Polskie Drogi, grudzień 2006, nr 12, s. 72–77.
- [44] Southgate Herbert F., Mehboub Kamyar C.: Proposed scale for stiffness of un-bound pavement materials for pavement design. Journal of Transportation Engineering, November-December 1994.
- [45] Speir Richard H., Witczak Matthew W.: Use of shredded rubber in unbound granular flexible pavement layers. Transportation Research Record. November 1996.
- [46] Stigler-Szydło E.: Posadowienie budowli infrastruktury transportu lądowego. Dolnośląskie Wydawnictwo Edukacyjne. Wrocław, 2005.

- [47] Surowiecki A.: Doświadczalny model warstwy podłoża drogowego ze wzmocnieniem. Proc. International Scientific Conference Transport of 21st Century, t. 2, Politechnika Warszawska, Wydział Transportu, PAN, Warszawa-Stare Jabłonki, 18–21 września 2007, s. 275–282.
- [48] Surowiecki A.: Interaction between reinforced soil components. Studia Geotechnica et Mechanica, vol. XX, no. 1–2, 1998, s. 43–61.
- [49] Surowiecki A.: Mechanische Eigenschaften der mit Vlisstoff bewehrten Sandschicht. Tiefbau Ingenieurbau Strassenbau, Jahr. 33, no. 8, 1991, s. 596–598.
- [50] Szcześniak W.: Drgania wymuszone belki i płyty na podłożu odkształcalnym w zakresie lepko-sprężystym pod obciążeniem ruchomym. Rozprawy Inżynierskie, 1972, vol. 20, nr 3, s. 455–476.
- [51] Szcześniak W.: Wybrane zagadnienia kolejowe. Wzajemne oddziaływanie w układzie pojazd – tor kolejowy – podtorze – podłoże gruntowe. Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej, Budownictwo, z. 129, Warszawa, 1995, s. 1–220.
- [52] Szcześniak W.: Wpływ dwuparametrowego podłoża sprężystego na drgania własne płyty średniej grubości. Rozprawy Inżynierskie, 1989, vol. 37, s. 87–115.
- [53] Trojnar K., Folt L., Bichajło L.: O projekcie zastosowania pionowych pasm geosyntetyków do stabilizacji nasypu drogowego. Inżynieria i Budownictwo, 2004, nr 7, s. 383.
- [54] Tutmulier Erol, Barksdale Richard D.: Inverted flexible pavement response and performance. Transportation Research Record, Jul. 1995.
- [55] Wesolowski A., Krzywosz Z., Brandyk T.: Geosyntetyki w konstrukcjach inżynierskich. Wydawnictwo SGGW, Warszawa, 2000.
- [56] Wilmers W.: Neues Regelwerk: Geokunststoffe im Erdbau des Strassenbaus. Strassen und Tiefbau, 2005, nr 7–8, s. 114–126.
- [57] Wilun Z.: Zarys geotechniki. WKŁ, Warszawa, 2002.
- [58] Wójtowicz J.: Podbudowa z kruszywa stabilizowanego mechanicznie wzmocniona geowłókniną. Drogownictwo, 1994, nr 10, s. 232–237.
- [59] Yetimoglu T., et al.: A study on bearing capacity of randomly distributed fiber-reinforced sand fills overlaying soft clay. Geotextiles and Geomembranes, 2005, no. 23, s. 174–183.
- [60] Yoder E.J., Witczak M.W.: Principles of pavement design, Wiley, New York, 1959 and 1975.
- [61] Zhang M.X., et al.: Triaxial tests sand reinforced with 3D inclusions. Geotextiles and Geomembranes, 2006, no. 24, s. 201–209.

Normy i przepisy techniczne

- [62] Instrukcja badań podłoża gruntowego budowli drogowych i mostowych. Część 2. Załącznik. GDDP-IBDiM, Warszawa, 1998.
- [63] Katalog typowych konstrukcji nawierzchni podatnych i półsztywnych. GDDP, Warszawa, 1997.
- [64] Katalog wzmocnień i remontów nawierzchni podatnych i półsztywnych. GDDP, Warszawa, 2001.
- [65] PN-EN 13242:2004; Kruszywo do niezwiązanych i związanych hydraulicznie mieszanek stosowanych do budowy dróg.
- [66] PN-EN 14227-1:2007. Mieszanki związane spoiwem hydraulicznym – Specyfikacja – Część 1: Mieszanki stabilizowane cementem.
- [67] PN-EN ISO 10318:2007. Geosyntetyki. Terminy i definicje.
- [68] PN-EN ISO 13431:2002. Geosyntetyki i wyroby pokrewne. Wyznaczanie pełzania podczas rozciągania i zniszczenia przy pełzaniu.
- [69] PN-EN ISO 14688-1:2006. Badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów. Część 1; Oznaczenia i opis.

- [70] PN-EN ISO 14688-2:2006. Badania geotechniczne. Oznaczenie i klasyfikowanie gruntów. Część 2; Zasady klasyfikacji.
- [71] PN-S-02205:1998. Roboty ziemne. Wymagania i badania.
- [72] PN-B-06050:1999. Roboty ziemne. Wymagania ogólne.
- [73] PN-S-96012:1997. Podbudowa i ulepszone podłoże z gruntu stabilizowanego cementem. Drogi samochodowe.
- [74] Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 2 marca 1999 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać drogi publiczne i ich usytuowanie (Dz. U. Nr 43, poz. 430).
- [75] 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. Nr 151, poz. 987).
- [76] Rozporządzenie Ministra Infrastruktury z dnia 18 maja 2004 r. w sprawie określania metod i podstaw sporządzania kosztorysu inwestorskiego, obliczania planowanych kosztów prac projektowych oraz planowanych kosztów robót budowlanych określonych w programie funkcjonalno-użytkowym (Dz. U. Nr 130, poz. 1389).
- [77] Wytyczne wzmacniania podłoża gruntowego w budownictwie drogowym. Instytut Badawczy Dróg i Mostów, Warszawa, 2002.
- [78] www.geotkanina-geosiatka.pl, data dostępu: [marzec 2006].
- [79] www.omklnx.il.pw.edu.pl/~iaces, data dostępu: [maj 2007].
- [80] www.sciencedirect.com, data dostępu: [maj 2005].

STRENGTH OF ROAD PAVEMENT SUBSTRUCTURES REINFORCED WITH GEOSYNTHETICS. EXPERIMENTAL RESEARCH

S u m m a r y

This study deals with land transportation constructions, the principles of their technology and build, and maintenance stability of a part of them which constitutes an active layer of ground substructures of land road pavement. Analogy of construction of automobile and rail roads in relation to ground substructures of pavement allows us to analyze the problem jointly, without any typology divisions. Technology used for land constructions, standard conditions and technology regulations affect further parameters concerning the quality of ground substructures of pavements, as well as pavements of roads and particular types of roads. The methods of enhancing stability of land constructions and quality of ground substructures of road pavements, especially automobile roads where various reinforcing materials are used (including geotextiles) were discussed both analytically and in the context of practical results obtained from tests, which ultimately led to the formulation of measurement guidelines and program in the test polygon field consisting of models of road pavement substructures. The problem of constructing pavement substructures is essential for all types of roads; this study, however, focuses mainly on automobile roads, taking also rail roads into consideration. Characteristic features of constructing rail road pavements, as well as category and load properties of pavement caused the application of geotextiles only as a material separating particular layers of aggregates. The major part of the study consists of relation and analysis of the results obtained

from measurements made in the test polygon field including models of pavement substructures of a land road reinforced with geotextiles. While searching for economical and construction-efficient solutions, it seemed necessary to make a series of field measurement tests for workability of a ground substructure with geotextiles layers. The entire measurement program was financed by the author. The results were the basis for recommendations concerning the use of geotextiles in the substructures of road pavements as an element reinforcing the ground layers of pavement substructure. To formulate the final proposals concerning technological solutions and procedures on the use of geotextiles as an element reinforcing the substructure of car road pavement, an additional series of tests is required for various types of geotextiles and sandy grounds with varying parameters of grain size.

Keywords: road soil structures, substructures of road pavements, geotextiles