

STUDIA I MONOGRAFIE

z. 299

WOJCIECH KOZŁOWSKI

**Konstrukcje gabionowe
– teoria, praktyka i badania**



POLITECHNIKA OPOLSKA

ISSN 1429-6063

Opole 2011 ISBN 978-83-62736-39-3

POLITECHNIKA OPOLSKA

KOMITET REDAKCYJNY

Andrzej KNAPIK, Jan KUBIK,
Tadeusz ŁAGODA – przewodniczący,
Mariusz MIGAŁA, Iwona MULICKA,
Jan SADECKI, Małgorzata WRÓBLEWSKA

Recenzent:

prof. dr hab. inż. Sylwester KOBIELAK

Redaktor:

Jan KUBIK

Komitet Redakcyjny Wydawnictw Politechniki Opolskiej
ul. S. Mikołajczyka 5

Skład: Oficyna Wydawnicza Politechniki Opolskiej
Nakład: 100 egz. Ark. wyd. 9,8. Ark. druk. 9,3.
Druk i oprawa: Sekcja Poligrafii Politechniki Opolskiej

SPIS TREŚCI

PRZEDMOWA	5
1. WSTĘP	7
1.1. Wprowadzenie	7
1.2. Modułowe ściany oporowe jako problem badawczy	8
2. GABIONOWE KONSTRUKCJE OPOROWE (TECHNOLOGIA I WDROŻENIA)	15
2.1. Ściany gabionowe jako szczególna odmiana konstrukcji z kaszyc ...	15
2.2. Klasyfikacja konstrukcji gabionowych	17
2.3. Wybrane przykłady zastosowania gabionów i ich odmian w inżynierii lądowej i wodnej	20
3. GABIONOWE ŚCIANY OPOROWE JAKO OBIEKT BADAŃ	25
4. LABORATORYJNE BADANIA STANU PRZEMIESZCZEŃ FIZYCZNEGO MODELU GABIONU	29
4.1. Uwagi dotyczące rodzaju badań	29
4.2. Elementy analizy wymiarowej w projektowaniu badań modelowych	31
4.3. Modele badawcze i materiały	35
4.4. Metoda i stanowisko badań	37
4.4.1. Cel, przedmiot i przebieg badań	37
4.4.2. Ważniejsze oznaczenia stosowane w procesie badań modelowych i opracowania wyników	37
4.4.3. Opis stanowiska badawczego	39
4.4.4. System pomiarowy	42
4.4.5. Stałe zakłócenia pomiarowe	44
5. SYNTeza WYNIKÓW BADAŃ PRZEMIESZCZEŃ MODELU GABIONU	45
5.1. Uwagi wstępne	45
5.2. Przemieszczenia poziome	46
5.2.1. Tłuczeń gruby	46
5.2.2. Tłuczeń średni	48
5.2.3. Grys bazaltowy	49
5.2.4. Piasek rzeczny	55
5.2.5. Zestawienie wyników badań przemieszczeń poziomych	57
5.3. Uwagi o przemieszczeniach pionowych	58
5.4. Wnioski podsumowujące	59
6. UOGÓLNIENIA TEORETYCZNE WYNIKÓW BADAŃ PRZEMIESZCZEŃ FIZYCZNEGO MODELU GABIONU	61
6.1. Uwagi ogólne	61
6.2. Efekty sprężystości	61
6.2.1. Modele bez wzmocnienia poziomego „przeponą”	61
6.2.2. Modele z poziomym wzmocnieniem „przeponą”	62
6.2.3. Uwaga podsumowująca	63
6.3. Cechy wytrzymałościowe	63
6.3.1. Uwaga ogólna	63

6.3.2. Informacje o modelach	64
6.3.3. Parametry modeli otrzymane na podstawie wyników badań doświadczalnych (przy obciążeniu $q_{max} = 0,2$ MPa)	64
6.3.4. Efekt zwiększenia nośności wskutek kosza siatkowego i przepony	65
6.3.5. Wytrzymałość na ścinanie	67
6.3.6. Uwaga podsumowująca	71
7. NUMERYCZNA WERYFIKACJA REZULTATÓW BADAŃ PRZEMIESZCZEŃ FIZYCZNEGO MODELU GABIONU	73
7.1. Informacje ogólne o programie Robot MILLENIUM 15.0	73
7.2. Numeryczna weryfikacja rezultatów badań	74
8. NUMERYCZNY MODEL GABIONU I ŚCIANY GABIONOWEJ ..	85
8.1. Numeryczne konstruowanie modeli gabionów i ich kompozycji	85
8.1.1. Uwaga ogólna	85
8.1.2. Przykłady zaprojektowanych elementów gabionu, gabionów i ścian	85
8.2. Numeryczna wizualizacja pracy obciążonego gabionu i gabionowej ściany oporowej	92
8.2.1. Uwaga wstępna	92
8.2.2. Numeryczna wizualizacja pracy obciążonego gabionu	93
8.2.3. Numeryczna wizualizacja pracy obciążonej ściany gabionowej	100
9. PODSUMOWANIE	105
9.1. Uwagi o rezultatach badań i wnioski	105
9.2. Kierunki i możliwości prowadzenia dalszych badań	107
LITERATURA	109
STRESZCZENIE	119
SUMMARY	121
WYKAZ RYSUNKÓW	123
LIST OF FIGURES	127
WYKAZ TABEL	132
LIST OF TABLES	132
ZAŁĄCZNIK NR 1 – DOKUMENTACJA BADAŃ	133

PRZEDMOWA

Tematem monografii są lekkie konstrukcje oporowe ułożone z koszy siatkowo-kamiennych nazywanych gabionami. Konstrukcje te są aktualnie stosowane na szeroką skalę w budownictwie lądowym (np. jako stabilizacja skarp nasypów i przekopów drogowych lub kolejowych) i wodnym. W związku z dynamicznym rozwojem zastosowań konstrukcji gabionowych w Polsce oraz wobec stanu istniejącej procedury wymiarowania tych obiektów (znaczne uproszczenia, itp.), wskazana jest pogłębiona analiza stanu odkształcenia i naprężenia oraz weryfikacja doświadczalna i numeryczna. Na tle powyżej zasygnalizowanych problemów zarysowuje się motywacja podjęcia tematu monografii. Praca powstała na podstawie modelowych badań doświadczalnych oraz studiów i analiz numerycznych prowadzonych przez autora nad zagadnieniami nośności ścian gabionowych oraz stanu naprężeń i odkształceń pojedynczego elementu ściany – gabionu.

Problematykę zawartą w pracy przedstawiono następująco:

- wprowadzenie w temat monografii i prezentacja modułowych ścian oporowych (do których zaliczane są m.in. ściany gabionowe) jako problem badawczy (rozdział 1);
- historia, klasyfikacja i przykłady zastosowania gabionów i ich odmian w budownictwie lądowym i wodnym (rozdział 2);
- zakres badań badawczych, zrealizowanych przez autora, dotyczących elementu ściany oporowej (gabionu) i ściany oporowej stanowiącej zespół powtarzalnych elementów (rozdział 3);
- opis badań stanu odkształcenia i naprężenia pojedynczego gabionu, prezentacja stanowiska badawczego i fizycznych modeli gabionu sporządzonych w skali laboratoryjnej (rozdział 4);
- syntetyczne przedstawienie wyników badań stanu odkształcenia fizycznego modelu gabionu (rozdział 5);
- teoretyczne uogólnienia rezultatów badań fizycznego modelu gabionu, polegające m.in. na oszacowaniu cech wytrzymałościowych (rozdział 6);
- numeryczna weryfikacja rezultatów badań stanu odkształcenia fizycznego modelu gabionu (rozdział 7);
- opracowanie numerycznego modelu gabionu i ściany oporowej złożonej z gabionów (rozdział 8);
- uwagi podsumowujące, odnośnie analizowanych zagadnień (rozdział 9).

Monografia może stanowić w pewnym stopniu uzupełnienie aktualnego stanu badań i analiz teoretycznych oporowych ścian gabionowych. Książka może być adresowana do pracowników naukowo-badawczych, projektantów, specjalistów wykonawstwa konstrukcji oporowych w budownictwie komunikacyjnym oraz studentów wyższych uczelni technicznych, specjalizujących się w mechanice gruntów i przedmiotach komunikacyjnych.

1. WSTĘP

1.1. Wprowadzenie

Jednym z najważniejszych elementów ogólnie pojętej infrastruktury transportu lądowego jest tor kolejowy lub droga samochodowa, posadowione na podłożu gruntowym tworzącym nasyp albo przekop. W budownictwie komunikacyjnym, stanowiącym jedną z głównych dyscyplin inżynierii lądowej obserwuje się od kilkunastu lat dynamiczny rozwój technologiczny. Tendencja ta obejmuje między innymi nowoczesne rozwiązania konstrukcyjne i technologiczne, nowe materiały i wyroby w zastosowaniu nie tylko do konstrukcji nawierzchni, lecz także dotyczące budowli ziemnych typu nasypy i przekopy [63, 64, 121]. U podstaw wprowadzenia „nowoczesnych technologii” leży warunek spełnienia kilku zasadniczych wymogów, np.: zmniejszenie kosztów realizacji, poprawa jakości wykonawstwa robót, przyspieszenie tempa robót i minimalizacja niekorzystnego wpływu na środowisko naturalne, o czym wspomniano m.in. w podręczniku [10].

Jak wiadomo, stan techniczny obiektów komunikacyjnych jest w Polsce w wielu przypadkach niezadowolający. W opublikowanym na łamach miesięcznika [123] projekcie „Strategii Rozwoju Transportu na lata 2007 – 2013” stwierdzono, że pomimo zmian, które nastąpiły w okresie ostatnich 15 lat, transport wciąż pozostaje dziedziną opóźnioną, poważnie niedoinwestowaną i oferującą przedsiębiorcom i obywatelom na ogół usługi niskiej jakości. Lista wad systemu drogowego w Polsce jest długa i dobrze znana. Mimo że stan dróg krajowych nie ulega już dalszemu pogorszeniu (a nawet zaczyna się znacznie poprawiać), nadal 30% tych dróg kwalifikuje się do natychmiastowego remontu. Natomiast w podsumowaniu raportu Generalnej Dyrekcji Dróg Krajowych i Autostrad [104] stwierdzono ponad 55% sieci dróg krajowych wymagającej przeprowadzenia różnego rodzaju remontów. Zróżnicowany jest także stan infrastruktury kolejowej, co powoduje wydłużenie czasu przewozów, zmniejszając konkurencyjność kolei w stosunku do transportu drogowego. Według danych PKP PLK SA: 35% linii kolejowych jest w stanie kwalifikującym się do wymiany.

Zjawisko postępującej degradacji dróg kolejowych i samochodowych jest funkcją wielu czynników. Oprócz niedofinansowania obu rodzajów transportu (problem ten aktualnie nie istnieje), zwiększającego się natężenia ruchu i nieprzystosowania istniejących konstrukcji nawierzchni oraz podłoża gruntowego do zwiększanych nacisków osiowych i prędkości jazdy, mają miejsce cyklicznie pojawiające się w ostatnich latach zjawiska powodziowe. W publikacji [141] zwrócono uwagę na brak skuteczności pełnienia założonej funkcji przez nasypy kolejowe i drogowe w konsekwencji ekstremalnych

zmian warunków gruntowych, występujących w czasie nawalnych deszczy i powodzi. W takich przypadkach budowle ziemne pracują pod działaniem superpozycji niekorzystnych czynników. Do najczęściej rejestrowanych zjawisk zagrażających stateczności nie tylko skarpom gruntowym, ale i konstrukcjom (np. mostu, nawierzchni kolejowej, drogowej) należą [141]: miejscowe obrywy i przemieszczenia gruntu, wypływy gruntu, niekontrolowane wypływy wody, przebicia hydrauliczne, szczeliny, zsuwy i podmycia.

Zważywszy celowość inwestowania w infrastrukturę transportu, uwiadczenia się konieczność skierowania wysiłków w celu poszukiwania rozwiązań technicznych i technologicznych, umożliwiających podniesienie jakości technicznej konstrukcji dróg (w zakresie nawierzchni i budowli ziemnych), aplikując proste w użyciu i skuteczne z uwagi na trwałość i niezawodność technologie. Nie bez znaczenia jest możliwość operowania przy tym możliwie niskimi nakładami finansowymi. Powyższe rozważania wskazują konieczność wyboru odpowiedniej technologii, celem wykonania w sposób właściwy jakiegokolwiek naprawy, przebudowy lub modernizacji budowli komunikacyjnej. Natomiast wdrażaniu nowych rozwiązań konstrukcyjnych powinno towarzyszyć prowadzenie analiz i badań odnośnie warunków ich pracy. W świetle zarysowanej w sposób dość ogólny problematyki, uwiadczenia się temat niniejszej monografii), dotyczący analizy pracy konstrukcji oporowych, wykonanych z elementów powtarzalnych (modułowych). Przedmiotowe ściany oporowe stanowią dość atrakcyjną technicznie i ekonomicznie technologię w budownictwie komunikacyjnym w zakresie: wzmocniania lub odbudowy niestabilnych skarp nasypów i przepokopów [141].

1.2. Modułowe ściany oporowe jako problem badawczy

Ściany oporowe wykonane z elementów powtarzalnych, będące przedmiotem monografii, zaliczane są w literaturze (np. [48]) do tzw. lekkich konstrukcji oporowych. Są budowlami złożonymi z elementów (modułów) sztywnych lub podatnych, nie połączonych ze sobą monolitycznie w pełni tego słowa znaczeniu. Stosowane są na świecie dość powszechnie, natomiast w Polsce uaktywniły się w praktyce ostatnich lat.

Technologie realizacji przedmiotowych konstrukcji można uszeregować według dwóch systemów, bazujących na zasadzie:

- 1) wzmocnienia ośrodka gruntowego wkładkami przejmującymi naprężenia rozciągające – typowym reprezentantem są ściany oporowe z gruntu zbrojonego (z elementów powtarzalnych wykonane jest lico i warstwy zbrojenia) [88, 91–93, 144, 145],
- 2) tworzenia ścian z jednakowych elementów lub różniących się w sposób usystematyzowany [48].

Projektując konstrukcje systemu pierwszego, wykorzystuje się w jak największym stopniu możliwości współpracy ośrodka gruntowego z konstrukcją, w aspekcie redukcji poziomego naporu masy gruntu. Natomiast według technologii zaliczonych do systemu drugiego wykonuje się na przykład [48]: ściany oporowe złożone z wielu pólki poziomych, ściany skomponowane z prefabrykowanych elementów T-WALL®, konstrukcje kaszycowe, powłokowe, tarasowe z prefabrykatów łupinowych, z mat Presto GEOWEB.

Wyszczególnione konstrukcje charakteryzują się zaletami o kapitalnym znaczeniu dla prowadzenia robót w ekstremalnych warunkach, na przykład w sytuacji konieczności szybkiej budowy lub odbudowy nasypów, przyczółków mostowych lub dojazdów do obiektów mostowych zniszczonych albo uszkodzonych wskutek powodzi. Są więc racjonalne pod względem technicznym, a także ekonomicznym.

Poniżej zamieszczono krótką charakterystykę wzmiankowanych budowli – systemów.

Ściany oporowe z gruntu zbrojonego

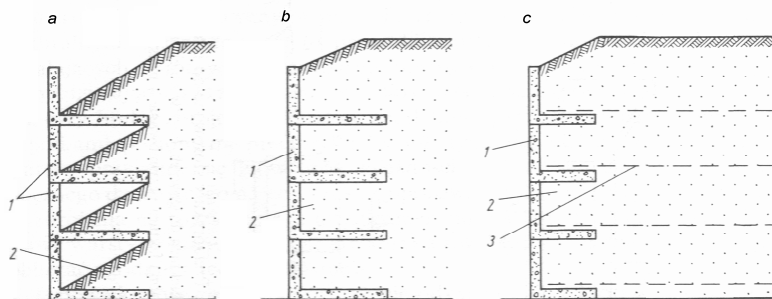
Klasyczne konstrukcje tego typu składają się ze ściany osłonowej (najczęściej ściany pionowej) wykonanej z elementów stalowych, betonowych lub z tworzyw syntetycznych oraz połączonych z nimi poziomych warstw zbrojenia, umieszczonych w zasypce gruntowej [46, 75, 96, 100, 116, 145]. Zadaniem zbrojenia jest zapewnienie ośrodkowi gruntowemu zdolności przejmowania sił ścinających i poziomych sił rozciągających. Konstrukcje te są powszechnie stosowane na świecie od ponad 30 lat [19–21, 39, 41, 86, 100, 111, 116–119]. Obecnie termin „grunt zbrojony” obejmuje nowe technologie, różniące się od klasycznej, np. materiałem zbrojenia [1, 19–21, 24, 35, 43, 44, 47, 49–51, 105]. Problematyka gruntu zbrojonego była i ciągle jest podejmowana przez instytuty badawcze zagraniczne i krajowe w zakresie eksperymentu i teorii [2, 5–7, 17, 18, 28, 36–38, 40, 52–54, 56, 73, 76–78, 82–84, 113–115, 127–136, 138, 139]. Wobec ciągłego wprowadzania nowych technologii i materiałów zbrojenia, temat jest aktualny.

Ściany ukształtowane z wielu pólki poziomych [8, 9, 42, 48]

Ściana oporowa (pionowa lub nachylona do pionu) jest złożona z elementów żelbetowych o przekroju kątownika, tworząc kilka tzw. pólki poziomych. Zasypka gruntowa (o dużej wartości współczynnika filtracji) obciążająca półki zwiększa stateczność budowli. W podręczniku [48] podano trzy typy konstrukcji oporowych (rys. 1.1):

- a) budowla z częściowo zasypnymi półkami (skarpy materiału zasyпки są uformowane o pochyleniu stoku naturalnego);
- b) budowla z całkowicie zasypnymi półkami;
- c) budowla z całkowicie zasypnymi półkami, dodatkowo współpracująca z poziomo zlokalizowanymi wkładkami zbrojenia.

Metodyka obliczania ścian oporowych z wieloma półkami poziomymi, współpracujących ze zbrojeniem zasyпки gruntowej została opracowana przez m.in. B. Bromsa [8, 9, 48].

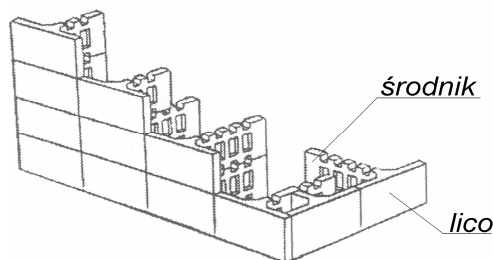


Rys. 1.1. Schematy konstrukcji oporowych z wieloma półkami poziomymi [48]:
 a – konstrukcja z częściowo zasypnymi półkami, b – z całkowicie zasypnymi półkami, c – współpracująca ze zbrojeniem w postaci warstw tkaniny poliestrowej lub geosiatki; 1 – przekrój prefabrykatu żelbetowego, 2 – zasyпка z gruntu, 3 – warstwa zbrojenia

Fig. 1.1. Patterns of retaining structures with multiple horizontal shelves [48]:
 a – construction of part overwhelmed shelves, b – with full overwhelmed shelves,
 c – in liaison with reinforcement in the form of layers of polyester fabric or geogrids; 1 – cross-section of prefabricated reinforced concrete, 2 – the soil backfill, 3 – reinforcement layer

Mury oporowe z elementów typu T-WALL® [63, 122, 140, 148]

System budowy ścian T-WALL®, opracowany w USA i wdrażany obecnie w Polsce spełnia wszystkie wymagania konstrukcyjne, stawiane aktualnie realizowanym na świecie nowoczesnym oporowym konstrukcjom inżynierskim. Idea systemu T-WALL® polega na zastosowaniu modułowych, prefabrykowanych lekkich elementów żelbetowych w kształcie litery T (średnik i pionowa płyta – rys. 1.2). Odpowiednio zagęszczoną zasypkę z gruntu niespoistego wykonuje się między średnikami elementów żelbetowych w przestrzeniach utworzonych przez te elementy. Obliczenia statyczne ścian oporowych T-WALL® sprowadzają się generalnie do kontroli: wytrzymałości prefabrykatów; stateczności ścian i ich elementów w aspekcie współpracy z podłożem i zasypką gruntową [148].

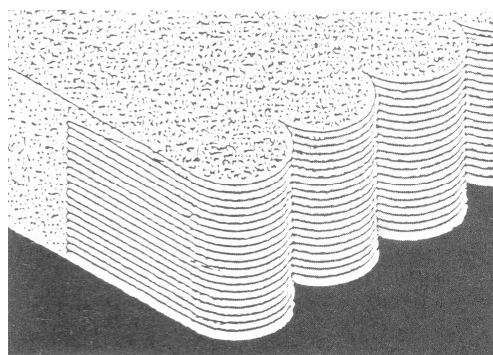


Rys. 1.2. Widok aksonometryczny rozwiązania konstrukcyjnego narożnika ściany oporowej T-WALL® [63, 148]

Fig. 1.2. Axonometric construction solution corner T-WALL® retaining wall view [63, 148]

Powłokowe ściany oporowe [14, 48]

Konstrukcja wynaleziona w Kanadzie polega na obudowaniu nasypu pionowymi segmentami powłokowymi tworzącymi w planie sytuacyjnym literę U, rozmieszczonymi obok siebie. Boczne powierzchnie segmentów są osadzone w nasypie gruntowym poza powierzchnią odłamu i stanowią zakotwienie powłoki, mającej cienkościenny przekrój falisty (rys. 1.3). Istnieje wiele odmian konstrukcji powłokowej.

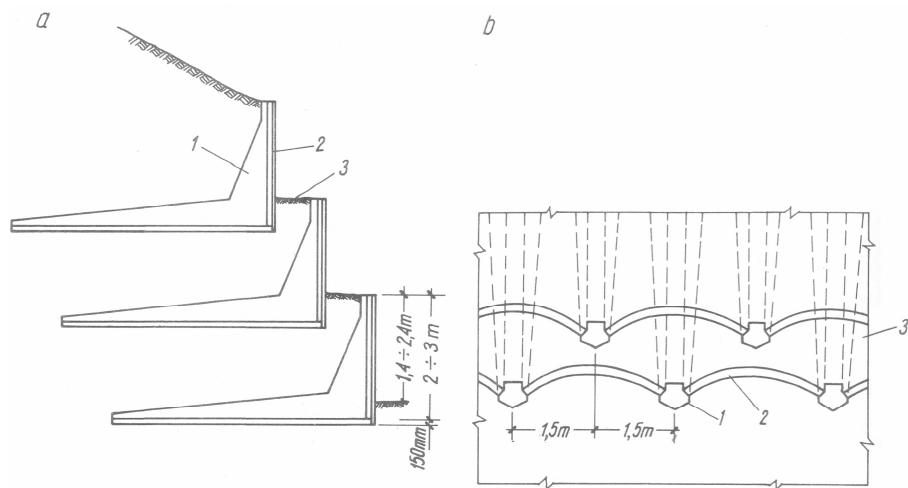


Rys. 1.3. Schemat konstrukcji powłokowej po wypełnieniu zasypką [48]

Fig. 1.3. Chart after completing the coating structure backfill [48]

Ściany tarasowe z prefabrykatów łupinowych [45, 48]

Przykłady ściany tarasowej złożonej z pionowych elementów łupinowych zwieńczonych żebrami w kształcie kątownika pokazano na rysunku 1.4 [48].



Rys. 1.4. Konstrukcja tarasowa [48]:

a – schemat pionowego przekroju poprzecznego, b – schemat widoku z góry

Fig. 1.4. The terraced construction [48]:

a – schematic vertical cross-section, b – top view diagram

Konstrukcję wybudowano w USA (stan Kolorado) w celu podparcia zbocza nasypu drogowego o wysokości 18–21 m. Oryginalna ściana tarasowa zastąpiła nieestetyczne i bardziej pracochłonne w realizacji klasyczne mury oporowe.

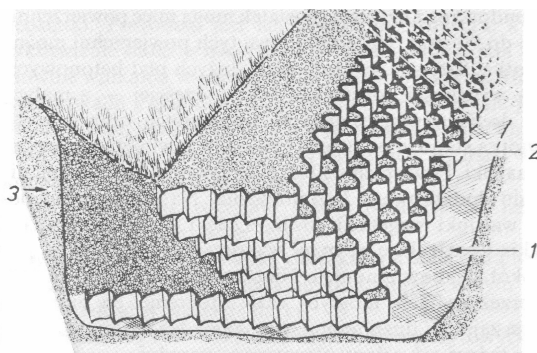
Konstrukcje oporowe z mat GEOWEB [33, 48, 58–62, 88]

Maty komórkowe GEOWEB są wykonane z odpowiednio połączonych zgrzeinami pasków geosyntetyku i głównie przeznaczone do wzmocnienia słabego podłoża dróg samochodowych lub kolejowych albo wykonawstwa podbudów nawierzchni. W tym przedmiocie duże doświadczenie w zakresie teorii i eksperymentu posiada prof. K. Kłosek, który jest w Polsce prekursorem aplikacji GEOWEB-u jako warstwy wzmacniającej słabo nośne podłoże dróg kolejowych, czego dokumentem są liczne publikacje [58–62].

Istnieją także przykłady konstruowania obudowy bardzo stromych zboczy przy użyciu mat GEOWEB [48], co pokazano na rysunku 1.5. Zaletami konstrukcji z mat GEOWEB są: łatwość dostosowania do zróżnicowanego ukształtowania terenu, minimalne wymagania odnośnie przygotowania podłoża, brak konieczności obudowy ściany czołowej, brak wrażliwości na zjawisko ścisłości podłoża.

Konstrukcje z kaszyc

W postaci kaszyc można szybko i stosunkowo niskim kosztem budować konstrukcje oporowe o charakterze stałym lub tymczasowym; np. odbudowywać nasypy dróg lokalnych i przyczółki małych mostów [48]. W wielu krajach są stosowane kaszycy z prefabrykatów.



Rys. 1.5. Wzmocnienie stromego zbocza konstrukcją oporową z mat GEOWEB [48]: 1 – warstwa geosyntetyków, 2 – mata GEOWEB wypełniona materiałem ziarnistym, 3 – zasypka konstrukcji oporowej

Fig. 1.5. Strengthen the construction of the retaining steep slopes of GEOWEB mats [48]: 1 – layer of geosynthetics, 2 – GEOWEB mat filled with granular material, 3 – backfill retaining structures

2. GABIONOWE KONSTRUKCJE OPOROWE (TECHNOLOGIA I WDROŻENIA)

2.1. Ściany gabionowe jako szczególna odmiana konstrukcji z kaszyc [12, 26, 30, 41, 48, 63, 64, 72, 85, 87, 89, 101, 110, 120, 124, 125, 141, 142]

Prostopadłościennie kosze siatkowe, nazywane także szanćowymi, gabionami, skrzyniami zaliczane są w literaturze przedmiotowej do szczególnej odmiany kaszyc [48]. Gabiony wykonywane są z siatki stalowej (najczęściej ocynkowanej) o podwójnym splocie. W ostatnich latach produkuje się gabiony także z siatki stalowej zgrzewanej lub polimerowej o oczkach sześciobocznych [26, 30] i kwadratowych [12, 110]. Kosze wypełnia się materiałem kamiennym (kamień polny, bloki skalne, tłuczeń albo sortowany gruz budowlany). W przypadku stosowania materiału drobnoziarnistego (typu piasek), ściany kosza należy obudować folią lub tekstyliami w celu zapobieżenia wysypywania się medium ziarnistego na zewnątrz. Do grupy wyrobów gabionowych należą także tzw. materace, wypełniane również materiałem kamiennym, lecz mają one formę elementów płytowych. Oba typy prostopadłościennych elementów konstrukcyjnych mogą być stosowane oddzielnie lub łącznie, jako części składowe kompleksowej ochrony budowli ziemnych. Liczne zalety, takie jak: elastyczność (niewrażliwość na nierównomierne osiadanie podłoża), trwałość, wytrzymałość, wodoprzepuszczalność, ekologiczność, nieskomplikowana technologia, pozwalają na szerokie stosowanie budowli z gabionów w celach tworzenia [48, 72, 101, 124]:

- konstrukcji typu oporowego (wg publikacji [48] za maksymalną wysokość uważa się 8 m),
- tymczasowych podpór obiektów mostowych, w tym także przyczółków;
- obudowy wzmacniającej skarpy nasypów i przekopów kolejowych oraz drogowych,
- budowli skarpowych w formie materacy, rozpraszających energię nabiegających fal (przeciwdziałanie fali powodziowej).

Gabiony – jako element konstrukcyjny budowli hydrotechnicznych – znane są od około dwóch tysięcy lat. Współczesne gabiony zostały po raz pierwszy zastosowane przez włoską firmę MACCAFERRI (działającą również aktualnie) w roku 1894 w rejonie miejscowości Casalecchio koło Bolonii podczas usuwania zniszczeń spowodowanych powodzią [72, 89]. Obwałowania te istnieją do dziś. W Polsce pierwsze prace koncepcyjne i projektowe w tym przedmiocie rozpoczęto dopiero w roku 1991, natomiast od roku 1993 [89, 124] datuje się stosowanie na szerszą skalę gabionowego systemu ochrony i wzmacniania budowli ziemnych. Mając na uwadze zalety prezentowanej technologii, wydaje się ona szczególnie przydatna w sytuacjach

kryzysowych. Należy oczekiwać, że zalety – w tym również przystępna cena stosowanych gabionów i materacy – staną się zachętą do konstruowania budowli ziemnych na terenach szczególnie narażonych na działania powodziowe. W związku z tym problematyka poruszana w monografii ma istotne znaczenie dla inżynierii komunikacyjnej, szczególnie w nadzwyczajnych sytuacjach. Fot. 2.1 przedstawia ogólny widok konstrukcji oporowej wykonanej z koszy siatkowych *MACCAFERRI*, chroniącej brzeg morski w Jastrzębiej Górze (rys 2.1).

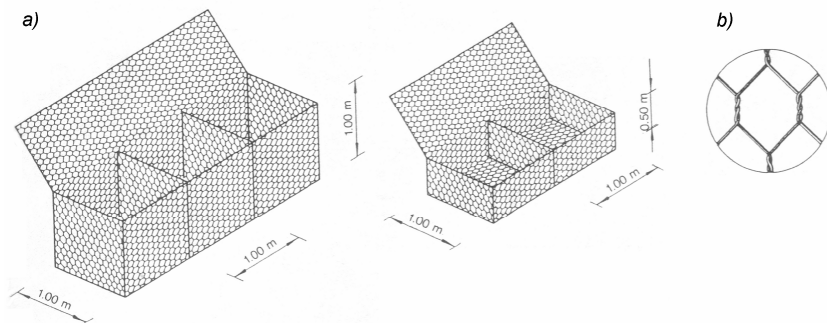


Rys. 2.1. Ogólny widok ściany oporowej wykonanej z koszy siatkowych *MACCAFERRI*, chroniącej brzeg morski w Jastrzębiej Górze (fot. wyk. przez autora)

Fig. 2.1. General view of the retaining wall made of *MACCAFERRI* mesh baskets, protecting the sea shore in Jastrzębia Góra (photography by the author)

Na rysunku 2.2 przedstawiono (wg [48]) kosze siatkowe typu *MACCAFERRI*. Kosze te są składane z prostokątnych, płaskich elementów siatkowych, obramowanych prętem zbrojeniowym (poziomo, pionowo, poprzecznie i podłużnie) o średnicy większej niż średnica drutu siatki, dla uzyskania pożądanej sztywności. Kosz jest podzielony na komory umieszczonymi w nim pionowymi przeponami. Zadaniem przepon jest wzmocnienie konstrukcji i ułatwienie montażu kosza. Przepony należy sto-

sować obowiązkowo, gdy kosze będą poddawane ustawicznym obciążeniom przez fale wodne, wodę płynącą z dużą prędkością (przypadek powodzi), albo tam, gdzie ściana gabionowa podpira skarpe wyjątkowo niestabilnego zbocza.



Rys. 2.2. Kosze siatkowe typu MACCAFERRI [48]: a – kosze z pionowymi przeponami; b – szczegół sześciobocznego oczka siatki gabionowej

Fig. 2.2. MACCAFERRI type mesh baskets [48]: a – baskets of vertical diaphragms, b – detail of a gabion six mesh

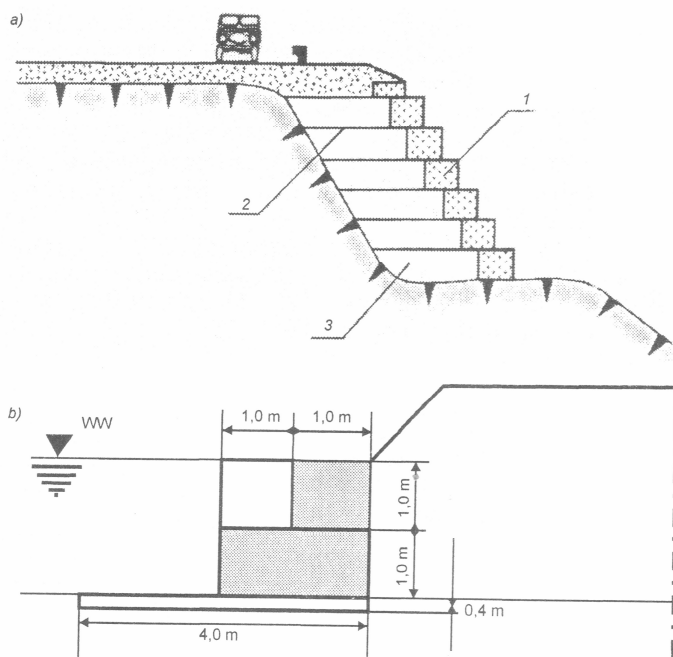
Kosze są transportowane jako elementy spakowane w wiązki. W tej postaci ich przewóz jest łatwy i niedrogi. Montaż na budowie polega na rozłożeniu siatek obudowujących, połączeniu ich krawędzi oraz zainstalowaniu ewentualnych przepon, łączonych ze ścianami kosza. Po ustawieniu warstwy pustych koszy na miejscu budowy konstrukcji, najczęściej się je łączy wzdłuż przyległych krawędzi – pionowych i poziomych. Połączenia elementów kosza i koszy w zespoły konstrukcyjne mogą być wykonane ręcznie lub mechanicznie – za pomocą stalowych spinaczy.

2.2. Klasyfikacja konstrukcji gabionowych

W publikacji [63] zaproponowano klasyfikację konstrukcji gabionowych:

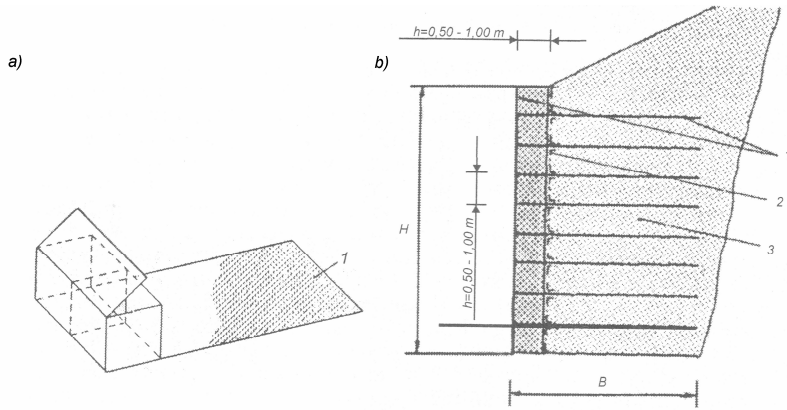
1. Klasyczna ściana gabionowa – kosze siatkowe są układane pionowo lub prawie pionowo. Lico ściany może tworzyć jednolitą płaszczyznę lub formę „tarasową” (rys. 2.3) [64, 124]. W przykładzie *a* gabionowa ściana współpracuje z poziomymi wkładkami zbrojenia (najczęściej są nimi maty geotekstylne). W przypadku *b* skrzynie siatkowe są posadzone na materacu wypełnionym materiałem kamiennym w powłoce siatkowej i takie rozwiązanie jest pożądane wówczas, gdy skarpa stale lub okresowo znajduje się pod wodą [64].

2. Konstrukcja siatkowa *Terramesh* – rozwiązanie MACCAFERRI [48] (rys. 2.4). Skarpa nasypu jest obudowana pojedynczą warstwą koszy. Dno każdego kosza przedłużono, stanowiąc warstwę siatkowego zbrojenia nasypu (w Słowacji wyroby te nazywane są „Kombi”). Kosze mają wysokość 0,5 lub 1,0 m, szerokość 1,0 m, długość 2,0 m. Obudowa zbocza może mieć powierzchnię płaską lub schodkową. Kosze mogą być wypełnione kamieniami lub po wyścieleniu wnętrza powłoką (matą) – materiałem drobnoziarnistym.
3. Konstrukcja siatkowa *Green Terramesh* (rys. 2.5) [48] – charakteryzuje się ścianą czołową z gruntu zbrojonego, umocnioną odpowiednio wygiętą siatką. Elementy te mają wysokość 0,45–0,6 m. W rozwiązaniu pokazanym na rysunku 2.5 ściana jest pochylona około 70° .



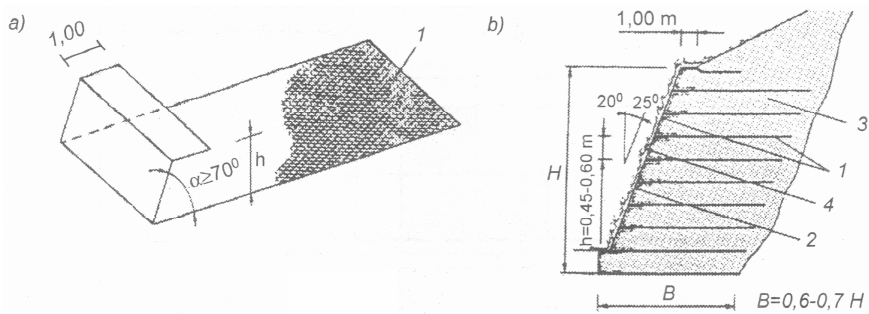
Rys. 2.3. Typowe konstrukcje z gabionów [64]: a – nasyp drogowy ze skarpą wzmocnioną gabionami (1) współpracującymi ze zbrojeniem (2); 3 – zasypka gruntowa; b – skarpa nasypu stale lub okresowo znajdująca się pod wodą

Fig. 2.3. Typical of gabion structures [64]: a – road embankment with gabions reinforced slope (1) cooperating with the reinforcement (2), 3 – soil backfill, b – slope embankment located permanently or temporarily under water



Rys. 2.4. Konstrukcja siatkowa Terramesh [48]: a – kosz typu Kombi; b – schemat nasypu; 1 – gabion Kombi; 2 – dren geotekstylny; 3 – materiał gruntowy

Fig. 2.4. Terramesh mesh construction [48]: a – Kombi type basket, b – scheme of the embankment; 1 – Kombi gabion, 2 – geotextile drain, 3 – soil material

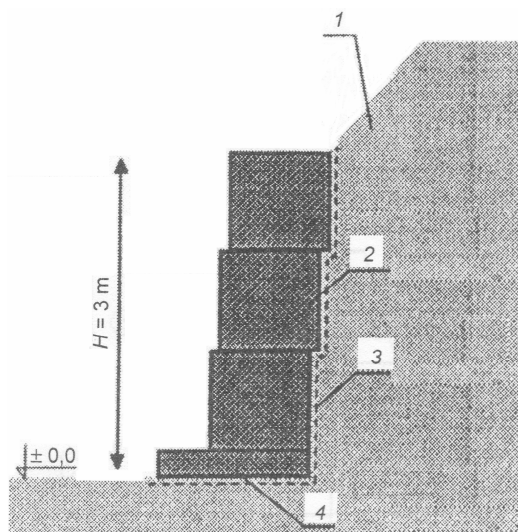


Rys. 2.5. Konstrukcja Green Terramesh (wg [48]): a – element siatkowy; b – schemat budowli; 1 – siatka Green Terramesh; 2 – geosyntetyk; 3 – nasyp; 4 – roślinność

Fig. 2.5. Green Terramesh construction (after [48]): a – mesh element, b – schematic structures; 1 – Green Terramesh grid, 2 – geosynthetics; 3 – embankment; 4 – vegetation

2.3. Wybrane przykłady zastosowania gabionów i ich odmian w inżynierii lądowej i wodnej

- **Opaska brzegowa w rejonie Ośrodka Wczasowego „Bryza” w Juracie (Półwysep Helski)** [63, 72]. Umocnienie brzegu przy użyciu gabionów (rys. 2.6) wykonano w formie trzywarstwowego muru oporowego o wysokości 3,0 m, długości ok. 185 m posadowionego na materacu gabionowym o grubości 0,30 m. Kosze i materace wypełniono kamieniem otoczakowym. Ściana jest wykonana w linii prostej, z zakończeniami ukośnymi w kierunku brzegu. Konstrukcję gabionową odseparowano od masywu gruntowego geowłókniną (pod materacem i z tyłu budowli). Całkowity koszt stanowił tylko około 50% ceny konstrukcji żelbetowej o tej samej kubaturze.



Rys. 2.6. Mur oporowy chroniący brzeg morski w Juracie [63, 72]:
1 – chroniony brzeg wydmy; 2 – kosze 1,0x1,0x1,0 m; 3 – geowłóknina;
4 – materac gabionowy o wys. 0,3 m

Fig. 2.6. Retaining wall protecting the sea shore in Jurata [63, 72]:
1 – protected shore dune, 2 – 1.0 x 1.0 x 1.0 m baskets, 3 – geotextile;
4 – 0.3 m height gabion mattress

- **Opaska brzegowa w okolicy Chałup na Półwyspie Helskim** [63, 72]. Budowla stanowi obudowę wydmy zniszczonej przez morze i ochronę przed rozmywaniem przez fale. Jest to niski gabionowy mur oporowy,

o długości około 70 m i wysokości 1 m, posadowiony na gabionowym materacu grubości 0,30 m. Pod konstrukcją ułożono geowłókninę.

- **Zabezpieczenie klifowego brzegu w Jastrzębiej Górze** [63, 72].

W latach 1994-98, na najbardziej zagrożonym odcinku o długości około 200 m wykonano opaskę w formie muru oporowego gabionowego o wysokości 3,30 m, na materacu gabionowym grubości 0,50 m. Ściana skutecznie podpira dolną krawędź klifu.

- **Opaski brzegowe w Jastarni i Kuźnicy (Półwysep Helski)** [63, 72].

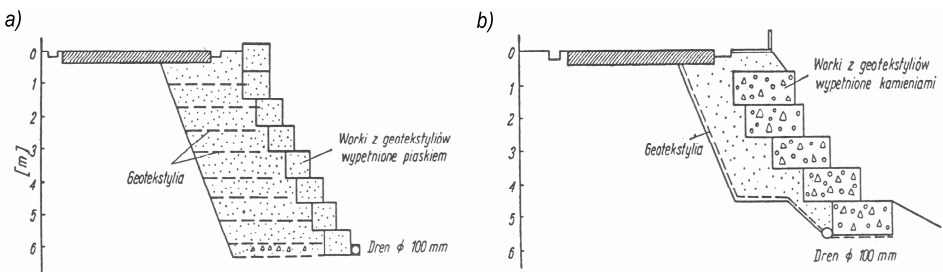
W roku 1995 wybudowano opaski z gabionów (tarasowe mury oporowe o szerokości 3,0 m i wysokości 2,0 m) o długości 594 m w Jastarni i 700 m w Kuźnicy, stanowiące zabezpieczenie brzegu przed niszczącym działaniem fal.

- **Mur oporowy podtrzymujący skarpe w Gdyni-Grabówku** [72].

Zabezpieczenie (podparcie) skarpy ma postać prostoliniowego gabionowego muru oporowego o wysokości 3,0 m, posadowionego bezpośrednio na gruncie (bez materacy jako warstwy podkładowej). W miejscach styku gabionów z gruntem zainstalowano matę geotekstylną.

- **Likwidacja osuwiska na drodze w Normandii** [63, 108] (rys. 2.7).

Wariant pierwszy (a) przewidywał wykonanie uzupełniającego nasypu z piasku morskiego, ze skarpe obudowaną specjalną odmianą gabionów, czyli workami zawierającymi piasek w powłoce geotekstylniej. Dodatkowo zaprojektowano poziome zbrojenie matami geotekstylnymi. Wariant ten maksymalnie wykorzystywał materiały miejscowe. Wariant drugi (b) był propozycją wzmocnienia skarpy workami o wymiarach 1 x 1 x 2 m, wypełnionymi kamieniami dowożonymi z odległości 60 km. W obliczeniach uwzględniano tarcie między ośrodkiem gruntowym a geotekstylnym zbrojeniem o wartości 2/3 tarcia wewnętrznego gruntu.



Rys. 2.7. Warianty projektowe likwidacji osuwiska [63, 108]:

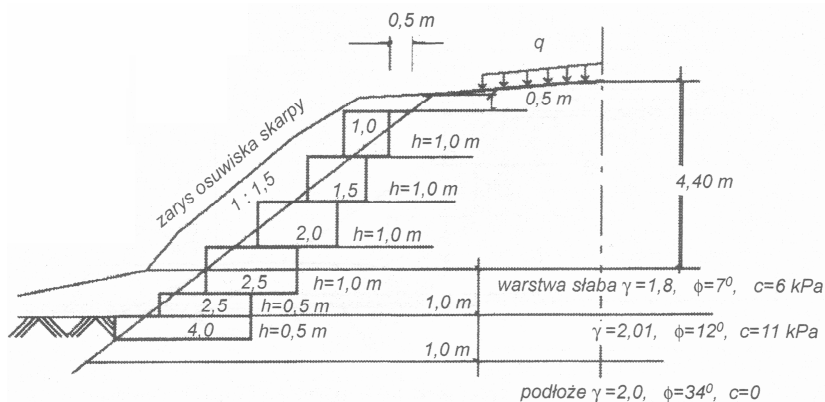
a – wariant I; b – wariant II; objaśnienia w tekście

Fig. 2.7. Design variations in the liquidation of landslides [63, 108]:

a – variant I, b – variant II; explanations were in text

- **Likwidacja osuwiska klifowego brzegu w Gdyni-Kamiennej Górze** [63, 72]. Zabezpieczenie skarpy (o wysokości około 25 m, nachylonej miejscami pod kątem 70° do poziomu) zrealizowano na przełomie lat 1993 i 1994, zastępując grunty osuwiskowe materacami o grubości 0,40 m i szerokości 1–2,0 m (mierzonej w kierunku lądu). W dolnej części zbocza szerokość materacy wynosiła 2 m, w górnej została ograniczona do 1 m. Materace zawierały zasypkę z gruntu rodzimego w obudowie tekstylnej (geowłókni-
na). Długość konstrukcji podpierającej niestateczny fragment klifu wynosi około 30 m.

- **Koncepcje likwidacji osuwisk nasypów kolejowych** [63, 64]. Rysunek 2.8 ilustruje sposób likwidacji osuwiska skarpy nasypu kolejowego za pomocą ściany oporowej gabionowej, posadowionej na materacu, ułożonym w podłożu warstwy poślizgowej podstawy nasypu. Niestabilny fragment nasypu, o wysokości 5–7 m, znajduje się na linii Ostrów Wielkopolski - Grabowno Wielkie, między 53,247 a 53,265 km.



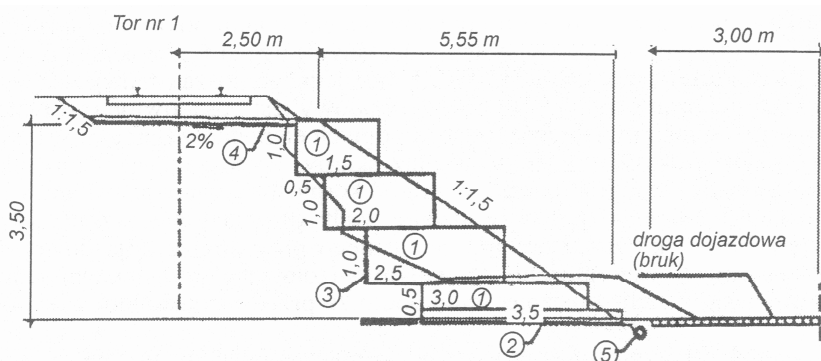
Rys. 2.8. Przekrój poprzeczny przez nasyp w miejscu najbardziej niekorzystnym (km 53,255) i schemat wzmocnienia [63, 64]: q – obciążenie torowiska

Fig. 2.8. Transverse section of embankment in the most disadvantaged (km 53,255) and strengthening regimen [63, 64]: q – load of the trackway

Rysunki 2.9 i 2.10 przedstawiają dwa warianty koncepcyjne likwidacji lokalnego osuwiska skarpy nasypu, w torze dojazdowym do stacji Szczytna Śląska, na długości ok. 20 m, między 15,620 a 15,640 km; osuwisko wystąpiło wskutek powodzi w 1998 r. Zaproponowano użycie koszy siatkowych, wypełnionych materiałem kamiennym (pospółka, żwir, otoczaki, niesort lub jakikolwiek kamienny materiał miejscowy). W pierwszym wariantcie (rys. 2.9) polecono montaż gabionów klasycznych, posadowionych na mate-

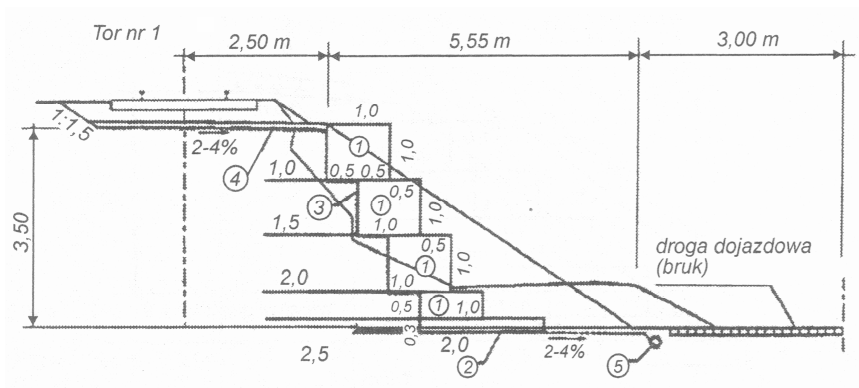
racu. Konstrukcja obudowująca skarpe jest odseparowana od korpusu nasypu powłoką z geowłókniny, której zadaniem jest prowadzenie wody grawitacyjnie, w kierunku drenażu podłużnego przy drodze dojazdowej. Druga propozycja (rys. 2.10) polega na użyciu gabionów typu Kombi. Odwodnienie rozwiązano jak w pierwszym wariantcie stabilizacji.

• **Schematy typowych oporowych ścian gabionowych [26].** Na rysunku 2.11 znajdują się trzy podstawowe schematy ścian oporowych wykonanych z koszy siatkowo-kamiennych, realizowanych przez firmę TAN Wrocław SA, która jest także dealerem oryginalnych gabionów produkowanych przez koncern SIETE (Słowacja).



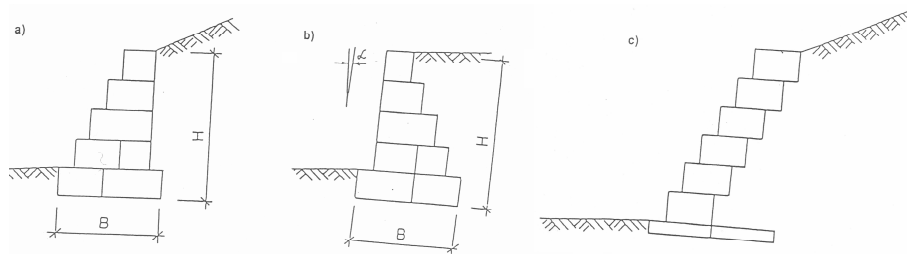
Rys. 2.9. Przekrój poprzeczny przez tor główny zasadniczy w nasypie ze skarpe obudowaną koszami gabionowymi [63, 64]: 1 – gabiony; 2 – materac gabionowy; 3 – geowłóknina; 4 – warstwa ochronna; 5 – drenaż rurowy

Fig. 2.9. Transverse section of the main primary track of an embankment slope of the enclosed gabion baskets [63, 64]: 1 – gabions, 2 – gabion mattress, 3 – geotextile; 4 – protective layer, 5 – a tube drainage



Rys. 2.10. Przekrój poprzeczny przez tor główny zasadniczy w nasypie ze skarpą obudowaną elementami Kombi [63, 64]: 1 – gabiony; 2 – materac gabionowy; 3 – geowłóknina; 4 – warstwa ochronna; 5 – drenaż rurowy

Fig. 2.10. Transverse section of the main primary track of an embankment slope of the enclosed Kombi elements [63, 64]: 1 – gabions, 2 – gabion mattress, 3 – geotextile; 4 – protective layer, 5 – a tube drainage



Rys. 2.11. Mury oporowe wykonane z koszy siatkowo-kamiennych w systemie SIETE [26]: a – z odsadzkami zewnętrznymi; b – z odsadzkami wewnętrznymi; c – z koszy ułożonych schodkowo; B – szerokość podstawy; H – wysokość; α – kąt odchylenia od pionu zewnętrznej powierzchni ściany

Fig. 2.11. Retaining walls made of mesh-stone baskets SIETE system [26]: a – with external fuller b – with internal fuller c – with staggered arranged baskets, B – width of the base; H – height; α – the retrorse angle from the vertical outer wall surface

3. GABIONOWE ŚCIANY OPOROWE JAKO OBIEKT BADAŃ

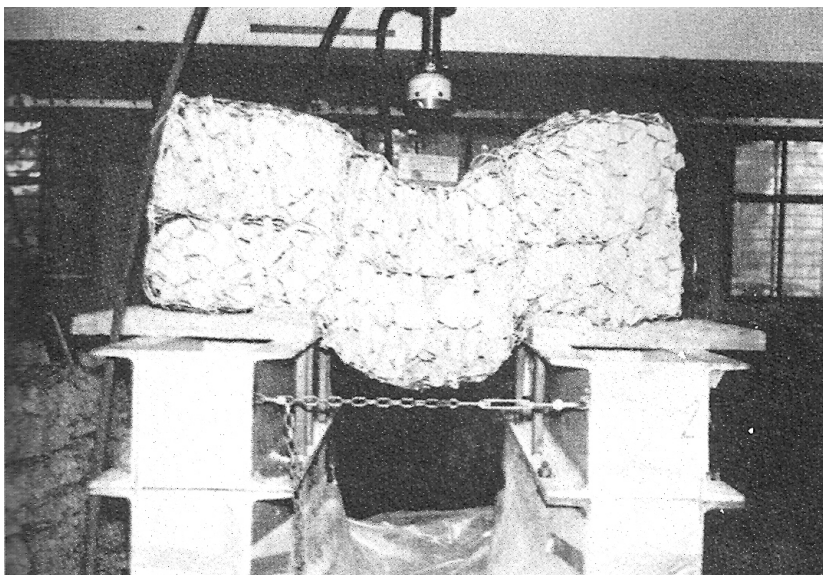
Ściany zbudowane z gabionów, wytypowane jako obiekt rozważań, bazujące na atrakcyjnej technologii konstrukcji segmentowych, stanowią życzliwy naturalnemu środowisku sposób zabezpieczenia komunikacyjnych budowli ziemnych (np. nasypów) przed utratą stateczności. Rozwiązania te są w literaturze (np. [141]) zaliczane do innowacyjnych. Charakteryzują się racjonalnym ukształtowaniem i są perfekcyjnie wkomponowane w otoczenie. W geotechnice ściany oporowe tego typu są zaliczane do tzw. zewnętrznej stabilizacji górotworu w odróżnieniu od ścian z gruntu zbrojonego, które tworzą stabilizację wewnętrzną [141].

W związku z dynamicznym rozwojem zastosowań konstrukcji siatko-kamiennych, zwłaszcza w budownictwie komunikacyjnym, wymagane jest od konstruktora zachowanie szczególnej ostrożności w procesie projektowania, a więc użycie właściwej, niezawodnej i jednocześnie ekonomicznej metody obliczeniowej. Ponieważ istniejąca procedura wymiarowania poszczególnych typów ścian gabionowych (klasyczne, Terramesh; Green Terramesh) zawiera znaczne uproszczenia i jest oparta w dużej mierze na intuicji, ocena funkcjonowania budowli ziemnych wzmocnianych przedmiotowymi konstrukcjami wymaga pogłębionej analizy, w tym weryfikacji numerycznej i doświadczalnej. Wskazania te wynikają ze studiów literatury przedmiotu (np. [12, 26, 34, 63, 64, 72, 87, 89, 120, 124, 138, 141, 142]). Jak już zwrócono uwagę w publikacji [141], uściślenie metod projektowania powinno wygenerować wyczerpującą analizę stateczności lokalnej i globalnej.

Powyższe rozważania motywują podjęcie tematyki, a więc próbę opracowania modelu odwzorowującego zachowanie się gabionów i wybranych typów gabionowych konstrukcji oporowych, w funkcji parametrów dotyczących struktury tych budowli.

W wyniku znaczących uproszczeń, towarzyszących metodom wymiarowania ścian gabionowych [12, 26, 34, 87, 120, 124] można uznać za uzasadnione wykonywanie badań doświadczalnych, w trakcie których zależności między poszczególnymi parametrami procesu pracy koszy siatkowych tworzących ścianę są wyznaczane za pośrednictwem pomiaru bezpośredniego. Prowadzenie badań na modelach laboratoryjnych i następnie w skali naturalnej obciążonych budowli ziemnych z przyporami w postaci ścian gabionowych, mogłoby przyspieszyć rozwój zastosowań w Polsce. Przykład standardowych badań właściwości wytrzymałościowych gabionów, wykonanych w skali laboratoryjnej pokazano wg [48] na rysunku 3.1. Test ten dotyczy podatności siatki gabionowej MACCAFERRI, czyli wykazania jednej z podstawowych zalet koszy siatkowych. Siatka MACCAFERRI zapewnia dostosowanie się gabionów (bez uszkodzeń) do nierównomiernego

osiadania podłoża. W związku z tą zaletą możliwe jest budowanie ścian gabionowych na terenach o nierównomiernym osiadaniu gruntu, posadawiając je na fundamencie w postaci materacy gabionowych.



Rys. 3.1. Badanie wypełnionego kamieniami kosza siatkowego MACCAFERRI pod obciążeniem siłą skupioną. Widoczne deformacje kosza, bez zniszczenia, świadczą o jego dużej podatności [48]

Fig. 3.1. Test of MACCAFERRI mesh basket filled with stones load concentrated force. Visible deformities trash, without destroying, testify to its high sensitivity [48]

W niniejszym opracowaniu o charakterze doświadczalno-teoretycznym zaproponowano podejście, polegające w pierwszej kolejności na analizowaniu pracy pojedynczego gabionu w eksperymencie modelowym fizycznym, po czym następuje weryfikacja numeryczna oraz przejście do analizy pracy konstrukcji złożonej z wielu gabionów.

Przedmiotem badań i analiz jest:

- a) pojedynczy element ściany oporowej (kosz siatkowo-kamienny), poddany działaniu superpozycji założonych obciążeń,
- b) nasyp ze skarpą wzmocnioną ścianą oporową złożoną z gabionów, poddaną działaniu superpozycji założonych obciążeń.

Aspekt poznawczy monografii zawiera się w opracowaniu fizycznego i teoretycznego modelu pracy pojedynczego elementu gabionowej ściany, przy założonym układzie obciążeń zewnętrznych. Metoda badawcza sprowadza się generalnie do analizy sprężysto-plastycznej (w zakresie przemieszczeń) zachowania się gabionu, w zależności od cech charakteryzujących jego budowę i obciążenie zewnętrzne. Analiza stanowić może podstawę naukową do opracowania diagnostycznej metody oceny nośności budowli siatkowo-kamiennych.

W szczególności zakres prac badawczych sprowadza się do zadań:

1. Badania przemieszczeń pionowych i poziomych fizycznego modelu elementu ściany oporowej (gabionu), obciążonego statycznie, w funkcji parametrów charakteryzujących: powłokę siatkową, materiał wypełniający i obciążenie zewnętrzne.
2. Konstruowanie (na podstawie programu numerycznego ROBOT MILLENIUM) modeli teoretycznych pracy pojedynczych gabionów i ich kompozycji, tworzących ścianę jako zespół powtarzalnych elementów. Modelowanie dotyczy przemieszczeń pionowych i poziomych w funkcji struktury obciążenia (charakter: obciążenie równomiernie rozłożone, siła skupiona; kierunek: obciążenie pionowe, poziome; lokalizacja obciążenia).

4. LABORATORYJNE BADANIA STANU PRZEMIESZCZEŃ FIZYCZNEGO MODELU GABIONU

4.1. Uwagi dotyczące rodzaju badań

Uzasadniając prowadzenie badań doświadczalnych na modelach ośrodka niespoistego można wyróżnić wiele aspektów, do których należy m.in. możliwość wyznaczenia za pomocą bezpośredniego pomiaru zależności między poszczególnymi cechami charakteryzującymi proces pracy tego ośrodka. Badania doświadczalne są przydatne w geotechnice ze względu na konieczność uwiarygodnienia modeli teoretycznych. Z budową modeli teoretycznych (bez poprzedzających doświadczeń na modelach fizycznych) wiąże się ograniczenia, wynikające z losowego charakteru parametrów gruntu i ze złożoności zjawisk towarzyszących procesowi zachowania się obciążonych budowli ziemnych. Badania na istniejących eksploatowanych obiektach mają zasadniczą wadę, którą jest konieczność pomiarów w złożonych warunkach jednoczesnego wpływu wielu czynników, wzajemnie powiązanych i losowo zmiennych w czasie. Praktycznie nie ma możliwości sterowania nimi. Natomiast badania laboratoryjne umożliwiają uchwycenie określonego stanu rzeczywistych warunków i modelowanie pracy danego układu. Umożliwiają przy tym jednoznaczne określenie uogólnionych związków, przyczyn i skutków występujących zjawisk. Są poza tym dość wszechstronne ze względu na pewną dowolność zmian parametrów. Czynniki zmienne, występujące w warunkach naturalnych, mogą być w laboratorium świadomie kolejno dobierane i kontrolowane. Zagwarantowane jest przy tym utrzymywanie stałych warunków badań i możliwość ciągłości kontroli wpływu określonego parametru na przebieg procesu [22, 23, 57, 80, 81, 127–130].

W monografii zastosowano metodę laboratoryjną testowo-porównawczą na modelu symulacyjnym. Umożliwia ona przy minimalnej liczbie identycznych badań, określenie przebiegu zjawisk fizycznych, które są obserwowane w sposób usystematyzowany.

W związku z badaniami modelowymi może istnieć problem podobieństwa (modelowego) ze względu na zjawiska fizyczne i układ geometryczny. Konstruowanie modelu budowli ziemnej, oparte na kryterium podobieństwa zjawisk, nie przedstawia zasadniczo trudności w przeciwieństwie do kryterium podobieństwa geometrycznego, ponieważ nie jest możliwe w pełni wiarygodne modelowanie ośrodka gruntowego w przyjętej skali. Modele gabionów sporządzone dla celu badań doświadczalnych wykonano z koszy siatkowych wypełnionych naturalnym ośrodkiem ziarnistym. Autor zbudował kosze z firmowej siatki, służącej do konstruowania rzeczywistych gabionów. Natomiast ziarna materiału wypełniającego (piasek, żwir, grys, tłuczeń) powinny być potraktowane jak modele, ponieważ rzeczywiste ga-

biony są zasadniczo wypełniane kruszywem o większych ziarnach, np. kamieniem polnym, otoczkami. Należy też podkreślić, że celem badań jest rozpoznanie parametrów określających zjawiska fizyczne odnoszące się do odkształceń, w odniesieniu do wzorca – identycznego modelu ośrodka ziarnistego, lecz bez osłony siatkowej, a więc są to badania jakościowo porównawcze.

W procesie badań doświadczalnych na model obiektu wpływa wiele różnorodnych czynników – tzw. wymuszeń (podobnie jak na przedmiot w procesie rzeczywistym), które sklasyfikowano w publikacjach [80, 81] jako: kontrolowane (sterowane i niesterowane) oraz niekontrolowane (zakłócenia). Udowodniono też [22, 23], że wszystkie wymuszenia, którym podlega obiekt w trakcie procesu, wywierają wpływ na wartość wskaźników procesu (wielkości zarejestrowanych w wyniku pomiaru zewnętrznych skutków przebiegu procesu). Zatem między zbiorem wskaźników procesu a zbiorem wymuszeń istnieje relacja [22, 23]:

$$W_{p,i} = f_i(M_{j,s}; M_{k,n}; M_z) \quad (4.1)$$

gdzie: $W_{p,i}$ – zbiór wskaźników procesu: $i = 1, 2, \dots, m$; $M_{j,s}$ – zbiór wymuszeń kontrolowanych sterowanych: $j = 1, 2, \dots, n$; $M_{k,n}$ – zbiór wymuszeń kontrolowanych niesterowanych: $k = 1, 2, \dots, f$; M_z – zbiór zakłóceń, który nie jest bliżej określony.

Jak wiadomo, nie wszystkie wymuszenia działające na przedmiot mogą być podczas eksperymentu zarejestrowane i kontrolowane przez pomiary, choćby ze względów technicznych. Praktycznie w eksperymencie są realizowane zwykle tylko te spośród wymuszeń kontrolowanych, których wpływ na wskaźnik procesu jest przedmiotem zainteresowania.

Wtedy w wyniku eksperymentu otrzymuje się zależność dla procesu szczególnego [57, 80, 81]:

$$W'_{p,i} = f'_i(M'_{j,s}; M'_{k,n}; M_z) \quad (4.2)$$

gdzie: $M'_{j,s} \in M_{j,s}$ – szczególnie podzbiór wymuszeń kontrolowanych sterowanych: $j = 1, 2, \dots, n'$, $n' < n$; $M'_{k,n} \in M_{k,n}$ – szczególnie podzbiór wymuszeń kontrolowanych niesterowanych: $k = 1, 2, \dots, r$; $r < f$.

W celu oszacowania wartości wskaźników procesu dla różnych wartości wymuszeń, wykorzystując relacje ustalone doświadczalnie, należy sformułować modele teoretyczne procesów. Zbiór zakłóceń M_z jest nieokreślony i z tego powodu nie jest możliwe kompletne odwzorowanie procesu w modelu teoretycznym. Pozostałym zbiorom: $W_{p,i}$; $M_{j,s}$; $M_{k,n}$ można przyporządkować odpowiednie zbiory wielkości wymiarowych: X_b ; $Y_{j,s}$; $Z_{k,n}$ należące do

przestrzeni wymiarowej, oznaczonej w podręcznikach [22, 23] przez π . Wtedy relacjom doświadczalnym (4.1) i (4.2) będą odpowiadać relacje wymiarowe, wyrażone odpowiednio funkcjami wymiarowymi:

$$X_i = \xi_i(Y_{j,s}; Z_{k,n}) \quad \text{albo} \quad X'_i = \xi'_i(Y'_{j,s}; Z'_{k,n}) \quad (4.3)$$

Zadanie doświadczalne składało się z elementów:

- 1) badania właściwości fizyczno-mechanicznych ośrodka gruntowego używanego do badań modelowych,
- 2) skonstruowanie laboratoryjnych modeli gabionu,
- 3) wykonanie badań przemieszczeń na modelach gabionu.

Program badań laboratoryjnych określony został szeregiem parametrów wynikających z celu badań i możliwości technicznych urządzenia badawczego. Czynniki niesterowanymi są wyniki badań i zakłócenia pomiarowe. Do parametrów traktowanych jako wielkości sterowane należy ośrodek ziarnisty tworzący modele oraz materiały wzmacniające (powłoka kosza gabionowego) i w niektórych modelach pozioma przepona.

4.2. Elementy analizy wymiarowej w projektowaniu badań modelowych

Planując badania na modelu laboratoryjnym wykorzystano m.in. elementy analizy wymiarowej wg [23, 57]. Problem skali modelu rozpatrzono przyjmując jako wskaźnik procesu: nacisk poziomy modelu gabionu p_x [kN m^{-2}] na jednostkę powierzchni ściany pojemnika badawczego.

Wśród ważniejszych wielkości zmiennych, wpływających na ten wskaźnik, są następujące:

- 1) gęstość objętościowa wypełnienia z gruntu ziarnistego ρ [kg m^{-3}],
- 2) kąt tarcia wewnętrznego gruntu ziarnistego φ [stopnie lub radiany],
- 3) efekt spójności gruntu wynikający ze wzmocnienia poziomą przeponą i obudową (koszem siatkowym) c [kN m^{-2}],
- 4) poziom pomiarowy ściany modelu, na którym rozpatrywane jest poziome parcie z [m],
- 5) sztywność zginania materiału obudowy EJ [kN m^{-2}],
- 6) przyspieszenie ziemskie g [m s^{-2}].

Należy podkreślić wniosek F. Schlossera z badań doświadczalnych [116–119] wskazujący, że sypanki gruntu wzmocnione poziomymi wkładkami zachowuje się jak materiał ze spójnością anizotropową, która jest opisana zależnością:

$$c = R^w_r \text{tg}^2 (45^\circ + 0,5 \varphi) (2 e_z)^{-1} \quad (4.4)$$

gdzie: R^w – wytrzymałość jednostkowa materiału wzmacniającego, czyli przepony i poziomych płaszczyzn kosza na rozciąganie; e_z – rozstaw pionowych poziomych warstw wzmocnienia, φ – kąt tarcia wewnętrznego kruszywa wypełniającego kosz siatkowy.

Operacje odbywają się w przestrzeni trójwymiarowej Π_3 o parametrach:

$$X_1 = kg, \quad X_2 = m, \quad X_3 = s \quad (4.5)$$

Wielkości, od których jest zależny wskaźnik procesu można wyrazić przez funkcje jednostek wymiarowych (4.5):

$$\begin{aligned} \rho &= \xi_1 kg^1 m^{-3} s^0, & \varphi &= \xi_2 kg^0 m^0 s^0 \\ c &= \xi_3 kg^1 m^{-2} s^0, & z &= \xi_4 kg^0 m^1 s^0 \\ EJ &= \xi_5 kg^1 m^2 s^0, & g &= \xi_6 kg^0 m^1 s^{-2} \end{aligned} \quad (4.6)$$

Jako wielkości wymiarowo niezależne, stanowiące bazę, przyjęto:

$$\rho = Y_1, \quad z = Y_2, \quad g = Y_3 \quad (4.7)$$

Pozostałe wielkości zmienne są wymiarowo zależne:

$$\varphi = Z_1, \quad c = Z_2, \quad EJ = Z_3 \quad (4.8)$$

Macierz wymiarową przedstawiono w postaci:

$$\begin{array}{c|ccc} & kg & m & s \\ \hline \rho & 1 & -3 & 0 \\ z & 0 & 1 & 0 \\ g & 0 & 1 & -2 \end{array}$$

Wyznacznik tej macierzy jest różny od zera, co potwierdza poprawność wyboru wielkości wymiarowo niezależnych.

Argumenty Z_1 , Z_2 i Z_3 wyrażono jako funkcje argumentów Y_1 , Y_2 i Y_3 :

$$\varphi = Z_1 = \psi_1 \rho^{a11} z^{a12} g^{a13} \quad (4.9)$$

$$c = Z_2 = \psi_2 \rho^{a21} z^{a22} g^{a23} \quad (4.10)$$

$$EJ = Z_3 = \psi_3 \rho^{a31} z^{a32} g^{a33} \quad (4.11)$$

Wielkość φ otrzymuje postać:

$$\begin{aligned} \varphi &= \zeta_2 kg^0 m^0 s^0 = \psi_1 \xi_1^{a11} kg^{a11} m^{-3a11} s^0 \xi_4^{a12} kg^0 m^{a12} \\ s^0 \xi_6^{a13} kg^0 m^{a13} s^{-2a13} &= \psi_1 \xi_1^{a11} \xi_4^{a12} \xi_6^{a13} kg^{a11} \\ & m^{-3a11 + a12 + a13} s^{-2a13} . \end{aligned}$$

Z porównania odpowiednich wykładników potęgowych wynika:

$$a_{11} = 0, \quad a_{12} = 0, \quad a_{13} = 0, \quad \text{wtedy } \psi_1 = \varphi. \quad (4.12)$$

Wielkość c otrzymuje postać:

$$\begin{aligned} c &= \xi_3 kg^1 m^2 s^0 = \psi_2 \xi_1^{a21} kg^{a21} m^{-3a21} s^0 \xi_4^{a22} kg^0 m^{a22} \\ s^0 \xi_6^{a23} kg^0 m^{a23} s^{-2a23} &= \psi_2 \xi_1^{a21} \xi_4^{a22} \xi_6^{a23} kg^{a21} \\ & m^{-3a21 + a22 + a23} s^{-2a23} . \end{aligned}$$

Po porównaniu wykładników potęgowych otrzymano:

$$a_{21} = 1, \quad a_{22} = -2, \quad a_{23} = 0, \quad \text{wtedy}$$

$$\psi_2 = c (\rho z^{-2})^{-1} \quad (4.13)$$

gdzie: ρ – ciężar objętościowy ośrodka gruntowego.

Następnie wielkość EJ wyrażono w postaci:

$$\begin{aligned} EJ &= \xi_5 kg^1 m^2 s^0 = \psi_3 \xi_1^{a31} kg^{a31} m^{-3a31} s^0 \xi_4^{a32} kg^0 m^{a32} s^0 \\ \xi_6^{a33} kg^0 m^{a33} s^{-2a33} &= \psi_3 \xi_1^{a31} \xi_4^{a32} \xi_6^{a33} kg^{a31} \\ & m^{-3a31 + a32 + a33} s^{-2a33} . \end{aligned}$$

Po porównaniu wykładników potęgowych otrzymuje się: $a_{31} = 1$, $a_{32} = 2$ oraz $a_{33} = 0$, wtedy element

$$\psi_3 = EJ (\rho z^2)^{-1} \quad (4.14)$$

Na podstawie twierdzenia Π analizy wymiarowej wg [23, 57, 99] wskaźnik procesu można wyrazić zależnością:

$$P_x = f(\psi_1, \psi_2, \psi_3) \rho^{a_1} z^{a_2} g^{a_3} \quad (4.15 \text{ a})$$

oraz

$$p_x = f[\varphi; c (\rho z^{-2})^{-1}; EJ (\rho z^2)^{-1}] \quad (4.15 \text{ b})$$

Nacisk poziomy p_x o wymiarze $\text{kg}^1 \text{m}^{-2} \text{s}^0$ można zapisać następująco:

$$\begin{aligned} p_x &= f(\psi_1, \psi_2, \psi_3) \xi_1^{a_1} \text{kg}^{a_1} \text{m}^{-3a_1} \text{s}^0 \xi_4^{a_2} \text{kg}^0 \text{m}^{a_2} \text{s}^0 \xi_6^{a_3} \\ \text{kg}^0 \text{m}^{a_3} \text{s}^{-2a_3} &= f[\varphi, c (\rho z^{-2})^{-1}, EJ (\rho z^2)^{-1}] \xi_1^{a_1} \xi_4^{a_2} \xi_6^{a_3} \text{kg}^{a_1} \\ &\quad \text{m}^{-3a_1 + a_2 + a_3} \text{s}^{-2a_3}. \end{aligned}$$

Z porównania wykładników potęgowych wynika $a_1 = 1$, $a_2 = -2$, $a_3 = 0$. Ostatecznie otrzymuje się:

$$p_x = f[\varphi, c (\rho z^{-2})^{-1}, EJ (\rho z^2)^{-1}] \xi_1 \xi_4^{-2} \quad (4.16)$$

przy czym $\xi_1 = \rho$, $\xi_4 = z$.

Ograniczone wymiary pojemnika badawczego, w którym znajduje się model gabionu, nie odpowiadają rzeczywistym warunkom. Należy się spodziewać, że wielkości wymiarowe: długość pojemnika L , szerokość B i wysokość H stanowią dodatkowe zmienne, wpływające na wskaźnik procesu. Uwzględniając te wpływy, równanie (4.16) można przekształcić następująco:

$$p_x = f[\varphi, c (\rho z^{-2})^{-1}, EJ (\rho z^2)^{-1}, L(z)^{-1}, B(z)^{-1}, H(z)^{-1}] \xi_1 \xi_4^{-2} \quad (4.17)$$

Jak wiadomo, funkcje zakłócające: L/z , B/z i H/z mogą być wyeliminowane metodą doświadczalną przez dobranie odpowiednich proporcji wymiarów pojemnika.

Zależności między odpowiednimi wielkościami w obiekcie rzeczywistym (np. $p_{x,rz}$) i w modelu (np. p_x) wyrażono za pomocą skal α wg [57] przy założeniu, że wartość liczbową danej cechy w obiekcie i jej wartość w modelu są wyrażone w tych samych jednostkach miary:

$$p_{x,rz} = \alpha_{px} p_x, \quad \rho_{rz} = \alpha_\rho \rho, \quad \varphi_{rz} = \alpha_\varphi \varphi \quad (4.18)$$

$$c_{rz} = \alpha_c c, \quad EJ_{rz} = \alpha_{EJ} EJ$$

Ponieważ w badaniach zastosowano ośrodek gruntowy naturalny i oryginalną siatkę tworzącą kosz gabionowy, spełniono więc warunki:

$$\alpha_\rho = 1 (\rho_{rz} = \rho), \quad \alpha_\varphi = 1 (\varphi_{rz} = \varphi) \text{ oraz } \alpha_{EJ} = 1 (EJ_{rz} = EJ).$$

Wskaźnik procesu p_x zależy także od wielu innych czynników, które pominięto, jak np. obciążenie zewnętrzne modelu gabionu, cechy wytrzymałościowe materiału poziomej przepony wzmacniającej, temperatura otoczenia, błędy i zakłócenia pomiarowe.

4.3. Modele badawcze i materiały

Modele gabionów stanowiły prostopadłościennne kosze wykonane z siatki (rys. 4.1), które wypełniano kruszywem kamiennym. Analizowano dwa typy modeli: a – bez tzw. przepony; b – z przeponą zlokalizowaną poziomo w połowie wysokości modeli, tj. na poziomie pomiarowym $z_4 = 0,21$ m. Zadaniem przepony (stanowiącej wkładkę zbrojenia) było dodatkowe „sprężenie” poziome materiału wypełniającego kosz siatkowy na zasadzie przejmowania poziomych sił pochodzących od obciążenia zewnętrznego.

Materiał zasypowy (kruszywo). Używano kilka rodzajów ośrodka ziarnistego, dla których wykonano oznaczenia właściwości fizyczno-mechanicznych:

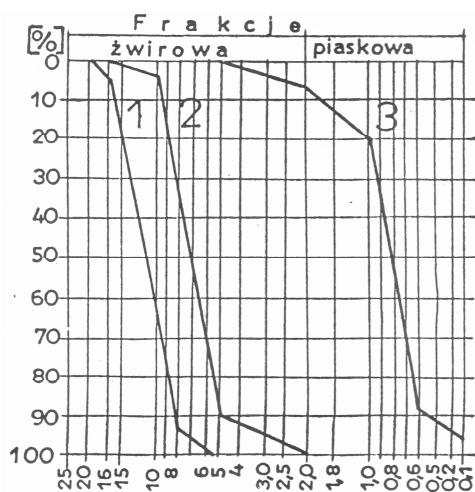
- tłuć bazaltowy gruby o wymiarze ziaren 40–60 mm (gęstość objętościowa $\gamma = 18,8$ kN/m³, wilgotność $w = 0,6\%$, kąt tarcia wewnętrznego w stanie luźnym $\varphi = 41^\circ$);
- tłuć bazaltowy średni o wymiarze ziaren 20–40 mm ($\gamma = 18,1$ kN/m³, $w = 0,48\%$, kąt tarcia w stanie luźnym $\varphi = 39^\circ$);
- grys bazaltowy 8/16 ($\gamma = 17,1$ kN/m³, $w = 0,4\%$, kąt tarcia w stanie luźnym $\varphi = 38,5^\circ$);
- żwir rzeczny o wymiarze ziaren 5/10 mm; $\gamma = 16,8$ kN/m³; wilgotność $w = 0,6\%$, kąt tarcia w stanie luźnym $\varphi = 31,2^\circ$;
- piasek rzeczny gruby (wskaźnik uziarnienia $U = d_{60} (d_{10})^{-1} = 1,66 < 5$; $\gamma = 16,9$ kN/m³, $w = 0,3\%$, kąt tarcia w stanie luźnym $\varphi = 30,3^\circ$; w stanie zagęszczonym $\varphi = 36,6^\circ$).

Materiał charakteryzował się w miarę równomiernym uziarnieniem (rys. 4.2). Stopień zagęszczenia kruszywa znajdującego się w stanie luźno nasypnym oznaczono jako I_{DI} . Zagęszczenie następowało w czasie wstępnego procesu obciążania do wartości maksymalnej i całkowitego odjęcia obciążenia.



Rys. 4.1. Model fizyczny kosza gabionowego

Fig. 4.1. Physical gabion basket model



Rys. 4.2. Wykresy uziarnienia materiałów sypkich używanych do konstruowania modeli badawczych: 1 – grys bazaltowy, 2 – żwir rzeczny, 3 – piasek rzeczny

Fig. 4.2. Charts grain size of bulk materials used to construct research models: 1 – basalt grit, 2 – river gravel, 3 – river sand

Materiał siatkowej osłony. Kosz gabionowy wykonano z oryginalnej siatki (druć stalowy typu C 100G o średnicy 2 mm) [26, 30] o sześciobocznych oczkach 50 x 80 mm, używanej do produkcji tego typu elementów przez

specjalizowane firmy. Zastosowano dwa typy obudowy siatkowej, różniące się sztywnością: obudowę z pojedynczej siatki i podwójnej o splotach przesuniętych względem siebie (otrzymując kosz o większej sztywności i wymiarze oczek zmniejszonym o ok. 50%). W przypadku wypełnienia piaskiem, ściany kosza od wewnątrz uszczelniono powłoką z folii PCV w celu zapobieżenia przemieszczaniu się ziaren kruszywa na zewnątrz.

Przepona jest wykonana z siatki stalowej sztywnej o kwadratowych oczkach 35 x 35 mm.

4.4. Metoda i stanowisko badań

4.4.1. Cel, przedmiot i przebieg badań

Celem badań (o charakterze porównawczym) było określenie charakterystyk dotyczących stanu przemieszczeń kosza siatkowego wypełnionego kruszywem w odniesieniu do bryły kruszywa nie otoczonej powłoką siatkową (model wzorcowy). Przedmiotem badań były zasadniczo poziome przemieszczenia modeli, natomiast pomiar przemieszczeń pionowych traktowano jako kontrolny. Prostopadłościenne modele obciążano pionowo statycznym naciskiem w sposób centryczny. Stosowano obciążenie równomiernie rozłożone w zakresie do 200 kN/m². Skonstruowano modele o wymiarach w planie 0,52 x 0,52 m, czyli odpowiednio mniejszych od wymiarów pojemnika ze względu na pozostawienie wymaganych tzw. luzów. Badania realizowano w dwóch fazach, obejmujących proces obciążania i spadku obciążenia do zera. Fazy następowały bezpośrednio jedna po drugiej.

4.4.2. Ważniejsze oznaczenia stosowane w procesie badań modelowych i opracowania wyników

z_k [m] – poziom pomiarowy ściany pojemnika badawczego; $k = 1, 2, \dots, 7$ – indeks poziomu pomiarowego; $z_1 = 0,03$ m; $z_2 = 0,09$ m; $z_3 = 0,15$ m; $z_4 = 0,21$ m; $z_5 = 0,27$ m; $z_6 = 0,33$ m; $z_7 = 0,39$ m

(w) – model wzorcowy (kruszywo bez kosza siatkowego)

(k) – kruszywo w koszu siatkowym (gabion)

($2k$) – kruszywo w podwójnym koszu siatkowym (gabion)

(w,p) – wzorzec z przeponą (kruszywo bez kosza siatkowego ze wzmocnieniem poziomą siatką stalową w połowie wysokości modelu, czyli na poziomie pomiarowym $z_4 = 0,21$ m)

(k,p) – kruszywo w koszu siatkowym (gabion) ze wzmocnieniem poziomą siatką stalową na poziomie pomiarowym $z_4 = 0,21$ m

($2k,p$) – kruszywo w podwójnym koszu siatkowym (gabion) ze wzmocnieniem poziomą siatką stalową na poziomie pomiarowym $z_4 = 0,21$ m

q [MPa] – pionowe obciążenie jednostkowe statyczne modelu
 Δx_{ik} [mm] – przemieszczenie poziome modelu mierzone w kolumnie „ i ” oraz na poziomie pomiarowym „ k ” ściany pojemnika
 Δx_k [mm] – poziome przemieszczenie modelu, będące średnią z dziewięciu punktów pomiarowych „ i ”, znajdujących się na poziomie z_k ściany pojemnika
 $\Delta x_{\bar{s}r} = 1/n_k \sum \Delta x_k$ [mm] – średnie poziome przemieszczenie modelu; $n_k = 7$ – liczba poziomów pomiarowych
 p_{xik}^{\wedge} [kN m⁻²] – nacisk poziomy modelu na moduł ściany pojemnika, znajdujący się w poziomie pomiarowym „ k ” oraz kolumnie „ i ”, (wg wzoru 4.19)
 p_{xik} [kN m⁻²] – nacisk poziomy modelu na moduł ściany pojemnika, znajdujący się w poziomie pomiarowym „ k ” oraz kolumnie „ i ”, po uwzględnieniu zakłóceń (wg wzoru 4.20)
 p_{xk} – poziomy nacisk na poziomie pomiarowym z_k będący średnią z dziewięciu punktów pomiarowych „ i ”
 $p_{x\bar{s}r} = 1/n_k \sum p_{xk}$ – średni poziomy nacisk modelu na ścianę pojemnika
 C_s [N/m³] – stała sprężystości taśmy w czujniku ciśnienia zainstalowanym w module ściany
 C_p [N/m³] – stała sprężystości taśmy w czujniku ciśnienia zainstalowanym w module podłoża
 A [mm²] – powierzchnia brutto ograniczona wykresem przemieszczeń poziomych (od obciążenia zewnętrznego i ciężaru własnego)
 A_n [mm²] – powierzchnia netto ograniczona wykresem przemieszczeń poziomych (pominąwszy przemieszczenia od ciężaru własnego modelu)
 ΔA_u^v [mm²] – powierzchnia przemieszczeń sprężystych (wg wzoru 5.1)
 $u = 1$ – faza pierwsza badań, realizowana na modelu wykonanym z materiału luźno nasypanego
 $u = 2$ – faza druga badań, w której materiał wypełniający modele znajdował się w stanie wstępnego zagęszczenia, wygenerowanego procesem obciążającym zastosowanym w fazie 1
 v – typ modelu
 $A_{q,max}$ [mm²] – powierzchnia przemieszczeń w stanie maksymalnego obciążenia
 A_0 [mm²] – powierzchnia przemieszczeń trwałych po całkowitym odjęciu obciążenia
 δ_{xu}^v [%] – względna wartość przemieszczeń sprężystych, po odjęciu obciążenia do wartości zero (wg wzoru 5.2)
 ΔA_{1-2}^v [mm²] – bezwzględna zmiana przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do faz badań wg wzoru 5.3; (1 – faza pierwsza, 2 – druga, v – typ modelu):

$\delta\Delta A_{1-2}^v$ [%] – względna zmiana wartości przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do faz badań; wg wzoru 5.4; (1 – faza pierwsza, 2 – druga; v – typ modelu);

$w_{r,\Delta x}$ [%] – wskaźnik redukcji poziomych przemieszczeń

$\Delta\delta_{xu}$ [%] – parametr zmiany wartości poziomych przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do modeli (miara efektu sprężystości); wg wzoru 6.1; u – faza badań

w_{su} [%] – wskaźnik sprężystości z uwagi na zastosowanie kosza siatkowego (wg wzoru 6.2); u – faza badań

δ_s [%] – powiększenie wymiaru zjawiska sprężystości (efekt względny); wg wzoru (6.3)

δ_{ps} [%] – zwiększenie przewagi cech sprężystych gabionu z podwójnym koszem w odniesieniu do gabionu z koszem pojedynczym w fazie 2 badań względem fazy 1 (wg wzoru 6.4)

K_a – współczynnik poziomego nacisku (parcia bocznego) w stanie granicznym czynnym

p_z [MPa] – naprężenie pionowe w modelu wzorcowym

p_z^* [MPa] – naprężenie pionowe w modelu wzorcowym ze wzmocnieniem poziomą przeponą albo w modelu gabionu z przeponą

Δp_z [MPa] – efekt zwiększenia nośności jako przyrost naprężenia pionowego p_z (wzór 6.7)

δp_z – efekt zwiększenia nośności jako iloraz naprężeń pionowych p_z^* i p_z (wzór 6.8)

φ [°] – kąt tarcia wewnętrznego ośrodka niespoistego w modelu wzorcowym

φ^* [°] – kąt tarcia wewnętrznego ośrodka niespoistego w modelu wzorcowym ze wzmocnieniem poziomą przeponą albo w modelu gabionu z przeponą

$\Delta\varphi$ [°] – efekt zwiększenia kąta tarcia wewnętrznego w modelu wzorcowym z przeponą albo w modelu gabionu z przeponą

τ_f [MPa] – wytrzymałość na ścinanie

$\Delta\tau_f$ [MPa] – bezwzględny przyrost wytrzymałości na ścinanie

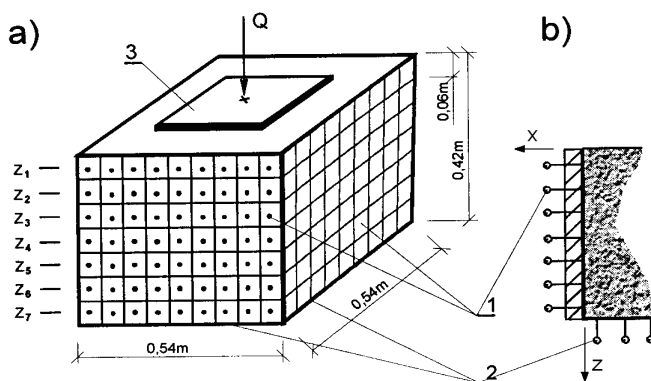
ε_τ [%] – względny przyrost wytrzymałości na ścinanie

c [MPa] – spójność

4.4.3. Opis stanowiska badawczego

Na rysunku 4.3 pokazane jest stanowisko – stalowy, prostopadłościenny pojemnik o wymiarach w planie 0,54 x 0,54 m i wysokości 0,42 m. Konstrukcja ścian odwzorowuje odpór stref ośrodka gruntowego otaczających

model gabionu, natomiast dno jest modelowanym jednoparametrowym podłożem [80, 81, 137]. Ściany i dno pojemnika składają się z nieruchomego szkieletu, w którym zainstalowano (na całej powierzchni) mechaniczne czujniki ciśnienia, które są od wewnątrz zakończone elementarnymi płytkami o wymiarach 0,06 x 0,06 m przejmującymi niezależnie lokalne naciski poziome p_x i pionowe p_y ośrodka gruntowego. Naciski są przekazywane na kalibrowane taśmy sprężyste, zapewniające odpowiednią podatność sprężystą ścian C_s [kN/m³] i podłoża C_p . Moduły (1) tworzą regularny układ poziomów pomiarowych ($k = 1, 2, \dots, 7$) i kolumn ($i = 1, 2, \dots, 7$), stanowiący jednolite płaszczyzny wewnętrzne ścian i dna pojemnika z siatki kwadratów (modułów) o boku 0,06 m.



Rys. 4.3. Schemat i podstawowe parametry stanowiska badawczego [80, 81, 137]:
a – widok ogólny; b – przekrój pionowy przez ścianę; 1 – mechaniczny czujnik ciśnienia poziomych; 2 – czujnik ciśnienia pionowych; 3 – płyta o wymiarach 0,32 x 0,32 m obciążająca model; $z_1 = 0,03$ m; $z_2 = 0,09$ m; $z_3 = 0,15$ m; $z_4 = 0,21$ m; $z_5 = 0,27$ m; $z_6 = 0,33$ m; $z_7 = 0,39$ m – poziomy pomiarowe

Fig. 4.3. Diagram and basic parameters of the research place [80, 81, 137]:
a – general view, b – vertical section through the wall, 1 – horizontal pressure sensor of a mechanical sensor, 2 – vertical pressure sensor, 3 – load model plate dimensions 0.32 x 0.32 m; $z_1 = 0.03$ m, $z_2 = 0.09$ m, $z_3 = 0.15$ m; $z_4 = 0.21$ m; $z_5 = 0.27$ m; $z_6 = 0.33$ m, $z_7 = 0.39$ m – measuring levels

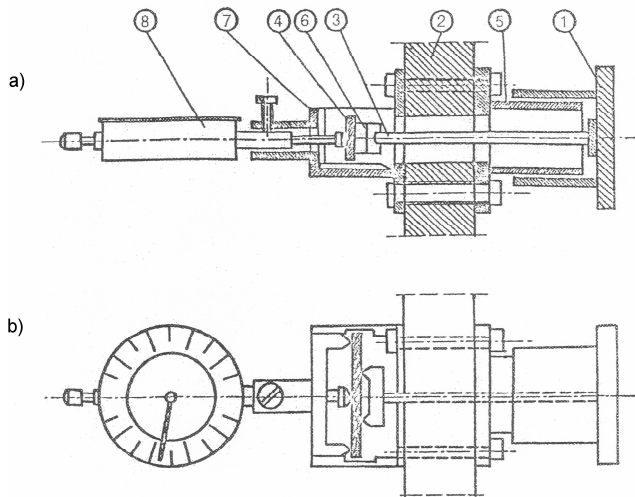
Zasada oszacowania poziomego nacisku p_{xik} modelu w dowolnym module ściany pojemnika jest następująca (indeks i oznacza kolumnę, w której znajduje się elementarny moduł; indeks k – poziom pomiarowy):

- czujniki przemieszczeń liniowych rejestrują przemieszczenia poziome Δx_{ik} modułów ściany, na które napiera obciążony model gabionu,

- zarejestrowane przemieszczenia Δx_{ik} (w kierunku działającego nacisku) są transformowane na odpowiednie wartości średnich ciśnień \hat{p}_{xik} ośrodka gruntowego na moduł „i” znajdujący się na poziomie k według zależności [80, 81, 137]:

$$\hat{p}_{xik} = C_s \Delta x_{ik} \text{ [N/m}^2\text{]} \quad (4.19)$$

gdzie C_s jest stałą sprężystości taśmy (4) w czujniku ciśnienia zainstalowanym w module ściany (rys. 4.4). W przypadku obliczania nacisków modelu gabionu na podłoże zasada jest identyczna. W konstrukcji czujników ciśnienia przyjęto taśmy sprężyste ze stali sprężynowej hartowanej 50 HSA o charakterystyce sprężystości: w ścianach $C_s = 0,8 \cdot 10^7 \text{ N/m}^3$ oraz w podłożu $C_p = 8 \cdot 10^7 \text{ N/m}^3$.



Rys. 4.4. Mechaniczny czujnik ciśnień poziomych ośrodka gruntowego [80, 81, 137]: a – przekrój podłużny; b – widok z góry; 1 – płytką czołową przejmująca napór gruntu z tuleją zewnętrzną ślizgową; 2 – płyta konstrukcyjna ściany pojemnika; 3 – trzpień; 4 – kalibrowana taśma sprężynująca; 5 – tuleja ślizgowa wewnętrzna; 6 – kształtka obciążająca; 7 – klatka pomiarowa; 8 – czujnik przemieszczeń liniowych ośrodka gruntowego z dokładnością 10^{-5} [m]

Fig. 4.4. Ground media horizontal pressure mechanical sensor [80, 81, 137]: a – longitudinal section, b – top view; 1 – face plate acquiring land from the pressure of the outer sliding sleeve, 2 – structural container wall plate, 3 – shaft, 4 – calibrated resilient strip, 5 – inner slide bush, 6 – aggravating bent, 7 – measuring frame, 8 – linear displacement sensor with an accuracy of ground media 10^{-5} [m]

Zewnętrzne obciążenie statyczne modelu wprowadzono jako nacisk pionowy centryczny siłą skupioną Q w zakresie 0–19,62 kN. Realizowano je podnośnikiem hydraulicznym, wyposażonym w siłomierz pałkowy, poprzez ułożoną poziomo na stropie sztywną stalową płytę kwadratową o boku 0,32 m. Zakres maksymalnego obciążenia pionowego przyjęto w takiej relacji, aby zapobiec nadmiernemu wypieraniu materiału gruntowego spod płyty i nie przekroczyć zakresu wskazań czujników przemieszczeń oraz strefy sprężystości odkształceń taśm w czujnikach ciśnień. Wobec wartości $Q_{max} = 19,62$ kN, największy jednostkowy nacisk płyty obciążającej próbkę gruntu wynosi:

$$q_{max} = Q_{max} (A_{płyty})^{-1} = 19,62 \text{ kN} (0,32 \times 0,32 \text{ m})^{-1} \approx 200 \text{ kN/m}^2$$

Aby zapewnić minimum oporów tarcia modelu o ścianki i dno pojemnika, we wnętrzu pojemnika rozścielono podwójną warstwę folii PCV przedzieloną warstewką smaru stałego. Folia ta pełni również rolę osłony zabezpieczającej przed migracją drobnych ziaren kruszywa w szczeliny między modułami. Rys. 4.5 i 4.6 dodatkowo ilustrują stanowisko badań.

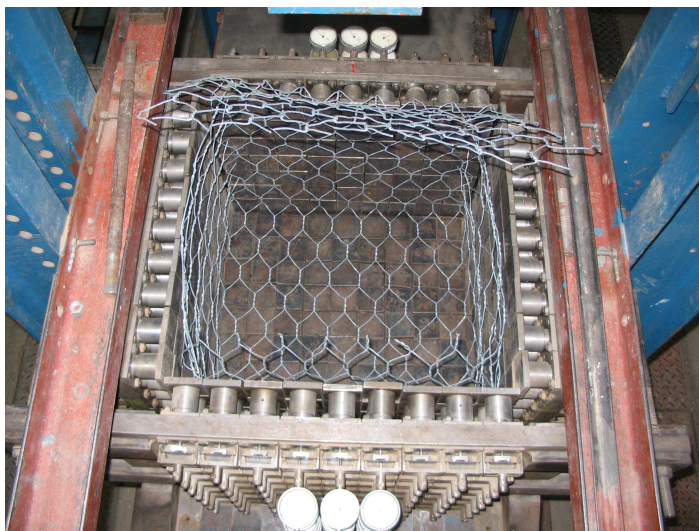
4.4.4. System pomiarowy

W ścianach pojemnika z modelami gabionów wydzielono siedem poziomów pomiarowych oznaczonych kolejno: $z_k = 1, 2, \dots, 7$ (rys. 4.3). W każdym poziomie pomiarowym znajduje się dziewięć punktów pomiarowych. Składową poziomą Δx_{ik} średniego przemieszczenia modelu na dowolnym poziomie pomiarowym k wyznaczono jako średnią z dziewięciu odczytów czujników w poszczególnych modułach.

W publikacjach [80, 81, 128, 130, 131, 137] zamieszczono postępowanie, przeprowadzone w celu oszacowania wartości zakłóceń pomiarowych i wyprowadzenia wzoru transformującego przemieszczenia poziome modelu Δx_{ik} na siły jednostkowe parcia poziomego p_{xik} z uwzględnieniem zakłóceń. Wzór ma postać:

$$p_{xik} = 1,984 \hat{p}_{xik} + 0,067 \text{ [kN/m}^2\text{]} \quad (4.20)$$

Jest to wartość nacisku poziomego, działającego na moduł ściany pojemnika, znajdujący się w dowolnym poziomie pomiarowym „ k ” i kolumnie „ i ”. Wartości p_{xik} są liniową funkcją jednostkowego nacisku \hat{p}_{xi} , określonego według zależności (4.19).



Rys. 4.5. Widok z góry na wnętrze pojemnika

Fig. 4.5. Top view of the interior of the container



Rys. 4.6. Widok dna pojemnika od spodu

Fig. 4.6. View from the bottom of the container underside

4.4.5. Stałe zakłócenia pomiarowe

Badaniom przemieszczeń ośrodka gruntowego w opisywanym pojemniku towarzyszą stałe zakłócenia, wpływające na wyniki pomiarów. Ściany pojemnika wytwarzają bowiem trudne do uwzględnienia warunki brzegowe. Dlatego wyniki badań były rozpatrywane zasadniczo w kategoriach jakościowych. Wśród stałych zakłóceń można wyróżnić: wewnętrzne opory tarcia w mechanicznych czujnikach ciśnień, tarcie modeli o wnętrze pojemnika, efekt krawędzi i naroży pojemnika.

Opory tarcia w czujnikach ciśnień. Tarcie występuje podczas przesuwu tulei zewnętrznej względem wewnętrznej i jest źródłem błędów systematycznego, zmniejszającego mierzoną wartość ciśnień. Tuleje: zewnętrzna i wewnętrzna są do siebie pasowane z niewielkim luzem. Opór tarcia w tulejach zależy od tarcia gruntu o powierzchnie płytek modularnych. Zatem rozścielenie we wnętrzu pojemnika podwójnej folii z pośrednią warstwą smaru może przyczynić się do ograniczenia tych oporów.

Tarcie gruntu ziarnistego o ściany pojemnika. Wpływa ono na wartość odczytów czujników. Rozścielenie folii we wnętrzu pojemnika jest właściwe, gdyż powoduje zmniejszenie wartości współczynnika tarcia i zapewnia możliwie stałą jego wartość (co jest ważne z uwagi na powtarzalność badań).

Wpływ ścian sąsiednich na wyniki pomiarów. Ze względów praktycznych pojemnik ma niezbyt duże szerokości ścian, m.in. w celu zapewnienia im dostatecznej sztywności. Ponadto w pojemniku o znacznych wymiarach, duża objętość kruszywa utrudniałaby techniczne wykonanie większej serii powtarzalnych badań. Należy więc liczyć się z niewielkim wpływem ścian bocznych na wskazania (zwłaszcza skrajnych dolnych) czujników.

5. SYNTEZA WYNIKÓW BADAŃ PRZEMIESZCZEŃ MODELU GABIONU

5.1. Uwagi wstępne

Podane w niniejszym rozdziale wykresy wartości przemieszczeń poziomych Δx_k przedstawiają stan odkształcenia modeli. Wykonano je w funkcji obciążenia zewnętrznego w zakresie 0–200 kN/m², biorąc pod uwagę fazę 1 oraz fazę drugą badań. Fazę 1 obejmowały pomiary przemieszczeń modeli zawierających zasypkę kamienną będącą w stanie luźno nasypanym. Natomiast fazę 2 stanowi proces pomiarów odkształceń na modelach po wstępnym zagęszczeniu wygenerowanym w fazie 1.

Tabele Z.1–Z.10 znajdujące się w załączniku nr 1 zawierają parametry niektórych modeli obliczone w fazie 1 i 2 badań:

- 1) Δx_k [mm] – przemieszczenie na poziomie pomiarowym $k = 1-7$ ściany pojemnika obliczone jako średnia z dziewięciu punktów pomiarowych i ;
- 2) A [mm²] – powierzchnia brutto ograniczona wykresem przemieszczeń (od obciążenia zewnętrznego i ciężaru własnego);
- 3) A_n [mm²] – powierzchnia netto ograniczona wykresem przemieszczeń (pominawszy przemieszczenia od ciężaru własnego);
- 4) obszar (powierzchnia) przemieszczeń sprężystych, oszacowany wg wzoru:

$$\Delta A_u^v = A_{q,max} - A_0 \text{ [mm}^2\text{]} \quad (5.1)$$

gdzie: $A_{q,max}$ – powierzchnia przemieszczeń w stanie maksymalnego obciążenia; A_0 – powierzchnia przemieszczeń trwałych po całkowitym odjęciu obciążenia; u – faza badań, v – typ modelu;

- 5) względna wartość przemieszczeń sprężystych δ_x [%] po odjęciu obciążenia do wartości zero (oznaczenia jak powyżej):

$$\delta_{xu}^v = \Delta A_u^v (A_{q,max})^{-1} 100 = (A_{q,max} - A_0) A_{q,max}^{-1} 100 \text{ [%]} \quad (5.2)$$

- 6) bezwzględna zmiana przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do faz badań (1 – faza pierwsza, 2 – druga, v – typ modelu):

$$\Delta A_{1-2}^v = \Delta A_1^v - \Delta A_2^v \text{ [mm}^2\text{]} \quad (5.3)$$

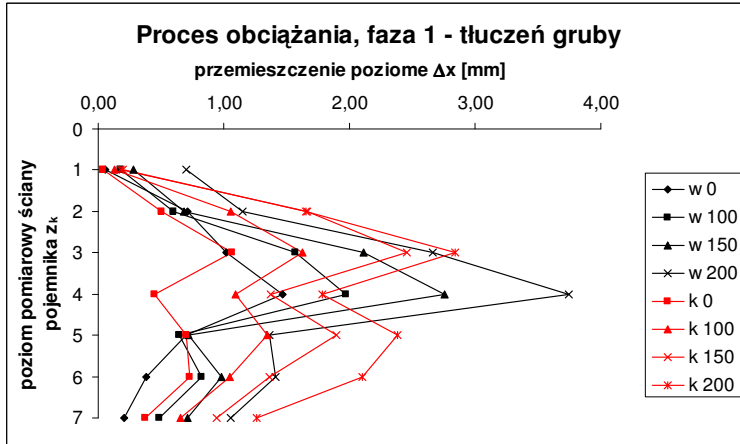
- 7) względna zmiana wartości przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do faz badań (1 – faza pierwsza, 2 – druga; v – typ modelu);

$$\delta \Delta A_{1-2}^v = \Delta A_{1-2}^v (\Delta A_1^v)^{-1} 100 \text{ [%]} \quad (5.4)$$

5.2. Przemieszczenia poziome

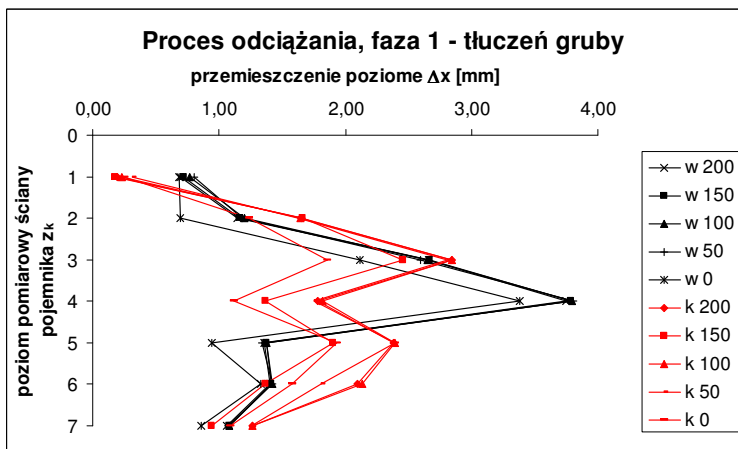
5.2.1. Tłuczeń gruby

Rys. 5.1 ilustruje przemieszczenia poziome modelu gabionu (k) oraz modelu wzorcowego, czyli bryły kruszywa bez kosza (w), występujące na poszczególnych etapach fazy I obciążenia: 0; 100; 150 i 200 kN/m². W obu przypadkach zwraca uwagę nieregularny kształt wykresów, spowodowany znacznym wymiarem ziaren kruszywa w stosunku do wymiarów modułowych elementów tworzących ściany pojemnika. W tego typu kruszywie należy liczyć się z wystąpieniem tzw. układów sklepieniowych pod wpływem obciążenia, na co zwrócili uwagę prekursorzy [80, 81, 137]. Zjawisko to prowadzi do lokalnych „przeciążeń” i jednocześnie redukcji nacisków na elementy ściany pojemnika w otoczeniu stref przeciążonych. Jednak w modelu wzorcowym nieregularność jest bardziej wydatna z uwagi na brak kosza siatkowego, którego pionowe ściany ograniczałyby swobodę poziomych przemieszczeń ziaren tłuczni. Bardzo małe odkształcenia gabionu na poziomie I świadczą o wpływie górnej siatki poziomej, na którą płyta obciążająca przekazuje bezpośredni nacisk – prawdopodobnie kruszywo zostało w tej siatce zaklinowane. Na rysunku 5.2 pokazano przebieg zmian odkształceń wobec spadku obciążenia do zera na poszczególnych etapach: $q = 200$ kN/m²; 150; 100; 50 i 0 kN/m². Po całkowitym zdjęciu obciążenia odkształcenia trwale są większe w modelu wzorcowym. Powierzchnia między wykresami dla stanu obciążenia 200 kN/m² i odciążenia 0 kN/m² (czyli ΔA) jest większa w modelu gabionu. Zatem model gabionu wykazuje większą precyzję reakcji na spadki obciążenia, co jest ewidentnym wpływem kosza siatkowego, polegającym na generowaniu symptomów sprężystości obiektu. Wykres przemieszczeń gabionu ma kształt bardziej regularny, podobnie jak w procesie obciążającym.



Rys. 5.1. Przesunięcia poziome modeli z tłuczniem grubym na poziomach pomiarowych $z_k = z_1 - z_7$ ściany pojemnika badawczego: w – wzorzec (model bez kosza); k – model z koszem siatkowym (gabion); 0; 100; 150; 200 kN/m^2 – stany obciążenia

Fig. 5.1. Horizontal displacement models with coarse crushed stone at the levels of measurement path $z_k = z_1 - z_7$ research container wall: w – the standard model (model without bascet); k – model with a mesh basket (gabion) ; 0; 100; 150; 200 kN/m^2 – load states



Rys. 5.2. Przebieg przesunięć poziomych w procesie spadku obciążenia: w – wzorzec, k – gabion, 200; 150; 100; 50 ; 0 kN/m^2 – stany obciążenia

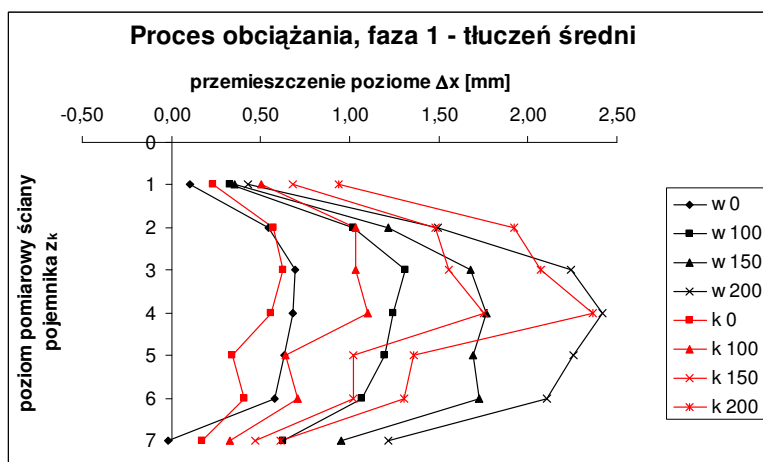
Fig. 5.2. The course of horizontal displacement in the load decrease: w – the standard model, k – gabion, 200; 150; 100; 50 ; 0 kN/m^2 – load states

Na podstawie analizy parametrów zamieszczonych w tabelach Z.1 i Z.2 (znajdujących się w załączniku nr 1) stwierdzono:

- w pierwszej i drugiej fazie badań (obciążenie i odciążenie) modele wykazują przemieszczenia sprężyste i plastyczne;
- w fazie drugiej wartości przemieszczeń od obciążenia zewnętrznego A_{n2} w modelu bez kosza i z koszem są mniejsze – modele charakteryzują się większą sztywnością niż w fazie 1; zwiększenie sztywności wynika ze zwiększenia stopnia zagęszczenia kruszywa w modelach w procesie obciążania praktykowanym w fazie 1);
- w fazie 1 i 2 model z koszem wykazuje większy zakres sprężystości niż wzorcowy (na podstawie porównania wskaźników ΔA_{1-2} oraz $\delta \Delta A_{1-2}$).

5.2.2. Tłuczeń średni

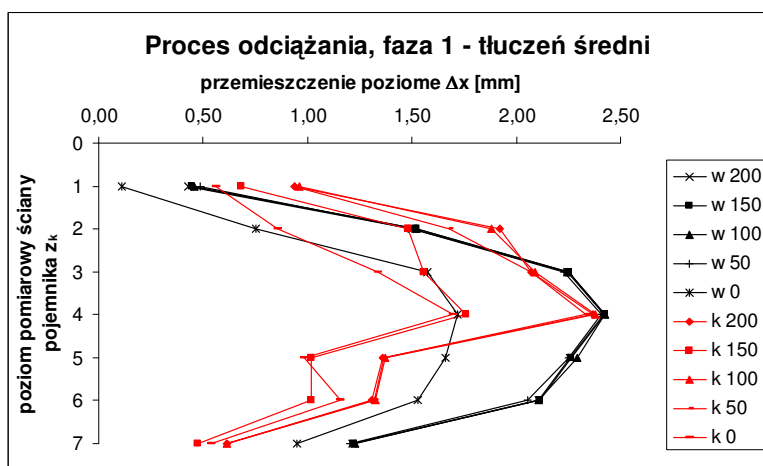
Na rysunku 5.3 znajdują się wykresy przemieszczeń poziomych modelu wzorcowego i gabionu w funkcji obciążenia wzrastającego do wartości maksymalnej. Dla modelu gabionu, poziomy pomiarowe poniżej 4. wykazują wyraźne zmniejszenie wartości odkształceń, co jest prawdopodobnie efektem wpływu pionowych siatek. Bardziej regularny kształt wykresów niż w przypadku modeli z tłuczniem grubym wynika z mniejszego wymiaru ziaren, którym charakteryzuje się tłuczeń średni.



Rys. 5.3. Przeszyczenia poziome modelu gabionu z tłuczniem średnim (k) i modelu wzorcowego (w) na poziomach pomiarowych ściany: 0; 100; 150; 200 kN/m^2 – stany obciążenia

Fig. 5.3. Horizontal displacement of the gabion model with medium broken stone (k) and the standard model (w) at the measuring level of the wall: 0; 100; 150; 200 kN/m^2 – load states

Rys. 5.4 przedstawia przemieszczenia modelu gabionu (k) i wzorcowego (w) w procesie odejmowania obciążenia. Dla modelu z koszem spadki obciążenia do 150; 100; 50 i 0 kN/m² powodują widoczne spadki odkształceń, co jest świadectwem cech sprężystości, nabytych przez model wskutek zastosowania kosza siatkowego. Model z kruszywem bez kosza reaguje w sposób ewidentny na spadek obciążenia dopiero przy wartości 0 kN/m². Z rysunków 5.3 i 5.4 wynika, że analizowane relacje w ujęciu jakościowym można uznać jako odpowiednik relacji stwierdzonych w modelach zawierających tłuczeń gruby.

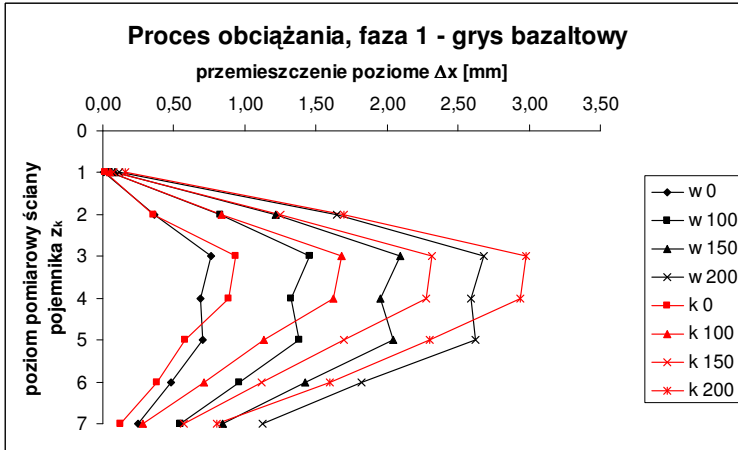


Rys. 5.4. Przemieszczenia poziome modelu gabionu (k) i modelu kruszywa bez kosza (w) w procesie spadku obciążenia na etapach: $q = 200$ kN/m²; 150; 100; 50; 0 kN/m²

Fig. 5.4. Horizontal displacement of the gabion model (k) and the standard model (w) in the decrease process of the load states: $q = 200$ kN/m²; 150; 100; 50; 0 kN/m²

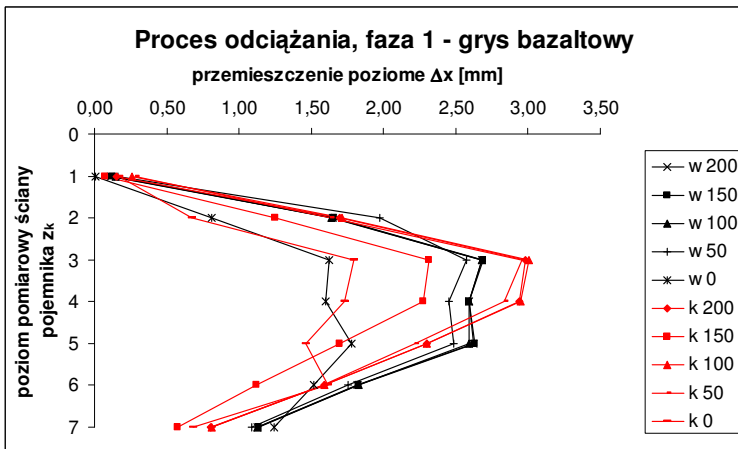
5.2.3. Grysy bazaltowy

Na rysunku 5.5 przedstawiono przemieszczenia poziome modelu gabionu wypełnionego grysem oraz modelu wzorcowego w procesie obciążania w zakresie 0–200 kN/m². Natomiast rys. 5.6 ilustruje stany modeli w przypadku odejmowania obciążenia. Zjawiska towarzyszące procesowi obciążania i odciążania modeli mają charakter podobny jak w przypadku tłuczni grubego i średniego.



Rys. 5.5. Przesunięcia poziome modelu gabionu wypełnionego grysem oraz modelu wzorcowego w procesie obciążania w zakresie 0–200 kN/m²; w – wzorzec (model bez kosza); k – model gabionu (kruszywo w koszu)

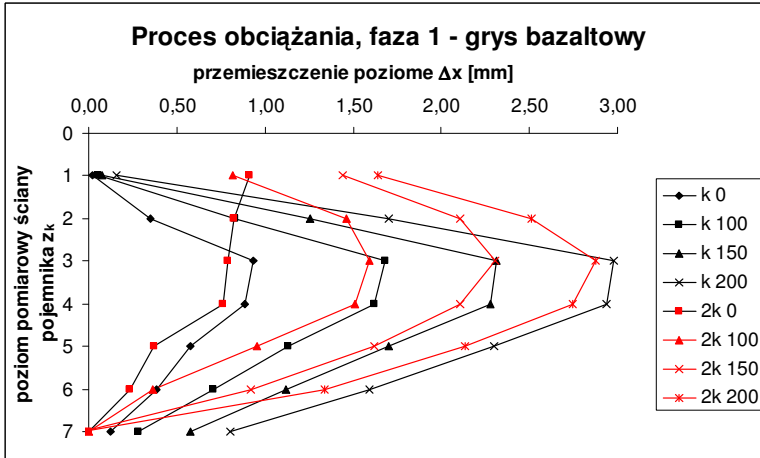
Fig. 5.5. Horizontal displacement gabion model filled with basalt grits and the standard model in the process of loading from 0 to 200 kN/m²: w – the standard model (model without bascet); k – model with a mesh basket (gabion) ; 0; 100; 150; 200 kN/m² – load states



Rys. 5.6. Przesunięcia poziome modelu z grysem bazaltowym w procesie spadku obciążenia; (w) – wzorzec, (k) – model gabionu; $q = 200; 150; 100; 50; 0$ kN/m² – stany obciążenia

Fig. 5.6. Horizontal displacement of models filled with basalt grits gabion in the decrease load process; (w) – the standard model, (k) – gabion model; $q = 200; 150; 100; 50; 0$ kN/m² – load states

Rys. 5.7 ilustruje przebieg poziomych odkształceń modeli z pojedynczym i podwójnym koszem w poszczególnych stanach obciążenia: 0; 100; 150 i 200 kN/m². Analiza wykresów wskazuje na odmienną pracę podwójnego kosza w stosunku do pojedynczego. Zainstalowanie podwójnego kosza skutkuje wzmocnieniem cech sprężystych gabionu (wartości ΔA_1 oraz ΔA_2 w tabelach Z.4 i Z.5). Ujemne wartości parametrów ΔA_{1-2}^{2k} i $\delta \Delta A_{1-2}^{2k}$ oznaczają przyrost cech sprężystości w fazie 2. spowodowany drugim koszem siatkowym.



Rys. 5.7. Przemieszczenia poziome modelu z pojedynczym koszem (k) i podwójnym ($2k$) w funkcji obciążenia $q = 0; 100; 150; 200$ kN/m²

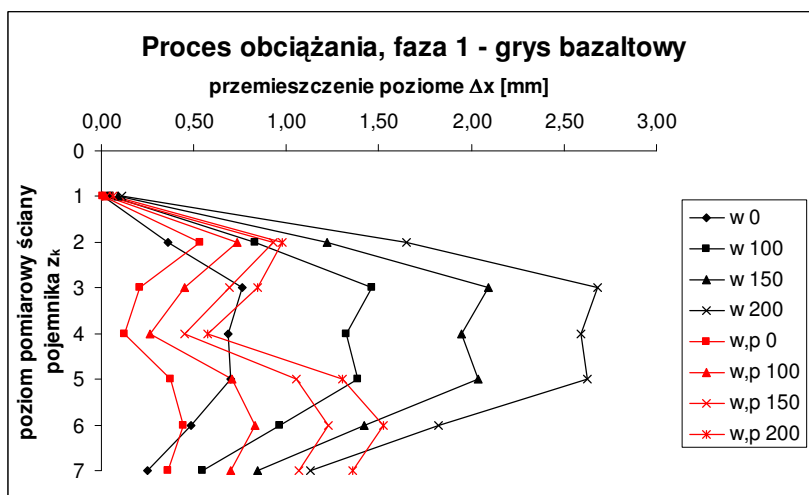
Fig. 5.7. Horizontal displacement model with single (k) and double basket ($2k$) as a function of load $q = 0; 100; 150; 200$ kN/m²

Rys. 5.8 przedstawia przemieszczenia poziome modelu bez przepony (w) i z przeponą (w, p) w funkcji rosnącego obciążenia w zakresie 0–200 kN/m². Wyraźnie widoczny jest efekt przepony, charakteryzujący się znaczną redukcją poziomych przemieszczeń: w fazie 1 wynoszącą 54,23% oraz 45,37% w fazie 2. Wskaźnik tej redukcji obliczono wg zależności:

$$w_{r\Delta x} = [100 - A_{nu}^{(w,p)} (A_{nu}^{(w)})^{-1} 100] [\%] \quad (5.5)$$

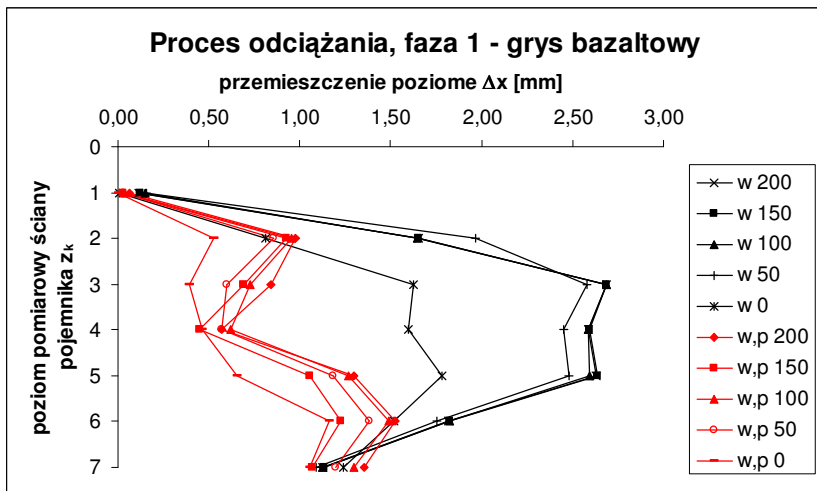
gdzie: $A_{n1}^{(w,p)} = 243,6$ mm² w fazie 1. i $A_{n2}^{(w,p)} = 113,4$ mm² w fazie 2. (tabela Z.6) oraz $A_{n1}^{(w)} = 532,2$ mm² w fazie 1. i $A_{n2}^{(w)} = 207,3$ mm² w fazie 2. (tabela Z.3) – całkowita powierzchnia przemieszczeń netto przy obciążeniu o wartości 200 kN/m².

Model z przeponą zachowuje się jakby otrzymał wstępne sprężenie, czyli kruszywo wykazuje większą wartość wskaźnika zagęszczenia w stosunku do modelu bez przepony. Rys. 5.9 ilustruje proces spadku przemieszczeń poziomych w modelu bez przepony (w) i z przeponą (w, p) na poszczególnych etapach procesu odciażającego do zera. Model otrzymuje wskutek przepony dodatkową sztywność w kierunku poziomym, więc powierzchnia zmian (spadku) przemieszczeń ΔA zawarta między krzywymi: dla $q = 200 \text{ kN/m}^2$ i dla $q = 0 \text{ kN/m}^2$ jest mniejsza niż dla wzorca bez przepony (w). Wobec zwiększenia sztywności wskutek przepony występuje zjawisko zwiększenia nośności. Model ten jest ciągle wrażliwy w aspekcie zmian przemieszczeń na spadki obciążenia generowane w dość wąskich przedziałach. Z rysunku 5.9 widać też, że pozostające po całkowitym odjęciu obciążenia odkształcenia trwałe są mniejsze w modelu z przeponą (np. w fazie 1: $A_{trwale}^{(w,p)} = 223,8 \text{ mm}^2$ – tabela Z.6 oraz $A_{trwale}^{(w)} = 477,6 \text{ mm}^2$ – tabela Z.3).



Rys. 5.8. Przemieszczenia poziome modelu wzorcowego (w) i modelu z przeponą (w, p) w funkcji rosnącego obciążenia; 0; 100; 150; 200 kN/m^2 – stany obciążenia

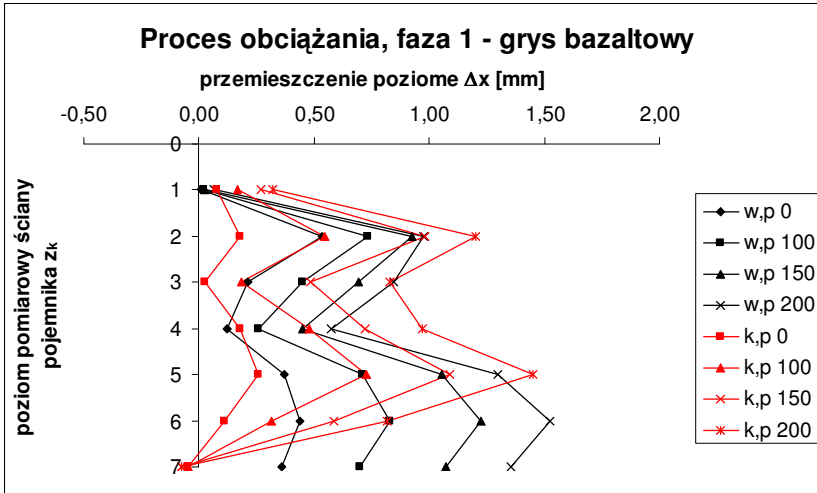
Fig. 5.8. Horizontal displacement the standard model (w) and model with membrane (w, p) as a function of load; 0; 100; 150; 200 kN/m^2 – load states



Rys. 5.9. Proces spadku przemieszczeń poziomych modelu bez przepony (w) i modelu z przeponą (w, p) w stanach spadku obciążenia: 200; 150; 100; 50; 0 kN/m^2

Fig. 5.9. The decrease process of horizontal displacements the model without the membrane (w) and model with the membrane (w, p) in the states of load decrease: 200; 150; 100; 50; 0 kN/m^2

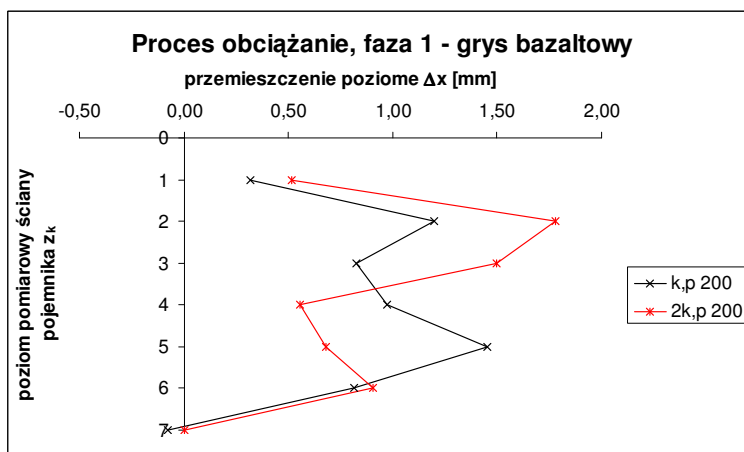
Na rysunku 5.10 pokazano przemieszczenia modelu wzorcowego z przeponą i gabionu z przeponą w funkcji zwiększającego się obciążenia. Wpływ przepony jest znaczący i charakteryzuje się redukcją przemieszczeń poziomych w strefie lokalizacji przepony oraz w jej otoczeniu. Przepona jest stymulatorem przebiegu wykresów (redystrybucji przemieszczeń) przyjmując poziome siły występujące w kruszywie. Maksymalna redukcja rzędnej przemieszczeń występuje w poziomie lokalizacji przepony, czyli $z_k = z_4 = 0,21$ m. Bardziej złożony charakter pracy wykazuje gabion z przeponą – stwierdzono wygięcie przepony ku górze, co skutkuje pojawieniem się minimum odkształceń na poziomie $z_k = 3$, czyli powyżej lokalizacji przepony. Przyczyną tego zjawiska jest prawdopodobnie wypukłe wygięcie części pionowej siatki kosza znajdującej się ponad przeponą. Należy ponadto zwrócić uwagę na bliskie zeru wartości rzędnych wykresów przemieszczeń w strefie podłoża modeli gabionów – są to przypuszczalnie efekty siatki poziomej dolnej. Odkształcenia trwałe, pozostające po odjęciu obciążenia do zera są mniejsze w modelu gabionu, co jest pozytywnym zjawiskiem, wynikającym z funkcji kosza.



Rys. 5.10. Przesunięcia poziome modelu wzorcowego z przeponą (w, p) i gabionu z przeponą (k, p) na poszczególnych etapach obciążenia: 0; 100; 150; 200 kN/m²

Fig. 5.10. Horizontal displacement the standard model with membrane (w, p) and gabion model with membrane (k, p) as a function of load; 0; 100; 150; 200 kN/m²

Na rysunku 5.11 porównano efekty pojedynczego i podwójnego kosza z przeponą, w stanie obciążenia 200 kN/m². Widoczna jest tendencja do obrotu części podwójnego kosza, znajdującej się ponad przeponą względem sektora pod przeponą. W koszu podwójnym nastąpiło pod wpływem obciążenia przegrupowanie rzędnych przemieszczeń na wysokości modelu, jednak średnie przemieszczenie Δx_{sr} pozostaje bez większych zmian w stosunku do przemieszczenia pojedynczego kosza. Ujemne wartości parametrów ΔA_{1-2} oraz $\delta \Delta A_{1-2}$ w tabelach Z.7 i Z.8 wskazują na zwiększenie cech sprężystości w fazie 2 badań, spowodowane efektami kosza siatkowego.



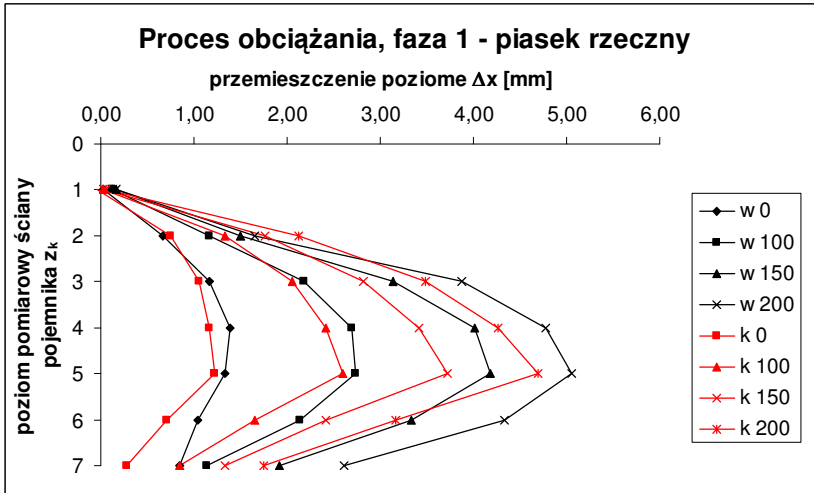
Rys. 5.11. Przemieszczenia poziome koszy z przeponą: pojedynczego (k, p) i podwójnego ($2k, p$) w fazie obciążenia na etapie 200 kN/m^2

Fig. 5.11. Horizontal displacement the gabion models with membrane: single (k, p) and double ($2k, p$) in phase load at the level 200 kN/m^2

5.2.4. Piasek rzeczny

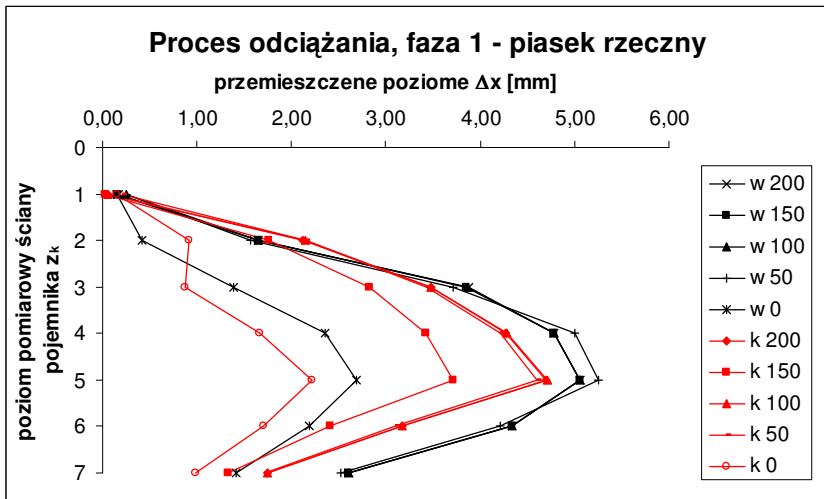
Rys. 5.12 ilustruje poziome przemieszczenia modelu wzorcowego i modelu gabionu na etapach 0; 100; 150; 200 kN/m^2 w procesie obciążającym. We wszystkich przypadkach otrzymuje się dość regularny kształt wykresów, ponieważ wymiar ziaren piasku jako materiału wypełniającego modele w stosunku do wymiaru oczek siatki kosza wyklucza wystąpienie zjawiska klinowania ziaren i tworzenie tzw. układów sklepieniowych. W modelu gabionu stwierdzono niewielką redukcję poziomych przemieszczeń, której wskaźnik wg wzoru (5.5) wynosi w fazie 1: $w_{r\Delta x} = 9,57\%$, w fazie 2: $w_{r\Delta x} = 7,31\%$ w stanie obciążenia 200 kN/m^2 (obliczenia wykonano posiłkując się danymi z tabeli Z.9 i Z.10). Redukcja ta wynika z działania kosza siatkowego i folii PCV budującej nieprzepuszczalne „kurtyny” w ścianach i dnie kosza. Znacząco mniejsza wartość odczytu czujnika na poziomie pomiarowym $z_k = 7$ (przy dnie pojemnika) jest wynikiem wpływu poziomej dolnej siatki kosza.

Rys. 5.13 prezentuje w modelu wzorcowym i modelu gabionu proces spadku wartości przemieszczeń wskutek zmniejszenia obciążenia etapami: od wartości maksymalnej do zera. Model z koszem wykazuje cechy sprężyste w rozmiarze większym niż model wzorcowy, uwidocznione „wrażliwością” na stopniowe spadki obciążenia. W modelu wzorcowym odkształcenia zmniejszają się w widocznym wymiarze dopiero po całkowitym odjęciu obciążenia.



Rys. 5.12. Poziome przemieszczenia modelu wzorcowego (w) i gabionu (k) w funkcji zwiększającego się obciążenia etapami: 0; 100; 150; 200 kN/m²

Fig. 5.12. Horizontal displacement of the standard model (w) and gabion model (k) as a function of increasing load steps: 0; 100; 150; 200 kN/m²

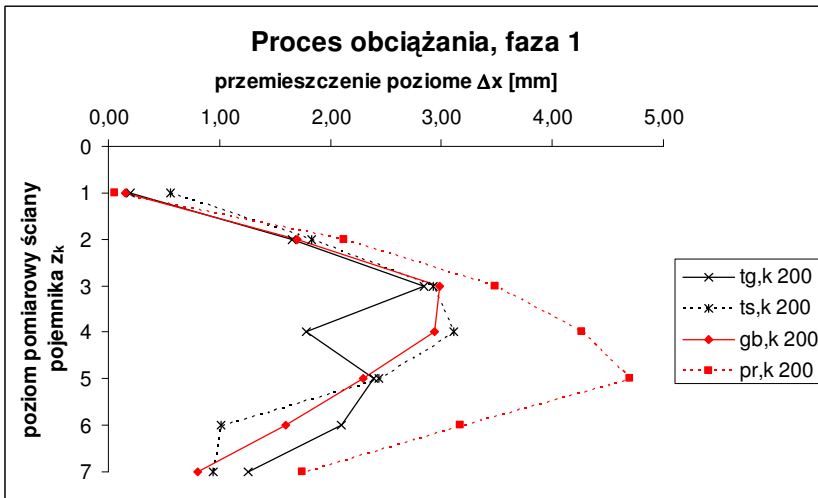


Rys. 5.13. Przeszczenia poziome modelu wzorcowego (w) i modelu gabionu (k) w funkcji spadku obciążenia etapami: 200; 150; 100; 50 ; 0 kN/m²

Fig. 5.13. Horizontal displacement of the standard model (w) and gabion model (k) as a function of decreasing load steps: 0; 100; 150; 200 kN/m²

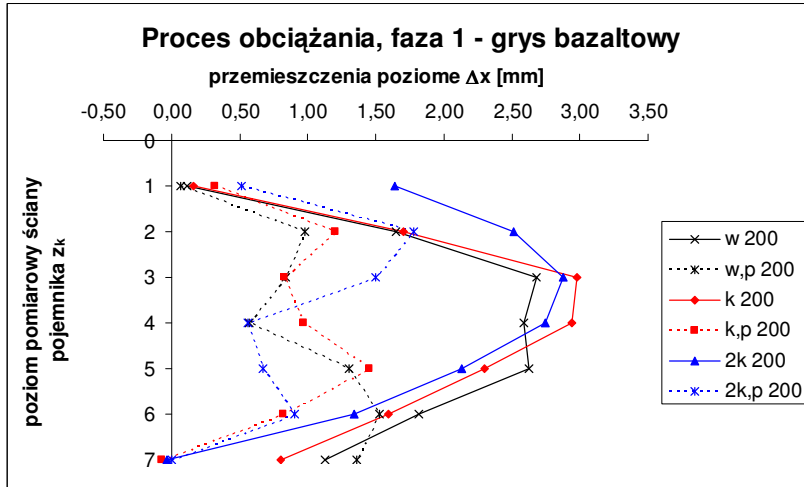
5.2.5. Zestawienie wyników badań przemieszczeń poziomych

Rezultaty badań przedstawiono w formie zwartej, biorąc pod uwagę parametry zmienne: rodzaj materiału wypełniającego model, typ obudowy siatkowej (kosz pojedynczy lub podwójny) oraz fakt zainstalowania przepony albo jej brak. Na rysunku 5.14 porównano przemieszczenia gabionów z koszem pojedynczym, wypełnionych: tłuczniem grubym (*tg*), tłuczniem średnim (*ts*), grysem bazaltowym (*gb*) i piaskiem rzeczny (*pr*) przy obciążeniu $q = 200 \text{ kN/m}^2$ w fazie 1. Kosz z piaskowym wypełnieniem wykazuje największe wartości przemieszczeń Δx , co jest skutkiem najmniejszego ilorazu wymiaru ziaren do wymiaru oczek siatki kosza. Na rysunku 5.15 zilustrowano charakter poziomych odkształceń w grysie bazaltowym, rozpatrując: model wzorcowy (*w*), model z przeponą (*w, p*), model gabionu z koszem pojedynczym (*k*), model gabionu z koszem pojedynczym i przeponą (*k, p*) oraz gabion z podwójnym koszem bez przepony (*2 k*), a także z przeponą (*2 k, p*), przy obciążeniu maksymalnym $q = 200 \text{ kN/m}^2$. Przepona generuje w zasadniczym wymiarze redukcję poziomych przemieszczeń modelu.



Rys. 5.14. Poziome przemieszczenia gabionów z pojedynczym koszem: tłuczeń grubo (*tg, k*), tłuczeń średni (*ts, k*), gryse bazaltowy (*gb, k*), piasek (*pr, k*); stan obciążenia $q = 200 \text{ kN/m}^2$

Fig. 5.14. Horizontal displacement of the gabion model with single basket: coarse crushed stone (*tg, k*), medium broken stone (*ts, k*), basalt grits (*gb, k*), sand (*pr, k*); the level of load $q = 200 \text{ kN/m}^2$



Rys. 5.15. Charakter poziomych przemieszczeń w grysie bazaltowym: objaśnienia w tekście

Fig. 5.15. Character of horizontal displacements in basalt grits: explanations in the text

5.3. Uwagi o przemieszczeniach pionowych

Pomiary pionowych przemieszczeń Δz_i (wyrażających wartości nacisków modeli na podłoże σ_z w osiach głównych dna pojemnika) realizowano jedynie w celach kontrolnych – z tej przyczyny nie zamieszczono wykresów.

Należy jednak zauważyć, że na przedmiotowym stanowisku w procesie badań przemieszczeń modeli ośrodka ziarnistego ze wzmocnieniem poziomą wkładką lub zespołem wkładek równoległe rozmieszczonych, otrzymuje się redukcję odkształceń poziomych i jednoczesny przyrost nacisków pionowych na podłoże, zgodnie z równaniem równowagi naprężeń (suma rzutów sił na pionową oś układu współrzędnych) [130, 147]:

$$q A_{pl} - \sigma_{z, \dot{s}r}^* A_{dp} - f_s \sigma_{x, \dot{s}r}^* (4 A_{sp}) = 0 \quad (5.6)$$

w którym: q [kN/m²] – jednostkowe obciążenie pionowe; A_{pl} – powierzchnia płyty obciążającej model; $\sigma_{z, \dot{s}r}^*$ – średni pionowy nacisk modelu na podłoże; A_{dp} – powierzchnia dna pojemnika z modelem; $s_{\dot{s}r} = f_s \sigma_{x, \dot{s}r}^*$ – średnia jednostkowa siła tarcia między modelem a wewnętrznymi powierzchniami ścian pojemnika; $f_s = -$ współczynnik tarcia; $\sigma_{x, \dot{s}r}^*$ – średnie naprężenie poziome; A_{sp} – powierzchnia ścian pojemnika; gwiazdką oznaczono parametr modelu ze wzmocnieniem.

5.4. Wnioski podsumowujące

Badania doświadczalne miały charakter rozpoznawczy, więc wyprowadzono wnioski o charakterze ogólnym. Wyniki badań dotyczących przemieszczeń modelu gabionu wykazały pozytywne aspekty pracy tego elementu konstrukcyjnego, poddanego działaniu pionowego obciążenia o charakterze statycznym.

Generalnie stwierdzono w obu fazach badań większe wartości przemieszczeń sprężystych ΔA w modelach gabionów, co można uznać za pozytywny efekt kosza siatkowego. Wobec tego praca modeli kruszywa w koszu siatkowym w obu fazach badań odbywa się w obszarze sprężystości o większych rozmiarach w odniesieniu do pracy modeli wzorcowych (bez kosza siatkowego). W przypadku modelu z koszem spadki obciążenia do wartości: 150; 100; 50 i 0 kN/m² powodują widoczne spadki przemieszczeń, co jest świadectwem cech „wrażliwości”, nabytych przez model wskutek zastosowania kosza siatkowego. Model kruszywa bez kosza reaguje w sposób ewidentny na spadek obciążenia dopiero przy wartości 0 kN/m².

Po zainstalowaniu w modelach poziomej wkładki-przepony (czyli prostopadle do płaszczyzny obciążenia) nastąpiła zasadnicza redukcja odkształceń poziomych w modelach wzorcowych i modelach gabionów. Przepona jest także generatorem przyrostu wartości modułu odkształcenia modelu, czego wyrazem są relacje pomiędzy parametrami ΔA odpowiednich modeli bez przepony i z przeponą (tabele Z.3, Z.4, Z.6 i Z.7).

6. UOGÓLNIENIA TEORETYCZNE WYNIKÓW BADAŃ FIZYCZNEGO MODELU GABIONU

6.1. Uwagi ogólne

Bazując na parametrach modeli, obliczonych na podstawie wyników pomiarów poziomych przemieszczeń (tabele Z.1-Z.10 znajdujące się w załączniku nr 1), oszacowano w przybliżeniu efekty sprężystości oraz cechy wytrzymałościowe wybranych modeli, uzyskane wskutek zainstalowania kosza siatkowego i poziomej przepony. Ograniczono się do modeli z grysem bazaltowym, z uwagi na ich różnorodność.

6.2. Efekty sprężystości

6.2.1. Modele bez wzmocnienia poziomego „przeponą”

Analiza obejmuje modele: wzorzec (w), gabion pojedynczy (k) i gabion podwójny ($2k$). Jako miarę efektu sprężystości przyjęto parametr zmiany wartości poziomych przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do modeli, obliczony wg wzoru:

$$\Delta\delta_{xu} = \delta_{xu}^v - \delta_{xu}^{v*} [\%] \quad (6.1)$$

gdzie: v, v^* – typy porównywanych modeli; u – faza badań ($u = 1$ lub 2); δ_x – względna wartość poziomych przemieszczeń sprężystych wg wzoru (5.2).

1. Porównanie modeli (w) oraz (k)

a) Zmiana wartości poziomych przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do modeli (wskutek kosza):

- w fazie 1: $\Delta\delta_{x1}^{(k)(w)} = \delta_{x1}^{(k)} - \delta_{x1}^{(w)} = 35,77 - 33,61 = 2,16\%$,

- w fazie 2 badań: $\Delta\delta_{x2}^{(k)(w)} = \delta_{x2}^{(k)} - \delta_{x2}^{(w)} = 32,38 - 30,29 = 2,09\%$.

b) Wskaźnik sprężystości z uwagi na zastosowanie kosza oszacowano wg wzoru:

$$w_{su} = [100 - \delta_{xu}^v (\delta_{xu}^{v*})^{-1} 100] [\%] \quad (6.2)$$

w którym: $u = 1$ lub 2 w zależności od fazy badań; δ_x – jak we wzorze (6.1). Po podstawieniu odpowiednich wartości otrzymano:

- w odniesieniu do fazy 1 badań: $w_{s1} = [100 - 33,61 (35,77)^{-1} 100] = 6,06\%$

- w odniesieniu do fazy 2 badań: $w_{s2} = [100 - 30,29 (32,38)^{-1} 100] = 6,24\%$.

Wymiar zjawiska sprężystości powiększył się w fazie 2. badań o wartość względną $\delta_s = 3\%$ (efekt względny), obliczoną wg wzoru:

$$\delta_s = (w_{s2} - w_{s1}) (w_{s1})^{-1} 100 [\%] \quad (6.3)$$

Po podstawieniu odpowiednich danych otrzymano: $\delta_{spr} = (6,24 - 6,06) (6,06)^{-1} 100 = 3\%$.

2. Porównanie modeli: (k) z modelem (2 k)

a) Zmiana wartości poziomych przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do modeli (wskutek drugiego kosza):

- w fazie 1: $\Delta\delta_{x1}^{(2k)(k)} = \delta_{x1}^{(2k)} - \delta_{x1}^{(k)} = 39,42 - 35,8 = 3,62\%$,

- w fazie 2 badań: $\Delta\delta_{x2}^{(2k)(k)} = \delta_{x2}^{(2k)} - \delta_{x2}^{(k)} = 40,03 - 32,38 = 7,7\%$.

Wniosek: przewaga cech sprężystych gabionu z podwójnym koszem w odniesieniu do gabionu z koszem pojedynczym ulega zwiększeniu w fazie 2 badań o wartość względną $\delta_{ps} = 112,7\%$ obliczoną wg wzoru:

$$\delta_{ps} = [(\Delta\delta_{x2}^{(2k)(k)} - \Delta\delta_{x1}^{(2k)(k)}) (\Delta\delta_{x1}^{(2k)(k)})^{-1}] 100 [\%] \quad (6.4)$$

b) Wskaźnik sprężystości z uwagi na zainstalowanie drugiego kosza (wg wzoru 6.2):

- w odniesieniu do fazy 1 badań: $w_{s1} = [100 - 35,8 (39,42)^{-1} 100] = 9,18\%$,

- w przypadku fazy 2: $w_{s2} = [100 - 32,38 (40,03)^{-1} 100] = 19,22\%$.

Efekt sprężystości spowodowany drugim koszem uległ w fazie 2 badań nasileniu o wartość względną $\delta_s = 109,4\%$ obliczoną wg wzoru (6.3).

6.2.2. Modele z poziomym wzmocnieniem „przeponą”

Analiza obejmuje modele: bez kosza z przeponą (w, p); koszt pojedynczy z przeponą (k, p) oraz koszt pojedynczy bez przepony (k)

1. Porównanie modeli (w, p) oraz (k, p)

a) Zmiana wartości poziomych przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do modeli (wskutek kosza):

- w fazie 1: $\Delta\delta_{x1}^{(kp)(wp)} = \delta_{x1}^{(kp)} - \delta_{x1}^{(wp)} = 42,49 - 37,09 = 5,4\%$,

- w fazie 2 badań: $\Delta\delta_{x2}^{(kp)(wp)} = \delta_{x2}^{(kp)} - \delta_{x2}^{(wp)} = 43,84 - 33,62 = 10,22\%$.

Wniosek: przewaga cech sprężystych „gabionu z przeponą” (k, p) w odniesieniu do modelu „bez kosza, z przeponą” (w, p) ulega zwiększeniu w fazie 2 badań o wartość względną: $\delta_{ps} = 89,3\%$.

b) Wskaźnik sprężystości (wg wzoru 6.2):

- w odniesieniu do fazy 1 badań: $w_{s1} = [100 - 37,09 (42,49)^{-1} 100] = 12,79\%$,

- w fazie 2 badań: $w_{s2} = [100 - 33,62 (43,84)^{-1} 100] = 23,19\%$.

Zjawisko sprężystości wygenerowane koszem siatkowym uległo w fazie 2 badań zwiększeniu o wartość względną $\delta_s = 81,31\%$ wg wzoru (6.3).

2. Porównanie modelu „kosz pojedynczy” (k) z modelem „kosz pojedynczy z przeponą” (k,p)

a) Zmiana wartości poziomych przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do modeli:

- w fazie 1 badań: $\Delta\delta_{x1}^{(kp)(k)} = \delta_{x1}^{(kp)} - \delta_{x1}^{(k)} = 42,49 - 35,77 = 6,69\%$,

- w fazie 2 badań: $\Delta\delta_{x2}^{(kp)(k)} = \delta_{x2}^{(kp)} - \delta_{x2}^{(k)} = 43,84 - 32,38 = 11,46\%$.

Wniosek: przewaga cech sprężystych „gabionu z przeponą” (k,p) w odniesieniu do modelu „gabion bez przepony” (k) ulega zwiększeniu w fazie 2 badań o wartość względną $\delta_{ps} = 71,3\%$ obliczoną wg wzoru (6.4).

b) Wskaźnik sprężystości z uwagi na przeponę w koszu siatkowym na poziomie $z_4 = 0,21$ m (wg wzoru 6.2);

- w odniesieniu do fazy 1 badań: $w_{s1} = [100 - 35,77 (42,49)^{-1} 100] = 15,74\%$,

- w odniesieniu do fazy 2 badań: $w_{s2} = [100 - 32,38 (43,84)^{-1} 100] = 26,14\%$.

Zjawisko sprężystości wygenerowane przeponą w koszu siatkowym uległo w fazie 2 nasileniu o wartość względną $\delta_s = 66,1\%$ (wg wzoru 6.3).

6.2.3. Uwaga podsumowująca

Z powyższych rozważań wynikają stwierdzenia pozytywnych efektów zainstalowania kosza siatkowego jako obudowa modelu bryły kruszywa kamiennego oraz przepony, której funkcja determinuje istotną zmianę warunków pracy modelu. Podstawowym efektem kosza siatkowego jest zwiększenie efektów sprężystości modelu (powiększenie sektora odkształceń sprężystych).

6.3. Cechy wytrzymałościowe

6.3.1. Uwaga ogólna

Przeprowadzono uproszczoną analizę w celu wykazania wpływu zainstalowania kosza siatkowego i siatkowej przepony na zmianę niektórych charakterystyk wytrzymałościowych wybranych modeli ośrodka ziarnistego. Zdaniem autora, postępowanie takie jest dopuszczalne odnośnie jakościowego porównywania właściwości mechanicznych modeli fizycznych: wzorcowego i gabionów, poddanych jednakowym warunkom badań.

6.3.2. Informacje o modelach

Typy analizowanych modeli

Analizowano modele: (w); (k); (2 k); (w,p); (k,p) oraz (2k,p) – kruszywo w podwójnym koszu z przeponą.

Przyjęte oznaczenia

Δx_k – poziome przemieszczenie modelu, będące średnią z dziewięciu punktów pomiarowych, na dowolnym poziomie z_k ściany pojemnika; $k = 1, 2, \dots, 7$ – indeks poziomu pomiarowego;

$\Delta x_{sr} = 1/n_k \sum \Delta x_k$ – średnie poziome przemieszczenie modelu; $n_k = 7$ – liczba poziomów pomiarowych;

$p_{x sr} = 1/n_k \sum p_{xk}$ – średni poziomy nacisk modeli na ścianę pojemnika; p_{xk} – poziomy nacisk na poziomie pomiarowym z_k obliczany wg wzorów (4.19) i (4.20);

q [MPa] – obciążenie jednostkowe statyczne modelu, realizowane w zakresie 0,0-0,2 MPa, czyli zakres 0–200 kN/m² (przy obciążeniu maksymalnym uzyskano stan graniczny czynny nacisku poziomego na ścianę pojemnika w modelu bez kosza siatkowego i bez przepony wzmacniającej);

f 1 – faza pierwsza badań, realizowana na modelu wykonanym z materiału luźno nasypanego;

f 2 – faza druga badań, w której materiał wypełniający modele znajdował się w stanie wstępnego zagęszczenia, wygenerowanego procesem obciążającym zastosowanym w fazie 1.

6.3.3. Parametry modeli otrzymane na podstawie wyników badań doświadczalnych (przy obciążeniu $q_{max} = 0,2$ MPa)

Wartości średniego poziomego przemieszczenia Δx_{sr} oraz średniego poziomego nacisku $p_{x, sr}$ oraz współczynnik parcia K_a w stanie granicznym czynnym dla wybranych modeli zamieszczono w tabeli 6.1.

Tabela 6.1.

Wartości $\Delta x_{\dot{s}r}$, $p_{x,\dot{s}r}$ oraz K_a dla modeli przy obciążeniu $q_{max} = 0,2$ MPa

Table 6.1.

Values of $\Delta x_{\dot{s}r}$, $p_{x,\dot{s}r}$ and K_a for models with a load $q_{max} = 0,2$ MPa

Model	Faza 1 badań			Faza 2 badań		
	$\Delta x_{\dot{s}r}$ [mm]	$p_{x,\dot{s}r}$ [MPa]	K_a [-]	$\Delta x_{\dot{s}r}$ [mm]	$p_{x,\dot{s}r}$ [MPa]	K_a [-]
(w)	1,80	0,029	0,145	1,72	0,027	0,135
(k)	1,78	0,028	0,140	1,70	0,027	0,135
(2k)	1,89	0,030	0,150	1,91	0,031	0,155
(w,p)	0,95	0,015	0,075	0,91	0,014	0,070
(k,p)	0,78	0,012	0,060	0,81	0,013	0,065
(2k,p)	0,84	0,013	0,065	0,86	0,014	0,070

Wartość współczynnika parcia bocznego (poziomego nacisku) w stanie granicznym czynnym obliczono według wzoru [128-130, 134, 146]:

$$K_a = p_{x\dot{s}r} (p_z)^{-1} = p_{x\dot{s}r} (q_{max})^{-1} \quad (6.5)$$

gdzie: p_z jest naprężeniem pionowym od obciążenia, które przyjęto jako $q_{max} = 0,2$ MPa.

Rozróżniono dwie wartości współczynnika parcia: K_{a1} – w odniesieniu do fazy 1 badań, K_{a2} – w odniesieniu do fazy 2 badań. Wyniki obliczeń znajdują się w tabeli 6.1.

Mniejsze wartości $\Delta x_{\dot{s}r}$, $p_{x,\dot{s}r}$ oraz K_a modeli przy założonym niezmiennym obciążeniu q wskazują na przyrost nośności. Najbardziej korzystne efekty w tym przedmiocie uzyskano w modelu gabionu, wzmocnionym poziomą przeponą (k,p).

6.3.4. Efekt zwiększenia nośności wskutek kosza siatkowego i przepony

Jako miernik wzrostu nośności modeli w stosunku do modelu wzorcowego (bez przepony i bez kosza siatkowego) potraktowano możliwość zwiększenia obciążenia pionowego q_i dopuszczenie odpowiednio większych wartości naprężenia pionowego $p_z = f(q)$, przy ustalonej wartości nacisku poziomego p_x . Wielkość wprowadzonego w badaniach pionowego obciążenia zewnętrznego gwarantuje wystąpienie równomiernych naprężeń na wysokości modelu i wobec powyższego założono $p_z = q_{max}$. Efekt zwiększenia nośności jest rozpatrywany w zakresie fazy 1 badań.

- 1) Dla modelu (w), obciążonego maksymalnym naciskiem $q_{max} = 0,2$ MPa otrzymano z badań doświadczalnych średnie parcie boczne $p_{xśr} = 0,029$ MPa. Wtedy doświadczalny współczynnik parcia otrzymuje wartość:

$$K = p_{xśr} (p_z)^{-1} = 0,029 / 0,2 = 0,145.$$

Naprężenie poziome $p_{xśr} = 0,029$ przyjęto jako bazę odniesienia, w celu skonstruowania zależności, która wykaże zwiększenie zasięgu możliwości zastosowania obciążenia zewnętrznego w modelach z przeponą i koszem w odniesieniu do modelu wzorcowego.

- 2) Dla modelu (w,p) otrzymano $K = 0,075$ oraz maksymalne naprężenie pionowe:

$$p_z^* = p_{xśr} (K^*)^{-1} = 0,029 / 0,075 = \mathbf{0,386} \text{ MPa} > p_z = 0,2 \text{ MPa}. \quad (6.6)$$

Efekt zwiększenia nośności Δp_z spowodowany przeponą zlokalizowaną w poziomie $z_4 = 0,21$ m wyrażono różnicą między maksymalnym obciążeniem modelu z przeponą a maksymalnym obciążeniem modelu bez przepony:

$$\Delta p_z = p_z^* - p_z = 0,386 - 0,2 = \mathbf{0,186} \text{ MPa}, \quad (6.7)$$

albo:

$$\delta p_z = p_z^* (p_z)^{-1} = 0,386 (0,2)^{-1} = \mathbf{1,93} > 1,0. \quad (6.8)$$

- 3) Dla modelu (k,p) otrzymano $K = 0,06$ oraz:

$p_z^* = 0,029 (0,06)^{-1} = \mathbf{0,483} \text{ MPa} > p_z = 0,2 \text{ MPa}$; $\Delta p_z = 0,483 - 0,2 = \mathbf{0,283} \text{ MPa}$ albo inaczej: $\delta p_z = p_z^* (p_z)^{-1} = 0,483 (0,2)^{-1} = \mathbf{2,41} > 1,0$.

Powyżej obliczone parametry modeli zestawiono w tabeli 6.2 i na rysunku 6.1.

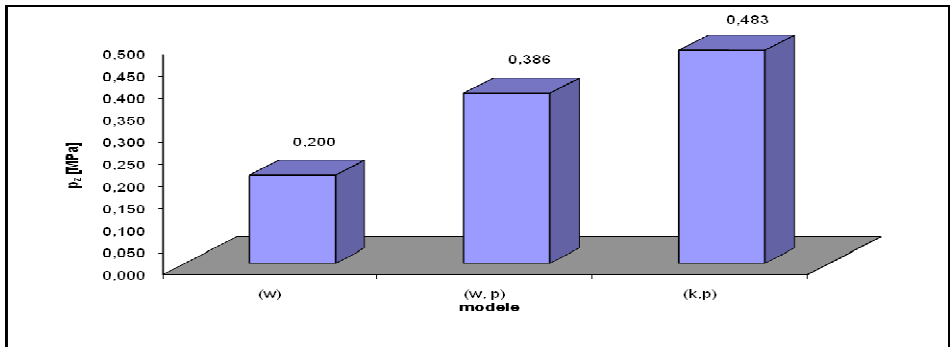
Tabela 6.2.

Parametry modeli $p_{xśr}$, K , p_z oraz efekty zwiększenia nośności Δp_z , δp_z

Table 6.2.

Model parameters: $p_{xśr}$, K , p_z and the increasing load effects Δp_z , δp_z

Model	$p_{xśr}$ [MPa]	K	p_z [MPa]	Δp_z [MPa]	δp_z
(w)	0,029	0,145	0,200	-	-
(w,p)	0,029	0,075	0,386	0,186	1,93
(k,p)	0,029	0,060	0,483	0,283	2,41



Rys. 6.1. Maksymalne naprężenie poziome p_z jako miara nośności modeli:
 (w) – model wzorcowy, (w, p) – model wzorcowy z przeponą,
 (k, p) – gabion z przeponą

Fig. 6.1. Maximum horizontal stress p_z as a measure of model capacity:
 (w) – standard model, (w, p) – standard model with the membrane,
 (k, p) – gabion model with the membrane

6.3.5. Wytrzymałość na ścinanie

Model ośrodka gruntowego niespoistego ze wzmocnieniem potraktowano jako pracujący w dwóch przypadkach [136]:

- I. ośrodek bez spójności, w którym uległ zwiększeniu kąt tarcia wewnętrznego wskutek wzmocnienia ($c = 0, \Delta\varphi > 0$);
- II. ośrodek, który w stanie granicznym zachowuje się jak spoisty anizotropowy, o kącie tarcia wewnętrznego takim jak w ośrodku nie wzmocnionym, lecz zawierający cechy wskazujące na spójność wprost proporcjonalną do wytrzymałości elementów wzmacniających na rozciąganie ($c > 0, \Delta\varphi = 0$).

Przypadek I: efekt wzrostu kąta tarcia wewnętrznego w ośrodku wzmocnionym

W procesie badań otrzymano parcie czynne p_x (stosując wzory 4.19 i 4.20) o wartości zależnej od szeregu czynników towarzyszących. Jeżeli w przypadku q_{max} wartości p_z i K zostaną potraktowane jako ekstremalne, wtedy po podstawieniu ich do klasycznego równania stanu granicznego można określić efekt zwiększenia kąta φ w ośrodku gruntowym wzmocnionym.

Rozpatrując przypadek ośrodka bez spójności (I), warunek stanu granicznego ma postać dla modelu gruntu nie wzmocnionego [130]:

$$p_x / p_z = \operatorname{tg}^2 (45^\circ - 0,5 \varphi) = K_{min} \quad (6.9)$$

oraz przez analogię dla gruntu ze wzmocnieniem:

$$p_x^* / p_z \cdot \operatorname{tg}^2 (45^\circ - 0,5 \varphi) = K_{\min}^* \quad (6.10)$$

Wytrzymałość na ścinanie τ_f obliczono ze wzoru:

$$\tau_f = p_x \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (6.11)$$

Istnieje też w tym przypadku zależność: $\varphi^* > \varphi$ oraz $\Delta\varphi = \varphi^* - \varphi$, gdzie φ jest kątem tarcia wewnętrznego badanego gruntu, $\Delta\varphi$ – efekt zwiększenia kąta tarcia. Wartości kąta tarcia φ i wytrzymałości na ścinanie τ_f dla wybranych modeli (w), (w,p) oraz (k,p) oszacowano przy użyciu wzorów (6.9), (6.10) i (6.11). Ponadto obliczono efekty (bezwzględne $\Delta\tau_f$ i względne ε_τ) przepony, kosza siatkowego oraz łączny efekt kosza i przepony. Wyniki obliczeń podano w tabeli 6.3. Natomiast na rysunku 6.2 pokazano wartości kąta tarcia wewnętrznego i wytrzymałości na ściskanie.

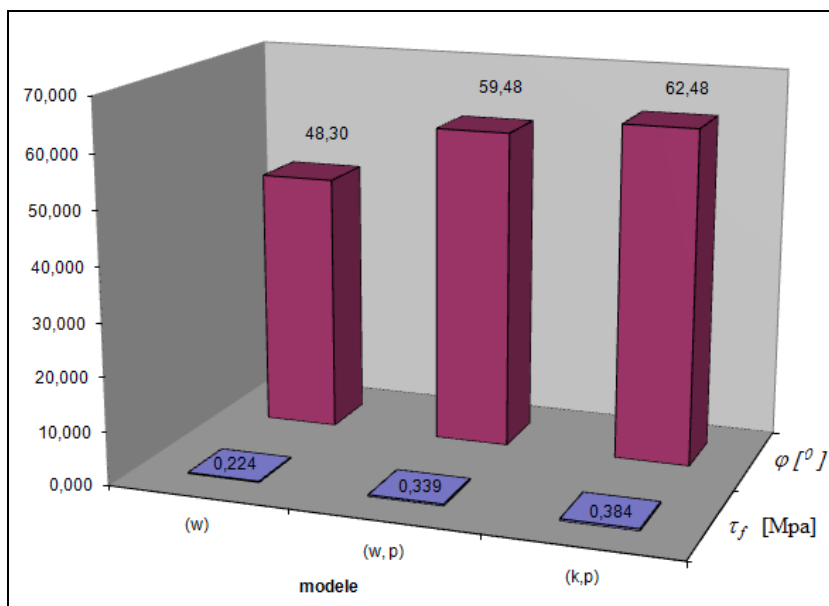
Tabela 6.3.

Parametry wytrzymałościowe modeli

Table 6.3.

Strength parameters of models

Model	Kąt tarcia φ [°]	Wytrż. na ścinanie τ_f [MPa]	Efekt przepony		Efekt kosza siatkowego		Łączny efekt przepony i kosza	
			bezwzględny $\Delta\tau_f$ [MPa]	względny ε_τ [%]	bezwzględny $\Delta\tau_f$ [MPa]	względny ε_τ [%]	bezwzględny $\Delta\tau_f$ [MPa]	względny ε_τ [%]
(w)	48,3	0,224	-	-	-	-	-	-
(w,p)	59,48	0,339	0,115	51,33	-	-	-	-
(k,p)	62,48	0,384	-	-	0,045	13,27	0,160	71,43



Rys. 6.2. Kąt tarcia wewnętrznego φ i wytrzymałość na ścinanie τ_f dla modeli: (w) – model wzorcowy, (w, p) – model wzorcowy z przeponą, (k, p) – gabion z przeponą

Fig. 6.2. The angle of internal friction φ and shear strength τ_f for models: (w) – standard model, (w, p) – standard model with the membrane, (k, p) – gabion model with the membrane

Przypadek II: efekt spójności w ośrodku niespoistym wzmocnionym

W rozpatrywanym przypadku, krzywa zniszczenia w układzie naprężeń pionowych p_z i poziomych p_x jest określona równaniem [114, 130, 133, 138]:

$$p_z = p_x \operatorname{tg}^2(45^\circ + 0,5 \varphi) + p_0 \quad (6.12)$$

gdzie:

$$p_0 = 2 c \operatorname{tg}(45^\circ + 0,5 \varphi) \quad (6.13)$$

jest naprężeniem „początkowym” (gdy $p_x = 0$), wskazującym na to, że grunt ze wzmocnieniem zachowuje się tak, jakby miał spójność anizotropową. Ponieważ występuje stan graniczny (czyli $p_z = q_{max}$), wartość tej spójności c jest maksymalną.

Na podstawie wyników badań modelowych został obliczony element $p_0 = p_z^* - p_z = \Delta p_z$ (efekt wzrostu nośności). Kąt tarcia wewnętrznego obli-

czony dla gruntu nie wzmocnionego $\varphi = 48,3^\circ$ oraz $p_z = 0,2$ MPa są podstawiane do wzoru (6.11). Ze wzoru (6.12) obliczono efekt spójności c dla wybranych modeli:

$$c = \Delta p_z [2 \operatorname{tg} (45^\circ + 0,5 \varphi)]^{-1} \quad (6.14)$$

Następnie założono, że mechanizm zniszczenia próbki gruntu polega na poślizgu ośrodka ziarnistego względem kosza siatkowego lub przepony (tzn. elementy wzmocnienia nie ulegają zniszczeniu oraz że zniszczenie modelu gruntu ma charakter symetryczny). Warunek wytrzymałości na ścinanie gruntu wzmocnionego ma postać [114, 133, 135, 138]:

$$\tau_f = p_z \operatorname{tg} \varphi + \tau_{f0} = p_z \operatorname{tg} \varphi + c \quad (6.15)$$

gdzie pierwszy składnik odnosi się do gruntu nie wzmocnionego, drugi jest dodatkiem wynikającym ze wzmocnienia.

Biorąc pod uwagę powyższe zależności, oszacowano wartość spójności c , wytrzymałości na ścinanie τ_f oraz efekty (bezwzględne $\Delta \tau_f$ i względne ε_τ) przepony, kosza siatkowego, a także łączny efekt kosza i przepony dla wybranych modeli, w fazie I badań. Wyniki obliczeń znajdują się w tabeli 6.4. Natomiast rysunek 6.3 ilustruje wartości efektu spójności i wytrzymałości na ścinanie.

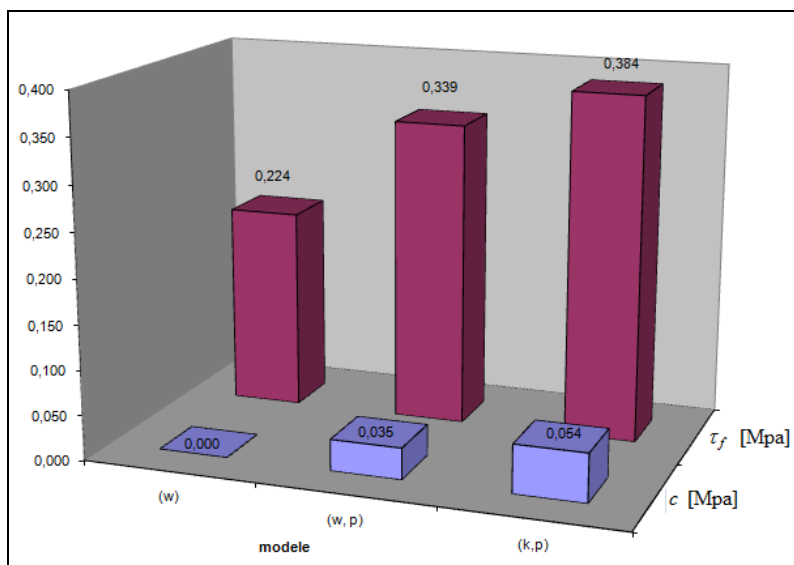
Tabela 6.4.

Parametry wytrzymałościowe modeli

Table 6.4.

Strength parameters of models

Model	Efekt spójności c [MPa]	Wytrż. na ścinanie τ_f [MPa]	Efekt przepony		Efekt kosza siatkowego		Łączny efekt przepony i kosza	
			bezwzględny $\Delta \tau_f$ [MPa]	Względny ε_τ [%]	bezwzględny $\Delta \tau_f$ [MPa]	względny ε_τ [%]	bezwzględny $\Delta \tau_f$ [MPa]	względny ε_τ [%]
(w)	0,000	0,224	-	-	-	-	-	-
(w,p)	0,035	0,259	-	-	-	-	-	-
(k,p)	0,054	0,278	0,035	15,6	0,019	7,3	0,054	24,1



Rys. 6.3. Efekt spójności c i wytrzymałość na ścinanie τ_f dla modeli: (w) – model wzorcowy, (w, p) – model wzorcowy z przeponą, (k, p) – gabion z przeponą

Fig. 6.3. The cohesion effect c and shear strength τ_f for models: (w) – standard model, (w, p) – standard model with the membrane, (k, p) – gabion model with the membrane

6.3.6. Uwaga podsumowująca

Z powyższych rozważań wynika kapitalne znaczenie poziomej przepony siatkowej (wkładki wzmacniającej) jako elementu w sposób zasadniczy redukującego przemieszczenia i generującego poprawę cech wytrzymałościowych modeli. Charakter pracy przepony różni się zasadniczo od funkcji kosza siatkowego: przepona podejmuje w płaszczyźnie poziomej siły rozciągające od masy ośrodka ziarnistego na zasadzie zjawiska tarcia wzdłuż prętów siatki oraz oporu poprzecznego przesuwu prętów zlokalizowanych prostopadle do tych sił.

Na szczególną uwagę zasługują wysokie wartości cech mechanicznych modeli, traktowanych jako ośrodek bez spójności, w którym wskutek wzmocnienia uległ zwiększeniu kąt tarcia wewnętrzny. W modelach z koszem siatkowym i poziomą przeponą stwierdzono zwiększenie wartości wytrzymałości na ścinanie [%] wyodrębniając: – efekt przepony $\varepsilon_\tau = 51,33\%$; – efekt kosza siatkowego $\varepsilon_\tau = 13,27\%$ oraz – łączny efekt kosza siatkowego i przepony $\varepsilon_\tau = 71,43\%$.

7. NUMERYCZNA WERYFIKACJA REZULTATÓW BADAŃ PRZEMIESZCZEŃ FIZYCZNEGO MODELU GABIONU

7.1. Ogólne informacje o programie ROBOT MILLENIUM 15.0

Numeryczną weryfikację rezultatów badań przemieszczeń fizycznego modelu gabionu przeprowadzono w programie Robot MILLENIUM 15.0

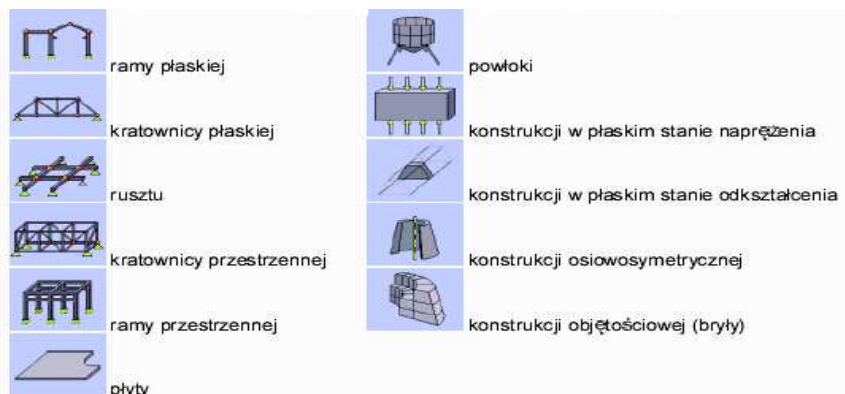
System Robot Millennium jest zintegrowanym programem graficznym służącym do modelowania, analizowania i wymiarowania różnych rodzajów konstrukcji [106,107]. Program pozwala na tworzenie konstrukcji budownictwa ogólnego, przeprowadzenie obliczeń konstrukcji, weryfikację otrzymanych wyników, wymiarowanie poszczególnych elementów konstrukcji oraz tworzenie dokumentacji dla zwymiarowanej konstrukcji.

Program umożliwia także projektowanie (kształtowanie) i wymiarowanie konstrukcji inżynierskich. Na rysunku 7.1 podano możliwości programu w zakresie konstrukcji żelbetowych.

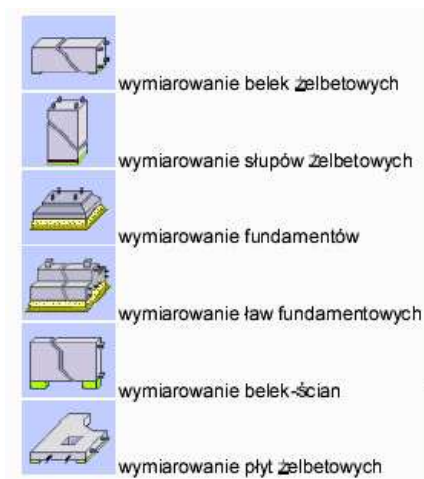
Najbardziej istotne cechy programu Robot:

- w pełni graficzne definiowanie konstrukcji w edytorze graficznym (dopuszczalne jest również wczytanie do programu pliku w formacie DXF zawierającego geometrię konstrukcji przygotowanego w innym programie graficznym),
- możliwość graficznej prezentacji projektowanej konstrukcji oraz przedstawiania na ekranie różnorodnych wyników obliczeń (siły, przemieszczenia, możliwość wykonywania operacji jednocześnie w kilku oknach na ekranie itp.),
- możliwość obliczania (wymiarowania) konstrukcji w trakcie projektowania kolejnej konstrukcji (wielowątkowość),
- możliwość prowadzenia analizy statycznej i dynamicznej konstrukcji,
- możliwość nadawania typu pręta w trakcie tworzenia modelu konstrukcji, a nie dopiero w modułach normowych,
- możliwość dowolnego komponowania wydruku (notki obliczeniowe, rzuty ekranu, kompozycja wydruku, przenoszenie obiektów do innych programów),
- możliwość eksportowania projektów pomiędzy „zakładkami” spełniającymi odmienne funkcje.

a)



b)

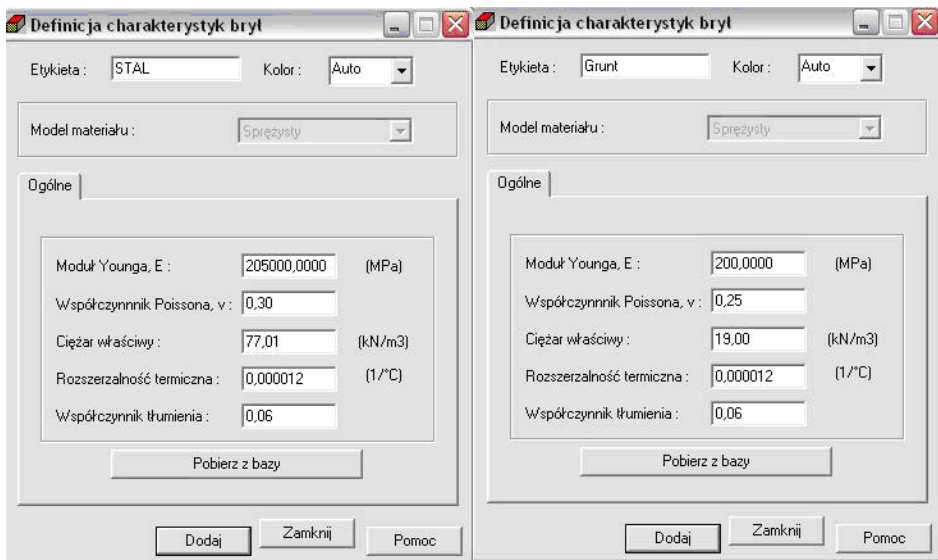


Rys. 7.1. Możliwości programu Robot MILLENIUM 15.0 w zakresie tworzenia konstrukcji żelbetowych (a) oraz wymiarowania (b)

Fig. 7.1. Capabilities of program Robot MILLENIUM 15.0 in the creation of reinforced concrete structures (a) and dimension (b)

7. 2. Numeryczna weryfikacja rezultatów badań

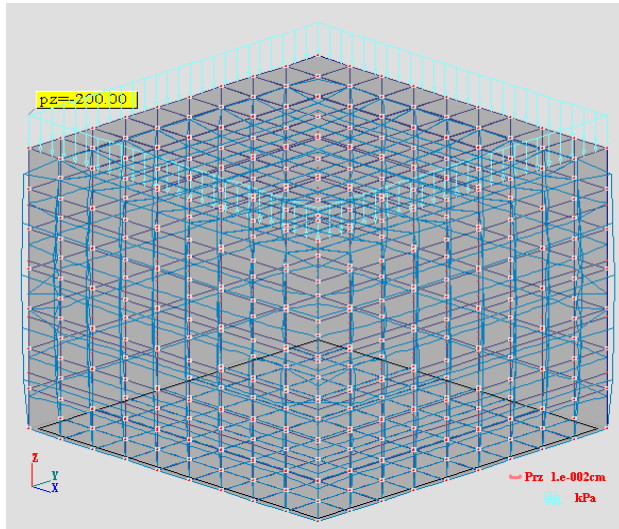
Zaprojektowano gabion o wymiarach 0,54 x 0,54 x 0,42 m składający się z siatki czworokątnej o oczkach 60 x 60 mm wykonanej ze stalowego drutu C100G o średnicy 2 mm i parametrach podanych na rys. 7.2., tworzącej kosz oraz z wypełnienia gruntowego o parametrach podanych także na rys. 7.2.



Rys. 7.2. Parametry stalowej siatki (po lewej) oraz zasyпки gruntowej (po prawej)

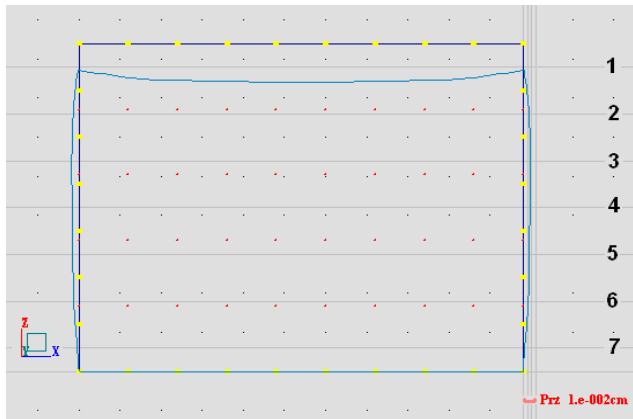
Fig. 7.2. Parameters of steel mesh (left) and backfill ground (right)

Opracowano numerycznie gabion o wymiarach i parametrach materiałów składowych oraz obciążeniu zewnętrznym $p_z = 200 \text{ kN/m}^2$, aby poznać charakter jakościowy i ilościowy odkształceń poziomych (rys. 7.3). Do badań posłużono się przekrojem poprzecznym przez środek gabionu w płaszczyźnie XZ (rys. 7.4).



Rys. 7.3. Model kosza gabionowego o wymiarach 0,54 x 0,54 x 0,42 m (czworokątna siatka o wymiarach 60 x 60 mm), obciążony siłą równomiernie rozłożoną $p_z = 200 \text{ kN/m}^2$

Fig. 7.3. Gabion basket model measuring 0.54 x 0.54 x 0.42 m (rectangular grid with dimensions of 60 x 60 mm), loaded uniformly distributed strength $p_z = 200 \text{ kN/m}^2$



Rys. 7.4. Przekrój poprzeczny przez środek gabionu w płaszczyźnie XZ, obciążonego siłą równomiernie rozłożoną $p_z = 200 \text{ kN/m}^2$. Oznaczono poziomy pomiarowe, wykorzystywane w modelu fizycznym

Fig. 7.4. Cross section through the center of gabionu in the XZ plane, strength uniformly distributed load $p_z = 200 \text{ kN/m}^2$. Marked levels of measurement used in the model of physical

Wyniki obliczeń przemieszczeń poziomych Δx_N [mm] modelu numerycznego porównano z wynikami pomiarów przemieszczeń poziomych Δx_F [mm] modelu fizycznego dotyczącego grysu bazaltowego z koszem pojedynczym (tab.1).

Tabela 7.1.
Przemieszczenia poziome modelu numerycznego i fizycznego przy obciążeniu pionowym $p_z = 200 \text{ kN/m}^2$

Table 7.1.
Horizontal displacement of the numerical and physical model with vertical load $p_z = 200 \text{ kN/m}^2$

Nr poziomu	Przemieszczenia poziome w modelu numerycznym Δx_N [mm]	Przemieszczenia poziome w modelu fizycznym Δx_F [mm]	Współczynnik korekcyjny K
1	0,006	0,16	26,11
2	0,046	1,70	36,96
3	0,059	2,98	50,22
4	0,059	2,94	49,55
5	0,046	2,30	49,93
6	0,032	1,59	49,79
7	0,016	0,80	50,00

Zaobserwowano, że jakościowo przemieszczenia poziome są porównywalne. Jednak wartości w modelu numerycznym są około 50-krotnie mniejsze niż w modelu fizycznym. Dlatego, aby móc modelować elementy gabionowe w programie Robot MILLENIUM należy używać współczynnika korekcyjnego K , którego wartość wynosi 50 (tabela 7.1). Różnice ilościowe mogą wynikać z technicznych warunków badań doświadczalnych i z przyjętych założeń wyjściowych modelu numerycznego.

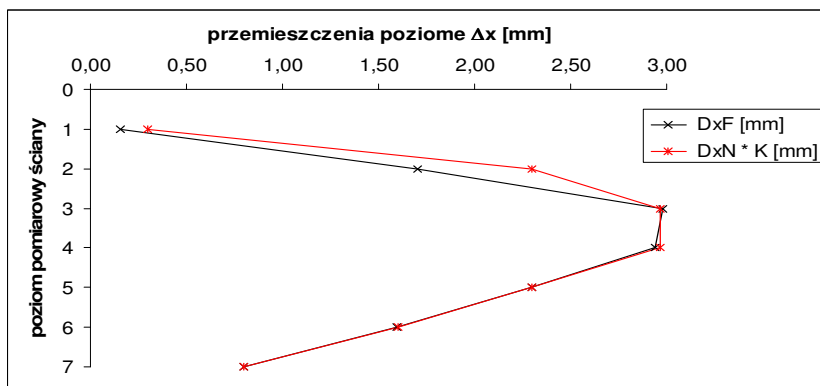
Wartość współczynnika korekcyjnego została wyliczona ze wzoru:

$$K = \frac{\Delta x_F}{\Delta x_N} \quad (7.1)$$

gdzie:

- Δx_F jest przemieszczeniem poziomym w modelu fizycznym;
- Δx_N jest przemieszczeniem poziomym w modelu numerycznym.

Rysunki 7.5 i 7.6 ilustrują w dwóch wariantach (w ujęciu jakościowym) porównanie przemieszczeń modelu fizycznego i numerycznego.



Rys. 7.5. Porównanie jakościowe przemieszczeń poziomych dla modelu fizycznego DxF oraz modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$

Fig. 7.5. Qualitative comparison of horizontal displacements for the physical model DxF and numerical model corrected by the correction factor $DxN*K$

Poniżej, na rysunkach 7.7 – 7.14, porównano krzywe przemieszczenia poziomego na poszczególnych poziomach ściany dla modelu fizycznego DxF i modelu numerycznego poprawionego współczynnikiem korekcyjnym $DxN*K$ zaprosymowane wielomianami drugiego, trzeciego, czwartego i piątego stopnia, podano również wartości współczynników determinacji R^2 :

- wielomian drugiego stopnia:

dla DxF : $y = -0,2715x^2 + 2,209x - 1,6248$; $R^2 = 0,9314$ (rys. 7.7),

dla $DxN*K$: $y = -0,2639x^2 + 2,0909x - 1,1952$; $R^2 = 0,908$ (rys. 7.11),

- wielomian trzeciego stopnia:

dla DxF : $y = 0,0398x^3 - 0,7493x^2 + 3,8414x - 3,0581$; $R^2 = 0,9826$ (rys. 7.8),

dla $DxN*K$: $y = 0,0519x^3 - 0,8861x^2 + 4,2168x - 3,0619$; $R^2 = 0,998$ (rys. 7.12),

- wielomian czwartego stopnia:

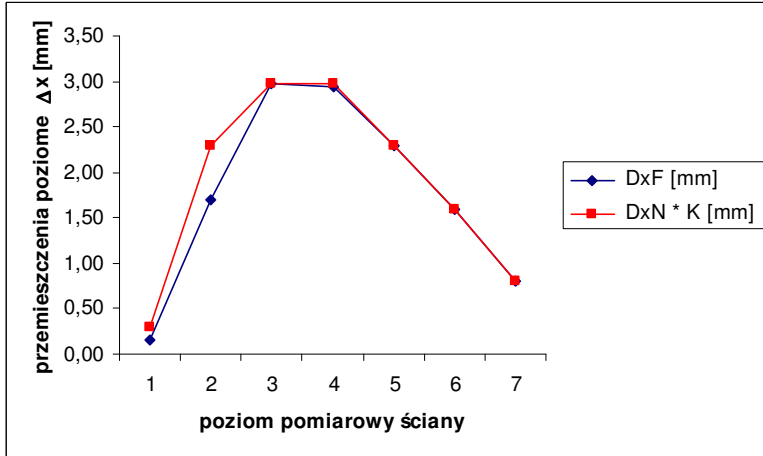
dla DxF : $y = 0,0104x^4 - 0,1258x^3 + 0,1456x^2 + 1,9837x - 1,8867$; $R^2 = 0,9898$ (rys. 7.9),

dla $DxN*K$: $y = 0,0035x^4 + 0,1084x^3 - 1,1917x^2 + 4,8511x - 3,4619$; $R^2 = 0,9988$ (rys. 7.13),

- wielomian piątego stopnia:

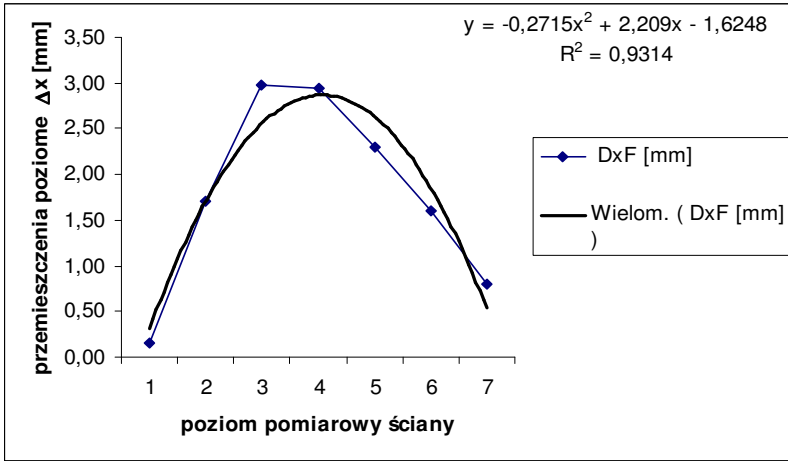
dla DxF : $y = -0,0098x^5 + 0,2059x^4 - 1,5762x^3 + 5,0344x^2 - 5,3003x + 1,801$; $R^2 = 0,9996$ (rys. 7.10),

dla $DxN*K$: $y = -0,0001x^5 - 0,0008x^4 + 0,0878x^3 - 1,1222x^2 + 4,7477x - 3,4095$; $R^2 = 0,9988$ (rys. 7.14).



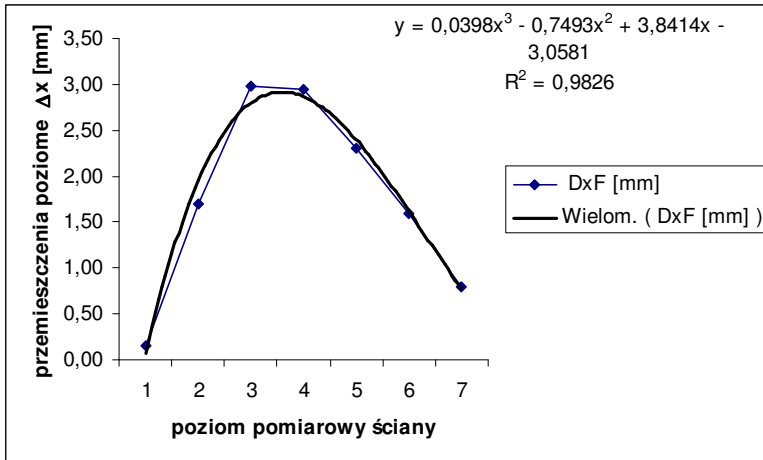
Rys. 7.6. Inne porównanie jakościowe przemieszczeń poziomych dla modelu fizycznego DxF oraz modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$

Fig. 7.6. Other qualitative comparison of the horizontal displacements for the physical model DxF and numerical model corrected by the correction factor $DxN*K$



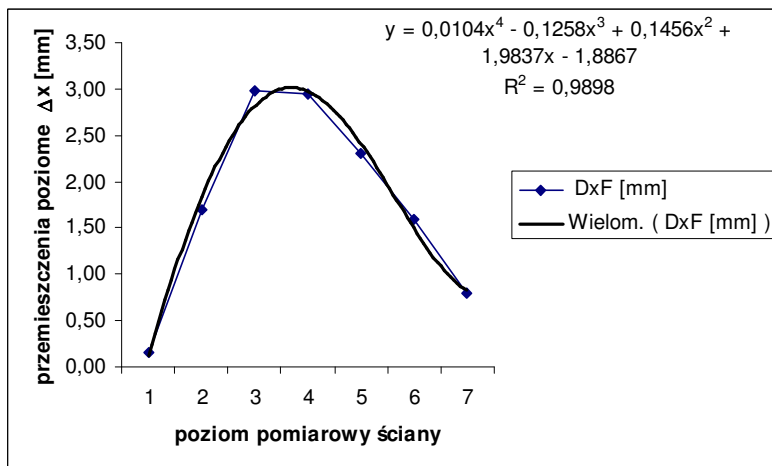
Rys. 7.7. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu fizycznego DxN wielomianem drugiego stopnia

Fig. 7.7. Approximation of horizontal displacements of the physical model DxN of second-degree polynomial



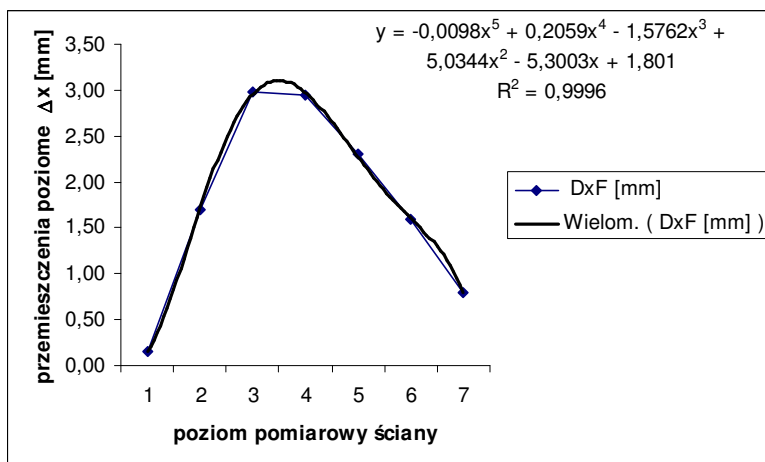
Rys. 7.8. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu fizycznego DxN wielomianem trzeciego stopnia

Fig. 7.8. Approximation of horizontal displacements of the physical model DxN of third-degree polynomial



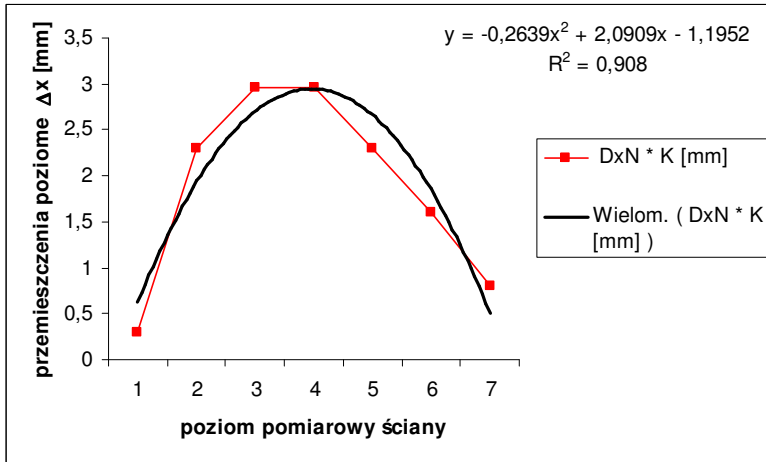
Rys. 7.9. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu fizycznego DxN wielomianem czwartego stopnia

Fig. 7.9. Approximation of horizontal displacements of the physical model DxN of fourth-degree polynomial



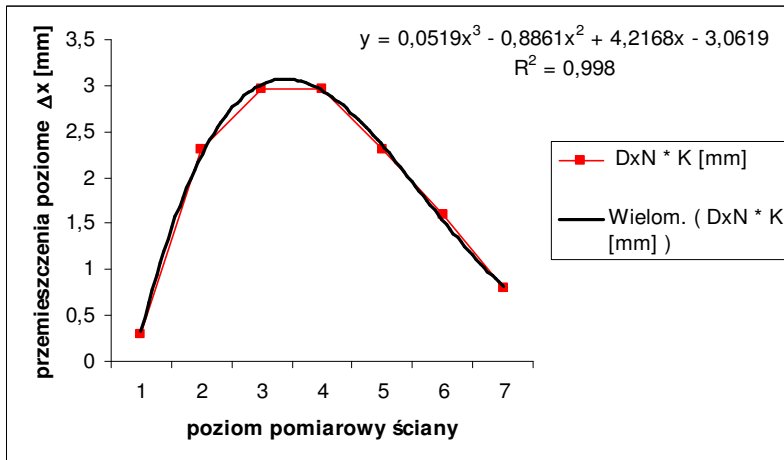
Rys. 7.10. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu fizycznego DxN wielomianem piątego stopnia

Fig. 7.10. Approximation of horizontal displacements of the physical model DxN of fifth-degree polynomial



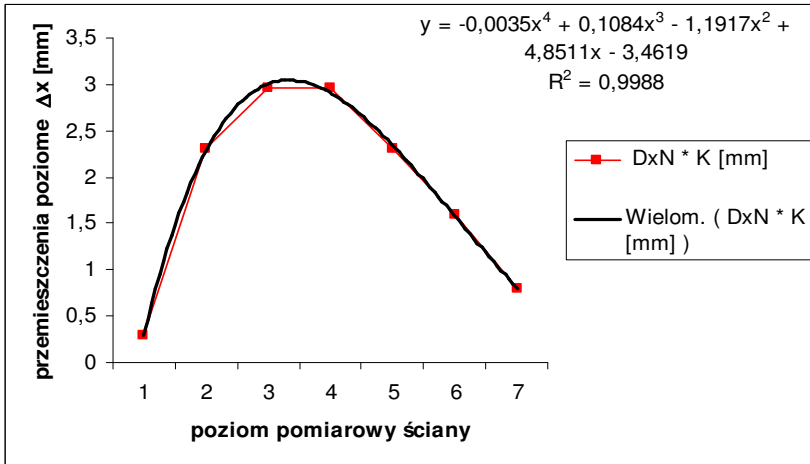
Rys. 7.11. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$ wielomianem drugiego stopnia

Fig. 7.11. Approximation of horizontal displacements numerical model of the improved correction factor $DxN*K$ second-degree polynomial



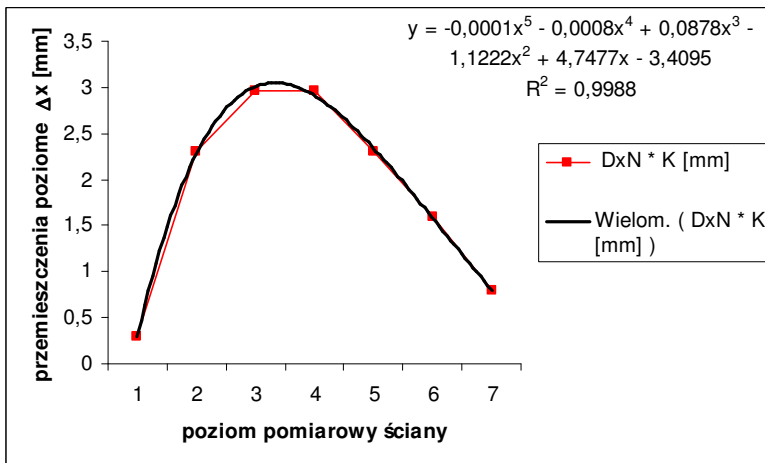
Rys. 7.12. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$ wielomianem trzeciego stopnia

Fig. 7.12. Approximation of horizontal displacements numerical model of the improved correction factor $DxN*K$ third-degree polynomial



Rys. 7.13. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$ wielomianem czwartego stopnia

Fig. 7.13. Approximation of horizontal displacements numerical model of the improved correction factor $DxN*K$ fourth-degree polynomial



Rys. 7.14. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$ wielomianem piątego stopnia

Fig. 7.14. Approximation of horizontal displacements numerical model of the improved correction factor $DxN*K$ fifth-degree polynomial

Wnioski

Program Robot MILLENIUM 15.0 można stosować do projektowania przemieszczeń poziomych obciążonego gabionu. Analiza porównawcza wykazała, że jakościowo wartości przemieszczeń modeli są zbieżne. W przypadku porównywania w sensie ilościowym niezbędne jest zastosowanie współczynnika korekcyjnego K . Pojawienie się współczynnika korekcyjnego K wynika z faktu, że program Robot służy głównie do projektowania konstrukcji stalowych i żelbetowych. Z tego powodu parametry, przy użyciu których projektowano materiał gruntowo-kamienny (gabion) nie zawierają istotnych charakterystyk jak np. kąt tarcia wewnętrznego kruszywa φ , spójności c .

8. NUMERYCZNY MODEL GABIONU I ŚCIANY GABIONOWEJ

8.1. Numeryczne konstruowanie modeli gabionów i ich kompozycji

8.1.1. Uwaga ogólna

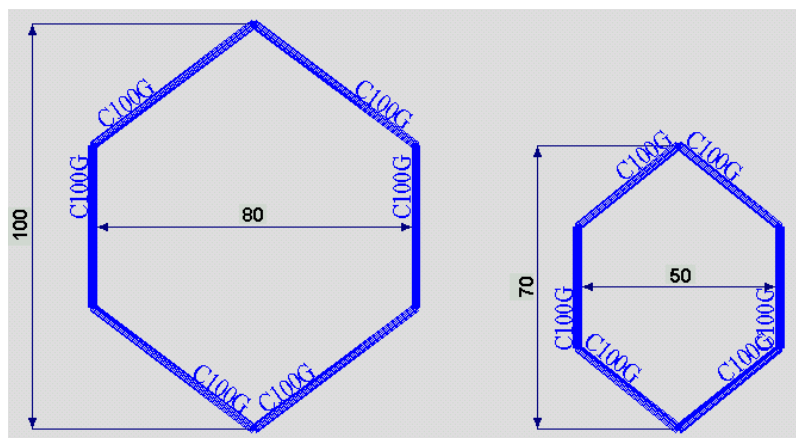
Podjęto próbę adaptacji numerycznego programu Robot MILLENIUM 15.0 do modelowania pojedynczego modułu ściany oraz ściany jako zespołu gabionów.

8.1.2. Przykłady zaprojektowanych elementów gabionu, gabionów i ścian

Do elementów modułu ściany oporowej należą: siatka stanowiąca osłonę i materiał wypełniający (kruszywo). Do projektowania koszy gabionowych wykorzystano model siatki uprzednio wykonanej w „zakładce” RAMA PŁASKA. Kosze wygenerowano używając „zakładki” KRATOWNICA PRZESTRZENNA.

Poniżej podano przykłady projektowe [3, 15, 16, 106, 107].

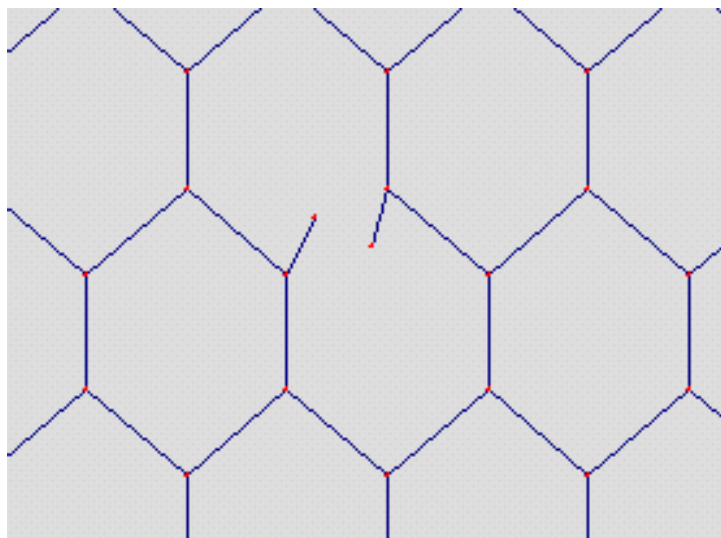
- Oczko siatki gabionowej (zaprojektowane w zakładce RAMA PŁASKA), wykonane z drutu stalowego C100G o średnicy 2,00 mm przedstawia rysunek 8.1.



Rys. 8.1. Oczka siatki gabionowej

Fig. 8.1. Gabion mesh

- Siatka gabionowa z pękniętym drutem (wykonane w zakładce RAMA PŁASKA) – rys. 8.2.

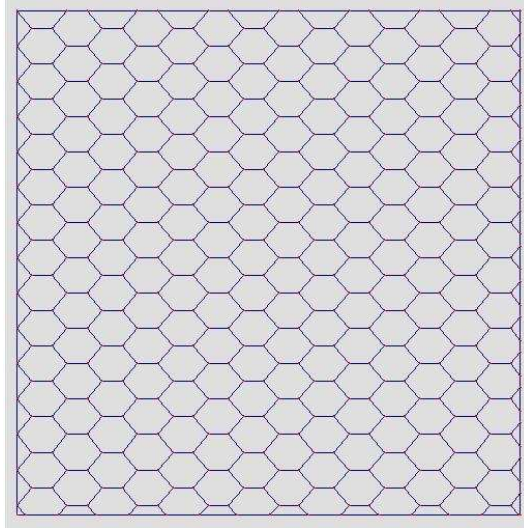


Rys. 8.2. Siatka gabionowa z pękniętym drutem

Fig. 8.2. Gabion mesh with a broken wire

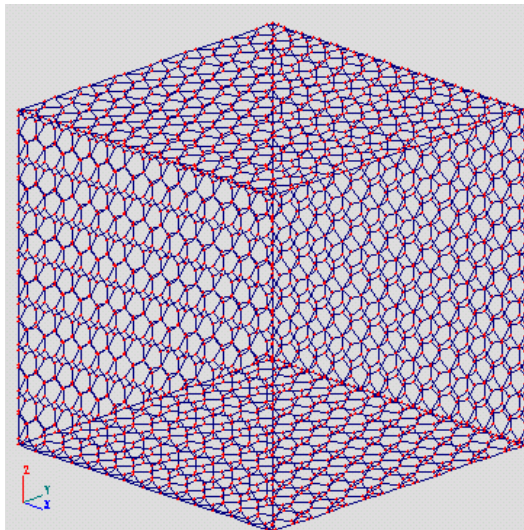
- Kosze gabionowe (wykonane w zakładce KRATOWNICA PRZE-STRZENNA) – rysunki 8.3, 8.4, 8.5, 8.6, 8.7.

Do tworzenia projektów gabionów wykorzystano model siatki gabionowej wykonanej w zakładce RAMA PŁASKA. Program ROBOT MILLENIUM umożliwia łatwe eksportowanie projektów pomiędzy zakładkami.



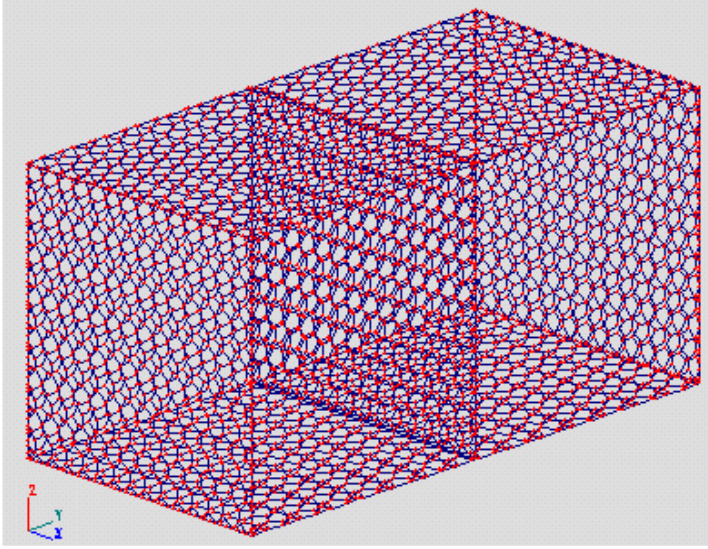
Rys. 8.3. Dwuwymiarowy projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm

Fig. 8.3. Two-dimensional design gabion basket size 1.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm



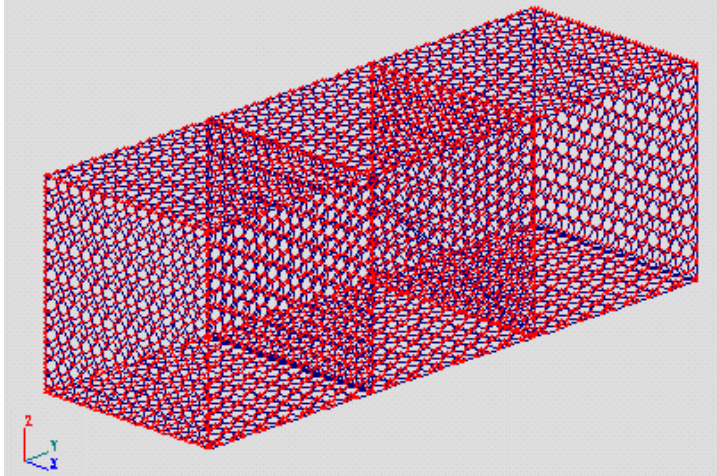
Rys. 8.4. Projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 1,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm

Fig. 8.4. Project of gabion basket size 1.0 x 1.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm



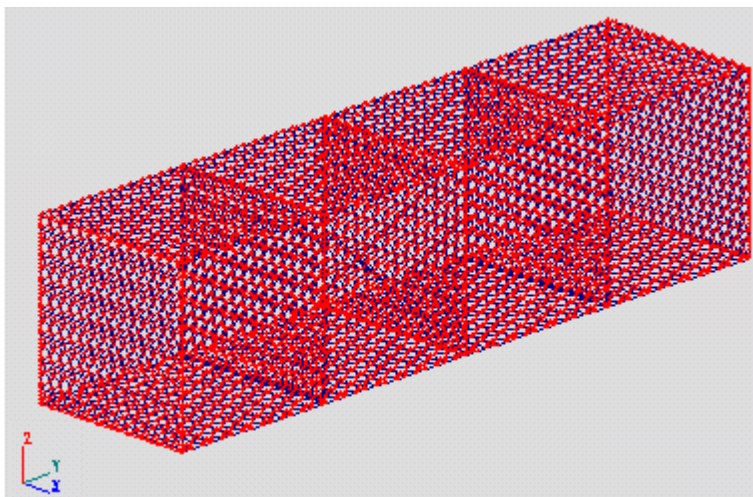
Rys. 8.5. Projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 2,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm

Fig. 8.5. Project of gabion basket size 1.0 x 2.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm



Rys. 8.6. Projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 3,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm

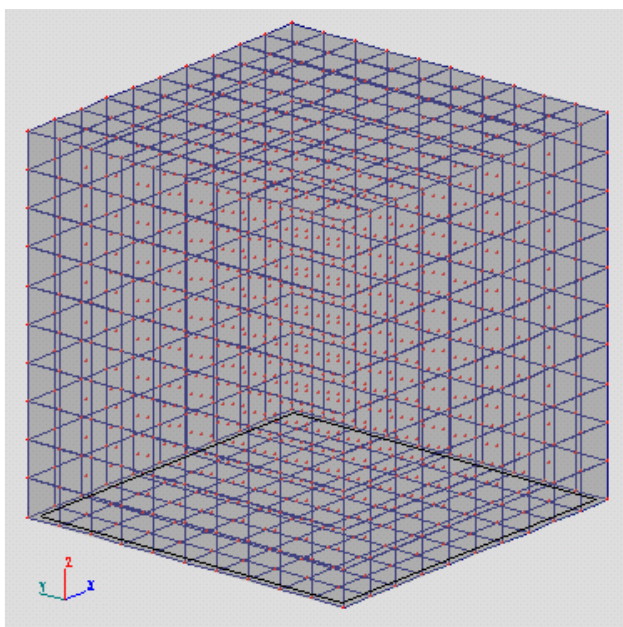
Fig. 8.6. Project of gabion basket size 1.0 x 3.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm



Rys. 8.7. Projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 4,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm

Fig. 8.7. Project of gabion basket size 1.0 x 4.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm

Biorąc pod uwagę ścisły związek kształtu geometrycznego oczek siatki z mocą obliczeniową komputera, w projekcie numerycznym modelu kosza poczyniono uproszczenia, polegające na zmianie kształtu oczek siatki. Zamiast sześcioboku przyjęto czworokąt. Model o tak uproszczonej strukturze ścian zaprojektowano w „zakładce” KONSTRUKCJE OBJĘTOŚCIOWE (BRYŁY). Na rysunku 8.8 pokazano model kosza o wymiarach 1 x 1 x 1 m wykonanego z siatki czworokątnej o wymiarach oczek 100 x 100 mm. W uzasadnieniu tej decyzji należy dodatkowo zauważyć, że w praktyce (np. Niemcy [12,110]) są stosowane także gabiony z siatką o kwadratowych oczkach.

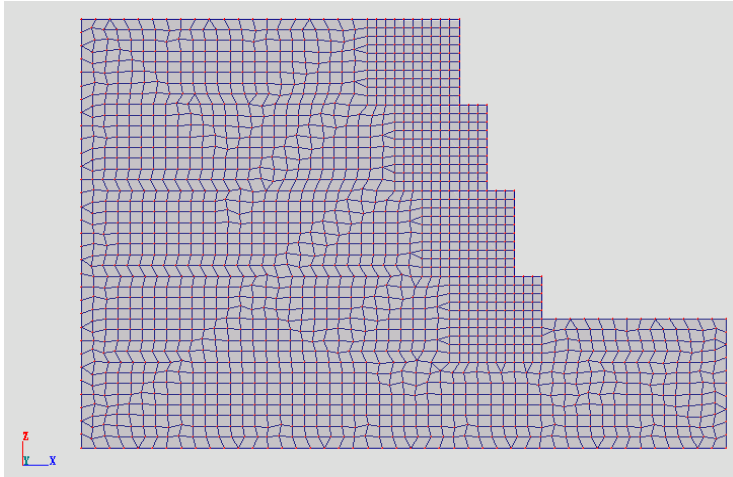


Rys. 8.8. Model kosza o wymiarach 1,0 x 1,0 x 1,0 m, wykonanego z siatki czworokątnej o wymiarach oczek 100 x 100 mm

Fig. 8.8. Model basket measuring 1.0 x 1.0 x 1.0 m, made of a square grid of mesh size 100 x 100 mm

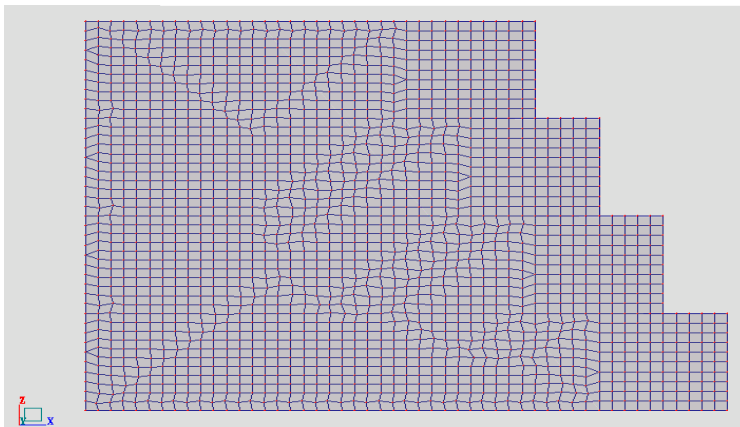
- Ściany gabionowe (wykonane w zakładce RAMA PŁASKA) – rysunki 8.9 – model nr 1, 8.10 – model nr 2, 8.11 – model nr 3.

Ściany gabionowe zostały zaprojektowane dwuwymiarowo. Ma to na celu przyspieszenie obliczeń. Modele nr 1 i nr 2 różnią się szerokością półki poziomej.



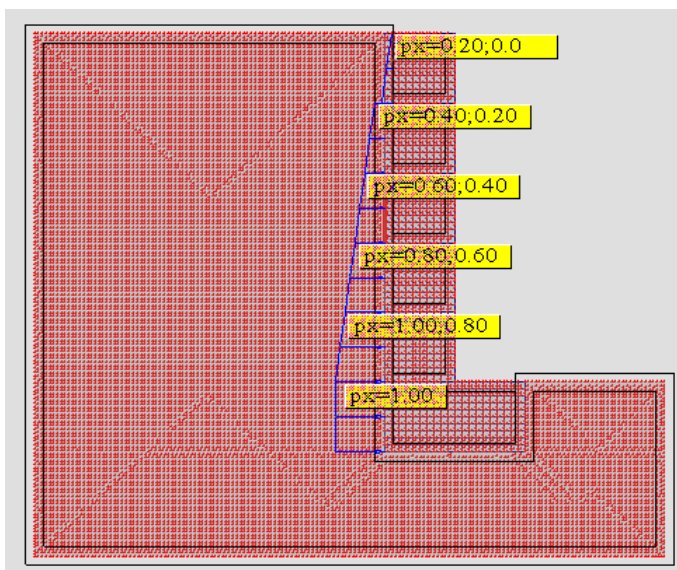
Rys. 8.9. Dwuwymiarowy model ściany gabionowej nr 1 składającej się z czterech koszy, ułożonych kaskadowo, o wymiarach 1,0 x 1,0 m, wykonanych z siatki czworokątnej o wymiarach oczek 100 x 100 mm

Fig. 8.9. Two-dimensional gabion wall model No. 1 consisting of four baskets, arranged in cascade, measuring 1.0 x 1.0 m, made of a square grid of mesh size 100 x 100 mm



Rys. 8.10. Dwuwymiarowy model ściany gabionowej nr 2 składającej się z czterech koszy, ułożonych kaskadowo, o wymiarach 1,0 x 1,0 m, wykonanych z siatki czworokątnej o wymiarach oczek 100 x 100 mm

Fig. 8.10. Two-dimensional gabion wall model No. 2 consisting of four baskets, arranged in cascade, measuring 1.0 x 1.0 m, made of a square grid of mesh size 100 x 100 mm



Rys. 8.11. Dwuwymiarowy model ściany gabionowej nr 3 składającej się z pięciu koszy, ułożonych jeden na drugim, o wymiarach 1,0 x 1,0 m oraz z szóstego kosza – fundamentu o wymiarach 2,0 x 1,0 m, wszystkie kosze zostały wykonane z siatki czworokątnej o wymiarach oczek 100 x 100 mm

Fig. 8.11. Two-dimensional gabion wall model No. 3 consisting of five baskets, piled, measuring 1.0 x 1.0 m, and the sixth basket - the foundation of dimensions 2.0 x 1.0 m, all baskets are made of a square grid of mesh size 100 x 100 mm

Uwaga podsumowująca: jak wskazują podane przykłady, system Robot MILLENIUM jest przydatny jako narzędzie do numerycznego konstruowania modeli gabionów (dwu- i trójwymiarowych) oraz ich kompozycji, tworzącej ścianę oporową.

8.2. Numeryczna wizualizacja pracy obciążonego gabionu i gabionowej ściany oporowej

8.2.1. Uwaga wstępna

Problem numerycznej wizualizacji pracy obciążonego gabionu i gabionowej ściany oporowej został rozwiązany w programie Robot MILLENIUM 15.0.

8.2.2. Numeryczna wizualizacja pracy obciążonego gabionu

Opracowano modele numeryczne zachowania się obciążonych gabionów w zakresie odkształceń pionowych i poziomych. Założono następujące typy obciążenia zewnętrznego przyłożonego w sposób statyczny:

- a) obciążenie powierzchniowe równomiernie rozłożone, działające pionowo, stanowiące analogię do nacisków wywieranych na strop gabionu, pochodzących od gabionów wyżej położonych oraz jako przybliżony wpływ obciążenia użytkowego (ewentualne pojazdy) $q_z = 1 \text{ kN/m}^2$;
- b) siła skupiona $P = 1 \text{ kN}$ pionowa lub pozioma przyłożona centrycznie, w narożniku, na krawędzi albo w płaszczyźnie pionowej, traktowana jako „wymuszenie”, czyli tzw. efektor inicjujący zaistnienie jednego z typów zniszczenia konstrukcji złożonej z gabionów.

Niezależnie od podanych obciążeń o charakterze czynnym, uwzględniono ciężar własny.

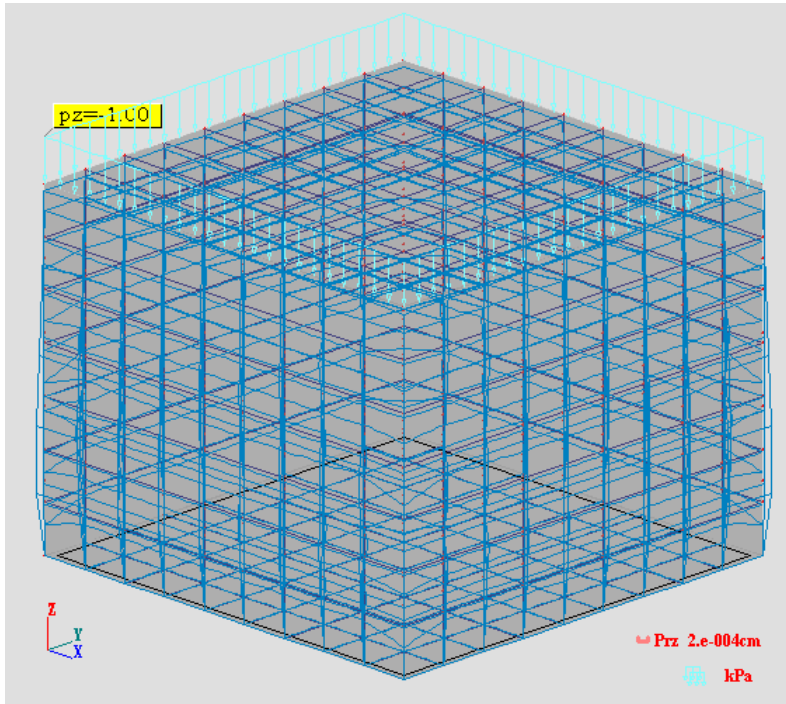
Z uwagi na prezentowane w niniejszej rozprawie analityczne podejście do zagadnienia, przyjęto obciążenia czynne o wartości jednostkowej. Przełożenie tych wartości na występujące w praktyce nie stanowi jakiegokolwiek problemu.

Poniżej podano zaprojektowane formy odkształcenia gabionu, w zależności od wprowadzonego obciążenia.

1. Gabion obciążony ciężarem własnym $G = 2,33 \text{ kN}$ oraz w płaszczyźnie stropu, obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ (rys. 8.12).

Ciężar własny gabionu obliczono przyjmując wymiary modelu fizycznego (rozdział 4):

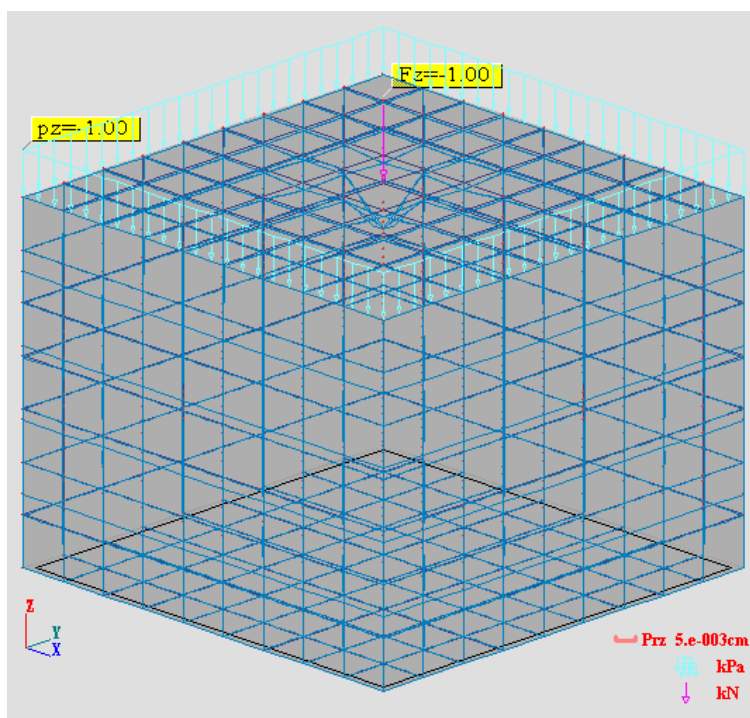
$$G = \gamma \cdot L \cdot L \cdot H = 19,0 \text{ kN/m}^3 \cdot 0,54 \text{ m} \cdot 0,54 \text{ m} \cdot 0,42 \text{ m} = 2,33 \text{ kN}$$



Rys. 8.12. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1\text{ kN/m}^2$

Fig. 8.12. The form of the load deformation gabion its own weight, and in the plane of the ceiling $p_z = 1\text{ kN/m}^2$

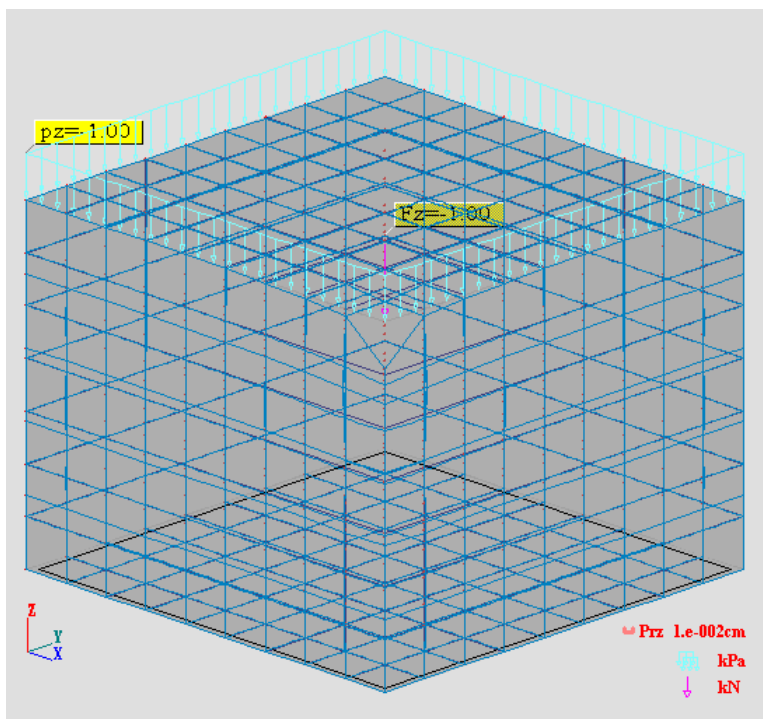
2. Gabion obciążony ciężarem własnym $G = 2,33$ kN oraz w płaszczyźnie stropu, obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną przyłożoną pionowo centrycznie $F_z = 1$ kN (rys. 8.13).



Rys. 8.13. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną przyłożoną pionowo centrycznie $F_z = 1$ kN

Fig. 8.13. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1$ kN/m² and concentrated force applied vertically centered $F_z = 1$ kN

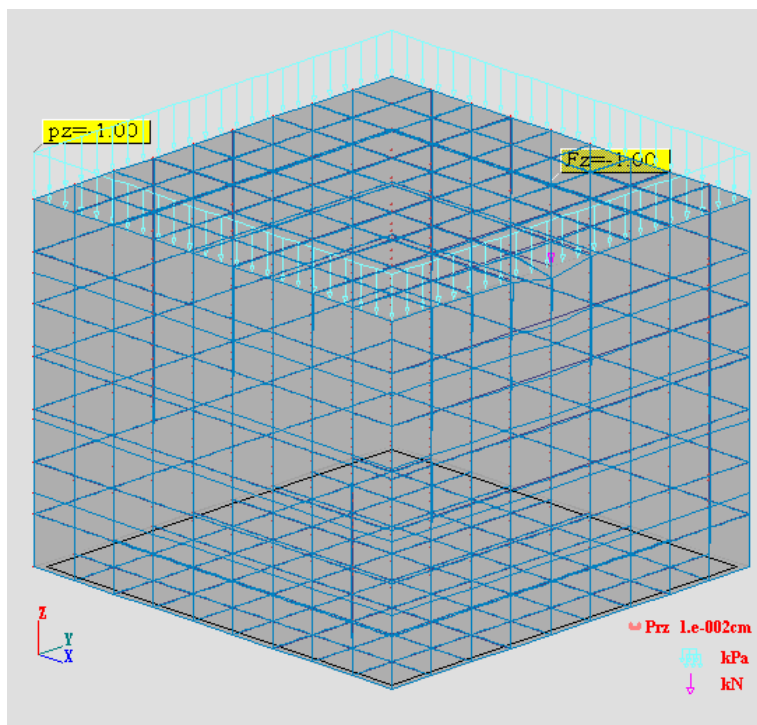
3. Gabion obciążony ciężarem własnym $G = 2,33$ kN oraz w płaszczyźnie stropu, obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną przyłożoną pionowo w narożniku $F_z = 1$ kN (rys. 8.14).



Rys. 8.14. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną przyłożoną pionowo w narożniku $F_z = 1$ kN

Fig. 8.14. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1$ kN/m² and concentrated force applied vertically in the corner of $F_z = 1$ kN

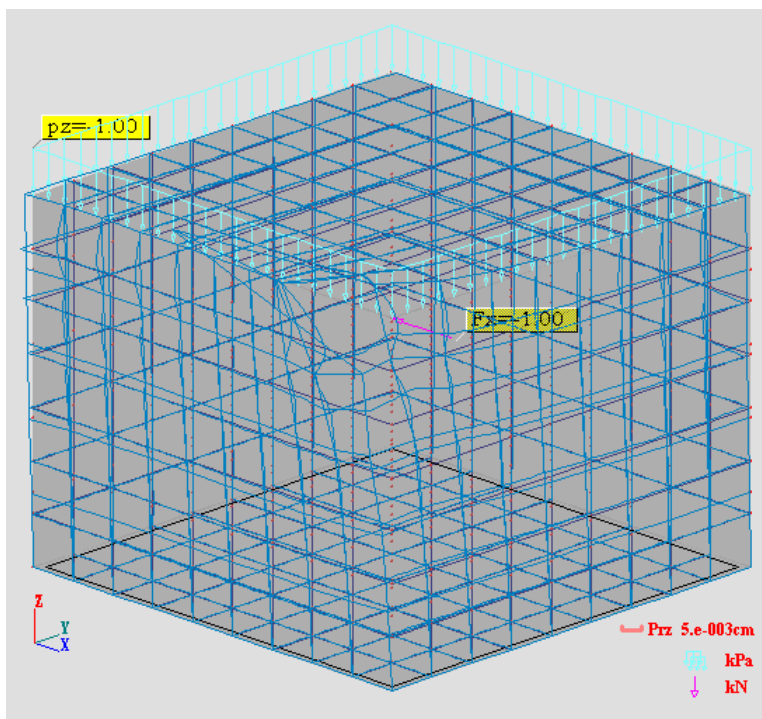
4. Gabion obciążony ciężarem własnym $G = 2,33$ kN oraz w płaszczyźnie stropu, obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną przyłożoną pionowo na krawędzi $F_z = 1$ kN (rys. 8.15).



Rys. 8.15. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną przyłożoną pionowo na krawędzi $F_z = 1$ kN

Fig. 8.15. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1$ kN/m² and concentrated force applied vertically on the edge $F_z = 1$ kN

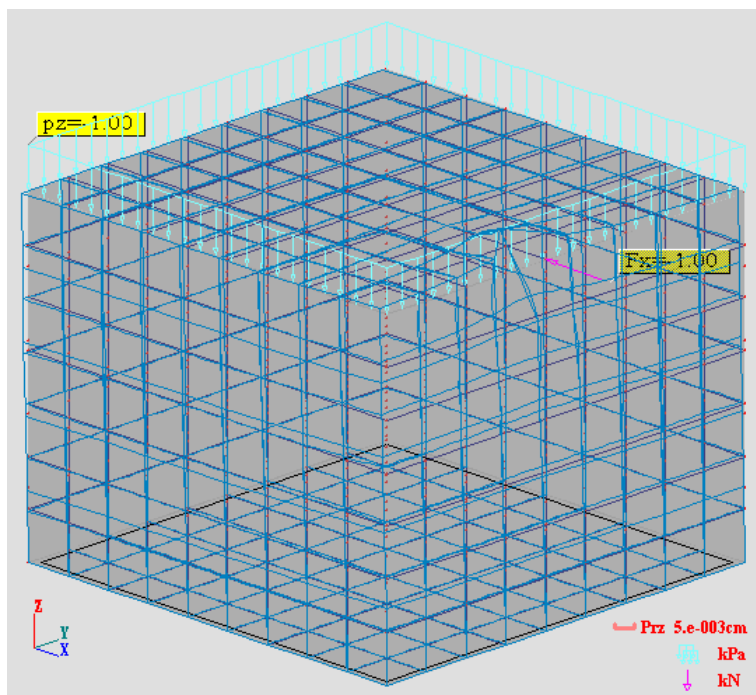
5. Gabion obciążony ciężarem własnym $G = 2,33$ kN oraz w płaszczyźnie stropu, obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną przyłożoną poziomo w narożniku $F_z = 1$ kN (rys. 8.16).



Rys. 8.16. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną przyłożoną poziomo w narożniku $F_z = 1$ kN

Fig. 8.16. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1$ kN/m² and concentrated force applied horizontally in the corner of $F_z = 1$ kN

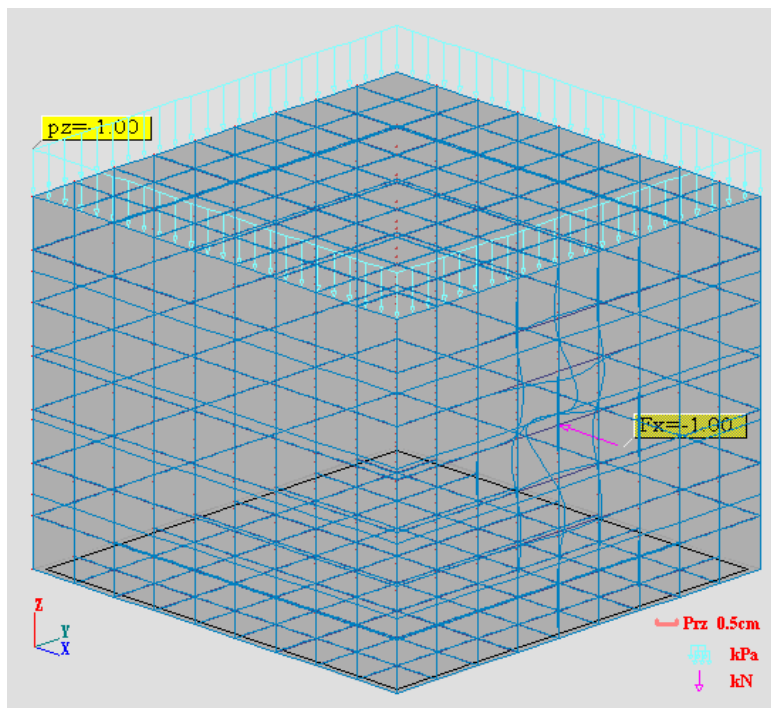
6. Gabion obciążony ciężarem własnym $G = 2,33 \text{ kN}$ oraz w płaszczyźnie stropu, obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ i siłą skupioną przyłożoną poziomo na krawędzi $F_z = 1 \text{ kN}$ (rys. 8.17).



Rys. 8.17. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ i siłą skupioną przyłożoną poziomo na krawędzi $F_z = 1 \text{ kN}$

Fig. 8.17. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ and concentrated force applied horizontally on the edge $F_z = 1 \text{ kN}$

7. Gabion obciążony ciężarem własnym $G = 2,33$ kN oraz w płaszczyźnie stropu, obciążeniem równomiernie rozłożonym o wartości $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną przyłożoną poziomo centrycznie, względem pionowej płaszczyzny ściany $F_z = 1$ kN (rys. 8.18).



Rys. 8.18. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1$ kN/m² i siłą skupioną $F_z = 1$ kN przyłożoną poziomo centrycznie względem pionowej płaszczyzny ściany

Fig. 8.18. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1$ kN/m² and concentrated force $F_z = 1$ kN applied horizontally centered relative to the vertical wall

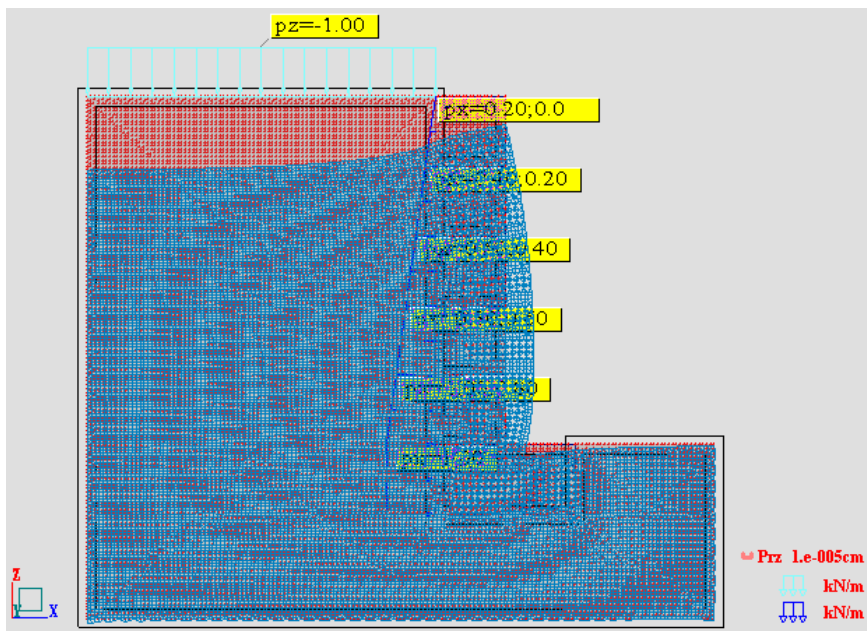
8.2.3. Numeryczna wizualizacja pracy obciążonej ściany gabionowej

Rozpatrywany jest element ściany gabionowej długości 1 mb (mierzonej prostopadle do płaszczyzny XZ – rysunki 8.19 – 8.22). Modele numeryczne stanu odkształcenia ściany gabionowej opracowano przy założeniu trzech typów obciążenia (podobnie jak w p. 8.2.2):

- pionowego równomiernie rozłożonego $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$,
- poziomego rozłożonego liniowo $p_x = 1 \text{ kN/m}$ (jest to parcie masywu gruntowego na ścianie),
- siła skupiona $F_z = 1 \text{ kN}$ działająca pionowo.

Poniżej przedstawiono zaprojektowane formy odkształcenia ściany nr 3 (rys. 8.12), zależnie od zadanego obciążenia .

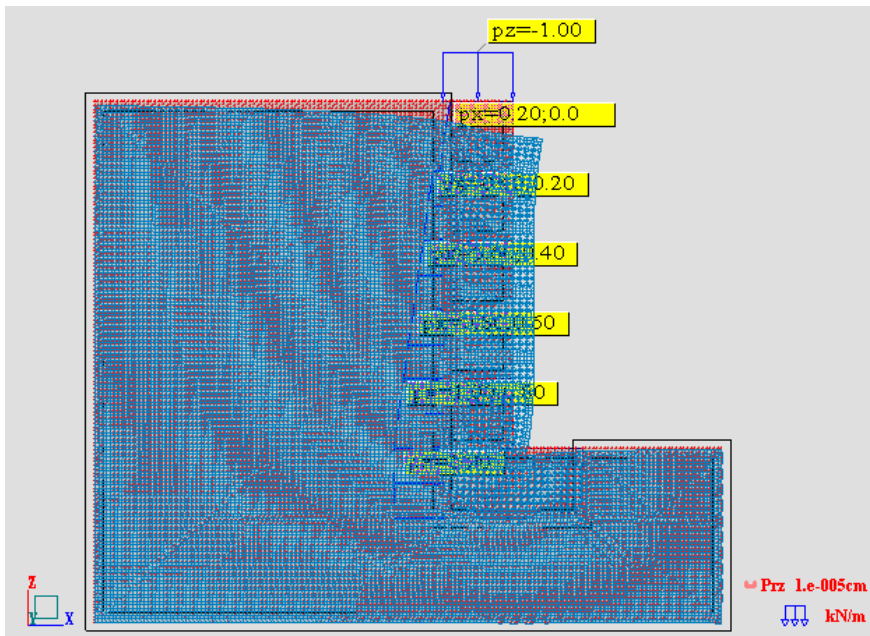
1. Ściana gabionowa nr 3 (jak rys. 8.11) składająca się z pięciu koszy, ułożonych jeden na drugim, o wymiarach $1 \times 1 \text{ m}$ oraz z szóstego kosza – fundamentu o wymiarach $2 \times 1 \text{ m}$, wszystkie kosze zostały wykonane z siatki czworokątnej o wymiarach oczek $100 \times 100 \text{ mm}$, z obciążonym naziemem siłą równomiernie rozłożoną o wartości $p_z = 1 \text{ kN/m}$ (rys. 8.19).



Rys. 8.19. Forma odkształcenia ściany gabionowej nr 3 od obciążenia siłą równomiernie rozłożoną $p_z = 1 \text{ kN/m}$ przyłożoną pionowo do naziemiu

Fig. 8.19. Gabion wall deformation form No. 3 from the force uniformly distributed load $p_z = 1 \text{ kN/m}$ applied vertically to embankment crown

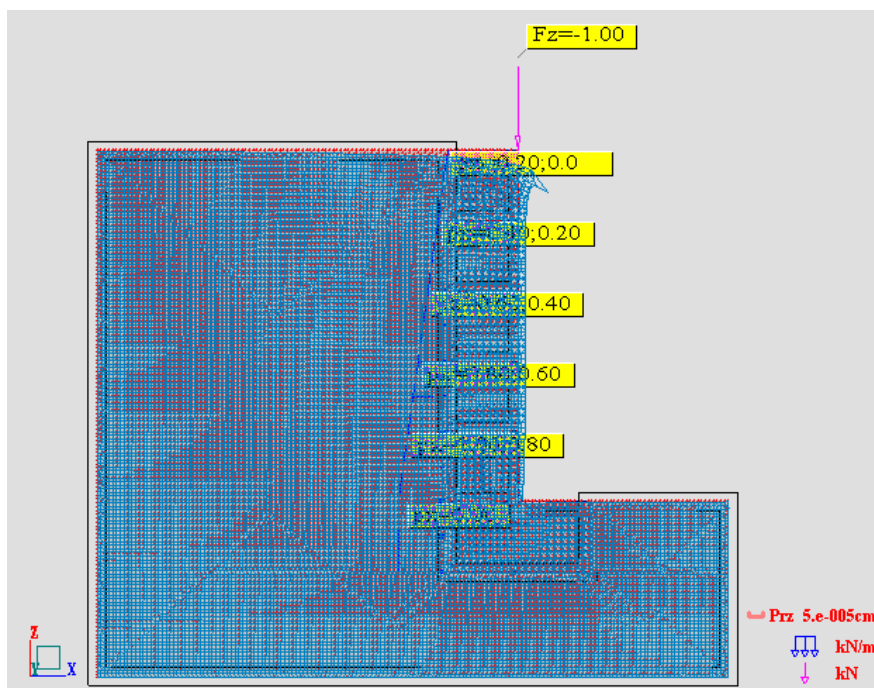
2. Ściana gabionowa nr 3 obciążona siłą równomiernie rozłożoną o wartości $p_z = 1$ kN/m przyłożoną pionowo do szczytu ściany (rys. 8.20).



Rys. 8.20. Forma odkształcenia ściany gabionowej nr 3 od obciążenia siłą równomiernie rozłożoną $p_z = 1$ kN/m przyłożoną pionowo do szczytu ściany

Fig. 8.20. Gabion wall deformation form No. 3 from the force uniformly distributed load $p_z = 1$ kN/m applied vertically to top of the wall

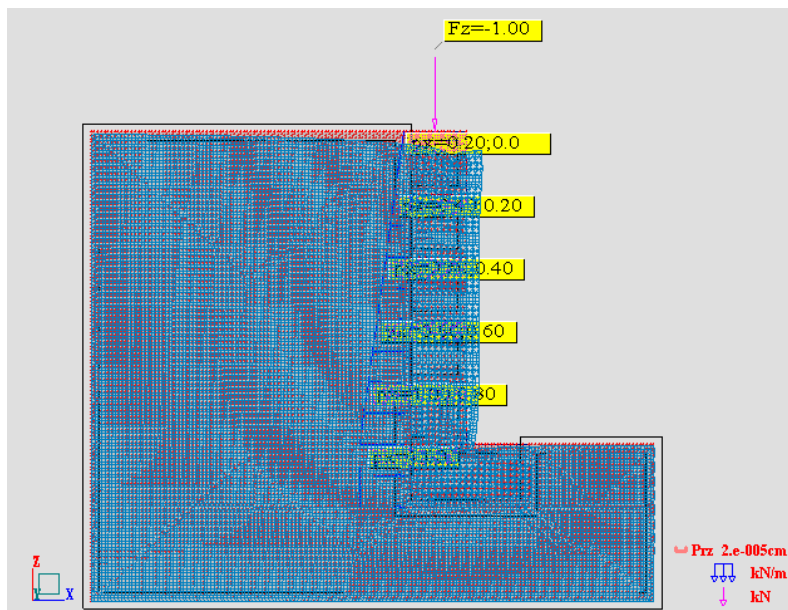
3. Ściana gabionowa nr 3 obciążona siłą skupioną o wartości $F_z = 1$ kN przyłożoną pionowo do krawędzi szczytu ściany (rys. 8.21).



Rys. 8.21. Forma odkształcenia ściany gabionowej nr 3 od obciążenia siłą skupioną $F_z = 1$ kN przyłożoną pionowo do krawędzi szczytu ściany

Fig. 8.21. Gabion wall deformation form No. 3 on the concentrated load force $F_z = 1$ kN applied vertically to the edge of the top wall

4. Ściana gabionowa nr 3 obciążona siłą skupioną o wartości $F_z = 1$ kN przyłożoną pionowo centrycznie do szczytu ściany (rys. 8.22).



Rys. 8.22. Forma odkształcenia ściany gabionowej nr 3 od obciążenia siłą skupioną $F_z = 1$ kN przyłożoną pionowo centrycznie do szczytu ściany

Fig. 8.22. Gabion wall deformation form No. 3 on the concentrated load force $F_z = 1$ kN applied vertically centered to the top of the wall

Uwagi podsumowujące:

Przedstawione walory techniczne programu ROBOT MILLENIUM wskazują na celowość jego zastosowania przy modelowaniu pracy pojedynczego elementu ściany oporowej oraz całości ściany jako zespołu powtarzalnych segmentów. Możliwości modelowania dotyczą przemieszczeń (na podstawie przemieszczeń obliczone są siły rozciągające w prętach) w funkcji parametrów zmiennych charakteryzujących:

- materiał wypełniający (moduł odkształcenia kruszywa, stopień zagęszczenia, kąt tarcia wewnętrznego)
- powłokę gabionów (wytrzymałość na rozciąganie prętów, wielkość i kształt oczek siatki, sztywność prętów)
- obciążenie użytkowe pojedynczego segmentu lub całości ściany oporowej w zakresie wielkości, charakteru i kierunku (siła skupiona, obciążenie powierzchniowe, obciążenie pionowe, ukośne poziome, superpozycja kilku obciążeń).

9. PODSUMOWANIE

9.1. Uwagi o rezultatach badań i wnioski

Zaproponowaną analizę zachowania się oporowych ścian gabionowych i ich elementów pod wpływem obciążenia statycznego wykonano w zakresie:

- badań stanu przemieszczeń fizycznego modelu pojedynczego elementu ściany (gabionu),
- numerycznego modelu gabionu i ściany złożonej z gabionów.

Przeprowadzona analiza doświadczalna nie wyczerpuje problemu i wskazana jest kontynuacja badań stanu naprężenia i odkształcenia na modelach fizycznych w skali naturalnej.

Wyniki badań przemieszczeń laboratoryjnego modelu gabionu pozwalają na stwierdzenie, że przedmiotowa technika budowy ścian oporowych może być z powodzeniem stosowana w budownictwie komunikacyjnym jako stabilizacja skarp nasypów i wykopów.

Potwierdzono poprawność metody badań i przydatność stanowiska laboratoryjnego do osiągnięcia założonego celu – rozpoznano w ogólnym zarysie charakter zjawiska zmienności przemieszczeń kosza siatkowokamiennego, poddanego działaniu pionowego nacisku statycznego (rozdział 4 i 5).

Na podstawie wyników pomiarów przemieszczeń oszacowano cechy sprężystości oraz podstawowe parametry wytrzymałościowe modeli gabionów, w odniesieniu do modeli wzorcowych, czyli bryły ośrodka ziarnistego bez kosza siatkowego (rozdział 6).

Podane poniżej wnioski ogólne i szczegółowe mają charakter generalny, ponieważ dotyczą ważniejszych spostrzeżeń z całości wykonywanych badań i analiz teoretycznych.

Do wniosków ogólnych należą:

1. Zastosowana laboratoryjna metoda badawcza umożliwiła analizę sprężysto-plastyczną (w zakresie przemieszczeń) zachowania się fizycznego modelu gabionu, w zależności od cech charakteryzujących jego budowę i wartość obciążenia zewnętrznego (rozdziały 4 i 5).
2. Wyniki badań przemieszczeń modeli fizycznych wykazały pozytywne aspekty pracy bryły kruszywa w koszu siatkowym, poddanej działaniu pionowego obciążenia o charakterze statycznym. Podstawowym efektem kosza siatkowego jest zwiększenie sektora odkształceń sprężystych (rozdział 6).
3. Numeryczny program Robot MILLENIUM umożliwił skonstruowanie modeli gabionów i ich kompozycji tworzących ścianę oporową oraz modelowanie pracy tych obiektów w zakresie przemieszczeń pionowych i poziomych (rozdział 8).

Do wniosków szczegółowych zaliczono następujące:

1. Praca obciążonych statycznie modeli kruszywa w koszu siatkowym, w obu fazach badań, odbywa się w obszarze sprężystości o zwiększonych rozmiarach w stosunku do pracy modeli wzorcowych (bez kosza siatkowego) – rozdziały 5,6.
2. W przypadku modeli gabionów, etapowy spadek obciążenia powoduje rejestrowane spadki przemieszczeń, co jest świadectwem cech „wrażliwości” nabytych wskutek zastosowania kosza siatkowego. Model wzorcowy reaguje w sposób ewidentny na spadek obciążenia dopiero przy wartości 0,0 MPa (rozdział 5).
3. Po zastosowaniu w modelach fizycznych wzorcowych i modelach gabionów przepony siatkowej (prostopadle do płaszczyzny obciążenia, czyli zlokalizowanej poziomo) nastąpiła zasadnicza redukcja przemieszczeń poziomych. Przepona (wkładka wzmacniająca) jest także generatorem przyrostu modułu odkształcenia modeli. Funkcja przepony determinuje istotną zmianę warunków pracy modeli (rozdziały 5, 6).
4. Efekty sprężystości modeli uzyskane wskutek zastosowania kosza siatkowego i poziomej przepony można oszacować wymiernie wzorami 6.1 – 6.4 opracowanymi w rozdziale 6.
5. Wykazano pozytywny wpływ zainstalowania kosza siatkowego i siatkowej przepony na zmianę wartości cech wytrzymałościowych modeli ośrodka ziarnistego. W szczególności stwierdzono:
 - efekt zwiększenia nośności (tabela 6.2),
 - efekt zwiększenia wytrzymałości na ścinanie (tabele 6.3 i 6.4).
6. Weryfikacja numeryczna przemieszczeń poziomych, pomierzonych w modelach fizycznych gabionów wykazała jakościową zbieżność. Natomiast w sensie ilościowym zbieżność występuje po zastosowaniu współczynnika korekcyjnego (rozdział 7). Konieczność zastosowania współczynnika korekcyjnego wynika z faktu, że numeryczny program Robot służy głównie do projektowania konstrukcji stalowych i żelbetowych. Z tej przyczyny parametry, przy użyciu których projektowano numerycznie kosze siatkowo-kamienne (gabiony) nie zawierają istotnych charakterystyk, jak np. kąt tarcia wewnętrznego kruszywa wypełniającego kosze oraz efekt spójności, występujący w bryle kruszywa po zainstalowaniu kosza siatkowego.

9.2. Kierunki i możliwości prowadzenia dalszych badań

Zadania doświadczalne były wykonywane przy zachowaniu niezmienności parametrów pojemnika badawczego (dotyczącej wymiarów oraz współczynników podatności ścian bocznych i dna). Autor dostrzega potrzebę i możliwości prowadzenia dalszych prac badawczych oraz analiz teoretycznych, które umożliwiłyby uściślenie i uszczegółowienie wniosków oraz spostrzeżeń sformułowanych w podrozdziale 9.1. W zakresie badań doświadczalnych fizycznego modelu gabionu, kontynuacja prac mogłaby być skierowana do zadań, dotyczących wpływu zmian parametrów pojemnika badawczego na kształtowanie się relacji między przemieszczeniami poziomymi i pionowymi. W związku z tym należałoby w konstrukcji pojemnika badawczego umożliwić:

- zmianę podatności sprężystej modelowanego podłoża (podłoże pojemnika jest odwzorowaniem pionowego oporu pochodzącego od gabionów znajdujących się poniżej rozpatrywanego),
- zmianę podatności sprężystej ścian pojemnika (ściany modelują odpór stref ośrodka sąsiadujących z przedmiotowym modelem gabionu),
- zmianę proporcji wymiarów pojemnika, wyrażającą się np. zmianą poziomej odległości między przeciwległymi ścianami, co determinowałoby zmianę odległości strefy aktywnej obciążenia zewnętrznego od płaszczyzny ścian.

Zdaniem autora, wyszczególnione zadania, będące ewentualną kontynuacją generalnie wytyczonego kierunku nie wyczerpują wszystkich możliwości

LITERATURA

- [1] ANDRAWES K., MC GOWN A., WILSON-FAHMY R.: The behaviour of a geotextile reinforced sand loaded by a strip footing. Proc. 8th ECSMFE, Helsinki, May 1983, Vol. 1, s. 329–334.
- [2] BACOT I., LAREAL P.: Etude sur modeles reduits tridimensionnelles de la nysture de massifs en terre armee. Bull. de Liaison des Labo. Ponts et Chaussees, No. 60, 1972.
- [3] BARON B., PIĄTEK Ł.: Metody numeryczne w C++ Builder. Wyd. Helion, Warszawa 2004.
- [4] BASSET R., LAST N.: Reinforcing earth below footings and embankments, Proc. ASCE Symp. Earth Reinforcement, Pittsburgh 1978.
- [5] BATEREAU C., PAUL O.: Improvement of ground through the application of geotextiles, Proc. 8th ECSMFE, Vol. 2, Helsinki, May 1983, s. 459–462.
- [6] BATTELINO D.: Some experience in reinforced earth, Proc. 8th ECSMFE, Helsinki, May 1983, Vol. 2, s. 463–468.
- [7] BINNNQUET I., KENNETH L.: Bearing capacity tests of reinforced earth slabs, Journ. of the Geotechnical Engineering Division, Proc. ASCE, Vol. 101, No. 12, Dec. 1975, s. 1241–1276.
- [8] BROMS B.B.: Polyester Fabric as Reinforcement in Soil. C.R., Int. Coll.
- [9] BROMS B.B.: Design of Fabric Reinforced Retaining Structures. Proc. Symposium on Earth Reinforcement. Pittsburgh, ASCE 1978.
- [10] BUGAJSKI M., GRABOWSKI W.: Geosyntetyki w budownictwie drogowym. Wyd. Pol. Poznańskiej, Poznań 1999.
- [11] CIOS I., GARWACKA-PIÓRKOWSKA S.: Projektowanie fundamentów. Oficyna Wydawnicza Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2003.
- [12] CLAYTON C.R.J., MILITITSKY J., WOODS R.J.: Earth Pressure and Earth Retaining Structures. Blackie Academic & Professional. An Im Print of Chapman & Hall. London-New York, 1996.
- [13] CORTE J.: La methode des elements finis appliquee aux ouvrages en terre armee, Bull. de Liaison des Labo. Rout. Ponts et Chaussees, No 90, juill-aout, Paris 1977, s. 37–48.
- [14] CURT V. i in.: Un nouveau concept de soutenelement. Le procede terivoile. Annales de Institut Technique du Batiment et des Travaux Publics. Nr 454, maj 1987.
- [15] DANILUK A.: C++ Builder. Kompendium programisty. Wyd. Helion, Warszawa 2003.

- [16] DANILUK A.: C++ Builder Borland Developer Studio 2006. Kompendium programisty. Wyd. Helion, Warszawa 2006.
- [17] DARBIN M., JAILLOUX J., MONTUELLE J.: Experience et recherches concernant la durabilite' des armatures de terre armee, Bull. de Liaison Labo. P. et Ch., no 99, 1979, s. 25–39.
- [18] DEINHARDT M.: Bewehrte Erde - Erfahrungsbericht ueber deutsche Bauwerke, Strasse und Autobahn, Nr. 2, 1978.
- [19] DELMAS Ph.: Renforcement par geotextiles d'un mur de soutene-ment sur la RN 19 a' Langres, Revue Generale des Routes et des Aerodromes no 617, 1985.
- [20] DELMAS PH., BERCHE J., GOURC J.: Le dimensionnement des ouvrages renforces par geotextile. Programme CARTAGE, Bull. de liaison des Labo. P. et Ch. no 142, mars-avr., 1986, Ref. 3094, s. 33–43.
- [21] DELMAS Ph.: Ouvrages de soutene-ment renforces par geotextile, L'experience du reseau des L. P. Ch., Bull. Liaison des Labo. P. et Ch., no 153, 1988, Ref. 3263, s. 89–101.
- [22] DMITRUK S., IZBICKI R., SUCHNICKA H.: Mechanika ośrodków rozdrobnionych, Wyd. Politechniki Wr., Wrocław 1982.
- [23] DMITRUK S., LYSIK B.: Modele współdziałania konstrukcji z gruntem: współpraca konstrukcji budowlanych z podłożem. Pr. zbior. PAN, Wrocław-Warszawa, Ossolineum, 1978, s. 15–57.
- [24] DOUILLOT H.: Stabilisation d'un glissement de terrain par renforcement tout textile. Revue Generale des Routes et des Aerodromes, No. 617, 1985.
- [25] DYŁĄG Z., KRZEMIŃSKA-NIEMIEC E., FILIP F.: Mechanika budowli, t. 1, PWN Warszawa 1989.
- [26] EKO-kosze, EKO-materace, EKO-walce, EKO-kosze systemu Kombi. Wskazówki do projektowania. Wyd. Przeds. Inżynierii i Hydrotechniki TAN S.A.-SIETE, Wrocław 1999.
- [27] FLOSS R., THAMM B.: Bewehrte Erde -Ein neues Bauverfahren im Erd und Grundbau, Die Bautechnik 53, Nr. 7, 1976, s. 217–226.
- [28] FRAGASZY R., LAWTON E.: Bearing capacity of reinforced sand, 8th ECSMFE, Helsinki, May 1983, Vol. 1, s. 357–360.
- [29] Fundamentowanie. Praca zbiorowa pod red. Cz. Rybaka. Doln. Wyd. Edukacyjne, Wrocław 2001.
- [30] Gabiony MACCAFERRI. Officine MACCAFERRI S.P.A. Polibeton Sp. z o.o., ul. Jagiellońska 79, Warszawa 2003.
- [31] Gabiony TABOSS. Taboss Sp. z o.o.
<http://www.taboss.com.pl/gabiony.html>

- [32] GEDNEY D., MC KITTRICK D.: Reinforced earth: a new alternative for earth retention structures, *Civil Engineering - ASCE*, 45, No. 10, 1975, s. 58–61.
- [33] Geoweb Grid Confinement Systems: technical Data. Presto Products, Inc. Appleton, USA 1985
- [34] GGU Gabion. Calculation of Gabion Walls. Geotechnical Computation. Civilserve DP for Civil Engineering, Braunschweig, Germany, August 2001.
- [35] GOURC J., PERRIER H., RIONDY G.: Unsurfaced roads on soft subgrade: mechanism of geotextile reinforcement, *Proc. 8th ECSMFE*, Helsinki, May 1983, Vol. 2, s. 495–498.
- [36] GUEGAN Y., LEGEAY G.: Etude en laboratoire de la terre armee en modeles reduits bidimensionnels, *Rapport interne du Labo. Central Ponts et Chaussees*, Janvier 1969.
- [37] GUELLEC P., HUMBERT P., RICARD A.: La methode des elements finis et le systeme Rosalie, *Bull. de Liaison des Labo. Poutiers Ponts et Ch.No. 81*, Paris 1976, s. 152–162.
- [38] HANSPACH P., LINDE G., GOEBEL C., PIESKER F.: Bemessung von Bauwerken aus bewehrter Erde, *Bauplanung-Bautechnik*, nr 36, H. 2, 1982, s. 54–59.
- [39] HANSPACH P., LINDE G.: Temporaere Brueckenunterbauten aus bewehrter Erde, *Bauplanung-Bautechnik*, Nr 36, H. 2, 1982, s. 59–62.
- [40] HARRISON W., GERRARD C.: Elastic theory applied to reinforced earth, *Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division ASCE*, Vol. 98, No. 12, *Proc. Paper 9417*, Dec. 1972, s. 1325–1345.
- [41] HAUSSMANN M.: Strength of reinforced soil, *Proc. Australian Road Research Board*, Vol. 8, 1976, s. 1–8.
- [42] HOLTZ R.D., BROMS B.B.: Walls Reinforced by Fabrics. Results of Model Tests. *C.R. Coll. Int. Sols textiles*, Paris 1977.
- [43] INGOLD T.S., MILLER K.S.: *Geotextiles Handbook*, Thomas Telford Ltd, London 1988.
- [44] INGOLD T.S.: *Reinforced Earth*, Thomas Telford Ltd, London, 1982.
- [45] International Engineering Co., USA. *World Construction*, December 1986.
- [46] JANKER M.: Bewehrte Erde, *Eisenbahntechnische Rundschau*, 29, nr 1/2, 1980, s. 97–104.
- [47] JAROMINIAK A., GAWOR B.: Konstrukcje oporowe z gruntu zbrojonego płaskownikami z włókna szklanego wtopionego w żywicę poliestrową, *Prace IBDiM*, nr 2, Warszawa, WKiŁ, 1989, s. 87–159.
- [48] JAROMINIAK A.: *Lekkie konstrukcje oporowe*, WKiŁ, Warszawa 1999.

- [49] JEWELL R.A., JONES C.J.: Reinforcement of clay soils and waste materials using grids, Proc. 10th ICSMFE, Stockholm 1981.
- [50] JEWELL R.A.: Limit equilibrium analysis of reinforced soil walls, Second Int. Conf. on Geotextiles, Las Vegas, USA, 1982, s. 1705–1708.
- [51] JEWELL R.A.: Reinforced soil wall. Analysis and behaviour, Soil Mechanics Report, No. 075/87, University of Oxford, 1987.
- [52] JEWELL R.A.: Application of the revised design charts for steep reinforced slopes, Soil Mechanics Report, No. 096/89, University of Oxford, 1989.
- [53] JEWELL R.A.: Geotextiles and Geomembranes, Soil Mechanics Report, Vol. 10, 1991, s. 203–233.
- [54] JEWELL R.A., GREENWOOD J.H.: Long term strength and safety in steep soil slopes reinforced by polymer materials., University of Oxford, report No OUEL 1725/88, Oxford 1988.
- [55] KANDAUROV I.I.: *Mechanika zernistych sred i ee primenienie v stroitelstve*, Leningrad-Moskva, Strojizdat 1966.
- [56] KHAY M., MOREL G., PERRIER H.: Use of geotextiles in construction of low cost highways: an experiment, Proc. 3rd Int. Conf. on Geotextiles, Vienna, 1986, Vol. IV, s. 957–961.
- [57] KISIEL I., DMITRUK S., LYSIK B.: *Zarys reologii gruntów: Nośność i stateczność gruntów*. Warszawa, Arkady 1969.
- [58] KŁOSEK K.: Efficiency of geosynthetic strengthening of railway bed in conditions of dynamic reactions of vehicles. Proc. Of the Int. Symp. On „Application of geosynthetic technology”, Jakarta, 1992, p. I/7-12.
- [59] KŁOSEK K.: The diagnostic of new permanent way type under conditions of great service load of rolling stock. Int. Heavy Haul Ass. Conf. on „Freight Car Truck-Bogies”, Montreal 1996.
- [60] KŁOSEK K.: Use of geosynthetics for strengthening road surface and subbase on area with the mining activity. Int. Symp. On „Earth Reinforcement”, Fukuoka 1996, p. 609–614.
- [61] KŁOSEK K.: Earthen structures in mining areas. Proc. Of 12-th Int. ASSMR Meeting, Wyoming, USA, 1995, p. 494–504.
- [62] KŁOSEK K., GAD P., WRÓBELSKI W.: Wykorzystanie geowebu do wzmocnienia słabonośnego podtorza rozjazdów na podrozjazdnicach betonowych. Mat. IX Konf. Nauk. Drogi Kolejowe, Pol. Krakowska, Wydz. Inż. Łąd., Kraków 5–7 XI 1997, s. 99–109.
- [63] KOPIŃSKI M., SUROWIECKI A.: Nowoczesne systemy wzmacniania kolejowych budowli ziemnych. Probl. Kolejnictwa, z. 131, CNTK Warszawa 2000, s. 68–107.

- [64] KOPÍŃSKI M., SUROWIECKI A.: Wzmacnianie kolejowych budowli ziemnych kosztami gabionowymi. Mat. X Konf. Nauk.-Techn. „Drogi Kolejowe” CNTK Warszawa-Spała, 13–15 X 1999, s. 109–119.
- [65] KOZŁOWSKI W.: Experimental and numerical analysis of deformation of gabion retaining wall element. Proceedings of the International Scientific Conference SLOVAK TRANSPORT SOCIETY MOSATT 2005- Modern Safety technologies in Transportation, 27-28.09.2005, Kosice, Slovakia, s. 261–265.
- [66] KOZŁOWSKI W.: Modelowanie odkształceń segmentu ściany oporowej w programie ROBOT MILLENIUM. Mat. Konf. Nauk. „Zastosowanie informatyki w dydaktyce szkoły wyższej”, Akademia Rolnicza we Wrocławiu, Wydz. Inż. Środowiska i Geodezji, Wrocław, 24.06.2003 r.
- [67] KOZŁOWSKI W., SUROWIECKI A.: Application Program Robot Millenium to Modelling Deformations of Gabion`s Retaining Wall. Proc. International Scientific Conference “Krizovy management”. Brno, Czech Republic, 23-24.06.2004, s. 293–302.
- [68] KOZŁOWSKI W., SUROWIECKI A.: Laboratory test of deformation of retaining wall gabion-element. Proc. International Scientific Conference TRANSCOM 2005, Zilinska Univerzita, Zilina, Slovakia, 27–29.06.2005, s. 61-66.
- [69] KOZŁOWSKI W., SUROWIECKI A.: Doświadczalne i numeryczne modelowanie odkształceń elementu gabionowej ściany oporowej nasypu kolejowego. Zesz. Nauk. Politechniki Śląskiej nr 1692, Budownictwo, z. 103, Gliwice 2005, s. 135–142.
- [70] KOZŁOWSKI W., KOZŁOWSKA J.: Modelowanie odkształceń segmentu gabionowej ściany oporowej nasypu drogi wiejskiej. Mat. Konf. Nauk. AR im. HK w Krakowie, Kom. Techn. Rol. PAN, IBMER, Kraków, 21–23.06.2004, s. 99–111.
- [71] KOZŁOWSKI W., SUROWIECKI A.: Numerica simulation of deformations of gabion-retaining wall segment. Proc. International Scientific Conference “Riesenie krizovych situacii v specifickom prostredi”. Zilinska Univerzita v Ziline, Fakulta Specialneho Inzinierstva, Zilina 23–24 juna 2004, s. 573–579.
- [72] KUC M.: Wybrane przykłady zastosowania konstrukcji gabionowych. Inżynieria i Budownictwo, nr 11, 1996, s. 634–637.
- [73] KULCZYKOWSKI M., SAWICKI A.: Bearing capacity of footing on reinforced earth, Archiwum Hydrotechniki, t. XXXI, z. 3, 1984, s. 275–280.
- [74] KULCZYKOWSKI M.: Określenie nośności gruntu zbrojonego obciążonego fundamentem, Inżynieria Morska, nr 4, 1986, s. 120–121.

- [75] LEE K.L., ADAMS B.D., VAGNERON J.J.: Reinforced earth retaining walls, *Journal of the Soil Mech. and Found. Div. ASCE*, Vol. 99, No. 10, Proc. Paper 10068, Oct., 1973, s. 745–763.
- [76] LEŚNIEWSKA D.: Statyka i kinematyka gruntu zbrojonego na przykładzie nośności granicznej skarpy. PAN IBW, Gdańsk 1987.
- [77] LEŚNIEWSKA D., SAWICKI A.: Oszacowanie nośności skarpy z gruntu zbrojonego, *Inżynieria Morska*, nr 1, 1986, s. 16–18.
- [78] LEŚNIEWSKA D., KULCZYKOWSKI M., SAWICKI A.: Badania doświadczalne mechanizmów zniszczenia skarpy z gruntu zbrojonego. W: VIII Kraj. Konf. Mechaniki Gruntów i Fundamentowania. Prace Nauk. Instytutu Geotech. nr 52, Pol. Wr., Wrocław, 1987, s. 207–211.
- [79] MACHAJSKI J., ROGALA R., SZCZEŚNIAK K.: Badania stanu technicznego skarpy obwałowania stawu osadowego zakładu „Hydromet” w Kowarach. Raport serii SPR nr 842, Instytut Geotechniki i Hydrotechniki, Politechnika Wrocławska, Wrocław 1997.
- [80] MACKIEWICZ M.: Laboratoryjne badania parcia bocznego w ośrodkach sypkich gruboziarnistych. W: *Inżynieria Lądowa, Referaty na I Konf. Nauk.* nr 12, Wrocław 1973, Politechnika Wr., s. 141–150.
- [81] MACKIEWICZ M.: Laboratoryjne badania ciśnień bocznych w podsypce kolejowej i ich związku z podatnością sprężystą podłoża w warunkach obciążeń statycznych. Prace Instytutu Inż. Lądowej Politechniki Wr., nr 10, Wrocław 1974.
- [82] MARCZAL L.: Measurements on reinforced soil structures. Proc. 8th ECSMFE, Helsinki, May 1983, Vol. 2, s. 525–526.
- [83] MATULEWICZ Z.: Analiza statyczna konstrukcji z gruntu zbrojonego na podstawie teorii ośrodków sprężysto-plastycznych. Prace Inst. Bud. Lądowej Politechniki Gd., Gdańsk 1979.
- [84] MAZUR S., SUROWIECKI A.: Anwendung bewehrter Erde zur Unterbauverstaerkung. *Tiefbau Ingenieurbau Strassenbau*, Nr 8, Jahr. 31, 1989, s. 458–464.
- [85] MAZURKIEWICZ R., SUROWIECKI A.: Koncepcja odbudowy stacji PKP Szczytna zniszczonej powodzią. *Mat. X Konf. Nauk.-techn. „Drogi kolejowe”*. CNTK Warszawa-Spała, 13–15.10.1999, s. 187–196.
- [86] Mc KITTRICK D.P., DARBIN M.: World-wide development and use of reinforced earth structures. *Ground Engineering* No. 2, 1979, s. 15–21.
- [87] MIŁKOWSKI M., MIŁKOWSKA J.: Gabiony – nowoczesne tworzywo inżynierii budowlanej. *Gospodarka Wodna* nr 1, 1988.
- [88] MURRAY R.T., BODEN J.B.: Reinforced earth wall constructed with cohesive fill, *C. R. Coll. Int. Reinforcement des Sols*, Paris 1979.

- [89] NAJDER T.: Wykorzystanie gabionów do ochrony brzegu morskiego – obiekty zrealizowane na Półwyspie Helskim w 1993 r. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 5, 1994, s. 239–243.
- [90] NFP 94-200. Renforcement des sols par inclusions. Ouvrages en sols rapportes renforces par armatures ou nappes peu extensibles et souples. Dimensionnement.
- [91] NGUYEN T. LONG, SCHLOSSER F.: Zasada działania i zachowanie się gruntu zbrojonego. *Wybrane zagadnienia geotechniki*, PAN-IBW, Wrocław, Ossolineum 1978, s. 157–184.
- [92] NGUYEN T. LONG: Badania gruntów zbrojonych. W: *Wybrane zagadnienia geotechniki*, PAN-IBW, Ossolineum, Wrocław 1978, s. 185–210.
- [93] NGUYEN T. LONG, SCHLOSSER F.: Wymiarowanie murów z gruntów zbrojonych. W: *Wybrane zagadnienia geotechniki*, PAN-IBW, Ossolineum Wrocław 1978, s. 211–237.
- [94] OBRYCKI M., PISARCZYK S.: *Zbiór zadań z mechaniki gruntów*. Ofic. Wyd. Politechniki Warszawskiej, Warszawa 2002.
- [95] PACHUTA K.: Gabions application in proecological engineering operation. *Zesz. Nauk. SGGW, Katedra Kształtowania Środowiska*, Warszawa 2002.
- [96] PIESKER F., GOEBEL C.: Stuetzbauwarke aus bewehrter Erde. *Bauplanung-Bautechnik*, 36, H. 2, Febr., 1982, s. 63–66.
- [97] PN-83/B-03010. Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [98] PN-81/B-03020. Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowl. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- [99] POLAŃSKI Z.: *Współczesne metody badań doświadczalnych*, Warszawa, PWN 1978.
- [100] PRICE D.: Reinforced earth research. *Civil Engineering*, 46, No. 12, 1976, s. 21–27.
- [101] *Prospekt Przedsiębiorstwa Hydrobudowa SA, Gdańsk*. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, nr 2, 1998, s. I, II.
- [102] *Prospekt Officine MACCAFERRI S.P.A. Polibeton Sp. z o.o.*, Warszawa, 1996.
- [103] PUIG J., BLIVET J.C.: Remblai a' talus vertical arme' avec un textile sintetique. *Bull. Liaison Labo. P. et Ch. no 64*, 1973, s. 13–18.
- [104] RADZIKOWSKI M.: Stan techniczny nawierzchni dróg krajowych. *Drogownictwo* nr 5, 2005, s. 131–139.
- [105] RISSE J., GOEBEL C., HANSPACH P.: Beehrte Erde – eine effective Bauweise im Erd und Grundbau. *Bauplanung-Bautechnik*, 36, H. 2, 1982, s. 51–53.

- [106] RoboBAT: ROBOT MILLENIUM wersja 15.0. Podręcznik użytkownika, Kraków 2002.
- [107] RoboBAT: Seminarium konsultacyjne ROBOT MILLENIUM, Kraków 2001.
- [108] ROLLA S.: Geotekstyli w budownictwie drogowym. Bibl. Drogownictwa, Warszawa WKiŁ 1988.
- [109] ROMSTAD K.M., HERRMANN L.R., SHEN C.K.: Integrated study of reinforced earth: Part I (Theoretical formulation), Journal of the Geotechnical Eng. Div. Proc. ASCE, Vol. 102, May 1976, s. 457–471, Part II (Behavior and design), Vol. 102, No. 6, June 1976, s. 577–590.
- [110] Rothfuss Prospects Monotec gabionen. GmbH u.Co.KG. Drahtprodukte. Bereich Geotechnik. D-71282 Hemmingen.
- [111] SANTINI CH., NGUYEN T. LONG.: La terre armee etudiee par modeles photo-elastiques. Bull. de Liaison des Labo. Rout. Ponts et Chaussees, no 97, 1978, s. 121–131.
- [112] SAWICKI A.: Dolna ocena nośności podłoża z gruntu zbrojonego obciążonego fundamentem bezpośrednim. Inżynieria Morska nr 5, 1982, s. 149–150.
- [113] SAWICKI A., KULCZYKOWSKI M.: Analiza sprężysta konstrukcji z gruntu zbrojonego. Archiwum Hydrotechniki, t. XXX, z. 3, 1986.
- [114] SAWICKI A., LEŚNIEWSKA D.: Grunt zbrojony – teoria i zastosowanie. PAN-IPPT, Wyd. Nauk. PWN, Warszawa 1993.
- [115] SAWICKI A.: Statyka konstrukcji z gruntu zbrojonego. IBW-PAN, Gdańsk 1999.
- [116] SCHLOSSER F.: La terre armee dans l'échangeur de Sete. Bull. de Liaison des Labo. P. et Ch., no 63, 1973, s. 149–171.
- [117] SCHLOSSER F.: La terre armee, recherches et realisations. Bull. de Liaison des labo. P. et Ch., no 62, 1972, s. 79–92.
- [118] SCHLOSSER F., VIDAL H.: La terre armee. Bureau d' Etudes de la terre armee. Paris 1970.
- [119] SCHLOSSER F., JACOBSON H.M., JURAN J.: Soil reinforcenment. Second Int. Conf. on geotextiles, Las Vegas 1982, s. 1158–1180.
- [120] SIMAC M.R., BATHURST R.J., FENNESSEY T.W.: Case study of a hybrid gabion basket geosynthetic reinforced soil wall. Ground Improvement I, 1977, p. 9–17.
- [121] SKRZYŃSKI E., SIKORA S.: Kolejowe budowle ziemne, WKiŁ, Warszawa 1999.
- [122] Sposoby obliczeń i informacje techniczne. T-WALL System Ścian Oporowych. The Neel Company, Springfield, Virginia, USA 1997.

- [123] Strategia Rozwoju Transportu na lata 2007-2013. Projekt do konsultacji społecznych i środowiskowych. Magazyn Autostrady nr 4, 2005, s. 80–86.
- [124] SUROWIECKI A.: O projektowaniu konstrukcji gabionowych w budownictwie komunikacyjnym, Drogownictwo, SITK, rok LVI, nr 3, 2001, s. 81–86.
- [125] SUROWIECKI A.: KOPÍŃSKI M.: Selected problems of reinforced soil mechanics, Communications, 1–2, 2002, Scientific letters of the University of Zilina, p. 88–98.
- [126] SUROWIECKI A., KOPÍŃSKI M.: Laboratory tests of the interaction zone between reinforced soil components, Communications, 1–2, 2002, Scientific letters of the University of Zilina, p. 88–98.
- [127] SUROWIECKI A.: Analiza doświadczalna efektywności zbrojenia nasypów z gruntu zbrojonego, Drogownictwo, SITK, Rok LVI, nr 2, 2001, s. 58–61.
- [128] SUROWIECKI A.: Arbeit der bewehrten Sandschicht unter Dauerbelastung. Tiefbau Ingenieurbau Strassenbau, Nr 3, 1988, s. 130–135.
- [129] SUROWIECKI A.: Laborversuche zum Einfluss ausgewählter Parameter auf die Wirkung der Bewehrung in lockeren Böden. Bauingenieur, Nr 5, 1989, s. 215–217.
- [130] SUROWIECKI A.: Laboruntersuchungen von mechanischen Eigenschaften bewehrter lockerer Bodenschichten. Bautechnik, 71, Heft 11, 1994, s. 707–711.
- [131] SUROWIECKI A.: Badania modelowe sypkiego gruntu zbrojonego. Drogownictwo, nr 7, 1994, s. 155–158.
- [132] SUROWIECKI A.: Specjalne konstrukcje inżynierii lądowej do zastosowania w nadzwyczajnych warunkach. Przegląd Kolejowy nr 5, 1998, s. 17–22.
- [133] SUROWIECKI A.: Badania modelowe cech mechanicznych ośrodka sypkiego zbrojonego dwukierunkowo. Inżynieria Morska i Geotechnika, nr 1, r. 16, 1995, s. 22–26.
- [134] SUROWIECKI A.: Interaction between reinforced soil components., *Studia Geotechnica et Mechanica*, Vol. XX, No. 1–2, 1988, s. 43–61.
- [135] SUROWIECKI A.: Laboratory tests of road subsoil model with complex reinforcement. *Mat. 10. Medzinarodna Vedecka Konferencia „Riesenie Krizovych situacii v specifickom prostredi, 22–23 Jun 2005, Zilina.*
- [136] SUROWIECKI A., KOZŁOWSKI W.: The vertical stresses and settlements of railway embankments. *Mat. 6-th European Conference of young research and science workers in transport and telecommunications. Zilina, Slovak Republic 27–29.06.2005.*

- [137] SUROWIECKI A.: Doświadczalna analiza nośności sypkich gruntów zbrojonych. Prace Inst. Inż. Łąd. Politechniki Wr., pr. dokt., PRE 64/84, Wrocław 1984.
- [138] SUROWIECKI A., ZAMIAR Z.: Specjalne konstrukcje inżynieryjne. Teoria i technologia. DW Bellona, Warszawa 2001.
- [139] SUROWIECKI A.: Analiza doświadczalna efektywności zbrojenia nasypów z gruntu zbrojonego, Drogownictwo, SITK, Rok LVI, nr 2, 2001, s. 58–61.
- [140] System ścian oporowych T-WALL. Informator Biura techniczno-Handlowego T-WALL, Gdynia 2002.
- [141] SZCZEŚNIAK K.: Geotechniczne zabezpieczenia przed skutkami powodzi. Zesz. Nauk. Akademii Rolniczej we Wrocławiu, Seria: Konferencje XXI, nr 339, Wrocław 1998.
- [142] THORBURN S., SMITH J.M.: Major gabion wall failure. In: failures in Earthworks. Thomas Telford, London 1985, pp. 279–293.
- [143] Torkret Consulting: Gabiony i materace gabionowe – prospekty. <http://www.torkret.pl/gabion.html>.01.06.2006 r.
- [144] VIDAL H.: La terre armee (un materiau nouveau pour travaux publics). Annales de l'Institut techn. du Bat. et des Trav. Publ. Ser. Materiaux (30), no 223–224, 1966, s. 889–938.
- [145] VIDAL H.: La terre armee – commentaire du film. Annales de l'Institut T.B.T.P., no 299, Nov., 1972, Serie: Mat., no 43, s. 140–176.
- [146] WIŁUN Z.: Zarys geotechniki, WKiŁ, Warszawa 2000.
- [147] WYSOCKI L.: Równowaga lokalna i trwałość konstrukcji oporowych z gruntu zbrojonego. Raport serii PRE nr 5/87, pr. dokt. Inst. Inż. Łąd. Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1987.
- [148] ZADROGA B.: Pierwsze zastosowania nowego systemu ścian oporowych T-WALL w Polsce. Inżynieria Morska i Geotechnika, 1999, nr 1, s. 14–21.

KONSTRUKCJE GABIONOWE – TEORIA, PRAKTYKA I BADANIA

Streszczenie

Temat opracowania o charakterze doświadczalno-teoretycznym dotyczy analizy pracy konstrukcji oporowych, wykonanych z elementów powtarzalnych. Budowle te stanowią dość atrakcyjną technicznie i ekonomicznie technologię w budownictwie komunikacyjnym w zakresie wzmocniania lub odbudowy niestabilnych skarp nasypów i przekopów.

Motywy podjęcia tematu wynikają z aktualnie praktykowanego postępowania w zakresie projektowania przedmiotowych konstrukcji, polegającego na stosowaniu procedur zawierających znaczne uproszczenia, opartych w dużej mierze na intuicji.

Praca jest próbą opracowania modelu odwzorowującego zachowanie się gabionów i gabionowych ścian oporowych w funkcji parametrów struktury tych obiektów. Zaproponowano podejście badawcze, polegające w pierwszej kolejności na analizowaniu pracy pojedynczego gabionu w eksperymencie modelowym fizycznym, po czym następuje weryfikacja numeryczna oraz przejście do analizy pracy konstrukcji złożonej z wielu gabionów.

Przedmiotem badań i analiz jest:

- pojedynczy element ściany oporowej (kosz siatkowo-kamienny), poddany działaniu superpozycji założonych obciążeń,
- nasyp ze skarpią wzmocnioną ścianą oporową złożoną z gabionów, poddaną działaniu superpozycji założonych obciążeń.

Celem monografii w aspekcie poznawczym jest opracowanie fizycznego i teoretycznego modelu pracy pojedynczego elementu gabionowej ściany, przy założonym układzie obciążeń zewnętrznych. Metoda badawcza sprowadza się generalnie do analizy sprężysto-plastycznej (w zakresie przemieszczeń) zachowania się gabionu, w zależności od cech charakteryzujących jego budowę i obciążenie zewnętrzne. Analiza stanowić może podstawę naukową do opracowania diagnostycznej metody oceny nośności budowli siatkowo-kamiennych.

Praktyczny aspekt książki uwidacznia się w rozdziale ósmym, zawierającym procedurę opracowania numerycznego modelu gabionu i ściany gabionowej.

Zakres prac badawczych przedstawionych w monografii sprowadza się do zadań:

1. Badania przemieszczeń pionowych i poziomych fizycznego modelu elementu ściany oporowej (gabionu), obciążonego statycznie, w funkcji parametrów charakteryzujących: powłokę siatkową, materiał wypełniający i obciążenie zewnętrzne.
2. Konstruowanie (w oparciu o program numeryczny ROBOT MILLENIUM) modeli teoretycznych pracy pojedynczych gabionów i ich kompozycji, tworzących ścianę jako zespół powtarzalnych elementów. Modelowanie dotyczy przemieszczeń pionowych i poziomych w funkcji struktury obciążenia (charakter: obciążenie równomiernie rozłożone, siła skupiona; kierunek: obciążenie pionowe, poziome; lokalizacja obciążenia).

Treść pracy jest zawarta w dziewięciu rozdziałach. Rozdział 1 jest wprowadzeniem w temat i prezentacją modułowych ścian gabionowych jako problem badawczy. W rozdziale 2 znajduje się historia, klasyfikacja i przykłady zastosowania gabionów w budownictwie lądowym i wodnym. W rozdziale 3 podano motywację i zakres zadań badawczych, zrealizowanych przez autora i zaprezentowanych w monografii. Rozdział 4 zawiera opis wykonanych przez autora laboratoryjnych badań w zakresie przemieszczeń fizycznego modelu gabionu. Rozdział 5 obejmuje syntezę wyników badań przemieszczeń modelu gabionu, w formie graficznych prezentacji. W rozdziale 6 dokonano próby teoretycznych uogólnień wyników badań doświadczalnych. Wykazano m.in. w modelach z koszem siatkowym i poziomą przeponą zwiększenie wytrzymałości na ścinanie, wyodrębniając: efekt przepony, efekt kosza siatkowego oraz łączny efekt kosza i przepony.

Numeryczną weryfikację rezultatów badań poziomych przemieszczeń fizycznego modelu gabionu przeprowadzono w rozdziale 7. Rozdział 8 stanowi próbę opracowania numerycznego modelu gabionu i ściany gabionowej.

Podsumowanie i wnioski końcowe oraz kierunki i możliwości prowadzenia dalszych badań zamieszczono w rozdziale 9.

Opracowanie jest zakończone: wykazem cytowanej literatury, streszczeniami w języku polskim i angielskim, wykazem rysunków i tabel oraz załącznikiem nr 1, zawierającym dokumentację wyników modelowych badań laboratoryjnych.

GABIONS STRUCTURES - THE THEORY, THE PRACTICE AND RESEARCH

Summary

The elaboration theme has experimental - theoretical character and refers work analyses retaining constructions, executed from repeated elements. These buildings determine attractive technically enough and economically the technology in the communication building in the range of the strengthening or restorations unstable slopes embankments and cuttings.

Motives collection the subject result from present practicing conduct in the range of the projection objective constructions, consisting in to usage procedures containing considerable reductions, leaning in large measure on intuition.

The paper is a attempt of the model elaboration copying comportment gabions and gabion's retaining walls in the structure parameters function these objects. There proposed the investigative approach , relying in the first instance on the analysis of work single gabion in the model physical experiment, then follows the numeric verification and the passage to the analysis of work composite construction with many gabions.

Research and analyses object is:

- the single element of retaining wall (reticularly - stone basket), the serf to the activity superposition of established weights
- the embankment with the slope with the heavy-duty gabion's retaining wall, processed superposition of established weights

An aim of the monograph incognitive aspect is elaboration of the physical and theoretical model of work single element of the gabion's wall, at the established arrangement of external weights. The investigative method moves generally to the analysis resiliently - plastic (in the range of dislocations) comportment of gabion, in the dependence from guilds characterizing his construction and the external weight. The analysis determine can the scientific base to the elaboration of the diagnostic method of the estimation of the carrying capacity of reticularly - stone - building .

The practical aspect of the book is seen in the chapter eighth, containing the procedure of elaboration the numerical gabion model and gabion's walls.

The range of research works in the monograph moves to assignments:

1. Research of dislocations perpendicular and horizontal of physical model element of retaining wall (gabion), laden statically, in the function of parameters characterizing: the reticular coat , the filter and the external weight.
2. The construction (basing on the numeric's programme Robot MILLENNIUM) theoretical models of work single gabion and of their composition, forming the wall as the set repeated elements. The modelling refers dislocations perpendicular and horizontal in the weight structure function (the character: the weight evenly spread, the collected power; the direction: the weight perpendicular, horizontal; the weight location).

The monograph content is contracted in nine Chapters. Chapter 1 is familiarizing with the subject and the presentation of modular gabion's walls as the research problem. History, classification and examples of the gabion application in the land

and water construction are in Chapter 2. In Chapter 3 are motivation and the scope of objectives research, fulfilled by the author and presented in the monograph. Chapter 4 contains the description of laboratory examinations performed by the author in transfers of the physical gabion model. Chapter 5 includes the synthesis of research findings of transfers of the gabion model, in the form of graphical presentations. In Chapter 6 they made attempt of theoretical generalizations of experimental research findings. Among others with the net basket and the horizontal diaphragm increasing the resistance to cutting was shown in models, distinguishing: the effect of the diaphragm, the effect of the net basket and the total effect of the basket and diaphragms.

Numerical vetting of results of the research on horizontal transfers of the physical gabion model they carried in Chapter 7. Chapter 8 constitutes the attempt to draw the numerical gabion model and gabion's walls.

The summary and final conclusions and directions and possibilities of conducting further research were placed in Chapter 9.

The study is finished: list of quoted literature, summaries in Polish and English, with the list of pictures and tables and the attachment with No. 1, containing documentation of findings of representative laboratory examinations.

WYKAZ RYSUNKÓW

- Rys. 1.1. Schematy konstrukcji oporowych z wieloma półkami poziomymi [48]
Rys. 1.2. Widok aksonometryczny rozwiązania konstrukcyjnego narożnika ściany oporowej T-WALL® [63, 148]
Rys. 1.3. Schemat konstrukcji powłokowej po wypełnieniu zasypką [48]
Rys. 1.4. Konstrukcja tarasowa [48]
Rys. 1.5. Wzmocnienie stromego zbocza konstrukcją oporową z mat GEOWEB [48]
Rys. 1.6. Schemat kaszycy z podkładów strunobetonowych [48]
Rys. 2.1. Ogólny widok ściany oporowej wykonanej z koszy siatkowych MACCAFERRI, chroniącej brzeg morski w Jastrzębiej Górze
Rys. 2.2. Kosze siatkowe typu MACCAFERRI [48]
Rys. 2.3. Typowe konstrukcje z gabionów [64]
Rys. 2.4. Konstrukcja siatkowa Terramesh [48]
Rys. 2.5. Konstrukcja Green Terramesh (wg [48])
Rys. 2.6. Mur oporowy chroniący brzeg morski w Juracie [63, 72]
Rys. 2.7. Warianty projektowe likwidacji osuwiska [63, 108]
Rys. 2.8. Przekrój poprzeczny przez nasyp w miejscu najbardziej niekorzystnym (km 53,255) i schemat wzmocnienia [63, 64]
Rys. 2.9. Przekrój poprzeczny przez tor główny zasadniczy w nasypie ze skarpią obudowaną koszami gabionowymi [63, 64]
Rys. 2.10. Przekrój poprzeczny przez tor główny zasadniczy w nasypie ze skarpią obudowaną elementami Kombi [63, 64]
Rys. 2.11. Mury oporowe wykonane z koszy siatkowo-kamiennych w systemie SIETE [26]
Rys. 3.1. Badanie wypełnionego kamieniami kosza siatkowego MACCAFERRI pod obciążeniem siłą skupioną. Widoczne deformacje kosza, bez zniszczenia, świadczą o jego dużej podatności [48]
Rys. 4.1. Model fizyczny kosza gabionowego
Rys. 4.2. Wykresy uziarnienia materiałów sypkich używanych do konstruowania modeli badawczych
Rys. 4.3. Schemat i podstawowe parametry stanowiska badawczego [80, 81, 137]
Rys. 4.4. Mechaniczny czujnik ciśnień poziomych ośrodka gruntowego [80, 81, 137]
Rys. 4.5. Widok z góry na wnętrze pojemnika
Rys. 4.6. Widok dna pojemnika od spodu
Rys. 5.1. Przemieszczenia poziome modeli z tłuczniem grubym na poziomach pomiarowych $z_k = z_1 - z_7$ ściany pojemnika badawczego
Rys. 5.2. Przebieg przemieszczeń poziomych w procesie spadku obciążenia
Rys. 5.3. Przemieszczenia poziome modelu gabionu z tłuczniem średnim (k) i modelu wzorcowego (w) na poziomach pomiarowych ściany
Rys. 5.4. Przemieszczenia poziome modelu gabionu (k) i modelu kruszywa bez kosza (w) w procesie spadku obciążenia na etapach
Rys. 5.5. Przemieszczenia poziome modelu gabionu wypełnionego grysem oraz modelu wzorcowego w procesie obciążania w zakresie $0 - 200 \text{ kN/m}^2$

- Rys. 5.6. Przemieszczenia poziome modelu z grysem bazaltowym w procesie spadku obciążenia
- Rys. 5.7. Przemieszczenia poziome modelu z pojedynczym koszem (k) i podwójnym ($2k$) w funkcji obciążenia
- Rys. 5.8. Przemieszczenia poziome modelu wzorcowego (w) i modelu z przeponą (w, p) w funkcji rosnącego obciążenia
- Rys. 5.9. Proces spadku przemieszczeń poziomych modelu bez przepony (w) i modelu z przeponą (w, p) w stanach spadku obciążenia
- Rys. 5.10. Przemieszczenia poziome modelu wzorcowego z przeponą (w, p) i gabionu z przeponą (k, p) na poszczególnych etapach obciążenia
- Rys. 5.11. Przemieszczenia poziome koszy z przeponą: pojedynczego (k, p) i podwójnego ($2k, p$) w fazie obciążenia na etapie 200 kN/m^2
- Rys. 5.12. Poziome przemieszczenia modelu wzorcowego (w) i gabionu (k) w funkcji zwiększającego się obciążenia etapami
- Rys. 5.13. Przemieszczenia poziome modelu wzorcowego (w) i modelu gabionu (k) w funkcji spadku obciążenia etapami
- Rys. 5.14. Poziome przemieszczenia gabionów z pojedynczym koszem: tłuć gruby (tg), tłuć średni (ts), gryś bazaltowy (gb), piasek (pr)
- Rys. 5.15. Charakter poziomych przemieszczeń w gryśie bazaltowym
- Rys. 7.1. Możliwości programu Robot MILLENIUM 15.0 w zakresie tworzenia konstrukcji żelbetowych oraz wymiarowania
- Rys. 6.1. Maksymalne naprężenie poziome p_z jako miara nośności modeli: (w) – model wzorcowy, (w, p) – model wzorcowy z przeponą, (k, p) – gabion z przeponą
- Rys. 6.2. Kąt tarcia wewnętrzznego φ i wytrzymałość na ścinanie τ_f dla modeli: (w) – model wzorcowy, (w, p) – model wzorcowy z przeponą, (k, p) – gabion z przeponą
- Rys. 6.3. Efekt spójności c i wytrzymałość na ścinanie τ_f dla modeli: (w) – model wzorcowy, (w, p) – model wzorcowy z przeponą, (k, p) – gabion z przeponą
- Rys. 7.2. Parametry stalowej siatki oraz zasypki gruntowej
- Rys. 7.3. Model kosza gabionowego o wymiarach $0,54 \times 0,54 \times 0,42 \text{ m}$, obciążony siłą równomiernie rozłożoną $p_z = 200 \text{ kN/m}^2$
- Rys. 7.4. Przekrój poprzeczny przez środek gabionu w płaszczyźnie XZ, obciążonego siłą równomiernie rozłożoną $p_z = 200 \text{ kN/m}^2$. Oznaczono poziomy pomiarowe, wykorzystywane w modelu fizycznym
- Rys. 7.5. Porównanie jakościowe przemieszczeń poziomych dla modelu fizycznego DxF oraz modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$
- Rys. 7.6. Inne porównanie jakościowe przemieszczeń poziomych dla modelu fizycznego DxF oraz modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$
- Rys. 7.7. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu fizycznego DxN wielomianem drugiego stopnia
- Rys. 7.8. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu fizycznego DxN wielomianem trzeciego stopnia

- Rys. 7.9. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu fizycznego DxN wielomianem czwartego stopnia
- Rys. 7.10. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu fizycznego DxN wielomianem piątego stopnia
- Rys. 7.11. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$ wielomianem drugiego stopnia
- Rys. 7.12. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$ wielomianem trzeciego stopnia
- Rys. 7.13. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$ wielomianem czwartego stopnia
- Rys. 7.14. Aproksymacja przemieszczeń poziomych modelu numerycznego poprawionego o współczynnik korekcyjny $DxN*K$ wielomianem piątego stopnia
- Rys. 8.1. Oczka siatki gabionowej
- Rys. 8.2. Siatka gabionowa z pękniętym drutem
- Rys. 8.3. Dwuwymiarowy projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm
- Rys. 8.4. Projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 1,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm
- Rys. 8.5. Projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 2,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm
- Rys. 8.6. Projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 3,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm
- Rys. 8.7. Projekt kosza gabionowego o wymiarach 1,0 x 4,0 x 1,0 m, siatka o wymiarach 80 x 100 mm
- Rys. 8.8. Model kosza o wymiarach 1 x 1 x 1 m, wykonanego z siatki czworokątnej o wymiarach oczek 100 x 100 mm
- Rys. 8.9. Dwuwymiarowy model ściany gabionowej nr 1 składającej się z czterech koszy, ułożonych kaskadowo, o wymiarach 1 x 1 m, wykonanych z siatki czworokątnej o wymiarach oczek 100 x 100 mm
- Rys. 8.10. Dwuwymiarowy model ściany gabionowej nr 2 składającej się z czterech koszy, ułożonych kaskadowo, o wymiarach 1 x 1 m, wykonanych z siatki czworokątnej o wymiarach oczek 100 x 100 mm
- Rys. 8.11. Dwuwymiarowy model ściany gabionowej nr 3 składającej się z pięciu koszy, ułożonych jeden na drugim, o wymiarach 1 x 1 m oraz z szóstego kosza – fundamentu o wymiarach 2 x 1 m, wszystkie kosze zostały wykonane z siatki czworokątnej o wymiarach oczek 100 x 100 mm
- Rys. 8.12. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$
- Rys. 8.13. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ i siłą skupioną przyłożoną pionowo centrycznie $F_z = 1 \text{ kN}$

- Rys. 8.14. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ i siłą skupioną przyłożoną pionowo w narożniku $F_z = 1 \text{ kN}$
- Rys. 8.15. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ i siłą skupioną przyłożoną pionowo na krawędzi $F_z = 1 \text{ kN}$
- Rys. 8.16. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ i siłą skupioną przyłożoną poziomo w narożniku $F_z = 1 \text{ kN}$
- Rys. 8.17. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ i siłą skupioną przyłożoną poziomo na krawędzi $F_z = 1 \text{ kN}$
- Rys. 8.18. Forma odkształcenia gabionu od obciążenia ciężarem własnym oraz w płaszczyźnie stropu $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ i siłą skupioną $F_z = 1 \text{ kN}$ przyłożoną poziomo centrycznie względem pionowej płaszczyzny ściany
- Rys. 8.19. Forma odkształcenia ściany gabionowej nr 3 od obciążenia siłą równomiernie rozłożoną $p_z = 1 \text{ kN/m}$ przyłożoną pionowo do naziomu
- Rys. 8.20. Forma odkształcenia ściany gabionowej nr 3 od obciążenia siłą równomiernie rozłożoną $p_z = 1 \text{ kN/m}$ przyłożoną pionowo do szczytu ściany
- Rys. 8.21. Forma odkształcenia ściany gabionowej nr 3 od obciążenia siłą skupioną $F_z = 1 \text{ kN}$ przyłożoną pionowo do krawędzi szczytu ściany
- Rys. 8.22. Forma odkształcenia ściany gabionowej nr 3 od obciążenia siłą skupioną $F_z = 1 \text{ kN}$ przyłożoną pionowo centrycznie do szczytu ściany

LIST OF FIGURES

- Fig. 1.1. Patterns of retaining structures with multiple horizontal shelves [48]
a - construction of part overwhelmed shelves, b - with full overwhelmed shelves, c - in liaison with reinforcement in the form of layers of polyester fabric or geogrids; 1 - cross-section of prefabricated reinforced concrete, 2 - the soil backfill, 3 - reinforcement layer
- Fig. 1.2. Axonometric construction solution corner T-WALL® retaining wall view [63, 148]
- Fig. 1.3. Chart after completing the coating structure backfill [48]
- Fig. 1.4. The terraced construction [48]:
a - schematic vertical cross-section, b - top view diagram
- Fig. 1.5. Strengthen the construction of the retaining steep slopes of GEOWEB mats [48]: 1 - layer of geosynthetics, 2 - GEOWEB mat filled with granular material, 3 - backfill retaining structures
- Fig. 1.6. Diagram of prestressed concrete sleepers gabion [48]: 1 - a primer in the front wall, 2 - primer on the back wall, 3 - lateral primer, connecting both sides, 4 - soil backfill, 5 - a natural slope of backfill, 6 - tamped clay, 7 - the base of lean concrete
- Fig. 2.1. General view of the retaining wall made of MACCAFERRI mesh baskets, protecting the sea shore in Jastrzębia Góra (photography by the author)
- Fig. 2.2. MACCAFERRI type mesh baskets [48]: a - baskets of vertical diaphragms, b - detail of a gabion six mesh
- Fig. 2.3. Typical of gabion structures [64]: a - road embankment with gabions reinforced slope (1) cooperating with the reinforcement (2), 3 - soil backfill, b - slope embankment located permanently or temporarily under water
- Fig. 2.4. Terramesh mesh construction [48]: a - Kombi type basket, b - scheme of the embankment; 1 - Kombi gabion, 2 - geotextile drain, 3 - soil material
- Fig. 2.5. Green Terramesh construction (after [48]): a - mesh element, b - schematic structures; 1 - Green Terramesh grid, 2 - geosynthetics; 3 - embankment; 4 - vegetation
- Fig. 2.6. Retaining wall protecting the sea shore in Jurata [63, 72]: 1 - protected shore dune, 2 - 1.0 x 1.0 x 1.0 m baskets, 3 - geotextile; 4 -, 0.3 m height gabion mattress
- Fig. 2.7. Design variations in the liquidation of landslides [63, 108]: a - variant I, b - variant II; explanations were in text
- Fig. 2.8. Transverse section of embankment in the most disadvantaged (km 53,255) and strengthening regimen [63, 64]: q - load of the trackway
- Fig. 2.9. Transverse section of the main primary track of an embankment slope of the enclosed gabion baskets [63, 64]: 1 - gabions, 2 - gabion mattress, 3 - geotextile; 4 - protective layer, 5 - a tube drainage
- Fig. 2.10. Transverse section of the main primary track of an embankment slope of the enclosed Kombi elements [63, 64]: 1 - gabions, 2 - gabion mattress, 3 - geotextile; 4 - protective layer, 5 - a tube drainage

- Fig. 2.11. Retaining walls made of mesh -stone baskets SIETE system [26]: a - with external fuller b - with internal fuller c - with staggered arranged baskets, B - width of the base; H - height; α - the retrorse angle from the vertical outer wall surface
- Fig. 3.1. Test of MACCAFERRI mesh basket filled with stones load concentrated force. Visible deformities trash, without destroying, testify to its high sensitivity [48]
- Fig. 4.1. Physical gabion basket model
- Fig. 4.2. Charts grain size of bulk materials used to construct research models: 1 - basalt grit, 2 - river gravel, 3 - river sand
- Fig. 4.3. Diagram and basic parameters of the research place [80, 81, 137]: a - general view, b - vertical section through the wall, 1 - horizontal pressure of a mechanical sensor, 2 - vertical pressure sensor, 3 - load model plate dimensions 0.32 x 0.32 m; $z_1 = 0.03$ m, $z_2 = 0.09$ m, $z_3 = 0.15$ m, $z_4 = 0.21$ m; $z_5 = 0.27$ m; $z_6 = 0.33$ m, $z_7 = 0.39$ m - measuring levels
- Fig. 4.4. Ground media horizontal pressure mechanical sensor [80, 81, 137]: a - longitudinal section, b - top view; 1 - face plate acquiring land from the pressure of the outer sliding sleeve, 2 - structural container wall plate, 3 - shaft, 4 - calibrated resilient strip, 5 - inner slide bush, 6 - aggravating bent, 7 - measuring frame, 8 - linear displacement sensor with an accuracy of ground media 10^{-5} [m]
- Fig. 4.5. Top view of the interior of the container
- Fig. 4.6. View from the bottom of the container underside
- Fig. 5.1. Horizontal displacement models with coarse crushed stone at the levels of measurement path $z_k = z_1 - z_7$ research container wall: w - the standard model (model without bascet); k - model with a mesh basket (gabion); 0; 100; 150; 200 kN/m^2 - load states
- Fig. 5.2. The course of horizontal displacement in the load decrease: w - the standard model, k - gabion, 200; 150; 100; 50 ; 0 kN/m^2 - load states
- Fig. 5.3. Horizontal displacement of the gabion model with medium broken stone (k) and the standard model (w) at the measuring level of the wall: 0; 100; 150; 200 kN/m^2 - load states
- Fig. 5.4. Horizontal displacement of the gabion model (k) and the standard model (w) in the decrease process of the load states: $q = 200$ kN/m^2 ; 150; 100; 50; 0 kN/m^2
- Fig. 5.5. Horizontal displacement gabion model filled with basalt grits and the standard model in the process of loading from 0 to 200 kN/m^2 : w - the standard model (model without bascet); k - model with a mesh basket (gabion) ; 0; 100; 150; 200 kN/m^2 - load states
- Fig. 5.6. Horizontal displacement of models filled with basalt grits gabion in the decrease load process; (w) - the standard model, (k) - gabion model; $q = 200$; 150; 100; 50 ; 0 kN/m^2 - load states
- Fig. 5.7. Horizontal displacement model with single (k) and double basket ($2k$) as a function of load $q = 0$; 100; 150; 200 kN/m^2
- Fig. 5.8. Horizontal displacement the standard model (w) and model with membrane (w, p) as a function of load; 0; 100; 150; 200 kN/m^2 - load states

- Fig. 5.9 The decrease process of horizontal displacements the model without the membrane (w) and model with the membrane (w, p) in the states of load decrease: 200; 150; 100; 50; 0 kN/m²
- Fig. 5.10. Horizontal displacement the standard model with membrane (w, p) and gabion model with membrane (k, p) as a function of load; 0; 100; 150; 200 kN/m²
- Fig. 5.11. Horizontal displacement the gabion models with membrane: single (k, p) and double ($2k, p$) in phase load at the level 200 kN/m²
- Fig. 5.12. Horizontal displacement of the standard model (w) and gabion model (k) as a function of increasing load steps: 0; 100; 150; 200 kN/m²
- Fig. 5.13. Horizontal displacement of the standard model (w) and gabion model (k) as a function of decreasing load steps: 0; 100; 150; 200 kN/m²
- Fig. 5.14. Horizontal displacement of the gabion model with single basket: coarse crushed stone (tg, k), medium broken stone (ts, k), basalt grits (gb, k), sand (pr, k); the level of load $q = 200$ kN
- Fig. 5.15. Character of horizontal displacements in basalt grits: explanations in the text
- Fig. 6.1. Maximum horizontal stress p_z as a measure of model capacity: (w) – standard model, (w, p) – standard model with the membrane, (k, p) – gabion model with the membrane
- Fig. 6.2. The angle of internal friction φ and shear strength τ_f for models: (w) – standard model, (w, p) – standard model with the membrane, (k, p) – gabion model with the membrane
- Fig. 6.3. The cohesion effect c and shear strength τ_f for models: (w) – standard model, (w, p) – standard model with the membrane, (k, p) – gabion model with the membrane
- Fig. 7.1. Capabilities of program Robot MILLENIUM 15.0 in the creation of reinforced concrete structures (a) and dimension (b)
- Fig. 7.2. Parameters of steel mesh (left) and backfill ground (right)
- Fig. 7.3. Gabion basket model measuring 0.54 x 0.54 x 0.42 m (rectangular grid with dimensions of 60 x 60 mm), loaded uniformly distributed strength $p_z = 200$ kN/m²
- Fig. 7.4. Cross section through the center of gabionu in the XZ plane, strength uniformly distributed load $p_z = 200$ kN/m². Marked levels of measurement used in the model of physical
- Fig. 7.5. Qualitative comparison of horizontal displacements for the physical model DxF and numerical model corrected by the correction factor $DxN*K$
- Fig. 7.6. Other qualitative comparison of the horizontal displacements for the physical model DxF and numerical model corrected by the correction factor $DxN*K$
- Fig. 7.7. Approximation of horizontal displacements of the physical model DxN of second-degree polynomial
- Fig. 7.8. Approximation of horizontal displacements of the physical model DxN of third-degree polynomial
- Fig. 7.9. Approximation of horizontal displacements of the physical model DxN of fourth-degree polynomial

- Fig. 7.10. Approximation of horizontal displacements of the physical model DxN of fifth-degree polynomial
- Fig. 7.11. Approximation of horizontal displacements numerical model of the improved correction factor $DxN*K$ second-degree polynomial
- Fig. 7.12. Approximation of horizontal displacements numerical model of the improved correction factor $DxN*K$ third-degree polynomial
- Fig. 7.13. Approximation of horizontal displacements numerical model of the improved correction factor $DxN*K$ fourth-degree polynomial
- Fig. 7.14. Approximation of horizontal displacements numerical model of the improved correction factor $DxN*K$ fifth-degree polynomial
- Fig. 8.1. Gabion mesh
- Fig. 8.2. Gabion mesh with a broken wire
- Fig. 8.3. Two-dimensional design gabion basket size 1.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm
- Fig. 8.4. Project of gabion basket size 1.0 x 1.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm
- Fig. 8.5. Project of gabion basket size 1.0 x 2.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm
- Fig. 8.6. Project of gabion basket size 1.0 x 3.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm
- Fig. 8.7. Project of gabion basket size 1.0 x 4.0 x 1.0 m, mesh size 80 x 100 mm
- Fig. 8.8. Model basket measuring 1.0 x 1.0 x 1.0 m, made of a square grid of mesh size 100 x 100 mm
- Fig. 8.9. Two-dimensional gabion wall model No. 1 consisting of four baskets, arranged in cascade, measuring 1.0 x 1.0 m, made of a square grid of mesh size 100 x 100 mm
- Fig. 8.10. Two-dimensional gabion wall model No. 2 consisting of four baskets, arranged in cascade, measuring 1.0 x 1.0 m, made of a square grid of mesh size 100 x 100 mm
- Fig. 8.11. Two-dimensional gabion wall model No. 3 consisting of five baskets, piled, measuring 1.0 x 1.0 m, and the sixth basket - the foundation of dimensions 2.0 x 1.0 m, all baskets are made of a square grid of mesh size 100 x 100 mm
- Fig. 8.12. The form of the load deformation gabion its own weight, and in the plane of the ceiling $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$
- Fig. 8.13. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ and concentrated force applied vertically centered $F_z = 1 \text{ kN}$
- Fig. 8.14. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ and concentrated force applied vertically in the corner of $F_z = 1 \text{ kN}$
- Fig. 8.15. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ and concentrated force applied vertically on the edge $F_z = 1 \text{ kN}$
- Fig. 8.16. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ and concentrated force applied horizontally in the corner of $F_z = 1 \text{ kN}$

- Fig. 8.17. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ and concentrated force applied horizontally on the edge $F_z = 1 \text{ kN}$
- Fig. 8.18. The form of the load deformation gabion its own weight and in the ceiling plane $p_z = 1 \text{ kN/m}^2$ and concentrated force $F_z = 1 \text{ kN}$ applied horizontally centered relative to the vertical wall
- Fig. 8.19. Gabion wall deformation form No. 3 from the force uniformly distributed load $p_z = 1 \text{ kN/m}$ applied vertically to embankment crown
- Fig. 8.20. Gabion wall deformation form No. 3 from the force uniformly distributed load $p_z = 1 \text{ kN/m}$ applied vertically to top of the wall
- Fig. 8.21. Gabion wall deformation form No. 3 on the concentrated load force $F_z = 1 \text{ kN}$ applied vertically to the edge of the top wall
- Fig. 8.22. Gabion wall deformation form No. 3 on the concentrated load force $F_z = 1 \text{ kN}$ applied vertically centered to the top of the wall

WYKAZ TABEL

- Tabela 6.1. Wartości Δx_{sr} , $p_{x,sr}$ oraz K_a dla modeli przy obciążeniu $q_{max} = 0,2$ MPa
Tabela 6.2. Parametry modeli $p_{x,sr}$, K , p_z oraz efekty zwiększenia nośności Δp_z , δp_z
Tabela 6.3. Parametry wytrzymałościowe modeli
Tabela 6.4. Parametry wytrzymałościowe modeli
Tabela 7.1. Przemieszczenia poziome modelu numerycznego i fizycznego przy obciążeniu pionowym $p_z = 200$ kN/m²

LIST OF TABLES

- Table 6.1. Values of Δx_{sr} , $p_{x,sr}$ and K_a for models with a load $q_{max} = 0,2$ MPa
Table 6.2. Model parameters: $p_{x,sr}$, K , p_z and the increasing load effects Δp_z , δp_z
Table 6.3. Strength parameters of models
Table 6.4. Strength parameters of models
Table 7.1. Horizontal displacement of the numerical and physical model with vertical load $p_z = 200$ kN/m²

ZAŁĄCZNIK NR 1 – DOKUMENTACJA BADAŃ

Tabele Z.1 – Z.10 zawierają zestawienie wyników badań doświadczalnych poziomych przemieszczeń dla wybranych modeli.

Oznaczenia:

(*w*) – model wzorcowy (kruszywo bez kosza siatkowego)

(*k*) – kruszywo w koszu siatkowym (gabion)

(*2k*) – kruszywo w podwójnym koszu siatkowym (gabion)

(*w,p*) – wzorzec z przeponą (kruszywo bez kosza siatkowego ze wzmocnieniem poziomą siatką stalową w połowie wysokości modelu, czyli na poziomie pomiarowym $z_4 = 0,21$ m)

(*k,p*) – kruszywo w koszu siatkowym (gabion) ze wzmocnieniem poziomą siatką stalową na poziomie pomiarowym $z_4 = 0,21$ m

(*2k,p*) – kruszywo w podwójnym koszu siatkowym (gabion) ze wzmocnieniem poziomą siatką stalową na poziomie pomiarowym $z_4 = 0,21$ m

Δx_k [mm] – przemieszczenie poziome modelu; $k = 1, 2, \dots, 7$ – indeks poziomu pomiarowego

$z_1 = 0,03$ m, $z_2 = 0,09$ m, $z_3 = 0,15$ m, $z_4 = 0,21$ m, $z_5 = 0,27$ m, $z_6 = 0,33$ m, $z_7 = 0,39$ m – poziomy pomiarowe

$\Delta x_{sr} = 1/n_k \sum \Delta x_k$ [mm] – średnie poziome przemieszczenie modelu; $n_k = 7$ – liczba poziomów pomiarowych

A_n [mm²] – powierzchnia netto ograniczona wykresem przemieszczeń poziomych (pominąwszy przemieszczenia od ciężaru własnego modelu)

ΔA_{1-2}^v [mm²] – bezwzględna zmiana przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do faz badań wg wzoru 5.3; (1 – faza pierwsza, 2 – druga, v – typ modelu);

$\delta \Delta A_{1-2}^v$ [%] – względna zmiana wartości przemieszczeń sprężystych w odniesieniu do faz badań; wg wzoru 5.4; (1 – faza pierwsza, 2 – druga; v – typ modelu);

A [mm²] – powierzchnia brutto ograniczona wykresem przemieszczeń poziomych (od obciążenia zewnętrznego i ciężaru własnego)

ΔA_u^v [mm²] – powierzchnia przemieszczeń sprężystych (wg wzoru 5.1)

$u = 1$ – faza pierwsza badań, realizowana na modelu wykonanym z materiału luźno nasypanego

$u = 2$ – faza druga badań, w której materiał wypełniający modele znajdował się w stanie wstępnego zagęszczenia, wygenerowanego procesem obciążającym zastosowanym w fazie 1

v – typ modelu

δx_u^v [%] – względna wartość poziomych przemieszczeń sprężystych (wg wzoru 5.2); u – faza badań; indeks v – typ modelu

Tabela Z.1.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (w), tuczeń gruby

Table Z.1.

Experimental results of horizontal displacements – model (w), bold broken stone

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania							Faza 1 Proces odciążania							Faza 2 Proces obciążania	Faza 2 Proces odciążania				
		stan obciążenia [kN/m ²]							stan obciążenia [kN/m ²]												
		0	100	150	200	200	150	100	50	0	0	100	150	200	200	150	100	50	0	200	0
z ₁		0,05	0,18	0,28	0,70	0,70	0,72	0,76	0,80	0,68	0,71	0,60	0,68	1,15	1,17	1,20	1,19	0,70	0,70	0,64	0,68
z ₂		1,02	1,57	2,11	2,66	2,66	2,67	2,65	2,59	2,11	1,47	1,97	2,76	3,75	3,78	3,80	3,80	3,38	2,28	2,11	2,11
z ₃	Δx_k [mm]	0,70	0,64	0,72	1,36	1,36	1,38	1,37	1,34	0,94	0,38	0,82	0,98	1,41	1,42	1,42	1,42	1,33	0,94	1,43	0,94
z ₄		0,21	0,49	0,71	1,06	1,06	1,08	1,08	1,07	0,86	0,65	0,90	1,18	1,73	1,75	1,75	1,74	1,43	1,09	1,70	0,86
z ₅		265,2	356,4	465,0	672,6	672,6	679,2	682,2	676,8	553,8	265,2	356,4	465,0	672,6	679,2	682,2	676,8	553,8	661,8	554,1	554,1
z ₆		Δx_{δ} [mm]																			
z ₇		A [mm ²]																			

$$A_{n1}^{(w)} = 407,4 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_1^{(w)} = 118,8 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_1^{(w)} = 17,66\%$$

$$A_{n2}^{(w)} = 108,0 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_2^{(w)} = 107,7 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_2^{(w)} = 16,31\%$$

$$\Delta A_{1-2}^{(w)} = 11,1 \text{ mm}^2$$

$$\delta \Delta A_{1-2}^{(w)} = 9,09\%$$

Tabela Z.2.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (k), tłuczeń gruby

Table Z.2.

Experimental results of horizontal displacements – model (k), bold broken stone

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania						Faza 1 Proces odciążania						Faza 2 Proces obciążania		Faza 2 Proces odciążania		
		stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]		stan obciążenia [kN/m ²]		
		0	100	150	200	150	100	50	0	0	200	150	100	50	0	200	150	100
z ₁	Δv_k [mm]	0,03	0,13	0,17	0,2	0,21	0,23	0,31	0,25	0,23	0,31	0,25	0,23	0,25	0,23	0,25	0,23	0,25
z ₂		0,51	1,06	1,66	1,65	1,65	1,64	1,63	1,24	1,22	1,63	1,24	1,22	1,24	1,22	1,24	1,22	1,24
z ₃		1,07	1,63	2,46	2,84	2,85	2,84	2,81	1,86	1,86	2,84	1,86	1,86	2,94	1,86	2,94	1,86	1,86
z ₄		0,45	1,09	1,37	1,79	1,81	1,82	1,76	1,11	1,11	1,82	1,11	1,11	1,73	1,11	1,73	1,11	1,11
z ₅		0,7	1,35	1,9	2,39	2,4	2,4	2,39	1,93	1,93	2,4	1,93	1,93	2,46	1,93	2,46	1,93	1,93
z ₆		0,73	1,05	1,36	2,1	2,12	2,13	1,81	1,58	1,58	2,13	1,81	1,58	1,94	1,58	1,94	1,58	1,58
z ₇		0,38	0,65	0,95	1,26	1,26	1,26	1,25	1,09	1,09	1,26	1,25	1,09	1,43	1,09	1,43	1,09	1,09
	Δv_{g1} [mm]	0,55	0,99	1,41	1,75	1,76	1,71	1,29	1,29	1,76	1,71	1,29	1,71	1,29	1,71	1,29	1,71	1,29
	A [mm ²]	219,6	393,6	558,6	690,0	693,6	670,2	504,0	504,0	694,8	670,2	504,0	666,6	504,0	666,6	504,0	666,6	503,7

$A_{n1}^{(k)} = 470,4 \text{ mm}^2$
 $\Delta A_1^{(k)} = 186,0 \text{ mm}^2$
 $\delta \Delta_1^{(k)} = 26,95\%$
 $A_{n2}^{(k)} = 162,6 \text{ mm}^2$
 $\Delta A_2^{(k)} = 162,9 \text{ mm}^2$
 $\delta \Delta_2^{(k)} = 24,39\%$
 $\Delta A_{1-2}^{(k)} = 23,1 \text{ mm}^2$
 $\delta \Delta_{1-2}^{(k)} = 12,58\%$

Tabela Z.3.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (w), grysy bazaltowy

Table Z.3.

Experimental results of horizontal displacements – model (w), basalt grites

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania						Faza 1 Proces odciążania				Faza 2 Proces obciążania	Faza 2 Proces odciążania
		stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]				stan obciążenia [kN/m ²]	stan odciążenia [kN/m ²]
		0	100	150	200	150	100	50	0	200	0		
z ₁	Δx _k [mm]	0,01	0,05	0,09	0,11	0,12	0,15	0,16	0,01	0,07	0,01	0,01	0,01
z ₂		0,36	0,83	1,22	1,65	1,65	1,64	1,97	0,81	1,42	0,81	0,81	0,81
z ₃		0,76	1,46	2,09	2,68	2,69	2,68	2,58	1,63	2,51	1,63	1,63	1,63
z ₄		0,69	1,32	1,95	2,59	2,59	2,59	2,45	1,6	2,46	1,6	1,6	1,6
z ₅		0,7	1,38	2,04	2,63	2,63	2,59	2,48	1,78	2,57	1,78	1,78	1,78
z ₆		0,48	0,96	1,42	1,82	1,82	1,82	1,75	1,52	1,83	1,52	1,52	1,52
z ₇		0,25	0,55	0,85	1,13	1,13	1,13	1,09	1,24	1,19	1,24	1,24	1,24
	Δx _{kr} [mm]	0,46	0,94	1,38	1,80	1,80	1,80	1,78	1,80	1,72	1,72	1,72	1,23
	A [mm ²]	187,2	375,6	551,4	719,4	721,2	718,2	711,6	477,6	685,2	477,6	477,6	477,9

$$A_{n1}^{(w)} = 532,2 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_1^{(w)} = 241,8 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_1^{(w)} = 33,61\%$$

$$A_{n2}^{(w)} = 207,6 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_2^{(w)} = 207,3 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_2^{(w)} = 30,29\%$$

$$\Delta A_{1-2}^{(w)} = 32,7 \text{ mm}^2$$

$$\delta \Delta A_{1-2}^{(w)} = 13,5\%$$

Tabela Z.4.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (k), grys bazaltowy

Table Z.4.

Experimental results of horizontal displacements – model (k), basalt grits

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania							Faza 1 Proces odciążania							Faza 2	Faza 2		
		stan obciążenia [kN/m ²]							stan obciążenia [kN/m ²]							Proces obciążania	Proces odciążania		
		0	100	150	200	150	100	50	0	200	150	100	50	0	200	150	100	50	0
z ₁	Δv _k [mm]	0,02	0,05	0,07	0,16	0,18	0,26	0,28	0,17	0,26	0,26	0,28	0,17	0,26	0,26	0,26	0,28	0,17	0,17
z ₂		0,35	0,83	1,25	1,7	1,71	1,71	1,71	1,63	0,67	1,51	1,51	1,63	0,67	1,51	1,51	1,63	0,67	0,67
z ₃		0,93	1,68	2,31	2,98	3	3	3	2,96	1,8	2,8	2,8	2,96	1,8	2,8	2,8	2,96	1,8	1,8
z ₄		0,88	1,62	2,28	2,94	2,95	2,95	2,95	2,84	1,73	2,77	2,77	2,84	1,73	2,77	2,77	2,84	1,73	1,73
z ₅		0,58	1,13	1,7	2,3	2,3	2,3	2,3	2,22	1,46	2,19	2,19	2,22	1,46	2,19	2,19	2,22	1,46	1,46
z ₆		0,38	0,71	1,12	1,59	1,59	1,59	1,59	1,58	1,61	1,59	1,59	1,58	1,61	1,59	1,59	1,58	1,61	1,61
z ₇		0,12	0,28	0,57	0,8	0,8	0,8	0,81	0,81	0,68	0,84	0,84	0,81	0,68	0,84	0,84	0,81	0,68	0,68
	Δk _v [mm]	0,47	0,90	1,33	1,78	1,79	1,80	1,76	1,16	1,70	1,70	1,76	1,16	1,70	1,70	1,76	1,16	1,16	
	A [mm ²]	192,0	368,4	539,4	719,3	723,0	724,8	706,2	462,0	682,8	682,8	706,2	462,0	682,8	682,8	706,2	462,0	461,7	

$A_{nl}^{(k)} = 527,4 \text{ mm}^2$
 $\Delta A_1^{(k)} = 257,4 \text{ mm}^2$
 $\delta v_1^{(k)} = 35,77\%$
 $A_{n2}^{(k)} = 220,8 \text{ mm}^2$
 $\Delta A_2^{(k)} = 221,1 \text{ mm}^2$
 $\delta v_2^{(k)} = 32,38\%$
 $\Delta A_{1-2}^{(k)} = 36,3 \text{ mm}^2$
 $\delta \Delta A_{1-2}^{(k)} = 14,1\%$

Tabela Z.5.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (2k), grys bazaltowy

Table Z.5.

Experimental results of horizontal displacements – model (2k), basalt grits

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania						Faza 1 Proces odciążania						Faza 2 Proces obciążania		Faza 2 Proces odciążania				
		stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]		stan obciążenia [kN/m ²]				
		0	100	150	200	150	100	50	0	0	100	150	200	150	100	50	0	200	0	
z ₁	Δv_k [mm]	0,91	0,82	1,44	1,64	1,78	1,82	1,84	1,09	1,62	1,09	1,62	1,09	1,82	1,84	1,09	1,62	1,09	1,09	
z ₂		0,83	1,46	2,11	2,51	2,54	2,53	2,49	1,11	2,51	1,11	2,51	1,11	2,53	2,49	1,11	2,51	1,11	1,11	
z ₃		0,79	1,59	2,31	2,88	2,93	2,94	2,87	1,45	2,94	1,45	2,94	1,45	2,94	2,87	1,45	2,94	1,45	1,45	
z ₄		0,76	1,51	2,11	2,75	2,77	2,77	2,7	1,41	2,77	1,41	2,77	1,41	2,77	2,7	1,41	2,77	1,41	1,41	
z ₅		0,37	0,95	1,62	2,13	2,2	2,21	2,18	1,57	2,21	1,57	2,21	1,57	2,21	2,18	1,57	2,21	1,57	1,57	
z ₆		0,24	0,36	0,92	1,34	1,35	1,35	1,33	1,44	1,35	1,44	1,35	1,44	1,33	1,33	1,44	1,35	1,48	1,44	1,44
z ₇		0	0	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,03	-0,01	-0,03	-0,01	-0,03	-0,01	-0,03	-0,03	-0,01	-0,03	-0,02	-0,01	-0,01
	Δv_{kr} [mm]	0,56	0,96	1,50	1,89	1,93	1,94	1,91	1,93	1,94	1,91	1,91	1,93	1,94	1,91	1,91	1,91	1,91	1,15	
	A [mm ²]	206,4	377,4	586,2	744,6	760,2	762,6	748,8	762,6	748,8	748,8	748,8	762,6	762,6	748,8	748,8	752,4	752,4	451,6	

$$A_{n1}^{(2k)} = 538,2 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_{1-2}^{(2k)} = 293,4 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_{1-2}^{(2k)} = 39,42\%$$

$$A_{n2}^{(2k)} = 301,2 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_2^{(2k)} = 300,8 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_2^{(2k)} = 40,03\%$$

$$\Delta A_{1-2}^{(2k)} = -7,4 \text{ mm}^2$$

$$\delta \Delta A_{1-2}^{(2k)} = -2,65\%$$

Tabela Z.6.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (w,p), grys bazaltowy

Table Z.6.

Experimental results of horizontal displacements – model (w,p), basalt grits

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania						Faza 1 Proces odciążania						Faza 2 Proces obciążania		Faza 2 Proces odciążania		
		stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]		stan obciążenia [kN/m ²]		
		0	100	150	200	150	100	50	0	0,01	0,02	0,03	0,06	0,04	0,03	0,03	0,01	0
Z ₁	Δx _k [mm]	0,01	0,02	0,03	0,06	0,04	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,01	0,01	0	0
Z ₂		0,53	0,73	0,93	0,98	1	0,95	0,85	0,53	0,81	0,53	0,81	0,53	0,81	0,81	0,81	0,53	0,53
Z ₃		0,21	0,45	0,69	0,84	0,84	0,72	0,6	0,39	0,64	0,39	0,64	0,39	0,64	0,64	0,64	0,39	0,39
Z ₄		0,12	0,26	0,45	0,57	0,62	0,62	0,57	0,46	0,58	0,46	0,58	0,46	0,58	0,58	0,58	0,46	0,46
Z ₅		0,37	0,71	1,05	1,3	1,32	1,27	1,18	0,66	1,3	0,66	1,3	0,66	1,3	1,3	1,3	0,66	0,66
Z ₆		0,44	0,83	1,23	1,52	1,55	1,49	1,38	1,16	1,58	1,16	1,58	1,16	1,58	1,58	1,58	1,16	1,16
Z ₇		0,36	0,7	1,07	1,36	1,36	1,3	1,2	1,06	1,42	1,06	1,42	1,06	1,42	1,42	1,42	1,06	1,06
Δx _{gr} [mm]		0,29	0,53	0,78	0,95	0,96	0,91	0,83	0,61	0,91	0,83	0,61	0,91	0,91	0,91	0,61	0,61	
A [mm ²]		112,2	200,4	294,0	355,8	362,4	343,2	312,0	223,8	343,2	312,0	223,8	343,2	312,0	223,8	337,2	223,5	

$A_{nl}^{(w,p)} = 243,6 \text{ mm}^2$
 $\Delta A_{1-2}^{(w,p)} = 132,0 \text{ mm}^2$
 $\delta x_{1-2}^{(w,p)} = 37,09\%$
 $A_{n2}^{(w,p)} = 113,4 \text{ mm}^2$
 $\Delta A_2^{(w,p)} = 113,7 \text{ mm}^2$
 $\delta x_2^{(w,p)} = 33,62\%$
 $\Delta A_{1-2}^{(w,p)} = 18,6 \text{ mm}^2$
 $\delta \Delta A_{1-2}^{(w,p)} = 14,09\%$

Tabela Z.7.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (k,p), grys bazaltowy

Table Z.7.

Experimental results of horizontal displacements – model (k,p), basalt grits

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania						Faza 1 Proces odciążania						Faza 2 Proces obciążania		Faza 2 Proces odciążania		
		stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]		stan odciążenia [kN/m ²]		
		0	100	150	200	150	100	50	0	0	100	150	200	150	100	50	0	200
z ₁	Δv_k [mm]	0,08	0,17	0,27	0,32	0,34	0,35	0,32	0,25	0,37	0,25	0,37	0,25	0,37	0,25	0,37	0,25	0,25
z ₂		0,18	0,55	0,98	1,2	1,32	1,22	1,01	0,39	1,15	0,39	1,15	0,39	1,15	0,39	1,15	0,39	0,39
z ₃		0,02	0,19	0,49	0,83	0,82	0,7	0,54	0,27	0,81	0,27	0,81	0,27	0,81	0,27	0,81	0,27	0,27
z ₄		0,18	0,48	0,72	0,97	1	0,98	0,92	0,69	1,04	0,69	1,04	0,69	1,04	0,69	1,04	0,69	0,69
z ₅		0,26	0,73	1,09	1,45	1,46	1,39	1,23	0,93	1,44	0,93	1,44	0,93	1,44	0,93	1,44	0,93	0,93
z ₆		0,11	0,31	0,58	0,82	0,84	0,84	0,81	0,73	0,93	0,73	0,93	0,73	0,93	0,73	0,93	0,73	0,73
z ₇		-0,05	-0,05	-0,07	-0,08	-0,07	-0,05	-0,06	-0,05	-0,07	-0,05	-0,06	-0,05	-0,07	-0,05	-0,07	-0,05	-0,05
Δv_{kr} [mm]		0,11	0,34	0,58	0,79	0,82	0,78	0,68	0,46	0,81	0,46	0,68	0,46	0,81	0,46	0,68	0,46	0,46
A [mm ²]		45,6	138,6	238,2	323,4	333,6	316,2	277,8	186,0	331,2	186,0	277,8	186,0	331,2	186,0	277,8	186,0	186,2

$$A_{n1}^{(k,p)} = 277,8 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_1^{(k,p)} = 137,4 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_1^{(k,p)} = 42,49\%$$

$$A_{n2}^{(k,p)} = 145,2 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_2^{(k,p)} = 145,0 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_2^{(k,p)} = 43,84\%$$

$$\Delta A_{1-2}^{(k,p)} = -7,6 \text{ mm}^2$$

$$\delta \Delta A_{1-2}^{(k,p)} = -5,53\%$$

Tabela Z.8.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (2k,p), grys bazaltowy

Table Z.8.

Experimental results of horizontal displacements – model (2k,p), basalt grits

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania						Faza 1 Proces odciążania						Faza 2 Proces obciążania		Faza 2 Proces odciążania	
		stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]						stan obciążenia [kN/m ²]		stan obciążenia [kN/m ²]	
		0	100	150	200	150	100	100	150	200	150	100	50	200	0	200	0
z ₁	Δx _k [mm]	0,18	0,33	0,45	0,52	0,66	0,67	0,54	0,18	0,64	0,18	0,64	0,18	0,18	0,18		
z ₂		0,4	1	1,48	1,78	1,65	1,33	0,86	0,81	1,71	0,81	1,71	0,81	0,81	0,81		
z ₃		0,15	0,63	1,04	1,5	1,35	1,01	0,69	0,65	1,47	0,65	1,47	0,65	0,65	0,65		
z ₄		2,76	0,2	0,38	0,56	0,61	0,52	0,44	0,46	0,55	0,46	0,55	0,46	0,46	0,46		
z ₅		0,06	0,25	0,45	0,68	0,74	0,69	0,66	0,67	0,7	0,67	0,7	0,67	0,67	0,67		
z ₆		0,07	0,33	0,64	0,9	0,91	0,88	0,83	0,89	0,94	0,89	0,94	0,89	0,89	0,89		
z ₇		0	0	0,01	0	0,01	0,02	0,02	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03	0,03		
Δx _{gr} [mm]		0,52	0,39	0,64	0,85	0,85	0,73	0,58	0,86	0,53	0,86	0,53	0,53	0,53			
A [mm ²]		83,31	154,8	252,6	340,8	335,4	286,8	226,2	342,6	215,4	342,6	215,4	214,9	214,9			

$$A_{n1}^{(2k,p)} = 257,49 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_1^{(2k,p)} = 125,4 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_{1-2}^{(2k,p)} = 36,79\%$$

$$A_{n2}^{(2k,p)} = 127,2 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_2^{(2k,p)} = 127,7 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_2^{(2k,p)} = 37,13\%$$

$$\Delta A_{1-2}^{(2k,p)} = -1,8 \text{ mm}^2$$

$$\delta \Delta A_{1-2}^{(2k,p)} = -1,43\%$$

Tabela Z.9.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (w), piasek rzeczny

Table Z.9.

Experimental results of horizontal displacements – model (w), river sand

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania							Faza 1 Proces odciążania							Faza 2 Proces obciążania	Faza 2 Proces odciążania
		stan obciążenia [kN/m ²]							stan obciążenia [kN/m ²]								
		0	100	150	200	150	100	50	0	150	100	50	0	150	100		
z ₁	Δx _i [mm]	0,03	0,12	0,16	0,16	0,16	0,16	0,15	0,15	0,25	0,25	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
z ₂		0,67	1,17	1,49	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,65	1,57	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42	0,42
z ₃		1,16	2,18	3,13	3,88	3,85	3,87	3,72	3,85	3,87	3,72	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39	1,39
z ₄		1,39	2,69	4,02	4,78	4,78	4,78	5	4,78	4,78	5	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35	2,35
z ₅		1,33	2,73	4,18	5,06	5,06	5,06	5,25	5,06	5,06	5,25	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69	2,69
z ₆		1,04	2,14	3,33	4,34	4,34	4,34	4,22	4,34	4,34	4,22	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19	2,19
z ₇		0,84	1,14	1,91	2,61	2,61	2,61	2,52	2,61	2,61	2,52	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41	1,41
Δx _{av} [mm]		0,92	1,74	2,60	3,21	3,21	3,22	3,21	3,21	3,22	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51	1,51	
A [mm ²]		361,8	693,0	1031,4	1264,8	1263,0	1266,6	1263,0	1266,6	1268,4	589,2	589,2	589,2	589,2	589,2	589,2	

$$A_{n1}^{(w)} = 903,0 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_1^{(w)} = 675,6 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_1^{(w)} = 53,41\%$$

$$A_{n2}^{(w)} = 574,2 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_2^{(w)} = 574,0 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_2^{(w)} = 49,35\%$$

$$\Delta A_{1-2}^{(w)} = 101,6 \text{ mm}^2$$

$$\delta \Delta A_{1-2}^{(w)} = 15,0\%$$

Tabela Z.10.

Wyniki badań doświadczalnych przemieszczeń poziomych – model (k), piasek rzeczny

Table Z.10.

Experimental results of horizontal displacements – model (k), river sand

Poziom pomiarowy	Przemieszczenia	Faza 1 Proces obciążania							Faza 1 Proces odciążania							Faza 2 Proces obciążania		Faza 2 Proces odciążania		
		stan obciążenia [kN/m ²]							stan obciążenia [kN/m ²]							stan obciążenia [kN/m ²]		stan obciążenia [kN/m ²]		
		0	100	150	200	150	100	50	0	0,04	0,03	0,03	0,06	0,03	0,06	0,2	0,15	0,15	0,15	0,15
Z ₁	Δx _k [mm]	0,76	1,33	1,77	2,13	2,13	2,15	2,15	2,15	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92	0,92
Z ₂		1,06	2,06	2,82	3,48	3,48	3,48	3,43	3,43	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88	0,88
Z ₃		1,16	2,41	3,42	4,27	4,27	4,28	4,21	4,21	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66	1,66
Z ₄		1,22	2,6	3,72	4,69	4,71	4,71	4,6	4,6	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22	2,22
Z ₅		0,71	1,65	2,41	3,17	3,31	3,17	3,11	3,11	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71	1,71
Z ₆		0,28	0,85	1,33	1,74	1,75	1,74	1,71	1,71	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99	0,99
Z ₇		0,73	1,56	2,21	2,79	2,81	2,80	2,77	2,77	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22	1,22
	Δx ₀ [mm]	302,4	629,4	888,6	1119,0	1128,0	1107,6	1107,6	477,0	477,0	477,0	477,0	477,0	477,0	477,0	477,0	477,0	477,0	477,0	
	A [mm ²]																			

$$A_{n1}^{(k)} = 816,6 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_1^{(k)} = 642,0 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_{1-2}^{(k)} = 57,37\%$$

$$A_{n2}^{(k)} = 532,2 \text{ mm}^2$$

$$\Delta A_2^{(k)} = 531,9 \text{ mm}^2$$

$$\delta x_2^{(k)} = 52,73\%$$

$$\Delta A_{1-2}^{(k)} = 110,1 \text{ mm}^2$$

$$\delta \Delta A_{1-2}^{(k)} = 17,1\%$$

