

# ZASADY DOKUMENTOWANIA GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKICH WARUNKÓW POSADOWIENIA OBIEKTÓW BUDOWNICTWA MORSKIEGO I ZABEZPIECZEŃ BRZEGU MORSKIEGO



Ministerstwo Środowiska



Wykonano na zamówienie MINISTRA ŚRODOWISKA  
za środki finansowe wypłacone przez  
NARODOWY FUNDUSZ OCHRONY ŚRODOWISKA  
I GOSPODARKI WODNEJ

**Państwowy Instytut Geologiczny  
Warszawa 2009**

**Autorzy:**

Zbigniew FRANKOWSKI<sup>1</sup>, Marek GRANICZNY<sup>1</sup>, Bożena JUSZKIEWICZ-BEDNARCZYK<sup>2</sup>, Regina KRAMARSKA<sup>3</sup>,  
Zbigniew PRUSZAK<sup>4</sup>, Piotr PRZEZDZIECKI<sup>3</sup>, Marek SZMYTKIEWICZ<sup>4</sup>, Maciej WERNO<sup>2</sup>, Joanna ZACHOWICZ<sup>3</sup>

<sup>1</sup> Państwowy Instytut Geologiczny, 00-975 Warszawa, ul. Rakowiecka 4

<sup>2</sup> Przedsiębiorstwo Badawcze GEOSTAB Sp. z o.o., 80-260 Gdańsk, ul. Rodzinna 17

<sup>3</sup> Państwowy Instytut Geologiczny, Oddział Geologii Morza, 80-328 Gdańsk, ul. Kościarska 5

<sup>4</sup> Instytut Budownictwa Wodnego PAN, 80-328 Gdańsk, ul. Kościarska 7

**Współpraca:** Andrzej Drągowski, Wojciech Jegliński, Jacek Kosmański, Dorota Koszka-Maróń, Zbigniew Kowalski,  
Marek Kulczykowski, Rafał Ostrowski, Bolesław Uramowski

**Recenzent:** Maciej K. Kumor

Redaktorzy wydawnictwa: Teresa Lipniacka, Janina Małecka, Maria Modłkowska

Projekt okładki: Wojciech Markiewicz. W projekcie wykorzystano zdjęcie udostępnione przez firmę Petrobaltic S.A.

W publikacji zamieszczono zdjęcia, które są własnością następujących firm: PPIEZRiG Petrobaltic S.A.;  
Hochtief Construction AG; Urząd Morski w Gdyni, Urząd Morski w Szczecinie

Akceptował do druku dnia 17.03.2009 r.

Dyrektor ds. państwowej służby hydrogeologicznej  
dr Lesław SKRZYPCZYK

© Copyright by Ministerstwo Środowiska, Warszawa 2009

ISBN 978-83-7538-411-6

Skład komputerowy, druk i oprawa: Remigraf Sp. z o.o., Warszawa 03-450, ul. Ratuszowa 11

## SPIS TREŚCI

<b>1. Wprowadzenie</b>	7
1.1. Przedmiot i cel opracowania	7
1.2. Zakres zastosowania	7
1.3. Terminologia	7
<b>2. Charakterystyka rzeźby dna i osadów występujących na brzegu oraz w polskiej strefie ekonomicznej</b>	10
2.1. Rys geologiczny polskiego brzegu morskiego	10
2.2. Rzeźba dna południowego Bałtyku.	14
2.3. Grunty występujące na dnie morskim i ich zanieczyszczenie	14
2.3.1. Metodyka poboru próbek gruntu do badań zanieczyszczenia	18
2.3.2. Zanieczyszczenia osadów południowego Bałtyku	18
2.4. Budowa geologiczna dna morskiego	22
2.4.1. Podłoże czwartorzędu	22
2.4.2. Czwartorzęd	25
2.5. Warunki geologiczno-inżynierskie dna morskiego	26
<b>3. Brzegi morskie</b>	30
3.1. Definicje i podziały	30
3.2. Klasyfikacja brzegów morskich	31
3.3. Charakterystyka procesów hydro- i morfodynamicznych strefy brzegowej	31
3.4. Modele numeryczne procesów morskiej strefy brzegowej	36
3.5. Zagrożenia brzegów na odcinkach o różnej litogenezie i dynamice	37
3.5.1. Brzegi nisko położone	37
3.5.2. Brzegi wydmowe	38
3.5.3. Brzegi klifowe	39
3.6. Podatność polskiego brzegu na zmiany środowiskowe i klimatyczne	40
<b>4. Budowle morskie</b>	44
4.1. Budowle portowe	44
4.1.1. Falochrony	44
4.1.2. Nabrzeża	46
4.2. Stoczniowe konstrukcje hydrotechniczne	48
4.2.1. Pochylnie	48
4.2.2. Wyciągi (slipy)	50
4.2.3. Doki suche	51
4.2.4. Doki pływające	52
4.3. Specjalne budowle portowe morskie	53
4.3.1. Dalby	53
4.3.2. Stawy nawodne	54
4.3.3. Śluzy morskie.	54
4.4. Specjalne budowle morskie – latarnie i radiolatarnie	54

4.5. Farmy wiatrowe . . . . .	55
4.5.1. Fundamentowanie farm wiatrowych na morzu . . . . .	56
4.5.2. Rozpoznanie warunków gruntowych w różnych fazach realizacji konstrukcji. . . . .	58
4.5.3. Minimalny zakres badań geologiczno-inżynierskich . . . . .	58
4.5.4. Farmy wiatrowe na lądzie . . . . .	59
4.6. Platformy i boje pełnomorskie. . . . .	59
4.6.1. Ruchome konstrukcje samopodnoszące . . . . .	60
4.6.2. Stałe konstrukcje posadowione na dnie morza . . . . .	61
4.6.3. Zakotwiczone konstrukcje pływające . . . . .	63
4.6.4. Zagadnienia geologiczno-inżynierskie wymagające rozwiązania przy instalacji platform pełnomorskich . . . . .	64
4.7. Rurociągi podmorskie. . . . .	64
4.7.1. Wybór trasy i sposobu posadowienia rurociągu . . . . .	65
4.7.2. Monitoring rurociągów podmorskich . . . . .	67
<b>5. Budowle ochrony brzegów morskich . . . . .</b>	<b>68</b>
5.1. Sztuczna ochrona i umacnianie brzegu . . . . .	68
5.1.1. Wały przeciwsztormowe . . . . .	69
5.1.2. Opaski brzegowe . . . . .	71
5.1.3. Ostrogi brzegowe . . . . .	72
5.1.4. Progi podwodne. . . . .	74
5.2. Sztuczne zasilanie brzegu i roboty czerpalne . . . . .	75
<b>6. Problemy dotyczące klasyfikacji geotechnicznej gruntów . . . . .</b>	<b>77</b>
6.1. Podstawy doboru nazwy i symbolu gruntu według PN-B-02480:1986 . . . . .	77
6.2. Porównanie różnych systemów klasyfikacyjnych z normą europejską . . . . .	79
6.3. Klasyfikacja gruntu według amerykańskiej normy ASTM D2487. . . . .	81
6.4. Ujednolicona metoda badań laboratoryjnych klasyfikacji gruntu . . . . .	86
<b>7. Badania geologiczno-inżynierskie. . . . .</b>	<b>90</b>
7.1. Ogólne warunki badania podłoża gruntowego dla posadowienia budowli morskich . . . . .	90
7.2. Prace przygotowawcze i projekt prac geologicznych . . . . .	91
7.3. Badania terenowe. . . . .	93
7.3.1. Pomiary geodezyjne i batymetryczne . . . . .	93
7.3.2. Badania geofizyczne. . . . .	95
7.3.3. Wiercenia i pobór próbek gruntu w warunkach morskich . . . . .	102
7.3.4. Badania polowe w warunkach morskich . . . . .	114
7.4. Badania laboratoryjne . . . . .	129
7.4.1. Opis i klasyfikacja gruntu. . . . .	131
7.4.2. Uziarnienie . . . . .	131
7.4.3. Właściwości fizyczne gruntu . . . . .	132
7.4.4. Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu – badania indeksowe . . . . .	133
7.4.5. Odształcalność gruntów (ściśliwość i konsolidacja) . . . . .	134
7.4.6. Wskaźnik ściśliwości i stopień przekonsolidowania . . . . .	134
7.4.7. Ciśnienie pęcznienia . . . . .	135
7.4.8. Wytrzymałość gruntów w warunkach morskich. . . . .	135
7.4.9. Przewodność cieplna . . . . .	137
<b>8. Zagospodarowanie obszarów morskich i strefy brzegowej oraz ochrona środowiska. . . . .</b>	<b>138</b>
8.1. Elementy zagospodarowania obszarów morskich i strefy brzegowej . . . . .	138
8.2. Obszary chronione. . . . .	140



---

<b>9. Monitoring strefy brzegowej południowego Bałtyku</b> . . . . .	143
9.1. Założenia systemu monitoringu strefy brzegowej i umocnień brzegowych . . . . .	143
9.2. Ogólne kierunki wykorzystania pomiarów monitoringu strefy brzegowej . . . . .	143
9.3. Realizacja monitoringu strefy brzegowej . . . . .	143
<b>10. Przykłady realizacji w warunkach polskich</b> . . . . .	145
10.1. Posadowienie morskich platform wiertniczych na przykładzie platformy Petrobaltic . . . . .	145
10.1.1. Dane techniczne platform należących do Petrobaltic S.A. . . . .	145
10.1.2. Program badań . . . . .	146
10.1.3. Rozpoznanie dna morskiego . . . . .	147
10.1.4. Badania gruntów oraz interpretacja wyników . . . . .	147
10.1.5. Określenie warunków geotechnicznych . . . . .	151
10.1.6. Naprężenia pod fundamentem nogi platformy . . . . .	155
10.1.7. Obliczenia penetracji fundamentów platformy w dno morskie . . . . .	156
10.2. Określenie warunków gruntowych na trasie rurociągu podmorskiego . . . . .	159
10.2.1. Techniczna charakterystyka rurociągu . . . . .	159
10.2.2. Rozpoznanie powierzchni dna morskiego . . . . .	159
10.2.3. Badania gruntów . . . . .	159
10.2.4. Warunki geotechniczne . . . . .	161
10.3. Wykorzystanie badań geologiczno-inżynierskich do instalacji morskich boi cumowniczo-przelewowych . . . . .	161
10.3.1. Opis boi CALM . . . . .	161
10.3.2. Rozpoznanie dna morskiego . . . . .	162
10.3.3. Badania gruntów . . . . .	162
10.3.4. Określenie warunków zaciągania kotwic . . . . .	164
10.4. Budowa Głębokowodnego Terminalu Kontenerowego DCT w Gdańsku . . . . .	166
10.4.1. Badania geologiczno-inżynierskie . . . . .	166
10.4.2. Budowa geologiczna . . . . .	168
10.4.3. Warunki hydrogeologiczne . . . . .	168
10.4.4. Budowa podłoża dna morskiego . . . . .	168
10.4.5. Badania dodatkowe. . . . .	171
10.4.6. Prace budowlane . . . . .	171
10.5. Przykłady odbudowy i zabezpieczenia zboczy klifowych od strony lądu . . . . .	174
10.5.1. Budowa geologiczna Kępy Swarzewskiej . . . . .	174
10.5.2. Klif w Jastrzębiej Górze . . . . .	174
10.5.3. Klif w Rozewiu . . . . .	183
<b>11. Przepisy prawne obowiązujące w budownictwie morskim – stan na 31.12.2008</b> . . . . .	193
<b>Literatura</b> . . . . .	196
<b>Normy</b> . . . . .	198
<b>Ustawy i rozporządzenia</b> . . . . .	200



## 1. WPROWADZENIE

Właściwe rozpoznanie warunków geologiczno-inżynierskich dla zabudowy strefy brzegowej i podłoża morskich budowli hydrotechnicznych jest ważnym elementem projektowania i realizacji inwestycji położonych wzdłuż wybrzeża i obszarów morskich Rzeczypospolitej Polskiej. Oprócz oczywistych czynności związanych z dokumentowaniem geologiczno-inżynierskim posadowienia obiektów budownictwa morskiego działania te wymagają określenia metodyki i zakresu badań geologiczno-inżynierskich, a także przedstawienia ogólnej charakterystyki obiektów lokalizowanych w strefie brzegowej i na morzu.

Pomimo wagi zagadnienia brak jest polskiego opracowania o charakterze poradnika metodycznego, które w całości byłoby poświęcone badaniom geologiczno-inżynierskim w odniesieniu do szeroko rozumianego budownictwa morskiego i ochrony brzegu. Lukę tę ma wypełnić przekazywana w ręce Czytelników publikacja.

Niniejsze zasady zostały opracowane przez zespół specjalistów z:

- Państwowego Instytutu Geologicznego,
- Instytutu Budownictwa Wodnego Polskiej Akademii Nauk,
- Przedsiębiorstwa Badawczego GEOSTAB Sp. z o.o.

### 1.1. PRZEDMIOT I CEL OPRACOWANIA

Przedmiotem opracowania są zasady dokumentowania geologiczno-inżynierskich warunków posadowienia obiektów budownictwa morskiego i zabezpieczeń brzegu morskiego.

Zasady zostały opracowane na podstawie najnowszych danych zaczerpniętych z wielu źródeł, w tym z archiwalnych dokumentacji geologiczno-inżynierskich, geotechnicznych i hydrogeologicznych, oraz doświadczeń z realizacji prac w strefie brzegowej i na obszarach morskich.

Celem opracowania jest określenie:

- wytycznych dla prowadzenia badań i dokumentowania geologiczno-inżynierskiego,
- metodyki badań geologiczno-inżynierskich,
- zakresu badań geologiczno-inżynierskich dla posadowienia różnych budowli morskich i zabezpieczeń brzegu morskiego,
- ogólnej charakterystyki obiektów lokalizowanych w strefie brzegowej i na morzu.

### 1.2. ZAKRES ZASTOSOWANIA

Opracowanie ma charakter poradnika w zakresie zagadnień związanych z badaniami geologiczno-inżynierskimi w granicach polskich obszarów morskich i w pasie nadbrzeżnym (Ustawa z dnia 21 marca 1991 r. o obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej i administracji morskiej) – [rys. 1.1.](#)

### 1.3. TERMINOLOGIA

W Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 1 czerwca 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać morskie budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie, zostały podane krótkie opisy pojęć zamieszczonych w ustawie:

**dalby** oraz **samodzielne urządzenia cumownicze, cumowniczo-odbojowe i odbojowe** – samodzielne konstrukcje jednopalowe, wielopalowe albo ramowe, zapuszczane w dno;

**falochron** – budowla morska osłaniająca całkowicie lub częściowo akwen przybrzeżny, głównie w portach i przystaniach morskich, a także brzeg morski przed działaniem fal morskich;

**molo** – wysunięty w morze, prostopadle albo ukośnie do brzegu, pomost albo nasyp ziemny obramowany nabrzeżami;

**nabrzeże** – budowla morska tworząca obudowę brzegu akwenu portu albo przystani morskiej;

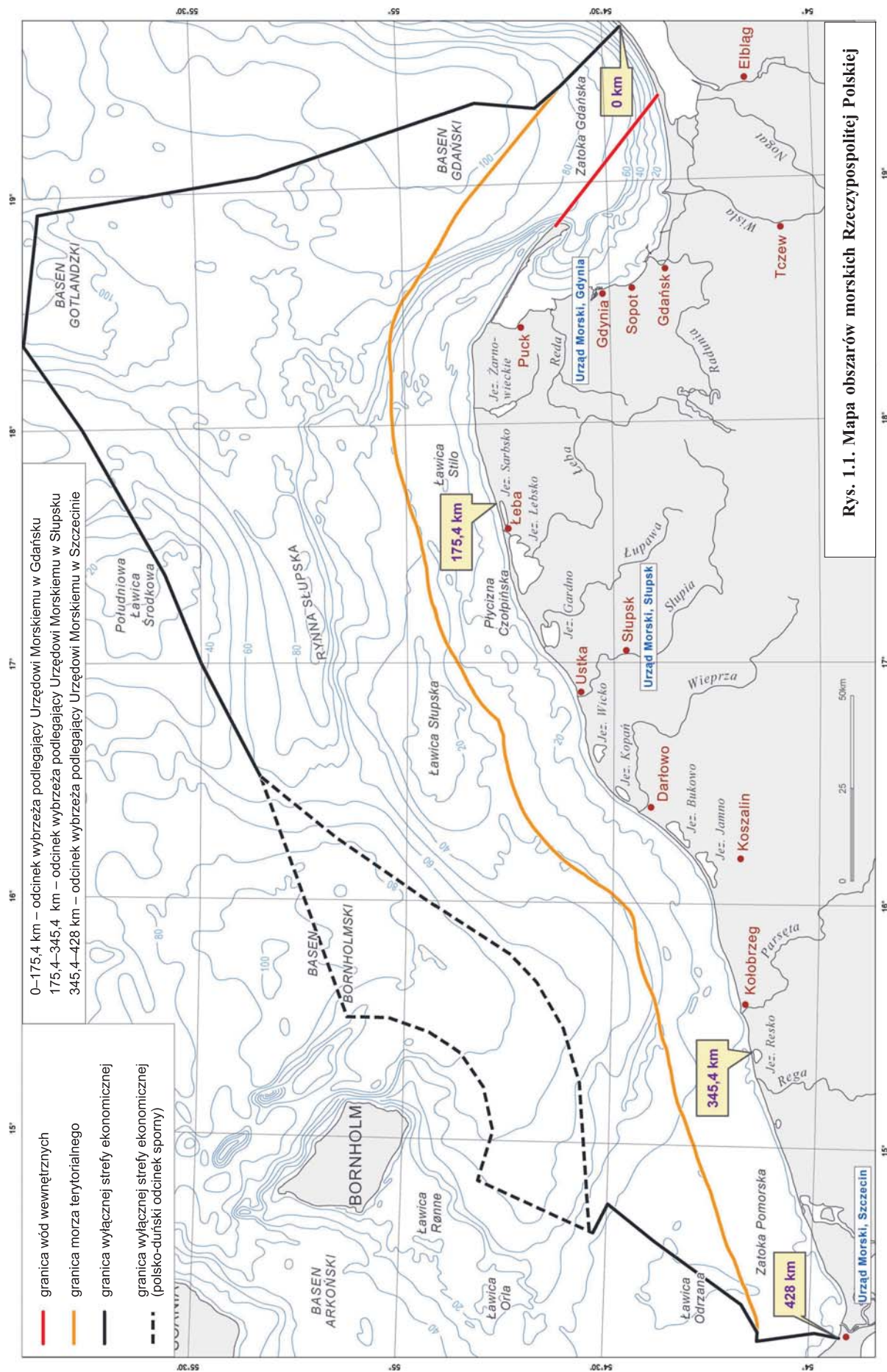
**opaska brzegowa** – budowla ochronna posadowiona równolegle do linii brzegowej, stanowiąca umocnienie brzegu pasa technicznego;

**ostroga brzegowa** – budowla ochronna brzegu morskiego, wychodząca w morze poprzecznie do linii brzegowej, wykonana w postaci szczelnej albo ażurowej przegrody, której zadaniem jest rozproszenie energii fali morskiej oraz wstrzymywanie ruchu rumowiska morskiego;

**pirs** – połączony z brzegiem pomost, usytuowany prostopadle albo ukośnie do tego brzegu;

**pochłaniacz fal** – konstrukcja zapobiegająca tworzeniu się fali odbitej w basenie portowym, stanowiąca konstrukcję samodzielną lub element konstrukcyjny innej budowli;

**pomost** – budowla morska, usytuowana nad akwieniem albo skarpą brzegową, niebędąca obudową brzegu i nieprze-



nosząca naporu gruntu terenu przylegającego do tej budowli;

**roboty czerpalne (pogłębiarskie)** – podwodne roboty ziemne wykonywane na akwenach;

**roboty podwodne** – wszelkie roboty wykonywane pod wodą;

**roboty refulacyjne** – roboty polegające na hydraulicznym odprowadzaniu urobku z robót czerpalnych na ustalone miejsce;

**stoczniowa konstrukcja hydrotechniczna** – budowla specjalnie przystosowana do obciążeń oraz technologii procesu budowy, remontu, prób albo konserwacji jednostek pływających;

**tory poddźwignicowe** – są to tory jezdne dla dźwignic szynowych, posadowione na samodzielnych fundamentach albo na konstrukcji budowli morskiej lub na obu tych konstrukcjach jednocześnie;

**wysepki cumownicze, cumowniczo-odbojowe i odbojowe** – są to samodzielne konstrukcje, usytuowane poza zasadniczą konstrukcją budowli morskiej, osadzone na dnie lub zapuszczone w dno akwenu;

**terminal** – specjalistyczny, portowy zespół obiektów budowlanych, przeznaczony do obsługi pasażerów albo do przeładunku i składowania określonych towarów, a w szczególności:

a) kontenerów – terminal kontenerowy,

b) ropy naftowej i produktów naftowych – terminal paliwowy,

c) gazów płynnych LPG i LNG – terminal gazowy,

d) paliw i gazów płynnych – terminal paliwowo-gazowy,

e) materiałów masowych i sypkich – terminal przeładunków masowych;

**umocnienie brzegowe** – budowla morska wykonywana na brzegu polskich obszarów morskich, służąca do powstrzymania postępu abrazji albo sprzyjająca akumulacji brzegu.

**Budowle morskie** i obiekty usytuowane w granicach terytorialnych portów i przystani morskich, na polskich obszarach morskich, w pasie technicznym oraz na innych terenach

przeznaczonych do utrzymania ruchu i transportu morskiego dzielą się na:

– budowle portowe, usytuowane na obszarze portów morskich, w szczególności falochrony, łamacze fal, nabrzeża przeładunkowe i postojowe, wysepki, pochłaniacze fal, bulwary spacerowe;

– budowle przystani morskich, usytuowane na obszarze przystani morskich, w szczególności wysepki cumowniczo-przeładunkowe, pomosty przeładunkowe;

– budowle ochrony brzegów morskich, w szczególności opaski i ostrogi brzegowe, falochrony brzegowe, progi podwodne, okładziny, wały przeciwsztormowe, zejścia na plażę;

– konstrukcje stałych morskich znaków nawigacyjnych, w szczególności latarnie i radiolatarnie morskie usytuowane na lądzie i na akwenach morskich, stawy lądowe i nawodne, nabeżniki i świetlne znaki nawigacyjne, dalby nawigacyjne;

– kanały i śluzy morskie;

– budowle związane z komunikacją lądową, w szczególności kładki dla pieszych nad torami kolejowymi, mosty portowe, tunele podmorskie;

– budowle związane z ujęciami morskich wód powierzchniowych, w szczególności czerpnie wody, rurociągi albo tunele podwodne, zbiorniki magazynowe wody;

– budowle związane ze zrzutem wód do morza, w szczególności rurociągi podwodne zrzutu ścieków, konstrukcje zrzutu wody chłodzącej;

– budowle służące rekreacji plażowej, w szczególności mola spacerowe i zjeżdżalnie wodne;

– budowle lądowe bezpośrednio związane z żeglugą morską oraz utrzymaniem ruchu i transportu morskiego;

– obiekty powstałe wskutek wykonywania robót czerpalnych i robót refulacyjnych, w szczególności akwatoria portowe i stoczniowe w postaci awanportu i basenów, tory wodne morskie i zalewowe, tory podejściowe, mijanki statków, pola refulacyjne, przystanie refulacyjne.

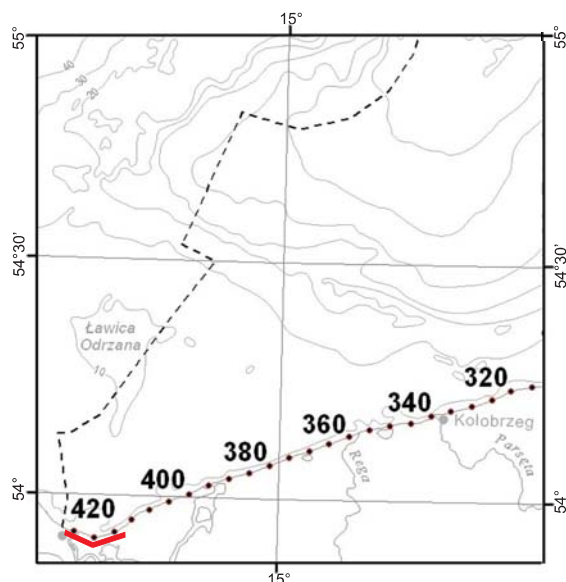


## 2. CHARAKTERYSTYKA RZEŻBY DNA I OSADÓW WYSTĘPUJĄCYCH NA BRZEGU ORAZ W POLSKIEJ STREFIE EKONOMICZNEJ

### 2.1. RYS GEOLOGICZNY POLSKIEGO BRZEGU MORSKIEGO

Obszar strefy brzegowej jest geologicznie niejednorodny. Niecka Bałtyku powstała na kontakcie jednostek tektonicznych: tarczy fennoskandzkiej i platformy wschodnioeuropejskiej. Najwyraźniej oddziaływały i prawdopodobnie dalej oddziałują na budowę strefy brzegowej jednostki tektoniczne niższego rzędu: antyklinorium kujawsko-pomorskie i synekliza perybałtycka, która dzieli ją między Kołobrzegiem a Koszalinem na dwie części – zachodnią i wschodnią. Różnice pomiędzy tymi częściami wyrażają się odmiennym wykształceniem litologicznym i miąższością, przebiegiem procesów sedymentacji i erozji, a również odmienny był rozwój i zanik kolejnych lądolodów plejstocenijskich (Tomczak, 1995).

Dzisiejszy zarys linii brzegowej jest więc niewątpliwie konsekwencją tego zróżnicowania (Schoeneich, 1962, 1965). W zachodniej części strefy brzegowej utwory jurajskie i kredowe występują blisko powierzchni, od 20 do 80 m p.p.m. tworząc podłoże czwartorzędu (rys. 2.1, 2.2).



Rys. 2.1. Lokalizacja przekrojów geologicznych

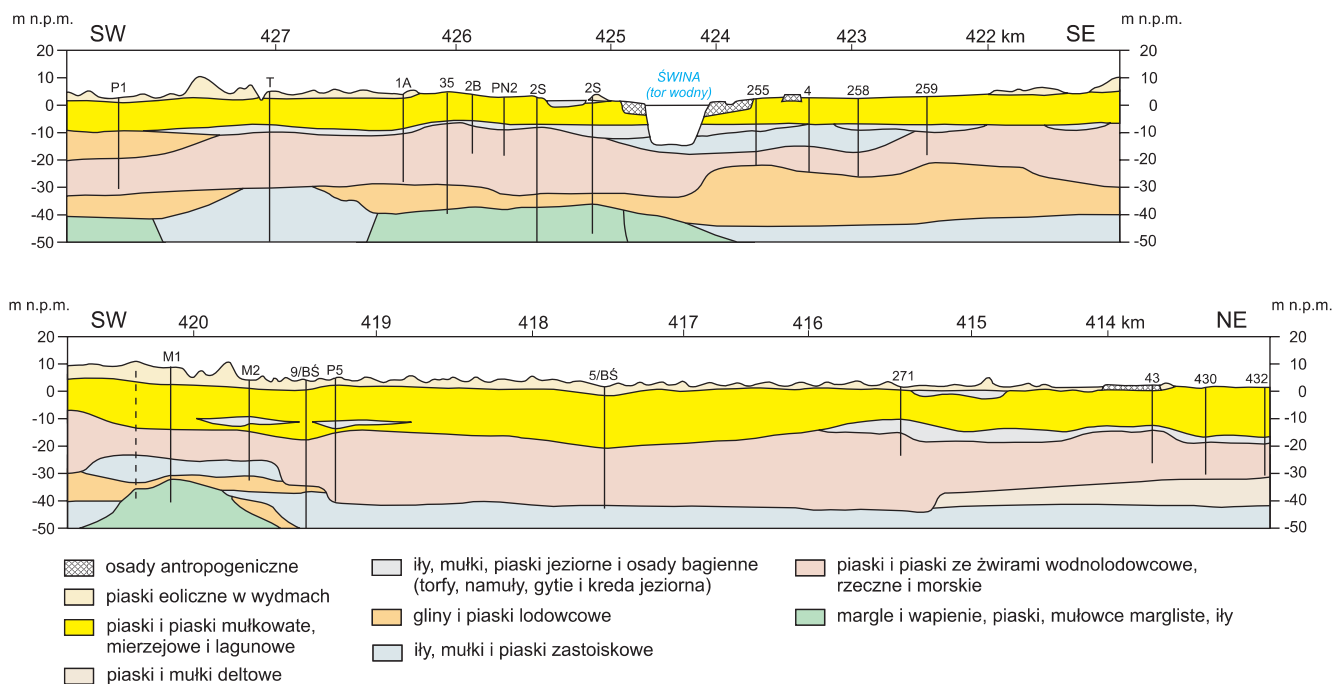
Dalej na wschód, prawie od 303 km, strop kredy zalega niżej – od około 90 do 140 m p.p.m. i miejscami jest nadbudowany osadami paleogenu i miocenu. Powierzchnia podczwartorzędowa jest wzdłuż całego brzegu silnie urzeźbiona w wyniku procesów erozji rzecznej lub subglacialnej, a także egzaracji lodowcowej, zachodzącej głównie w plejstocenie. Procesy erozji modelowały powierzchnię podplejstocenijską na brzegach Zatoki Koszalińskiej, zwłaszcza w podłożu kęp: Swarzewskiej, Oksywskiej i Orłowskiej.

Osady plejstocenijskie w strefie brzegowej mają znaczną miąższość, od 20 do 340 m. Na brzegu, gdzie osady te wyłaniają się nad poziom morza, występują brzegi klifowe (rys. 2.3).

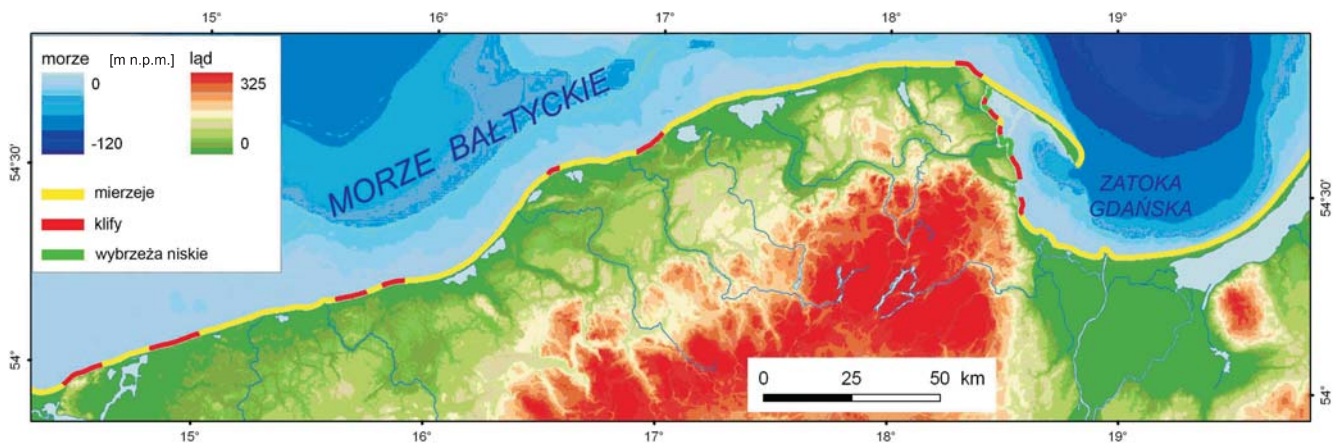
Nad otwartym morzem klify występują na odcinkach Cetniewo–Jastrzębia Góra, Rowy–Ustka, Jarosławiec–Niechorze–Dziwnówek i wyspa Wolin oraz na zachodnich brzegach Zatoki Gdańskiej. Tam, gdzie podłoże plejstocenu zalega najwyżej, klif ma swoje kulminacje. W obszarze kęp wysoczyznowych, w zachodniej części Zatoki Gdańskiej plejstocen wznosi się do 50–60 m n.p.m. (klif orłowski), do 40 m n.p.m. w rejonie moren gardzieńskich, 24 m n.p.m. w rejonie Jarosławca i do 90 m n.p.m. na klifie wolińskim. Inne klify zachodniej części wybrzeża są niskie, a miąższość plejstocenu nie przekracza 40 m.

Budowa i charakter brzegów polskiego wybrzeża są ściśle związane z ostatnim zlodowaczeniem i rozwojem Bałtyku. Na ogół tam, gdzie brzeg zbudowany jest z osadów plejstocenijskich, występują brzegi klifowe (rys. 2.4). Laguny i jeziora przymorskie odcięte są od morza mierzejami (rys. 2.5), zaś w części ujściowej pradolin (do Zatoki Gdańskiej lub Bałtyku) wykształciły się brzegi nizinne.

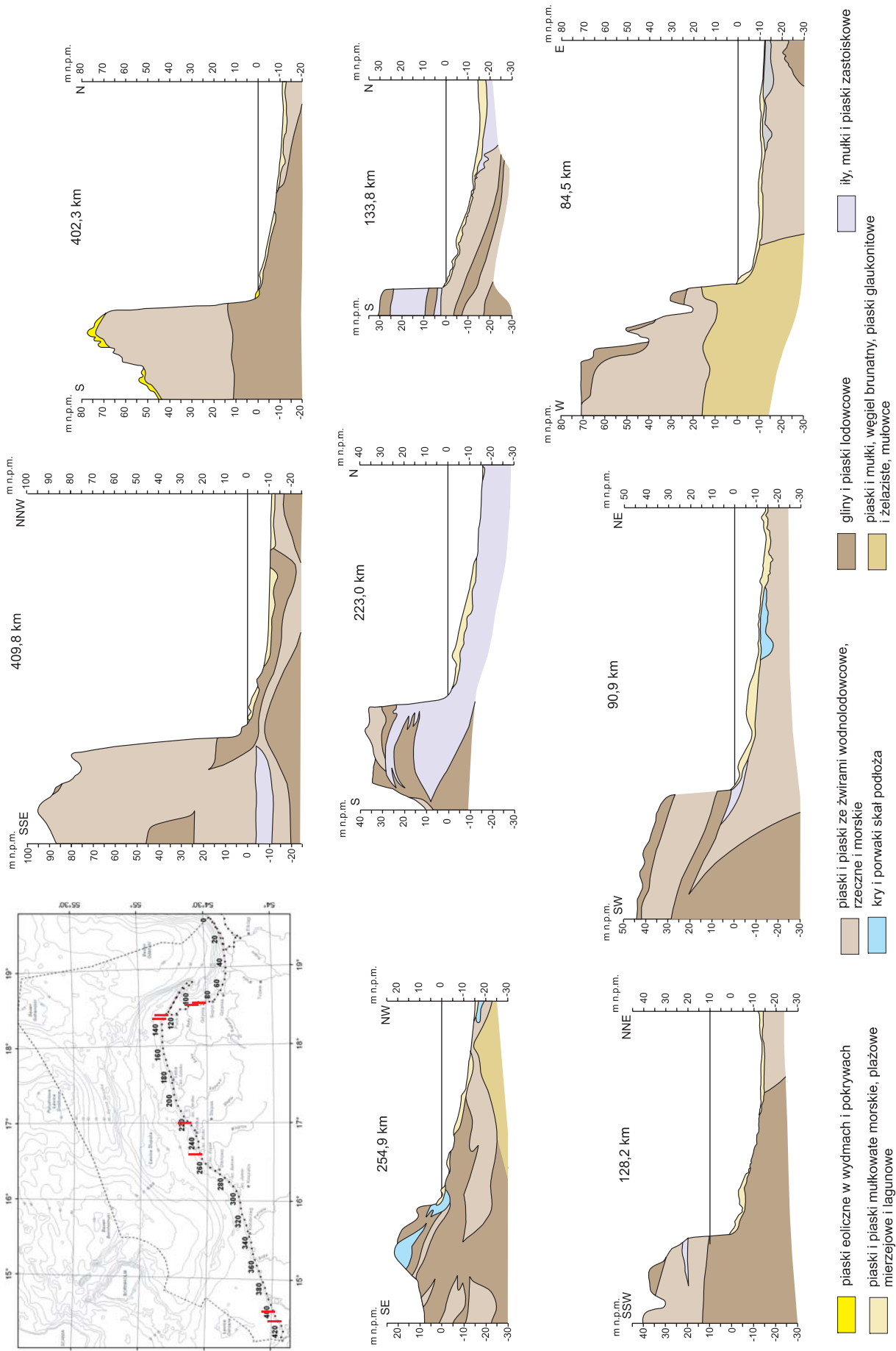
W obrębie wysoczyzn dominują plejstocenijskie gliny, iły i piaski osadzone przez lądolody i ich wody roztopowe. Mierzeje budują piaski wodnolodowcowe, piaski i gliny lodowcowe oraz piaski mierzejowe i wydmowe, często występują także mułki i mułki piaszczyste. W obszarach nizinnych przeważają rzeczne i jeziorne mułki i piaski holocenijskie. Tylko lokalnie, na zachodnim wybrzeżu Zatoki Gdańskiej, występują mioceńskie piaski i mułki.



Rys. 2.2. Przekrój geologiczny wzdłuż brzegu morskiego w części zachodniej (lokalizacja na rys. 2.1)

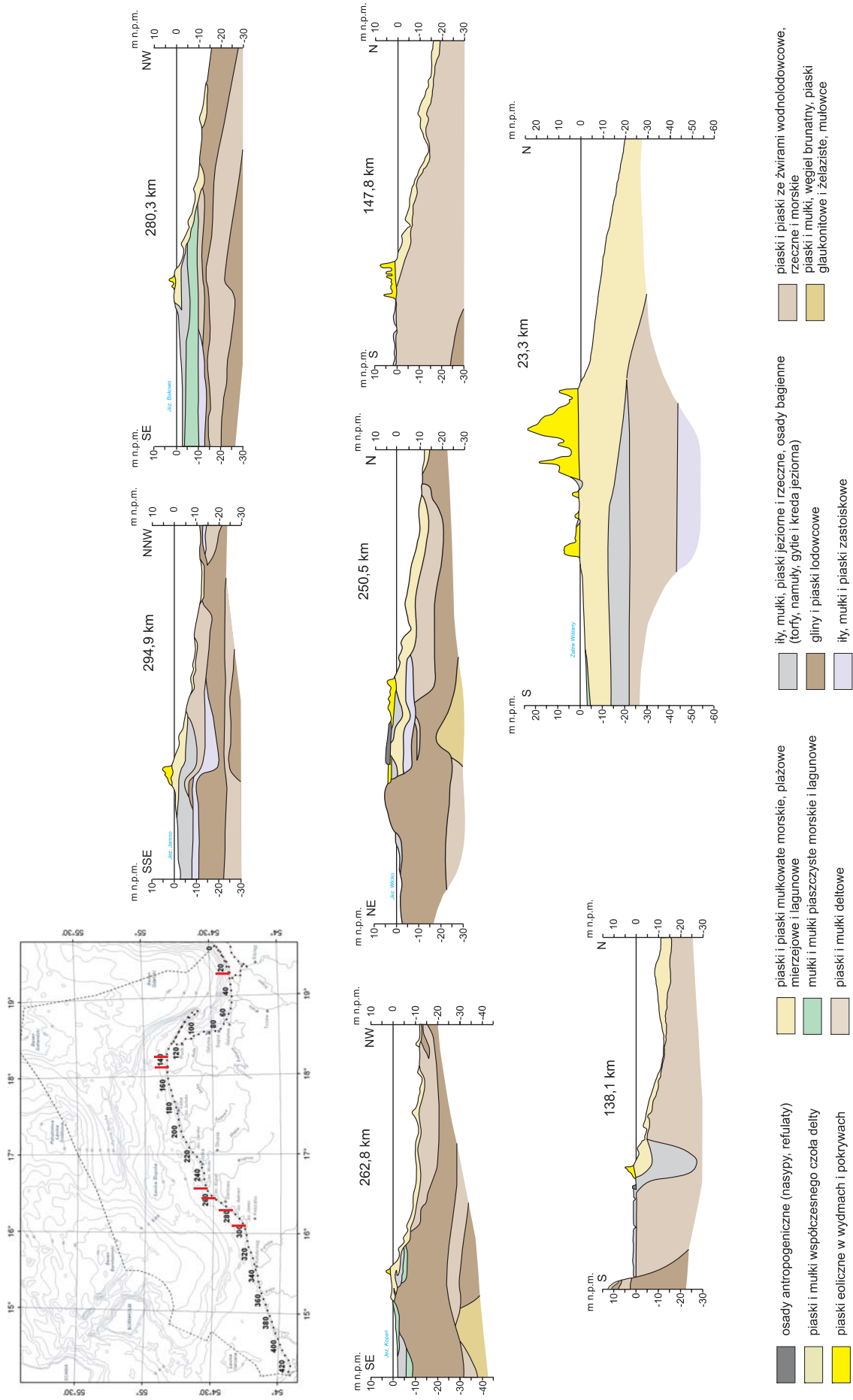


Rys. 2.3. Typy brzegów polskiej strefy brzegowej



Rys. 2.4. Przekroje geologiczne przez wybrane klify





Rys. 2.5 Przekroje geologiczne przez wybrane odcinki mierzei

## 2.2. RZEŻBA DNA POŁUDNIOWEGO BAŁTYKU

W rzeźbie dna południowego Bałtyku zaznaczają się dwa zasadnicze obszary morfometryczne: płytkowodny i głębokowodny (Rosa, 1967; Pikies, Jurowska, 1995; Kramarska, Jegliński, 2001). Obszary te rozdziela połogie zbocze, które w zależności od budowy geologicznej i genezy ma różną szerokość i nachylenie. Obszar płytkowodny południowego Bałtyku rozciąga się od linii brzegowej i sięga najgłębiej po izobatę 60 m. Charakterystycznymi elementami rzeźby dna w tym obszarze są płycizny przybrzeżne i ławice. W obrębie polskiej strefy Bałtyku wyróżniają się: Płycizna Czołpińska, wschodni skraj Ławicy Odrzanej, Ławica Słupska i południowa część Południowej Ławicy Środkowej. Najpłycej położona jest Ławica Odrzana, gdzie minimalna głębokość morza notowana w jej południowej części wynosi około 5 m.

W batymetrii obszaru głębokowodnego rysują się rozległe obniżenia zajęte przez Rynnę Słuską (maks. głęb. 94 m) oraz współczesne baseny sedymentacyjne: Bornholmski (maks. głęb. 105 m), Gdański (maks. głęb. 108 m) i Gotlandzki (południowa część, maks. głęb. 120 m). Baseny rozdzielają wyniesienia dna zwane progami. Na progu dzielącym Basen Bornholmski od Rynny Słupskiej powierzchnia dna wznosi się do 55–60 m, zaś na rozległym Progu Gotlandzko-Gdańskim, położonym pomiędzy Rynną Słuską, Basenem Gotlandzkim i Basenem Gdańskim, głębokość morza wynosi 85–90 m (rys. 2.6).

## 2.3. GRUNTY WYSTĘPUJĄCE NA DNIE MORSKIM I ICH ZANIECZYSZCZENIE

Rozmieszczenie osadów na dnie południowego Bałtyku jest strefowe (Pratje, 1948; Kolp, 1966; Blaschishin, 1976; Uścińowicz, 1995, 2000), a przebieg procesów sedymentacyjnych jest wiązany z ewolucją basenu bałtyckiego w holocenie, budową geologiczną dna i wybrzeży, rzeźbą dna oraz specyficznymi warunkami hydrologiczno-meteorologicznymi. W bilansie materiału osadowego dostarczanego do południowego Bałtyku od czasu transgresji podstawowe znaczenie miały procesy abrazji w strefie brzegowej, zwłaszcza niszczenie klifów zbudowanych głównie z plejstocenijskich glin i piasków. Brzegi niszczone przez abrazję pozostają również współcześnie głównym źródłem zasilania basenu Morza Bałtyckiego. Mniejsze znaczenie ma materiał osadowy pochodzący z rozmywania dna. Natomiast istotnym źródłem zasilania są rzeki, w tym szczególnie dużą rolę odgrywa Wisła, dostarczająca materiał osadowy do Basenu Gdańskiego.

Cechy litologiczne osadów występujących na powierzchni dna morskiego są odzwierciedleniem określonych procesów litodynamicznych zachodzących pod wpływem zróżnicowanych procesów hydrodynamicznych – częstotliwości występowania, natężenia i kierunku ruchu mas wodnych. W Bałtyku dominujący wpływ na strefowy rozkład energii przydennych mas wodnych ma stała stratyfikacja gęstościowa oraz falowanie i prądy, zwłaszcza występujące w czasie sztormów. Położenie warstwy skoku gęstości wód (piknokliny), związanej ze stałą

stratyfikacją halinową, jest regionalnie zróżnicowane. W Basenie Bornholmskim piknoklina występuje na głębokości 45–60 m, w Basenie Gdańskim od 60 do 80 m, a w południowej części Basenu Gotlandzkiego od 70 do 90 m (Łomniewski i in., 1975; Majewski, 1987).

Powyżej piknokliny występują frakcje piaszczyste i żwirowe o średnicach ziaren większych niż 0,063 mm. Procesy hydrodynamiczne zachodzące w tej warstwie wód uniemożliwiają trwałą depozycję frakcji mułkowo-ilastych, drobniejszych niż 0,063 mm. W strefie brzegowej, do głębokości około 10 m, w czasie silnych sztormów abradowany jest nie tylko brzeg morski, ale może dochodzić również do rozmywania osadów plejstocenijskich występujących w podłożu osadów morskich, w obrębie podwodnego skłonu brzegowego. Obok abrazji dominującym procesem w tej strefie jest redepozycja ziaren określonej wielkości przez fale przyboju.

Poza strefą brzegową, do głębokości 25–30 m, dno znajduje się w zasięgu oddziaływania przeciętnych fal sztormowych. Dominują tu procesy abrazji w czasie silnych spiętrzeń sztormowych oraz procesy redepozycji. Dla obszarów o przewadze abrazji charakterystyczne są maksymalne koncentracje frakcji żwirowych. Abrazja polega tu na wymywaniu frakcji drobniejszych. W bliskie sąsiedztwo redeponowane są frakcje bardzo grubego i grubego piasku. Ziarna o średnicach 0,25–0,5 mm, podlegające z reguły toczeniu, wynoszone są na nieco większe odległości. Frakcje piaszczyste o średnicach 0,063–0,25 mm migrują po powierzchni dna w formie pól i wstęg piaszczystych i po wielokrotnej redepozycji wydostają się poza strefę oddziaływania fal sztormowych.

Depozycja frakcji o średnicach 0,063–0,25 mm odbywa się w strefie morza położonej poza zasięgiem przeciętnych fal sztormowych, na głębokości od 25–30 m do górnej granicy piknokliny. Depozycja ma charakter skokowy, prawdopodobnie okresowo frakcje ziarnowe podlegają wielokrotnej redepozycji pod wpływem wyjątkowo silnych spiętrzeń sztormowych.

W obrębie styku piknokliny z dnem morskim, na obrzeżach basenów głębokowodnych, zachodzą skomplikowane procesy litodynamiczne. Transport i depozycja frakcji piaszczystych, głównie 0,25–0,063 mm, niekiedy też frakcji grubopiaszczystych i drobnego żwiru (do 4,0 mm), zachodzą tylko okresowo, prawdopodobnie w okresach występowania fal wewnętrznych o odpowiednich parametrach. W okresach zaniku aktywności hydrodynamicznej deponowane są frakcje mułkowe i ilaste (<0,063 mm).

Złożone procesy litodynamiczne występują również na lokalnych wyniesieniach dna w obrębie basenów głębokowodnych oraz na progach rozdzielających baseny. Występuje tutaj mieszanina frakcji żwirowych, piaszczystych, mułkowych i ilastych, tworząc tzw. mikstyty, którym bardzo często towarzyszą konkretne żelazowo-manganowe. Mikstyty odznaczają się bardzo małą miąższością – na ogół tworzą pokrywę grubości 5–10 cm. Frakcje żwirowe i piaszczyste pochodzą z rozmycia występujących w podłożu glin subakwalnych. Osady na powierzchni dna powstają w wyniku zmieszania ziaren frakcji piaszczystych i żwirowych, transportowanych przez wleczenie i toczenie, z cząstkami





mniejszymi niż 0,063 mm, deponowanymi z zawiesiny. Okresowo silne prądy powodują, że depozycja cząstek drobniejszych od 0,063 mm jest ograniczona i nietrwała.

Poniżej piknokliny, w bałtyckich basenach głębokowodnych, deponowane są frakcje mułkowe i ilaste o średnicach poniżej 0,063 mm. Ziarna deponowane są z jednorodnej zawiesiny w spokojnych warunkach hydrodynamicznych. Współczesne tempo sedymentacji w basenach głębokowodnych południowego Bałtyku jest zróżnicowane i waha się od 0,15 do 2,04 mm/rok – wyższe jest w centralnych częściach basenów niż na ich obrzeżach.

Przedstawiona poniżej charakterystyka osadów powierzchni dna uwzględnia przestrzenną zmienność poszczególnych frakcji, głównych wskaźników uziarnienia oraz składników mineralnych i nawiązuje do omówionych wyżej uwarunkowań morfometrycznych i czynników hydrodynamicznych, które decydują o prawidłowości rozmieszczenia osadów. Rozmieszczenie osadów pokazano na rys. 2.7.

**Iły** (frakcja <0,004 mm). Ziarna o tej średnicy deponowane są z zawiesiny i gromadzą się w basenach sedymentacyjnych, a zawartość frakcji ilastej w osadzie przekracza 75%. Osady te występują w Basenie Bornholmskim, w centralnej części Basenu Gdańskiego w formie nieregularnych pól o powierzchni od kilku do kilkudziesięciu kilometrów kwadratowych, wśród iłw mułkowatych, na głębokości od 75 do 95 m.

**Iły mułkowate** należą do najbardziej rozprzestrzenionych osadów w basenach Bornholmskim, Gotlandzkim i Gdańskim na głębokościach odpowiednio: poniżej 65 do 70 m; 100–102 m; poniżej 65 m, a także w pobliżu progu rozdzielającego Basen Gdański od Basenu Gotlandzkiego na głębokości poniżej 90 m. Pojawiają się również w Zatoce Puckiej i na skłonie Rynny Słupskiej.

**Mułki ilaste** są charakterystyczne dla peryferyjnych części basenów sedymentacyjnych. Występują w południowo-zachodniej (na głęb. 53–67 m) i południowo-wschodniej (na głęb. 62–72 m) części Basenu Bornholmskiego. Znaczne połacie dna zajmują u podnóża południowego i południowo-wschodniego zbocza Południowej Ławicy Środkowej, od głębokości 60 m aż do 100–102 m w zachodniej części Basenu Gotlandzkiego. Osady te występują także na dużych powierzchniach w południowej części Głębi Gdańskiej i w pobliżu Progu Gotlandzko-Gdańskiego, jak również w Zatoce Puckiej.

**Mułki piaszczyste** zalegają na niewielkich powierzchniach dna w części południowo-wschodniej i południowo-zachodniej obrzeżenia Basenu Bornholmskiego oraz w południowo-zachodniej i północno-zachodniej części Rynny Słupskiej. Również w podobnej formie osady te występują w Zatoce Puckiej, na wschód i południe od Helu oraz na przedpolu Mierzei Wiślanej.

**Piaski ilaste.** Większy obszar piasków ilastych związany jest z lokalną płycizną dna w centralnej części Basenu Bornholmskiego. Tworzą również izolowane pola najczęściej na pograniczu piasków mułkowatych i mułków ilastych w południowej części Południowej Ławicy Środkowej i na głębokości około 105 m w Basenie Gotlandzkim. Występują również, jako niewielkie pola, na północnym obrzeżeniu

Głębi Gdańskiej oraz na niewielkich wyniesieniach dna w jej obrębie. Większe powierzchnie zajmują w rejonie Progu Gotlandzko-Gdańskiego.

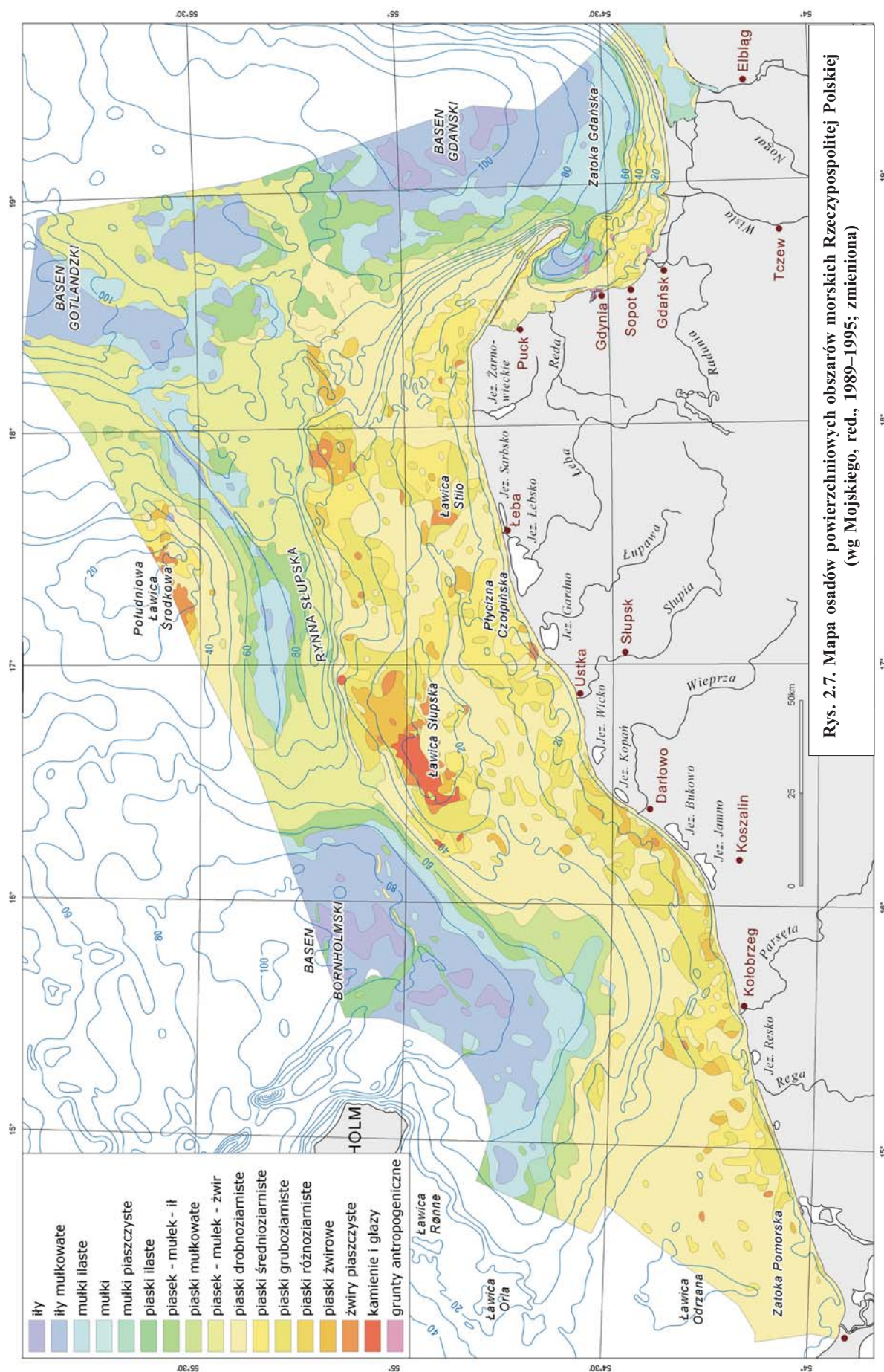
**Piasek–mulek–ił.** Osady te występują na skłonach Basenu Bornholmskiego (między Basenem a Progiem Poprzecznym), Basenu Gdańskiego oraz Rynny Słupskiej i tylko lokalnie na skłonie Basenu Gotlandzkiego oraz w południowej i zachodniej części Zatoki Puckiej. Charakteryzują się ograniczoną miąższością, miejscami mniejszą niż 20 cm.

**Piaski mułkowate.** Podobnie jak piaski drobnoziarniste osady te występują w części południowo-zachodniej i na południowym wschodzie Basenu Bornholmskiego. Ciągłą się wąskim i długim pasem u podnóża południowego i południowo-wschodniego zbocza Południowej Ławicy Środkowej, zaś na obrzeżu Basenu Gotlandzkiego tworzą małe izolowane pola. Spotykane są również na obrzeżach Głębi Gdańskiej u podnóża skłonów. Lokalnie, na niewielkich powierzchniach, występują w zachodniej części Zatoki Gdańskiej.

**Piasek–mulek–żwir.** Jest to grupa mikstytów występująca na dużym obszarze od północnej części polskiej strefy ekonomicznej, w tym w dnie Rynny Słupskiej. Tworzą warstwę o miąższości rzadko przekraczającej 20 cm, leżącą głównie na glinach subakwalnych, a miejscami na osadach bałtyckiego jeziora lodowego. Z tymi osadami związane jest występowanie kongrecji żelazowo-manganowych.

**Piaski drobnoziarniste** (frakcja 0,125–0,25 mm) mają szerokie rozprzestrzenienie. Pokrywają duże obszary dna strefy płytkowodnej (frakcja piasku drobnoziarnistego występuje tu w ilości 70–90%). Największe ich rozprzestrzenienie to rejon Zatoki Pomorskiej i Ławicy Odrzanej. Mniejsze obszary występują w południowej części Ławicy Słupskiej i między Płycizną Czołpińską a Ławicą Stilo. Kolejny rozległy obszar to rejon położony na wschód od Ławicy Stilo, przechodzący w zachodnie zbocze Basenu Gdańskiego. Piaski drobnoziarniste dominują do izobaty 10 m, w strefie brzegowej budując podwodny skłon brzegowy, zwłaszcza wzdłuż wybrzeży mierzejowych. Szczególnie dużo tych osadów występuje wzdłuż brzegu od mierzei jeziora Łebsko po Jastarnię na Półwyspie Helskim oraz w podbrzeżu Mierzei Wiślanej. W strefie głębokości 10–25 m poza wymienionymi rejonami występują lokalnie na niewielkich powierzchniach.

**Piaski średnioziarniste** (frakcja 0,25–0,5 mm). Najwięcej tych osadów (zawartość frakcji do 80%), zajmujących równocześnie dość rozległe powierzchnie, występuje w rejonie Płycizny Czołpińskiej i południowego zbocza Ławicy Słupskiej, skąd ciągną się dalej w kierunku północno-wschodnim. Również na północ od Rozewia i na wschodnim zboczu Południowej Ławicy Środkowej oraz w Zatoce Gdańskiej występują pola tych osadów o podobnej koncentracji. Występują także na mieliźnie dna po wewnętrznej stronie Półwyspu Helskiego. W zachodniej części akwenu frakcja 0,25–0,5 mm występuje w znacznie mniejszych ilościach, maksymalne koncentracje rzadko przekraczają tutaj 10%, a na dużych obszarach dna jest tej frakcji zwykle mniej niż 10%. Ziarna piasku średnioziarnistego na południowych skłonach Basenu Bornholmskiego i Basenu Gdańskiego wy-





stępują zazwyczaj do głębokości morza około 60 m. Na większych głębokościach, w dnie Rynny Słupskiej i na progach między basenami, gdzie redepozycja ziaren tej wielkości jest bardzo ograniczona, frakcja piasku średnioziarnistego rozprzestrzenia się tylko nieznacznie dalej ku dnom basenów, w porównaniu z frakcją 0,5–1,0 mm.

**Piaski gruboziarniste** (frakcja 0,5–1,0 mm) towarzyszą na ogół frakcjom grubszym, przy czym są nieco szerzej rozprzestrzenione na dnie. Występują przeważnie do głębokości morza około 30 m, lokalnie do 50 m. Maksymalny udział, około 70%, stwierdzony został w kilku punktach: na przedpolu klifu w Trzęsaczu (południk 15°E), na głębokości morza około 20 m, w rejonie Kołobrzegu i na północ od Ustki oraz na południowo-zachodnich krańcach Ławicy Słupskiej i na Ławicy Stilo. Również dość znaczne pole tych piasków znajduje się na północ od Rozewia na głębokości morza 10–20 m. Na progach rozdzielających baseny sedimentacyjne i w dnie Rynny Słupskiej frakcja ta występuje w niewielkiej ilości do 10%, lokalnie 20%. Obecność frakcji 0,5–1,0 mm w tych rejonach – nawet na głębokości morza 90 m – związana jest przede wszystkim z erozją osadów podłoża.

**Piaski różnoziarniste.** Charakterystyczną cechą tych osadów jest brak wyraźnie dominującej frakcji i złe wysortowanie. Jako domieszki w tych osadach mogą występować frakcje żwirowe (2,0–64,0 mm) i niekiedy mułkowe. Piaski te występują lokalnie, zajmując niewielkie powierzchnie na wschód i zachód od Kołobrzegu w strefie głębokości do 20 m. We wschodniej części Ławicy Słupskiej, na Płyciźnie Czołpińskiej i na Ławicy Stilo towarzyszą polom piasków grubo- i średnioziarnistych. Pola tych piasków zostały również zidentyfikowane na północ od Rozewia, na głębokości 70–75 m, gdzie przykrywają cienką warstwą gliny zwałowe (Pikies, Jurowska, 1995), a także na niewielkich powierzchniach w obrębie Zatoki Gdańskiej: na przedpolu klifu oksyńskiego, około 10 km na ESE od Gdyni, 10–12 km na NE od ujścia Martwej Wisły oraz na głębokości 50 m w odległości 14 km od ujścia Wisły Śmiałej.

**Piaski żwirowe, żwiry piaszczyste** (frakcja >2 mm). Frakcje żwirowe zajmują ograniczone powierzchnie dna, a ich zawartość na przeważającej części obszaru występowania mieści się w przedziale do 10%. Koncentracje frakcji powyżej 10% tworzą izolowane pola. W zachodniej części akwenu frakcje żwirowe występują w bliskim sąsiedztwie brzegu, najczęściej do głębokości morza 20–25 m. Podwyższone zawartości ziaren żwiru występują też lokalnie w strefie brzegowej, przeważnie u podnóża klifów zbudowanych z glin plejstoceniowych, m.in. w rejonie Rewala (ok. 370 km brzegu), Ustronia Morskiego (ok. 320 km brzegu), a także w rejonie Darłowa w tzw. Zatoce Koszalińskiej. W środkowej części akwenu najwyższe zawartości frakcji żwirowych, do 70%, występują na Ławicy Słupskiej, głównie w rejonie głazowiska i w jego sąsiedztwie, w strefie głębokości morza do 30 m. Pola piasków żwirowych kontynuują się z rejonu Ławicy Słupskiej ku wschodowi, w strefę głębokości morza od 30 do 60 m. Frakcje żwirowe występują też w większych ilościach w rejonie Ławicy Stilo, gdzie ich zawartość przekracza miejscami 50%. Na Południowej Ławicy Środkowej

największe ilości frakcji żwirowych występują do głębokości morza 30 m. Maksymalna zawartość wynosi tu około 80%. W płytkowodnej strefie Zatoki Gdańskiej frakcje żwirowe występują lokalnie, w ilości do 10%.

Największe zawartości frakcji żwirowych związane są z płytkim zaleganiem glin morenowych i z pokrywami rezydualnymi o niewielkiej miąższości, najczęściej od kilku do kilkunastu centymetrów. Współwystępują wówczas z głazkami i głazami pochodzącymi z rozmycia osadów podłoża plejstoceniowego. Klasycznym przykładem ostańców abrazyjnych i związanych z nimi pokryw rezydualnych jest głazowisko Ławicy Słupskiej i jego najbliższe otoczenie. Część wystąpień frakcji żwirowych związana jest z pokrywami fluwioglacjalnymi o miąższości najczęściej przekraczającej 1 m. Taki charakter mają wystąpienia na Południowej Ławicy Środkowej oraz niektóre pola frakcji powyżej 0,5 mm położone na Ławicy Słupskiej, na południowy wschód od głazowiska.

### 2.3.1. Metodyka poboru próbek gruntu do badań zanieczyszczenia

Metodyka poboru próbek do analiz na zanieczyszczenia osadów podana jest w Rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 16 kwietnia 2002 r. w sprawie rodzajów oraz stężeń substancji, które powodują, że urobek jest zanieczyszczony (Dz.U. Nr 55, poz. 498).

Polska w czerwcu 2008 r. ratyfikowała Konwencję Sztokholmską w sprawie trwałych zanieczyszczeń organicznych (Dz.U. z dnia 31 lipca 2008 r., Nr 138, poz. 864) i zobowiązała się między innymi do kontroli obecności trwałych zanieczyszczeń organicznych poprzez śledzenie zmian ich koncentracji w środowisku, zapewnienie funkcjonowania systemu monitoringu od strony instytucjonalnej, kadrowej i organizacyjnej oraz uaktualniania lub opracowywania nowych metod kontroli (Staniszewska, 2006).

### 2.3.2. Zanieczyszczenia osadów południowego Bałtyku

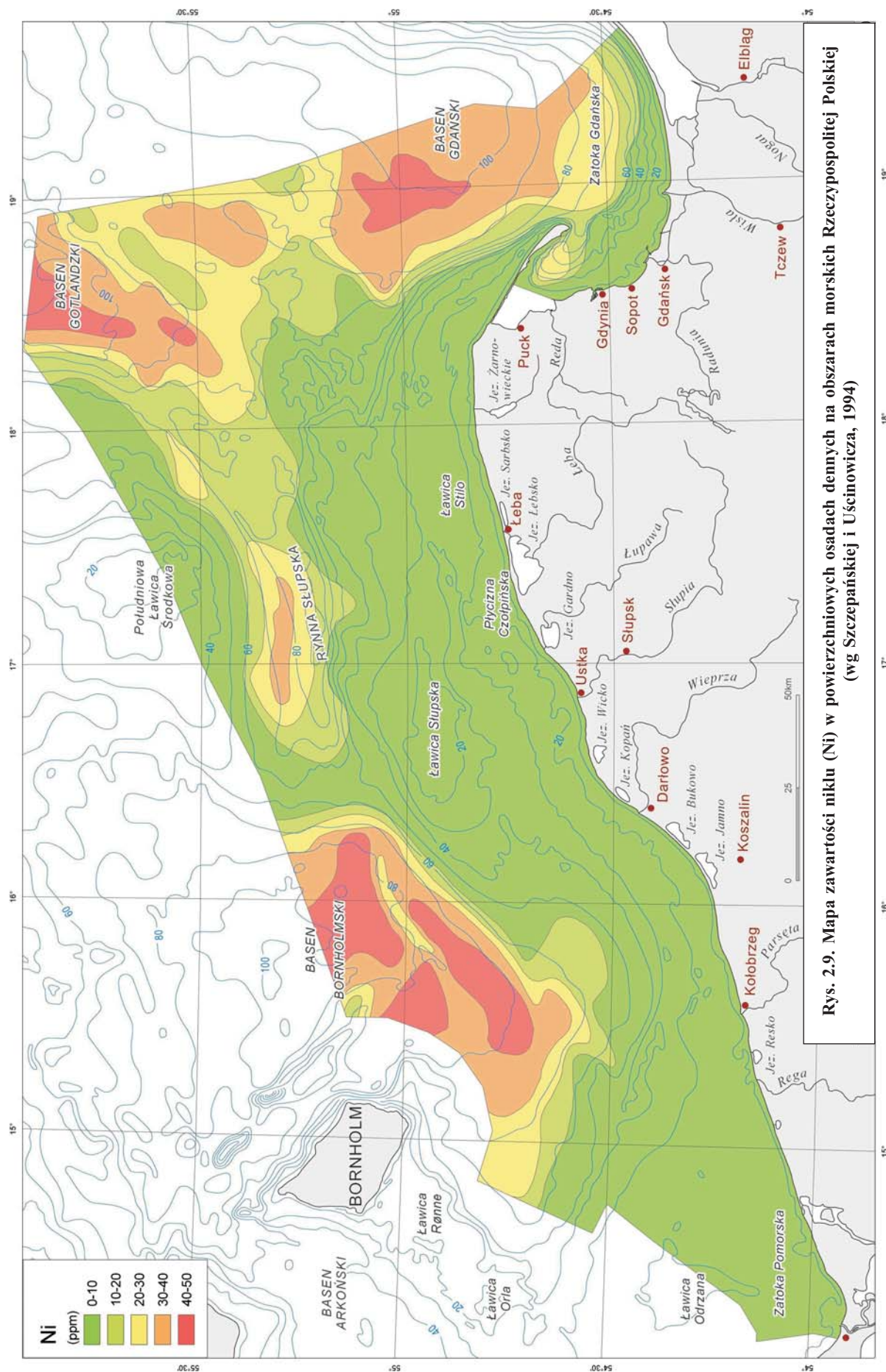
Zanieczyszczenia osadów południowego Bałtyku opracowano na podstawie *Atlasu geochemicznego południowego Bałtyku* (Szczepańska, Uścińowicz, 1994). Rozmieszczenie poszczególnych składników chemicznych w osadach dennych zależy ewidentnie od ich uziarnienia. Metale ciężkie oraz inne elementy, takie jak węgiel organiczny, fosfor i siarka, koncentrują się we frakcji osadu drobniejszej niż 0,063 mm (mułki i ły), czyli głównie w osadach głębi bałtyckich.

**Kadm** (Cd). Zawartość tego pierwiastka w osadach powierzchniowych południowego Bałtyku występuje na ogół na granicy oznaczalności, tj. <1 ppm. Tylko lokalnie w warstwie powierzchniowej mułków w Basenie Gdańskim kadm występuje w ilości 2,0–2,5 ppm.

**Chrom** (Cr). Osady piaszczyste zawierają na ogół 10 ppm chromu, a tylko w nielicznych przypadkach zawartość tego metalu dochodzi do 33 ppm. W piaskach mułkowatych i mułkach piaszczystych zawartość chromu











wynosi od 10 do 30 ppm, maksymalnie 54 ppm. Mułki zawierają zwykle od 40 do 70 ppm chromu, przy czym podwyższone zawartości tego pierwiastka występują w warstwie powierzchniowej mułków w basenach Gdańskim i Bornholmskim (rys. 2.8).

**Miedź (Cu).** Metal ten w osadach powierzchniowych południowego Bałtyku występuje w ilościach od 1 ppm w piaskach do 56 ppm w mułkach. Na ogół w osadach piaszczystych zawartość miedzi nie przekracza 10 ppm. Największe ilości tego pierwiastka koncentrują się w osadach mułkowatych i ilastych Basenu Gdańskiego (50–56 ppm). W basenach Bornholmskim i Gotlandzkim podobne zawartości miedzi pojawiają się lokalnie.

**Nikiel (Ni).** W osadach piaszczystych metal ten występuje w ilościach od 1 do 5 ppm, a jedynie lokalnie przekracza 10 ppm. W piaskach mułkowatych i mułkach piaszczystych zawartość niklu wzrasta do 38 ppm, w mułkach i łąkach najczęściej 30–40 ppm. Najwięcej tego pierwiastka zawierają osady mułków i łąk, rozprzestrzenione na znacznej powierzchni w Basenie Bornholmskim (rys. 2.9).

**Ołów (Pb).** Osady powierzchniowe południowego Bałtyku zawierają od 5 do 106 ppm ołowiu. W osadach piaszczystych metal ten występuje na ogół w przedziale od 5 do 21 ppm, najczęściej jednak nie przekracza 10 ppm. Tylko w rejonie Gdyni, Ławicy Słupskiej i Ławicy Odrzanej w osadach piaszczystych występują nieco większe koncentracje. Szczególnie wysoką zawartość tego pierwiastka stwierdzono w osadach mułkowych Basenu Bornholmskiego (maks. 106 ppm) i Gdańskiego (maks. 92 ppm).

**Cynk (Zn).** Typowy zakres, w jakim występuje cynk w osadach piaszczystych, wynosi od 3 do 50 ppm, zarówno w strefie przybrzeżnej, jak i na obrzeżach basenów sedymentacyjnych. Piaski mułkowate i mułki piaszczyste zawierają od 11 do 108 ppm tego pierwiastka. Najwyższe zawartości cynku stwierdzono w basenach Bornholmskim (160–238 ppm) i Gdańskim (160–259 ppm) w osadach mułkowych i łąkach (rys. 2.10).

Z analizy zawartości poszczególnych składników chemicznych wynika, że Bałtyk znajduje się pod silną presją procesów antropogenicznych. Szczególnie duże zmiany, w porównaniu z tłem geochemicznym, zaszły w basenach Bornholmskim i Gdańskim. Stąd też szczególnie przy pracach pogłębiarskich w basenach sedymentacyjnych i portach należy zwrócić szczególną uwagę na czystość gruntu.

## 2.4. BUDOWA GEOLOGICZNA DNA MORSKIEGO

Polska część akwenu Bałtyku pod względem strukturalno-tektonicznym dzieli się na dwie wyraźnie zróżnicowane części (rys. 2.11).

Część wschodnia, obejmująca około 85% akwenu, leży w obrębie platformy prekambryjskiej. Miąższość pokrywy osadowej wzrasta tu z północnego zachodu na południowy wschód. Kolejno, idąc od spągu, występują osady kambru, ordowiku, syluru i dewonu. Pomiędzy dewonem a starszym paleozoikiem istnieje niewielka niezgodność w planie ich ułożenia. Większa różnica zaznacza się w ułożeniu permu

i mezozoiku (szczególnie kredy) na starszych systemach (Dadlez, 1995).

Mniejsza, zachodnia część polskiego akwenu znajduje się w obrębie platformy paleozoicznej, zbudowanej z dwóch kompleksów strukturalnych. Starszy kompleks obejmuje osady od dewonu do dolnego permu, a młodszy – osady górnego permu i mezozoiku. Granicą między nimi jest strefa uskokuwa Koszalina, stanowiąca część kontynentalnej strefy Teisseyre'a-Tornquista (T–T).

Najstarszymi skałami występującymi w polskiej części akwenu Bałtyku są granitoidy (?pre-) swekofennokarelskie (Ryka, 1990). Są to szaroróżowe skały drobno- i średnioziarniste z licznymi relikami skał starszych.

### 2.4.1. Podłoże czwartorzędu

Na obszarze platformy prekambryjskiej utwory **syluru**, będące bezpośrednim podłożem czwartorzędu, występują na dużym obszarze. Tylko fragmentarycznie, głównie w części południowej i wschodniej, przykryte są osadami młodszy (dewon, perm, trias, jura, kreda, paleogen, neogen). Osady syluru to łupki ilaste z podrzędnym udziałem margli i wapieni jako wkładki (Kramarska red., 1999).

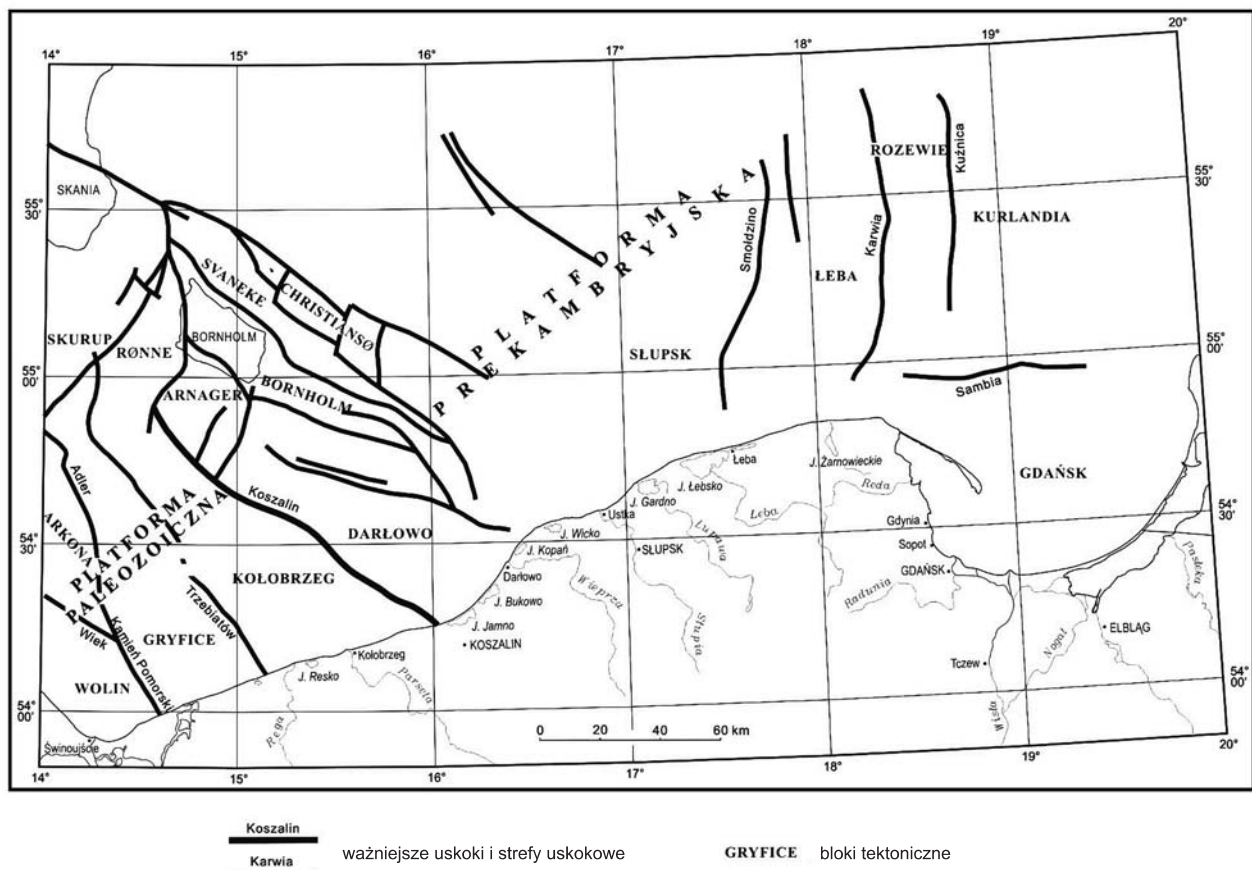
Osady **dewonu** na obszarze platformy prekambryjskiej zaznaczają się na powierzchni podczwartorzędowej w północnej i centralnej części bloku Rozewia. Na powierzchni podczwartorzędowej leżą utwory zbudowane ze skał klastyczno-węglanowych dewonu górnego.

W południowym Bałtyku osady **perm górnego** (cechsztynu) występują bezpośrednio pod pokrywą czwartorzędową na bardzo małej powierzchni, w południowej części bloków Łeby i Słupska również tylko w obrębie platformy prekambryjskiej. Są to skały siarczanowo-węglanowe, najprawdopodobniej bez udziału soli. W części wschodniej polskiej strefy ekonomicznej mezozoik leży zgodnie na cechsztynie i oba kompleksy wyklinowują się pod kenozoikiem.

Utwory **triasu** występują bezpośrednio pod pokrywą czwartorzędową jedynie w południowej części bloku Łeby w obrębie platformy prekambryjskiej. W południowej części akwenu występują one pod utworami jurajskimi (na wschodzie) bądź kredowymi (na zachodzie). Są to osady piaskowca pstrego dolnego, wykształcone jako czerwone piaskowce i łąkowce. W obrębie platformy paleozoicznej osady triasu bezpośrednio pod osadami czwartorzędowymi występują w centralnej i południowej części bloku Kołobrzegu. Reprezentowane są przez czerwone ilaste utwory triasu górnego.

Utwory **jury** (jako bezpośrednie podłoże czwartorzędu) występują na platformie prekambryjskiej jedynie na niewielkim obszarze w południowo-wschodniej części akwenu. Są to utwory klastyczne (piaskowce i mułowce najwyższej jury środkowej). Znacznie większe obszary utwory jurajskie zajmują na platformie paleozoicznej. Osady te występują w obrębie bloku Gryfic, na północ od Kamienia Pomorskiego reprezentują jurę dolną, środkową i górną. Jura występuje również bezpośrednio pod czwartorzędem na skrzydłach antykliny Kołobrzegu. Niemal kompletny profil jury budują tu





Rys. 2.11. Szkic tektoniczny południowego Bałtyku (wg Kramarskiej red., 1999)

klastyczne osady śródlądowe: rzeczne, deltowe i jeziorne z wkładkami ilastych osadów morskich lub słonowodnych jury dolnej. Jura środkowa reprezentowana jest przez osady na przemian ilaste i piaszczyste z wkładkami żelaziaków ilastych. Osady jury górnej to początkowo utwory klastyczne, ku stropowi z coraz większym udziałem skał marglistych i ilastych.

Utwory **kredey** występują na znacznej części platformy prekambryjskiej w obrębie Zatoki Gdańskiej i Basenu Gdańskiego. Są to utwory kredey górnej, reprezentowane przez osady drobnoklastyczne z większym udziałem osadów węglanowo-krzemionkowych (opoki, gezy) w stropie profilu. Na północ od Zatoki Gdańskiej utwory kredowe mają niewielką miąższość, sięgają stosunkowo daleko na północ i wkraczają tam na utwory dewonu. Ku wschodowi i na południe miąższość ich wzrasta. Na północny wschód od bloku Christiansø kreda ma niewielką miąższość i przykrywa utwory syluru. Utwory kredowe znacznej miąższości (do kilkuset metrów) występują między strefą uskoku Koszalin a uskokiem od zachodu otaczającym blok Christiansø. Osady te ciągną się również wzdłuż wybrzeża. Na platformie paleozoicznej kreda występuje pod pokrywą osadów czwartorzędowych na dość dużym obszarze. Pokrywa blok Wolina i znaczne fragmenty bloków Gryfic i Kołobrzegu. Osady kredey występują w postaci cienkiej (do kilkudziesięciu metrów miąższości) warstwy kredey dolnej rozwiniętej

w klastycznych facjach pochodzenia morskiego i śródlądowego. Profil kredey górnej jest tu bardziej kompletny, o większej miąższości i większym udziale skał węglanowych niż na platformie prekambryjskiej (rys. 2.12). Utwory starszego kenozoiku występują zasadniczo na obszarze platformy prekambryjskiej (w rejonie Koszalina nieznacznie wykraczają poza jej granice) i obejmują wycinkowe fragmenty profilu paleogenu i neogenu.

**Paleogen** w obszarze południowego Bałtyku reprezentowany jest przez paleocen dolny oraz eocen górny i dolny oligocenu.

Paleocen dolny zajmuje niewielki obszar w niecce brzeżnej, wzdłuż zachodniej krawędzi platformy prekambryjskiej oraz wschodnie rejonu Zatoki Gdańskiej, położone w zasadniczej swej części w rosyjskiej strefie Bałtyku (Jaskowiak-Schoeneich, Pożaryski, 1979; Kramarska, 1995; Kramarska red., 1999). Miąższość paleocenu może dochodzić do 50 m. Paleocen dolny rozwinięty jest w litofacji węglanowo-ilastej i piaszczystej. Są to wapienie margliste z gezami, rzadziej margle słabo piaszczyste lub ilasto-piaszczyste oraz wapienie marglisto-piaszczyste, a lokalnie piaski glaukonitowe (Kramarska, 1995, 2006). Strop paleocenu występuje na głębokości 60–100 m p.p.m. i jest przykryty najmłodszymi glinami zwałowymi i osadami poszczególnych faz rozwoju Bałtyku.

Młodszy paleogen w polskiej strefie Bałtyku reprezentowany jest przez utwory eocenu górnego i oligocenu dolnego





(Kramarska, 2006). Utwory te występują na dużym obszarze, od Kołobrzegu na zachodzie po Kuźnicę na Półwyspie Helskim na wschodzie i zbocza Południowej Ławicy Środkowej na północy. Granice współczesnego zasięgu osadów są erozyjne, ukształtowane głównie w wyniku egzaracji lodowcowej w plejstocenie. Pokrywa osadów nie jest ciągła. Występuje tu szereg dolin erozyjnych i obniżen egzaracyjnych, z których osady paleogenu (także neogenu) zostały całkowicie usunięte albo ich pierwotna miąższość została zredukowana.

Miąższość zachowanych współcześnie osadów młodszego paleogenu jest zróżnicowana, od kilku do około 80 m. Najmniejsza miąższość, do 20 m, występuje na bloku Smołdzina oraz na obrzeżach obszaru zajętego przez kompleks osadów eocenu i oligocenu. W kierunku wybrzeża miąższość sukcesywnie rośnie. Na bloku Ustki, bloku Słupska (w pasie Ławicy Słupskiej), w zachodniej części bloku Żarnowca i miejscami na bloku Łeby miąższość osadów może osiągać 50 m lub nieco więcej. Wzdłuż wybrzeża Bałtyku grubość zachowanych osadów młodszego paleogenu wynosi najczęściej 40–60 m. W miejscach, gdzie zachowała się pokrywa mioceńska, miąższość osadów eocenu i oligocenu jest zwykle nieco większa, lokalnie może dochodzić do 80 m.

Utwory młodszego paleogenu są kontynuacją serii osadowych dobrze rozpoznanych w rejonie Chłapowa i w innych częściach wybrzeża Bałtyku (m.in. Piwocki i in., 1985). Zachowany profil osadów rozpoczyna warstewka transgresywna złożona z piasków mułkowatych kwarcowo-glaukonitowych ze żwirem kwarcowym i konglomeratami fosforytowymi. Wyżej leżą mułki ilaste, przechodzące ku górze w szarozielone piaski pylaste kwarcowo-glaukonitowe z pojedynczymi fosforytami i ziarnami żwiru kwarcowego, a powyżej wapniste osady mułkowo-ilaste, miejscami z wkładkami piaszczystymi. W południowej części bloku Łeby, w rejonie Półwyspu Helskiego, a prawdopodobnie także miejscami wzdłuż wybrzeża ponad tymi osadami zalegają płytkomorskie (lokalnie deltowe) utwory mułkowo-piaszczyste, szarozielone do brunatnych, kwarcowo-glaukonitowe z muskowitem, lokalnie z okruchami bursztynu (Półwysep Helski).

W najbliższym sąsiedztwie brzegu miejscami występują osady młodszego paleogenu, dobrze rozpoznane w podbrzeżu klifu chłapowskiego. Są to szarobrunatne mułowce i iłowce oraz mułki piaszczyste z pyłem węglowym. Wyżej występuje kilkumetrowa seria szarych mułowców i iłowców z wkładkami szarozielonych mułków i piasków kwarcowych z glaukonitem (Kramarska, 2006).

**Neogen** w obszarze Bałtyku reprezentowany jest przez osady miocenu. Pokrywa mioceńska zachowana jest tylko miejscami, w formie ostańców erozyjnych – na przeważającym obszarze została zniszczona, głównie w wyniku egzaracji lodowcowej i erozji wód podlodowcowych w plejstocenie. Osady mioceńskie występują płatami, przede wszystkim w bliskim sąsiedztwie brzegu w rejonie Darłowa, Ustki, na wschód od Łeby oraz na zachodnich wybrzeżach Zatoki Gdańskiej (*op. cit.*). Izolowane płyty utworów miocenu mogą występować również na otwartym akwenie. Dobrze

znane są odsłonięcia miocenu w klifowych wybrzeżach Zatoki Gdańskiej – między Rozewiem a Władysławowem, w Gdyni Oksywiu i Gdyni Orłowie. Zarówno w klifach, jak i w dnie morskim występują osady piaszczyste lub piaszczysto-mułkowe, kwarcowe z muskowitem, z wkładkami brunatnych, zawęglonych mułków, a lokalnie węgla brunatnego. Utwory te reprezentują różne facje środowiska sedymentacyjnego rzeczno- i środowisko bagienne. Miąższość miocenu jest bardzo zróżnicowana, od kilku do około 60 m.

#### 2.4.2. Czwartorzęd

Osady młodszego kenozoiku, należące do plejstocenu i holocenu, tworzą ciągłą pokrywę w obszarze południowego Bałtyku. Osady te są znacznie lepiej rozpoznane w porównaniu z osadami paleozoicznymi, mezozoicznymi i wczesnego kenozoiku.

Utwory czwartorzędowe tworzą ciągłą pokrywę o zmiennej miąższości, od 1,3 do około 300 m, przeważnie jednak od kilku do 40–50 m (Uścińowicz, 1995). Szczególnie mała miąższość (do 10 m) odnosi się do obszarów, które w plejstocenie były intensywnie niszczone i w których również w holocenie dominowały procesy erozji. Do obszarów takich należą dno i południowe zbocza Rynny Słupskiej (blok Słupsk Północ) oraz południowe obrzeża Basenu Gotlandzkiego (bloki Łeby, Rozewia i Kurlandii). Grubsza pokrywa, powyżej 30 m, występuje między Basenem Bornholmskim a Rynną Słupską (blok Słupsk Północ) oraz w strefie przybrzeżnej, zwłaszcza w sąsiedztwie mierzejowych odcinków brzegu. Od 50 do nieco ponad 100 m miąższości ma czwartorzęd związany z podwodnymi cokołami struktur mierzejowych Półwyspu Helskiego oraz Mierzei Wiślanej. Największe miąższości czwartorzędu występują w głębokich rynnach erozyjnych, zwłaszcza w strefie brzegowej (np. rynna Dębek – około 300 m). W strefie otwartego morza miąższość osadów wypełniających rozpoznane dotychczas rynny subglacialne dochodzi do 50 m (Pikies, 2005).

Pokrywa czwartorzędowa w obszarze południowego Bałtyku jest zbudowana głównie z plejstoceńskich osadów akumulacji lodowcowej i wodnolodowcowej oraz osadów holocenijskiej akumulacji morskiej (Kramarska red., 1995; Kramarska i in., 2002). Profil plejstocenu i holocenu jest inaczej wykształcony w głębokowodnej strefie morza obejmującej baseny: Gdański, Gotlandzki i Bornholmski oraz Rynną Słupską i inaczej w strefie płytkowodnej (do głębokości morza około 60 m).

**Plejstocen.** W dnach basenów sedymentacyjnych profil plejstocenu złożony jest głównie z glin różnej genezy i wieku. Gliny zwałowe starszych zlodowaceń występują w obrębie basenów jedynie w rynnach subglacialnych. Z ostatnią deglacjacją obszaru Bałtyku związane są gliny zwałowe, tworzące w dnach basenów ciągły poziom, najczęściej o miąższości do kilkunastu metrów. Są to przeważnie gliny mułkowate i ilaste. W Rynnie Słupskiej i w rejonie Basenu Gotlandzkiego na glinach zwałowych leży najmłodsza warstwa glin subakwalnych, ilastych, miejscami laminowanych, o miąższości do 40 m. Lokalnie w obrębie basenów wystę-

pują utwory fluwioglacjalne (oz w Basenie Bornholmskim). Profil plejstocenu w basenach sedymentacyjnych kończą ility warwowe, mikrowarwowe i homogeniczne wczesnej fazy rozwoju Bałtyku – bałtyckiego jeziora lodowego. Miąższość osadów w centralnej części Basenu Bornholmskiego i Basenu Gdańskiego wynosi około 10 m.

W strefie płytkowodnej (także na zboczach basenów) profil plejstocenu jest bardziej złożony. Występuje tu kilka poziomów glin zwałowych, przeważnie piaszczystych, należących do starszych zlodowaceń. W Zatoce Pomorskiej został rozpoznany międzymorenowy poziom osadów wodnolodowcowych o miąższości do 30 m. Reliktem moren końcowych Ławicy Słupskiej są nagromadzenia głązów i bruku kamienistego w najpłytszej części ławicy. Z ostatnią deglacjacją obszaru związane są piaszczysto-żwirowe pokrywy fluwioglacjalne na Ławicy Słupskiej (5–7 m) i Południowej Ławicy Środkowej (do 10 m). Schyłek plejstocenu zaznaczył się akumulacją osadów zastoiskowych, które zachowały się w obszarze położonym między Ławicą Słupską a brzegiem morskim, ciągnąc się od jeziora Wicko aż do Zatoki Puckiej. Są to ility mułkowate, mułki ilaste i piaszczyste, laminowane, niekiedy z przewarstwieniami piaszczystymi, lokalnie piaski mułkowate lub piaski. Miąższość osadów waha się od kilkudziesięciu centymetrów do 25 m, w zależności od rzeźby podłoża. W późnym glacie powstały też piaszczyste osady barierowe (bariery mierzejowe bałtyckiego jeziora lodowego), rozpoznane na zachodnim obrzeżu Basenu Gdańskiego i w południowej części Basenu Bornholmskiego.

**Holocen.** W głębokowodnych basenach występuje z reguły pełny profil osadów poszczególnych faz rozwoju Bałtyku. Są to wczesnholoceńskie osady mułkowo-ilaste morza yoldiowego i jeziora ancyclusowego, tworzące dolne ogniwo profilu, oraz atlantyckie, subborealne i subatlantyckie osady mułkowo-ilaste kolejnych faz rozwoju Bałtyku należące do ogniwa górnego (Kramarska red., 1995; Kramarska i in., 2002). Holocen osiąga największą miąższość (do 15 m) w Basenie Gdańskim. W Basenie Bornholmskim miąższość holoceńskiej pokrywy osadowej wynosi 7–8 m, na północnych zboczach Rynny Słupskiej dochodzi do 5–6 m, zaś w polskiej części Basenu Gotlandzkiego osiąga tylko 3–4 m. Na obrzeżach basenów oraz na rozdzielających je progach, a lokalnie na wyniesieniach dna w basenach występuje tylko górne ogniwo holocenu, wykształcone w facji piaszczysto-mulistej, niekiedy żwirowo-piaszczysto-mułkowej (mikstyty) o miąższości od kilku centymetrów do około 1 m.

W strefie płytkowodnej holocen jest wyraźnie dwudzielny. Do ogniwa dolnego holocenu należą osady lądowe – jeziorne piaski i mułki z wkładkami mułków organicznych, a miejscami torfów, najlepiej zachowane w Zatoce Pomorskiej (Kramarska, 1998), na Ławicy Słupskiej oraz lokalnie w strefie brzegowej. W Zatoce Gdańskiej występują mułki i piaski deltowe związane z kopalną deltą Wisły oraz lagunowe. Miąższość tych osadów miejscami osiąga 40 m. Osady górnego holocenu (środkowy i późny holocen) tworzą ciągłą pokrywę piasków i żwirów na powierzchni dna płytkowod-

nej strefy południowego Bałtyku. Miąższość osadów na znacznych obszarach nie przekracza 1 m, lokalnie pokrywa piaszczysto-żwirowa może być grubsza niż 3 m. Większe, kilkumetrowe miąższości znane są z niektórych części Południowej Ławicy Środkowej, Ławicy Słupskiej i Odrzanej, Płycizny Czołpińskiej, a także strefy brzegowej (rys. 2.13). Nagromadzenia piasków w tych obszarach związane są z relikdami struktur mierzejowych początkowej fazy transgresji atlantyckiej. Wyjątkowo duża miąższość osadów holoceńskich, przeważnie piaszczystych, występuje w podbrzeżu dużych współczesnych form mierzejowych: Półwyspu Helskiego i Mierzei Wiślanej. Na Półwyspie Helskim miąższość holocenu osiąga 100 m (Tomczak, 1994).

## 2.5. WARUNKI GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKIE DNA MORSKIEGO

W obszarze polskiej strefy ekonomicznej na Bałtyku prowadzone są szczegółowe badania, które mają na celu wyeliminowanie zagrożeń, jakie niesie ze sobą instalacja platformy „Petrobaltic” oraz wykonywanie odwiertów eksploatacyjnych. Dotychczasowe badania pozwalają na przedstawienie profili litologicznych najczęściej występujących w polskiej strefie ekonomicznej, w jej dwóch rejonach: wschodnim, między Darłowem i Helem, gdzie rozpoznano podłoże morskie w kilkunastu miejscach, oraz w zachodnim, w rejonie Międzyzdrojów i Dziwnowa.

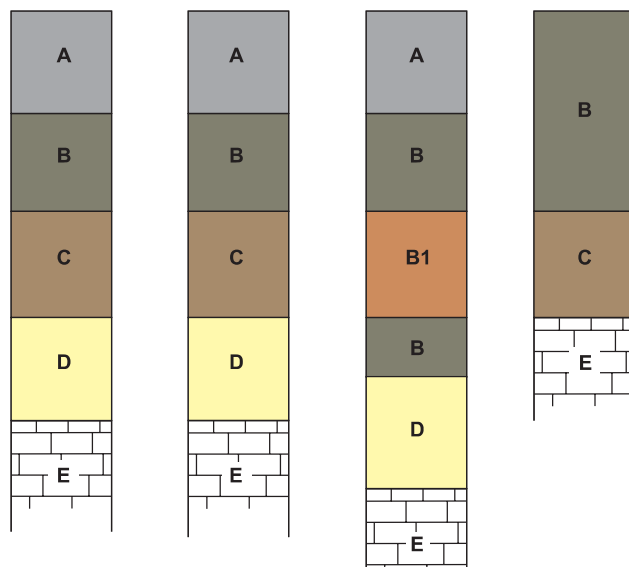
W rejonie wschodnim dno morza zbudowane jest z osadów czwartorzędowych, takich jak: namuły, ility, ility pylaste, gliny zwięzłe, gliny pylaste, gliny, gliny piaszczyste z domieszkami żwiru i otoczków, pyły piaszczyste, a także grunty niespoiste – głównie piaski pylaste, piaski drobne i piaski średnie. Miąższość osadów czwartorzędowych mieści się w przedziale od 0,6 do 15 m. Poniżej osadów czwartorzędowych zostały nawiercone wapienie i iłowce dewońskie oraz łupki sylurskie.

Najczęściej występujące schematy profili litologicznych, a także przybliżoną charakterystykę wydzielonych serii przedstawiono na rys. 2.14, a w tabeli 2.1 – wybrane parametry fizyczno-mechaniczne.

Zachodnia część obszaru polskiej strefy ekonomicznej jest słabiej rozpoznana niż w przypadku rejonu wschodniego. W rejonie tym od powierzchni dna mogą występować małej miąższości (do około 0,5 m) piaski drobne i pylaste z domieszką żwiru i kamieni, przewarstwione wkładkami substancji organicznej. Poniżej tej warstwy bądź od powierzchni dna mogą występować gliny zwałowe o miąższości 2,0–2,5 m, reprezentowane przez gliny piaszczyste ze żwirem i otoczkami, w stanie od twaroplastycznego do zwartego. Pod glinami, do głębokości 7–12 m poniżej dna, występują, zdecydowanie dominujące i najczęstsze w profilach tego rejonu, piaski drobne, rzadziej średnie, z domieszkami substancji organicznej, w stanie od zągęszczonego do bardzo zągęszczonego. Głębiej występują gliny zwałowe w stanie od twaroplastycznego do zwartego, reprezentowane przez gliny piaszczyste i gliny.







Seria	Litologia	Barwa	Stan gruntu	Mięższość [m]
A	namuł	szara, jasnobrązowa, brązowa, szarozielona, ciemnoszara	mpl, płynny	0,4–6,7
B	ił, il pylasty, glina zwięzła, domieszki gliny i żwiru	brązowoszara, brązowa, zielonoszara, szara	mpl	0,3–6,9
B1	glina zwięzła, glina, domieszki otoczków	brązowa	tpl	0,3–2,0
C	glina zwięzła, glina pylasta, glina, glina piaszczysta, domieszki żwiru i otoczków	brązowa, szara, szarozielona, szarobrązowa	tpl	0,3–6,2
D	pył piaszczysty, piasek pylasty, piasek drobny, piasek średni	ciemnozielona, zielonoszara		0,2–5,0
E (podłoże skalne)	wapień, dewon	jasnobrązowa, szara		
	iłowiec, dewon	czerwonobrązowa		
	łupek, sylur	szarozielona, zielona, szaro-jasnobrązowa		

Rys. 2.14. Najczęściej występujące schematy profili litologicznych w polskiej strefie Bałtyku

mpl – miękkoplastyczny, tpl – twardoplastyczny

Tabela 2.1

## Parametry fizyczno-mechaniczne wydzielonych serii osadów morskich

Parametry	A			B			B1			C			D		
	min.	maks.	śr.	min.	maks.	śr.	min.	maks.	śr.	min.	maks.	śr.	min.	maks.	śr.
$\gamma_o$ [kN/m <sup>3</sup> ]	12,00	17,90	14,95	16,00	22,00	19,00	19,00	22,30	20,65	20,60	22,80	21,70	19,30	20,90	20,10
$w_n$ [%]	70,00	136,00	103,00	19,00	80,00	49,50	13,00	25,00	19,00	8,00	24,00	16,00	19,00	19,00	19,00
$I_L$ [-]	~1	~1	1,00	0,30	1,00	0,65	0,10	0,25	0,18	0,10	0,40	0,25			
$S_u$ [kPa]	1,00	10,00	5,50	2,00	50,00	26,00	17,00	132,00	74,50	20,00	850,00	435,00			
$c$ [kPa]				12,00	38,00	25,00	20,00	51,00	35,50	20,00	200,00	110,00			
$\varphi$ [°]				4,00	16,00	10,00	9,60	19,00	14,30	10,00	40,00	25,00	30,00	38,00	34,00
$I_{om}$ [%]	6,00	10,00	8,00	0,00	5,00	2,50									

$\gamma_o$  – ciężar objętościowy,  $w_n$  – wilgotność naturalna,  $I_L$  – stopień plastyczności,  $S_u$  – wytrzymałość gruntu na ścinanie w warunkach bez odpływu,  $c$  – spójność,  $\varphi$  – kąt tarcia wewnętrzznego,  $I_{om}$  – zawartość części organicznych



Na podstawie analiz dostępnych materiałów, w tym map geologicznych dna Morza Bałtyckiego oraz materiałów sejsmoakustycznych, dokonany został wstępny geologiczno-inżynierski podział dna zachodniej części polskiego Bałtyku (Kaszubowski, Coufal, 2008). Jednostki geologiczno-inżynierskie obejmują obszar wyłącznej strefy ekonomicznej na zachód od Ławicy Słupskiej. W podziale uwzględniono: litologię, genezę i wiek osadów współczesnego dna morskiego, stopień zagęszczenia, stopień plastyczności, kąt tarcia wewnętrznego i wytrzymałość na ściskanie.

Wyróżniono następujące jednostki geologiczno-inżynierskie:

1) dno dobre dla budownictwa morskiego – grunty niespoiste o różnej genezie i wieku, charakteryzujące się wysokimi wartościami wytrzymałości na ściskanie (200–500 kPa); występują w południowo-wschodniej części Ławicy Słupskiej, na wschód od Ławicy Odrzanej, a także w strefie przybrzeżnej na wysokości Ustki oraz od jeziora Bukowo do jeziora Kopań;

2) dno dostateczne dla budownictwa morskiego – grunty spoiste wieku plejstoceniowego (gliny zwałowe przede wszystkim zlodowaceń wisły i warty), o wartościach wytrzymałości na ściskanie w przedziale od 100 do 300 kPa; występują w okolicy Ławicy Słupskiej oraz na wysokości wybrzeża od Dziwnowa do jeziora Wicko;

3) dno złe dla budownictwa morskiego – grunty spoiste i niespoiste (mułki i ropy) wieku plejstoceniowego i wczesnoholoceniowego, o niskich wartościach wytrzymałości na ściskanie (50–150 kPa); występują głównie w Zatoce Pomorskiej i w okolicy Ustki;

4) dno bardzo złe dla budownictwa morskiego – grunty spoiste wieku środkowo- i późnoholoceniowego (ropy, mułki i mułki organiczne), o niskich wartościach wytrzymałości na ściskanie (poniżej 50 kPa); występują w głębszych partiach Basenu Bornholmskiego.

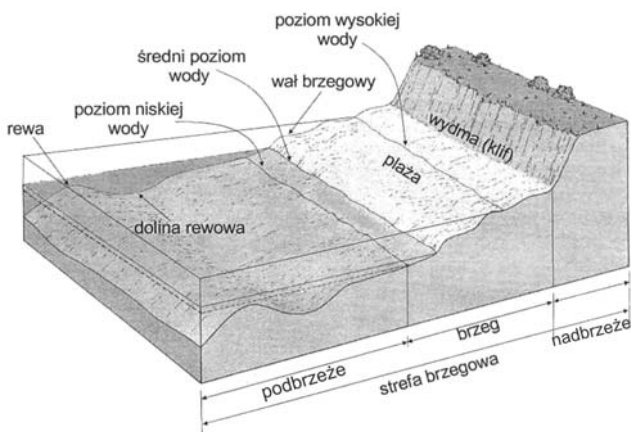
### 3. BRZEGI MORSKIE

#### 3.1. DEFINICJE I PODZIAŁY

Przybrzeżna strefa morza składa się z dwóch podstawowych części: strefy brzegowej i nadbrzeża (rys. 3.1).

**Strefę brzegową** definiuje się jako niedużą w skali akwenów morskich i kontynentów powierzchnię ciągnącą się wzdłuż bezpośredniego styku lądu i morza, która poddawana jest dynamicznym oddziaływaniom wód morskich. Swoją szerokością obejmuje ona zarówno nadwodną, jak i podwodną część morskiego obszaru brzegowego. Od strony lądu strefa brzegowa obejmuje obszar maksymalnego napływu wód morskich na brzeg, sięgający stopy wydmy lub klifu, a w przypadku ich braku, granicę stanowi krawędź, do której docierają najwyższe fale morskie. Odmorską granicą strefy brzegowej jest głębokość  $h_{gr}$ , na której zaczyna się pojawiać wzajemne oddziaływanie ruchu falowego z dnem morskim. Fizycznie objawia się to początkiem ruchu ziaren osadów, zmianami dna morskiego oraz początkiem transformacji falowania. Głębokość tę określa się jako połowę długości fali głębokowodnej  $h_{gr} = L_o/2$ . W ramach strefy brzegowej wyróżnia się:

- podbrzeże, które obejmuje strefę przyboju i transformacji fali występującą nad podwodnym stokiem brzegowym, sięgającym strefy głębokowodnej (w przybliżeniu głębokości równe pół długości fali). Do podstawowych form morfologicznych podbrzeża zalicza się rewy (podwodne wały piaskowe), rynny międzyrynowe (obniżenia dna morskiego pomiędzy grzbietami rew) oraz systemy nieregularnych podwodnych wypłyceń, mielizn czy też lokalnych zagłębień;



Rys. 3.1. Schemat strefy brzegowej (Pruszek, 2003)

- brzeg, w tym linia brzegowa z różnymi morfologicznymi formami brzegowymi oraz plaża. Obszar ten, znajdując się na odlądowej części strefy brzegowej, może być okresowo zalewany lub odsłaniany przez morze (wezbrania i powodzie sztormowe, pływy).

Przybrzeżny obszar lądowy, który znajduje się powyżej najwyższego poziomu morza i nie jest okresowo zalewany przez falę i pływy, ale wyraźnie odczuwa środowiskowy wpływ morza, definiowany jest jako **nadbrzeże**. Obszar ten obejmuje różnego typu duże formy morfologiczne (klify, wydmy) oraz przybrzeżne niziny aluwialne.

W obszarze bezpośredniego styku wody i lądu występuje charakterystyczna linia rozdziału, którą ogólnie określa się jako **linię brzegową**. Najprostsza definicja mówi, że jest to wzdłużbrzegowa linia składająca się z punktów przecięcia profilów poprzecznych brzegu z aktualnym lub średnim, dla przyjętego przedziału czasu, poziomem zwierciadła wody. Położenie tak zdefiniowanej linii, nawet w przyjętych uśrednionych skalach czasowych, jest bardzo zmienne i może być trudne do jednoznacznego określenia.

Przez **erozję** (abrazję) brzegu rozumie się niszczenie zarówno nadwodnej, jak i podwodnej jego części. Intensywność erozji w dużej mierze zależy od lokalnych warunków hydrodynamicznych oraz charakteru i typu brzegu.

Proces **akumulacji** utożsamiany jest z budową/rozbudową brzegu i często jest wynikiem lokalnego zmniejszania się sił transportujących materiał osadowy. W obszarze tym następuje osadzanie się przy brzegu osadów i poszerzanie plaży.

Długookresowe obserwacje zmienności polskiego brzegu wskazują na rozszerzanie się i przyspieszanie zjawiska erozji brzegu morskiego. O ile średnie cofanie się (erozja) linii brzegowej dla całego okresu 1875–1979 wynosiło 0,12 m/rok, to w połowie lat dziewięćdziesiątych było to 0,5 m/rok (0,16 m/rok stopa wydmy/klifów), a pod koniec ubiegłego wieku już 0,9 m/rok (0,3 m/rok stopa wydmy/klifów). Dotyczy to zarówno brzegów składających się z płaskich plaż i wydmy, których łączna długość wynosi około 340 km polskiego brzegu, jak i brzegów klifowych (nieco ponad 100 km długości, w tym około 45 km klifów aktywnych). Zjawisko erozji linii brzegowej obejmuje obecnie ponad 70% brzegów. Cofanie się całości linii brzegowej z prędkością 0,1 m/rok powoduje utratę powierzchni lądu polskiego brzegu równą około 37 tys. m<sup>2</sup>/rok.

Ze zjawiskami erozji lub akumulacji związane jest występowanie różnych morfologicznych form strefy brzegowej. Wśród nich wyróżnić należy takie podstawowe formy, jak wydmy z plażą lub bez, klify, wał brzegowy, rewy,

zmarszczki z różnowymiarowymi, często rytmicznymi, formami linii brzegowej.

Przez **wydmy** rozumie się akumulacyjną formę brzegową, która na ogół jest równoległa do wyrównanej linii brzegowej i kształtuje się w kierunku zgodnym z wypadkowym kierunkiem wiatru. Wysokość wydmy z reguły nie przekracza kilku metrów, a nachylenie ich odmorskich stoków najczęściej waha się w granicach 12–20° (Basiński i in., 1993). Między wydmy a linią brzegową często występuje podstawowa brzegowa forma akumulacyjna, jaką jest **plaża**. Powstaje ona w sytuacji gromadzenia się materiału osadowego poza zasięgiem oddziaływania falowania i jest skutkiem dopływu osadów bądź od strony morza (falowanie, prądy), bądź od strony lądu (wiatr, ujścia rzeczne lub inne, niekiedy sztuczne źródła).

**Klif** należy do erozyjnych form brzegowych, zbudowanych z różnego materiału (od łu, glin i piasku do skał). Wysokość klifów może wynosić od kilkunastu do kilkudziesięciu metrów, a odmorską stronę klifu najczęściej kształtuje stroma, niekiedy prawie pionowa, urwista skarpa. Niszczenie i stopień aktywności klifów jest wynikiem działania fal morskich, erozji termicznej i chemicznej, a także działania wód opadowych, wód podziemnych i człowieka.

**Wałem brzegowym** nazywamy formę akumulacyjną, która tworzy się na plażowym skłonie brzegowym w obszarze występowania linii brzegowej. Wysokość wału brzegowego uzależniona jest głównie od wysokości i okresu fali, natomiast w mniejszym stopniu od średnicy osadów. Fakt wystąpienia i kształt wału brzegowego zależy od parametrów osadów formujących brzeg oraz od zmienności poziomów wody.

Przez **rewy** rozumie się duże, dochodzące nawet do 2–3 m, podwodne, wzdłużbrzegowe wały piaszczyste o asymetrycznym kształcie. Usytuowane są najczęściej równoległe do brzegu i wyraźnie zmieniają lokalną batymetrię dna morskiego. O ile odlądowy skłon aktywnej rewy jest bliski kątowni stoku naturalnego, to po odmorskiej stronie, dla średnicy ziaren osadu dennego  $D$  mieszczących się w granicach 0,27–3,17 mm, jest równy średnio około 8–12.

**Zmarszczki** to małe formy denne o kształcie, w uproszczeniu, zbliżonym do sinusoidy, które występują w postaci mniej lub bardziej regularnych ciągów. Zmarszczki są formami występującymi zarówno na podwodnym skłonie brzegowym, jak i na plaży.

Na styku lądu i morza występują różnoskalowe, często rytmiczne zafalowania linii brzegowej, nazywane **sierpami** lub **festonami plażowymi**. Formy te tworzą wzdłużbrzegowy ciąg cypli i zatoczek o różnej wielkości i regularności. Najczęściej są to formy o charakterze akumulacyjnym, występujące po okresie sztormu.

### 3.2. KLASYFIKACJA BRZEGÓW MORSKICH

Kształt i rzeźba brzegu morskiego często jest pochodną różnoskalowych procesów geomorfologicznych, zachodzących zarówno w dalekiej przeszłości (historia polodowcowa), jak i współcześnie, a także ruchów tekto-

nicznych i eustatycznych (podnoszenie się średniego poziomu morza) czy też czynników hydrodynamicznych. Szczegółowy podział brzegów mórz i oceanów podał Finkl (2004). W polskiej literaturze generalną klasyfikację brzegów znaleźć można w pracach Basińskiego i in. (1993) oraz Prusaka (2003). Zgodnie z nimi wyróżnić można:

- brzegi ukształtowane przez procesy subarealne i tektoniczne (mało zmienione przez morze); do tego rodzaju brzegów zalicza się wybrzeże pierwotnie ukształtowane, w ramach którego mamy brzegi o rozczłonkowaniu tektonicznym, erozyjnym, lodowcowo-erozyjnym, lodowcowo-akumulacyjnym, wulkanicznym, eolicznym oraz brzegi pierwotnie wyrównane;
- brzegi ukształtowane głównie przez procesy falowe; zaliczają się do nich brzegi wyrównywane, wyrównane oraz brzegi wtórnie rozczłonkowane, a w ramach nich brzegi abrazyjne, abrazyjno-akumulacyjne, akumulacyjne i zatokowe;
- brzegi ukształtowane pod wpływem innych czynników niż falowe, wśród których wyróżnia się brzegi: potamogeniczne, pływowe, biogeniczne, termoabrazyjne i denudacyjne.

W warunkach polskiej części Morza Bałtyckiego mamy do czynienia z ograniczonymi typami i rodzajami brzegów morskich. Wśród nich wymienić należy takie brzegi, jak: abrazyjne, abrazyjno-akumulacyjne, akumulacyjne i zatokowe oraz deltowe.

W naturze istniejące brzegi często łączą cechy charakterystyczne nie dla jednego, ale dla kilku typów brzegów.

- Do podstawowych dużych form brzegowych zalicza się:
- zatoki, które mogą być formowane na skutek wcinania się w ląd części oceanu lub morza; niekiedy mogą tworzyć formy kaskadowe, kiedy mniejsze zatoki są częścią większych, np. zatoki Pucka i Gdańska;
  - zalewy – są tworzone najczęściej przez przybrzeżną część morza, odciętą od jego głównej części mierzeją lub wyspą o wydłużonym kształcie; cechują się niewielką głębokością oraz połączeniem z morzem, np. Zalew Wiślany.

Na budowę oraz charakter polskich brzegów morskich kluczowy wpływ miał także okres ostatniego zlodowacenia oraz kolejne fazy jego zaniku.

### 3.3. CHARAKTERYSTYKA PROCESÓW HYDRO- I MORFODYNAMICZNYCH STREFY BRZEGOWEJ

W morzach bezpływowych, jakim jest Bałtyk, główną siłą sprawczą procesów lito- i morfodynamicznych są zjawiska hydrodynamiczne, generowane różnymi układami barycznymi, w tym zwykle wiatrem. Zjawiska te to ruch wody w postaci fal i prądów.

Procesy hydrodynamiczne zachodzące w morskiej strefie brzegowej różnią się znacznie od procesów hydrodynamicznych otwartego morza. O ile falowanie otwartego morza ma

kluczowy wpływ na kształtowanie się falowania wód przybrzeżnych, o tyle prądy otwartego morza mają niewiele wspólnego z prądami występującymi w morskiej strefie brzegowej.

Fale i prądy pochodzenia falowego w morskiej strefie brzegowej oddziałują na dno morskie, powodując uruchomienie i przemieszczanie się osadów dennych. Z ruchu osadów wynika zmienność dna morskiego i w konsekwencji – ewolucja położenia linii brzegowej. Przyczynowo-skutkowy łańcuch podstawowych zjawisk fizycznych zachodzących w morskiej strefie brzegowej zilustrowany jest na rys. 3.2.

Cechy falowania i prądów falowych w bezpośrednim sąsiedztwie brzegu zależą od wartości energii ruchu falowego na pełnym morzu i warunków, w jakich przebiega proces dyssypacji energii falowej na skłonie podbrzeża, w szczególności od parametrów fal głębokowodnych, tj. ich wysokości  $H$  i okresu  $T$  (lub zależnej od okresu długości  $L$ ), oraz od konrursacji dna strefy przybrzeżnej. W miarę zmniejszania się głębokości akwenu  $h$  kształt podążającej ku brzegowi fali staje się coraz bardziej asymetryczny, tj. niesinusoidalny, z krótkim i wysokim grzbietem oraz z długą i płytką doliną (rys. 3.3). Towarzyszy temu zmiana kształtu orbit elementów cieczy (z kołowych na eliptyczne) i wzrost wartości przydennych prędkości orbitalnych (rys. 3.4).

Jednym z najważniejszych procesów hydrodynamicznych występujących w morskiej strefie brzegowej jest załamanie fali. Następuje ono, gdy stromość fali (stosunek wysokości  $H$  do długości  $L$ ) przekroczy wartość krytyczną i profil fali traci swoją stabilność. Cechy procesu załamania zależą od parametrów fal i od nachylenia profilu brzegu. Wyróżnia się dwa główne typy załamania: załamanie spływowe (stopniowe i łagodne) i załamanie przelewowe (gwałtowne i burzliwe) oraz dwie dodatkowe odmiany, na-

zywane załamaniem napływowo-przelewowym i załamaniem napływowym.

Końcowym efektem transformacji fali jest jej nabieganie na skłon plażowy lub skarpe umocnienia brzegowego.

Generowane podczas propagacji i transformacji fali przepływy pochodzenia falowego dzielą się na następujące podstawowe typy (rys. 3.5):

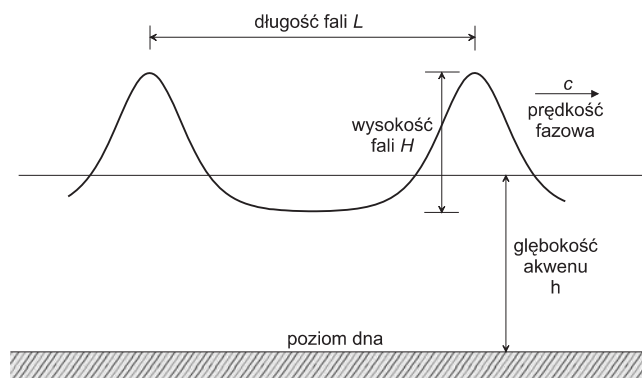
- przepływy związane z orbitalnym ruchem elementów wody w ruchu falowym, w tym prądy wynikające z niezamykania się orbit i asymetrii ruchu falowego,
- prądy wzdłużbrzegowe,
- prądy poprzeczne do brzegu (prądy powrotne),
- prądy rozrywające.

Powyższy podział, szczególnie w odniesieniu do prądów wzdłużbrzegowych i poprzecznych do brzegu, ma charakter umowny. W naturalnych warunkach każda sytuacja falowo-prądowa w morskiej strefie brzegowej jest bardzo skomplikowana. Dopiero uśrednienie wszystkich prędkości w czasie i ich zrzutowanie na kierunek wzdłużbrzegowy i prostopadły do brzegu umożliwia analizę oraz modelowanie teoretyczne przybrzeżnych zjawisk hydrodynamicznych.

Każdy rodzaj prądów w strefie brzegowej ma inny wpływ na procesy litodynamiczne. Szybkozmiennie przepływy związane z orbitalnym ruchem elementów wody w ruchu falowym przede wszystkim wywołują, poprzez oddziaływanie przydennych naprężeń ścinających, poruszenie się ziaren osadów w dnie morskim, a w intensywnych warunkach falowych – wprowadzenie znacznych ilości rumowiska w stan zawieszenia. Pozostałe prądy wody, zwłaszcza prądy wzdłużbrzegowe i poprzeczne do brzegu (których obecność stwierdza się na podstawie uśrednienia prędkości w okresie fali), powodują przenoszenie rumowiska morskiego na duże odległości. Strumienie osadów mają nazwy odzwierciedlające czynniki hydrodynamiczne, którymi są generowane. Tak więc wzdłużbrzegowy transport osadów powstaje w wyniku łącznego oddziaływania na dno oscylacyjnych prędkości falowych i prądu wzdłużbrzegowego, transport poprzeczny do brzegu jest natomiast generowany współoddziaływaniem oscylacyjnych prędkości falowych

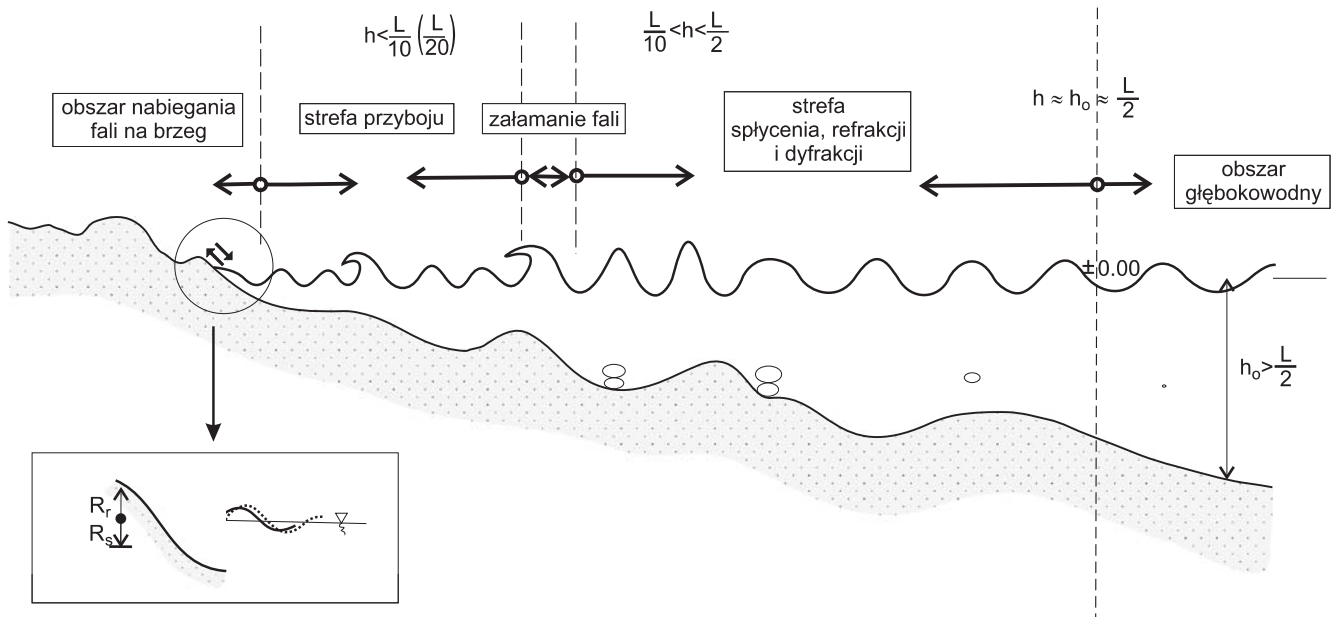


Rys. 3.2. Przyczynowo-skutkowy łańcuch zjawisk fizycznych w morskiej strefie brzegowej



Rys. 3.3. Asymetryczny kształt fali płytkowodnej





Rys. 3.4. Transformacja fal w strefie brzegowej morza (Pruszek, 2003)

i prądu odrzutowego, jak również dodatkowego niewielkiego (ale istotnego) prądu dobrzowego, uzależnionego od asymetrii profilu fali.

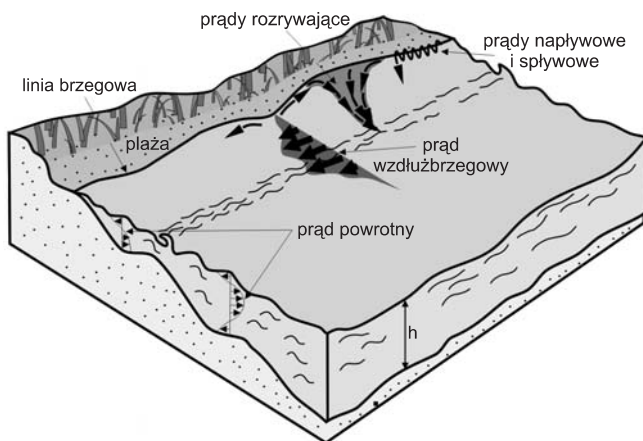
Jak już wspomniano, bezpośrednią siłą sprawczą transportu osadów są naprężenia ścinające, generowane przydennym przepływem wody. Dodatkowym czynnikiem ułatwiającym wprowadzenie w ruch ziaren osadów dennych są zmiany ciśnienia w porach gruntu budującego dno morskie.

Przestrzenna zmienność wypadkowego natężenia transportu osadów jest przyczyną procesów sedymentacji w niektórych miejscach morskiej strefy brzegowej i erozji dna w innych. Mechanizm zmian dennych opisany jest równaniem ciągłości dla rumowiska (zasadą zachowania masy). Z pewnym uproszczeniem można stwierdzić, że równanie to opisuje następującą prawidłowość: jeżeli wypadkowe

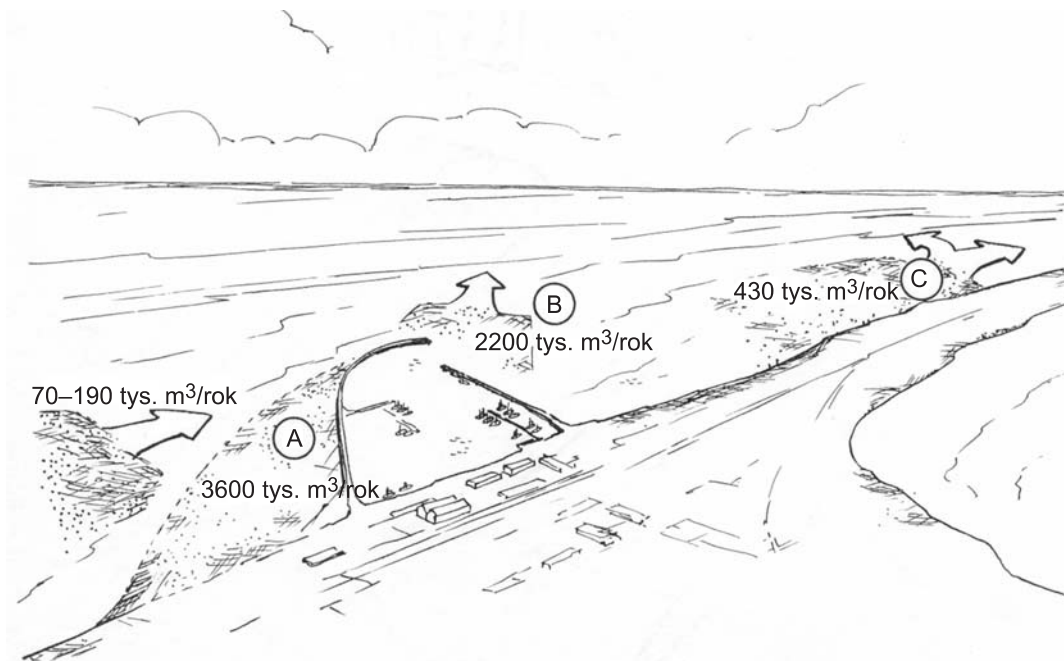
(uśrednione w czasie) natężenie transportu osadów w punkcie C jest większe niż wypadkowe natężenie transportu osadów w punkcie B, to na odcinku CB następuje erozja dna morskiego. W odwrotnej sytuacji, gdy w punkcie A jest większy transport niż w punkcie B, to na odcinku AB ma miejsce akumulacja osadów. Graficznie ilustruje to sytuacja występująca w rejonie portu Władysławowo, przedstawiona na rys. 3.6.

Prawdopodobnie najistotniejszym elementem litodynamiki strefy przybrzeżnej morza jest wzdłużbrzegowy ruch osadów. W warunkach południowego Bałtyku, przy wystarczającej „podaży” osadów niespoistych tworzących dno strefy brzegowej, roczne wypadkowe natężenie transportu osadów może osiągnąć lokalnie wielkości rzędu 200 tys. m<sup>3</sup>/rok. Warto wiedzieć, że na polskim wybrzeżu dominuje ruch osadów z zachodu na wschód. Nietrudno wyobrazić sobie skutki zaburzenia swobodnego wzdłużbrzegowego przepływu wody i osadów. Przykładem może być port we Władysławowie (rys. 3.6 i 3.7), którego wzniesienie w latach trzydziestych ubiegłego wieku spowodowało intensywną akumulację osadów po zachodniej stronie portu (obszar A) i erozję (kompensującą tę akumulację) po stronie wschodniej (obszar B i C). Tylko intensywne przedsięwzięcia ochrony brzegu stosowane na wschód od portu zapewniły względną stabilizację położenia linii brzegowej w tym rejonie.

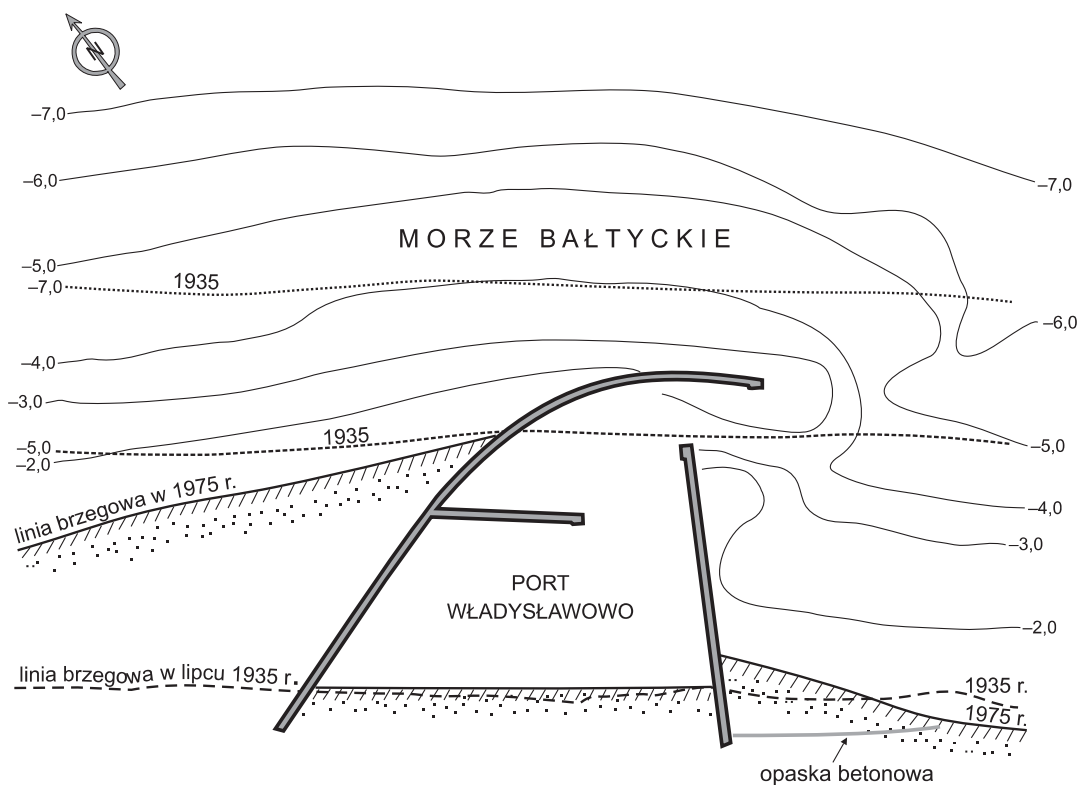
Port we Władysławowie jest jednym z najbardziej charakterystycznych polskich przykładów zaburzenia przepływu osadów. Przestrzenna zmienność wypadkowego natężenia wzdłużbrzegowego ruchu rumowiska może wystąpić również na niezabudowanym brzegu morskim. Zgodnie z zasadą zachowania masy, skutkuje to abrazją brzegu, wzdłuż którego natężenie transportu rośnie, i akumulacją na odcinku brzegu, wzdłuż którego natężenie transportu maleje.



Rys. 3.5. Prądy pochodzenia falowego w morskiej strefie brzegowej (Pruszek, 2003)



**Rys. 3.6. Bilans osadów w rejonie portu we Władysławowie:  
A – obszar akumulacji, B i C – obszary erozji (Szmytkiewicz, 2003)**

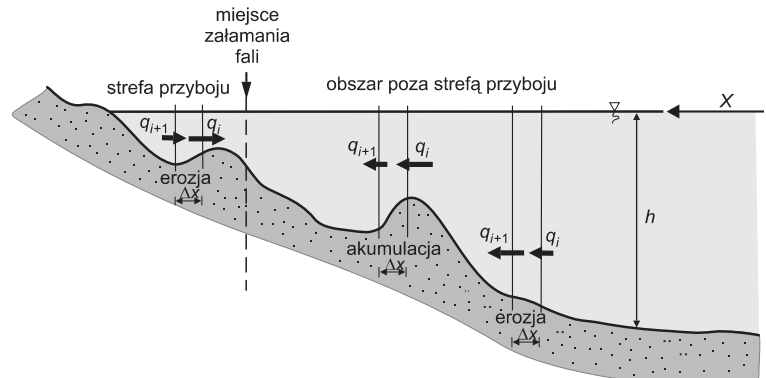


**Rys. 3.7. Akumulacja osadów po zachodniej stronie portu we Władysławowie wskutek zablokowania wzdłużbrzegowego ruchu osadów przez falochrony portowe (Adamski, 1977)**

Należy zaznaczyć, że w przypadku tego typu ewolucji morfologicznej cały podwodny profil poprzeczny brzegu (aż do tzw. głębokości zamknięcia, tj. głębokości, na której zmiany denne są znikome) ulega przemieszczeniu w stronę morza (akumulacja) bądź lądu (erozja).

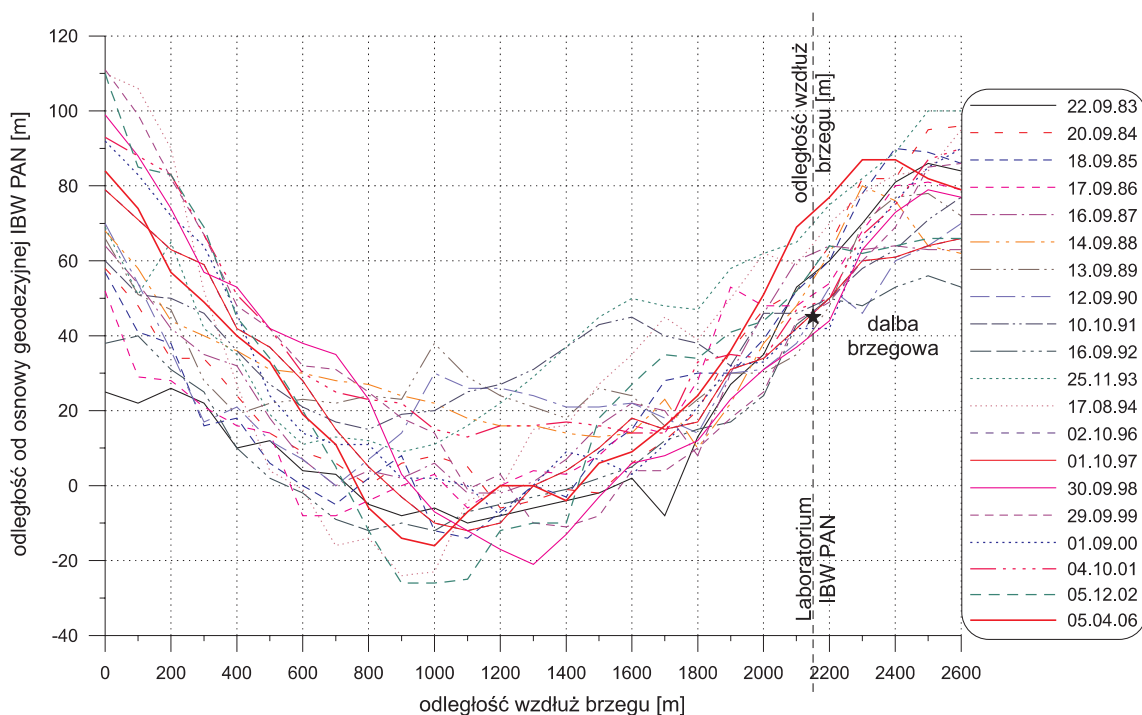
Blżej brzegu pojawia się ruch rumowiska, który wzrasta na małych głębokościach wody. Wskutek asymetrii fal wypadkowy ruch transportowy rumowiska jest skierowany w stronę brzegu. Jednocześnie coraz większą rolę zaczyna odgrywać prąd powrotny. Prąd ten, szczególnie silny w strefie przyboju (między linią załamania fal i brzegiem), może być czynnikiem dominującym i lokalnie wywoływać ruch osadów w stronę morza. Wszystkie wymienione efekty mają wpływ na wypadkowe natężenia transportu osadów  $q(x,t)$  i w konsekwencji wywołują zmiany głębokości wody  $h(x,t)$ , co pokazano na [rysunku 3.8](#).

Należy podkreślić, że w omówionym przypadku ewolucji dna całkowite zasoby rumowiska w danym profilu poprzecznym brzegu nie ulegają zmianie. Jednakże efekty morfodynamiczne tego rodzaju są bardzo istotne, gdyż przejawiają się migracją dużych form dennych i przemieszczaniem (niekiedy znacznym) linii brzegowej. W praktyce bez wnikliwego zbadania czasowo-przestrzennej zmienności układu batymetrycznego strefy przybrzeżnej niełatwo jest stwierdzić, czy ewolucja kształtu linii brzegowej spowodowana jest efektami litodynamicznymi związanymi z transportem osadów w kierunku prostopadłym do brzegu, czy też ze wzdłużbrzegowym ruchem osadów. Przykłady zmian profilu poprzecznego brzegu i zmian położenia linii brzegowej pokazano na [rysunku 3.9](#).



Rys. 3.8. Mechanizm ewolucji dna w profilu poprzecznym brzegu (Ostrowski, 2006)

Zarówno ogólna znajomość zjawisk hydro-, lito- i morfodynamicznych, jak i identyfikacja lokalnej specyfiki oraz parametrów tych zjawisk jest konieczna do realizacji większości inwestycji w morskiej gospodarce brzegowej, w tym na przykład budowy i modernizacji portów, utrzymania portowych torów podejściowych i wejść portowych oraz prowadzenia przeciwpowodziowej i przeciwoerozyjnej ochrony brzegów morskich z uwzględnieniem aspektu wykorzystania brzegów do celów rekreacyjnych. W ramach każdego z tych przedsięwzięć znajomość mechanizmów ruchu osadów i ewolucji profilu dna jest zagadnieniem niezwykle istotnym. Zagadnienie zmienności brzegu i dna morskiego jest od wielu lat bardzo ważnym przedmiotem badań w dziedzinie inżynierii brzegów. Badania przyczyn i ilościowych cech zmienności profilu dna są ściśle związane z poszukiwaniem genezy powstawania



Rys. 3.9. Długookresowa zmienność położenia linii brzegowej w rejonie Morskiej Stacji Brzegowej w Lubiatowie

rew i opracowaniem jak najdokładniejszego teoretycznego opisu ewolucji ich kształtu. Znajomość mechanizmów przemieszczania się osadów w strefie brzegowej morza wydaje się niezbędna m.in. dla planowania i prowadzenia prac refulacyjnych związanych ze sztucznym zasilaniem brzegów czy też wyprowadzania na brzeg kabli i rurociągów podmorskich.

Wiedza na temat dynamiki brzegu morskiego jest uwarunkowana zarówno badaniami teoretycznymi, jak i doświadczalnymi. Roli żadnego z tych nurtów nie da się przecenić. Różnorodność i złożoność procesów brzegowych oraz silna nieliniowość współoddziaływań pomiędzy poszczególnymi zjawiskami tworzy skomplikowany system fizyczny z licznymi sprzężeniami zwrotnymi, niezwykle trudny do analizy i modelowania matematycznego. Z tej przyczyny procesy strefy brzegowej powinny być badane za pomocą komplementarnych narzędzi, od modeli fizyki teoretycznej (badania podstawowe i stosowane) do modeli działających na podstawie wielkich zbiorów danych (analizy stochastyczno-statystyczne). Wszystkie wymienione podejścia wymagają wsparcia ze strony eksperymentalnej, tj. badań laboratoryjnych oraz *in situ*.

#### 3.4. MODELE NUMERYCZNE PROCESÓW MORSKIEJ STREFY BRZEGOWEJ

Skuteczne projektowanie jakichkolwiek konstrukcji hydrotechnicznych wznoszonych w strefie brzegowej morza musi być poprzedzone nie tylko rozpoznaniem naturalnych procesów fizycznych występujących w tym obszarze, ale także prognozą oddziaływania danej budowli na środowisko. Wiedza ta jest konieczna nie tylko z racji współcześnie obowiązujących środowiskowych przepisów prawnych, ale także pozwala na wykonanie konstrukcji brzegowej, tak aby pełniąc swoją rolę, nie uległa awarii lub zniszczeniu w przyszłości. Konieczne jest to, aby jeszcze przed wybudowaniem budowli (umocnienia brzegowego) móc przewidzieć, w dłuższej skali czasowej, zarówno pozytywne, jak i negatywne jej wpływy na brzegi i dno morskie.

Zarówno do oceny wpływu projektowanej konstrukcji hydrotechnicznej na brzeg i dno morskie, jak i w procesie jej technicznego projektowania obecnie szeroko są wykorzystywane tzw. globalne modele numeryczne. Niezależnie od szczegółowych, charakterystycznych dla danego modelu rozwiązań, wszystkie one uwzględniają przyczynowo-skutkowy łańcuch podstawowych zjawisk fizycznych zachodzących w morskiej strefie brzegowej. Każdy model obliczeniowy opisujący procesy hydro- i litodynamiczne w strefie brzegowej wymaga następujących pakietów danych:

- aktualnego planu batymetrycznego dna,
- parametrów falowania: wysokości  $H_0$ , okresu  $T$  i kąta podchodzenia  $\theta_0$  na granicy odmorskiej przyjętej do obliczeń siatki numerycznej,
- rodzaju materiału dennego i jego właściwości fizycznych,

- charakterystyk granulometrycznych osadu,
- przestrzennego zróżnicowania rodzaju materiałów zalegających na dnie morskim,
- miąższości zalegania osadu pod dnem.

O ile przy wykonywaniu obliczeń dla określonego obszaru strefy brzegowej zawsze dysponujemy (mniej lub bardziej aktualnym) planem batymetrycznym, to z reguły nie mamy danych o parametrach falowania występujących w tym rejonie. Natomiast łatwo są dostępne informacje o kierunkach i prędkościach wiatru. Dlatego też z reguły pierwszym blokiem takiego ogólnego modelu jest moduł prognostyczny, obliczający na podstawie danych meteorologicznych parametry falowania na granicy odmorskiej rozpatrywanego obszaru. Znając parametry głębokowodnej fali wiatrowej, w modelach tych obliczane są kolejno:

- transformacja fali w płytkowodnej strefie brzegowej oraz w strefie przyboju,
- prądy generowane przez załamujące się fale,
- transport osadów,
- przebudowa dna oraz zmiany w położeniu linii brzegowej zarówno bez, jak i w obecności budowli hydrotechnicznej.

W celu obliczenia transportu osadów, przebudowy dna i brzegu morskiego konieczna jest znajomość rodzaju materiału, z którego zbudowane jest dno morskie, jego właściwości fizycznych i cech granulometrycznych. Z parametrów granulometrycznych większość tych modeli wymaga znajomości charakterystycznych średnic:  $D_{50}$ ,  $D_{90}$ ,  $D_{35}$ . Do wymaganych parametrów fizycznych należą: gęstość osadu, porowatość i prędkość opadania. Natomiast z punktu widzenia użytkownika tych programów konieczna jest także znajomość przestrzennego zróżnicowania materiału dennego oraz głębokość jego zalegania pod dnem.

Sprawą kluczową we wszystkich obliczeniach jest stwierdzenie, jaki procent osadów w rozpatrywanym akwie nie stanowią osady piaszczyste, a jaki spoiste. Należy bowiem zdawać sobie sprawę, że do dnia dzisiejszego problemy związane z obliczaniem natężenia transportu osadów kohezyjnych są dalekie od zadowalającego rozwiązania. Również przy obliczaniu przenoszonych przez fale i prądy morskie ilości materiałów piaszczystych, mimo ich bardziej precyzyjnego rozpoznania, musimy podchodzić z pewną rezerwą. Należy bowiem pamiętać, że wielkość transportu przy tych samych zewnętrznych siłach wymuszających zależy od takich czynników, jak średnica ziaren osadu, ich ciężar (z uwzględnieniem siły wyporu), szeroko pojęte cechy teksturalne (upakowanie, wysortowanie, kształt, obtoczenie itp.) czy też szorstkość dna, lepkość na granicy woda-osad. W rezultacie transport osadów morskich ma charakter losowy, gdyż zarówno siły wymuszające rozkład osadów na dnie, jak i jego właściwości mają także charakter losowy.

We wszystkich modelach prognostycznych ewolucji położenia linii brzegowej stosuje się modele tzw. jednej, a w bardziej złożonych przypadkach, wielu linii.



Do najbardziej znanych komercyjnych globalnych modeli numerycznych opisujących procesy fizyczne w morskiej strefie brzegowej należą:

- CEDAS (GENESIS) – model amerykański,
- DELFT3D – model holenderski,
- MIKE 21 (LITPACK) – model duński,
- UNIBEST – model holenderski.

Możliwości i właściwości modeli numerycznych GENESIS, LITPACK i UNIBEST CL zostały wykorzystane do opracowania prognoz długoterminowych zmian położenia linii brzegowej, między innymi w sąsiedztwie portu we Władysławowie (Różyński in., 1999; Szmytkiewicz i in., 2000; Szmytkiewicz, 2003). Także dla brzegu w sąsiedztwie portu w Kołobrzegu z sukcesem został zastosowany po raz pierwszy w Polsce model LITPACK (Gajewski i in., 1995). Zastosowanie dotyczyło opisu i oceny zmiany brzegu po stronie portu.

### 3.5. ZAGROŻENIA BRZEGÓW NA ODCINKACH O RÓŻNEJ LITOGENEZIE I DYNAMICE

Przyjmując morfodynamiczne oraz litogenetyczne cechy brzegu morskiego jako charakterystyczne parametry determinujące jego stan i sposób współdziałania z otaczającym środowiskiem, wyróżnić można trzy podstawowe formy: brzegi nisko położone, brzegi wydymowe i brzegi klifowe.

#### 3.5.1. Brzegi nisko położone

Brzegi tego typu występują zwykle w rejonie zalewów, delt rzecznych czy też w sąsiedztwie terenów nizinnych. W warunkach brzegu polskiego (południowy Bałtyk) są to nieliczne odcinki otwartego morza, lokalnie występujące w okolicach terenów nizinnych. Większe odcinki tego typu brzegów spotyka się we wciętych w ląd zatokach (Zatoka Pucka) czy zalewach (Zalew Wiślany, Zalew Szczeciński). Przyjmując, iż całkowita długość linii brzegowej wynosi 843 km, w tym 430 km to piaszczyste brzegi otwartego morza, to długość linii brzegowej, częściowo zamkniętej na wpływ czynników otwartego morza, wynosi 413 km. Ta linia brzegowa obejmuje brzegi zalewów, estuariów, zatok itp. Z uwagi na częściowe zamknięcie i osłonę przed bezpośrednim działaniem sił/czynników otwartego morza, a także częste pokrycie brzegu roślinnością, zwykle nie wymagają one specjalnej ochrony przeciwoerozyjnej. Brzegi te natomiast są narażone na zalewanie zarówno samego brzegu, jak i terenów nisko położonych, będących na jego zapleczu. Nisko położone brzegi, w tym część zaplecza brzegów mierzejowych (np. Mierzeja Wiślana) i jezior przybrzeżnych (np. jeziora Kopań czy Bukowo), są od strony odlądowej znacznie bardziej podatne na zalewanie i niszczenie niż brzegi odmorskie, mające wyraźny charakter brzegów wydymowych czy klifowych. Wynika to zarówno z budowy geologicznej, jak i usytuowania ponad średni poziom morza, co z kolei wiąże się z łatwością ataku na nie fal, prądów i wezbrań sztormowych. Dla ochrony przed

efektami powodziowymi brzegi te i tereny z nimi sąsiadujące na wybranych (cennych z punktu widzenia człowieka) odcinkach należy chronić za pomocą wałów przeciwpowodziowych/przeciwsztormowych.

Geneza i obecny stan nisko położonych brzegów Mierzei Wiślanej od strony odmorskiej wynika z różnoskalowych procesów falowych. Pomimo że brzegi Mierzei Wiślanej w znacznej części graniczą w nisko położonymi terenami nizinnymi, to od strony odmorskiej odcinkami formowane są przez ciągi wydym dochodzących do 500 m szerokości i osiagających miejscami wysokość 30 m (średnio 5–8 m) powyżej średniego poziomu morza. Stąd brzegi mierzejowe, które obejmują około 22% brzegów otwartego morza, a liczbowo stanowią ponad 100 km, częściowo można zaliczyć zarówno do brzegów nisko położonych (od strony lądu), jak i wydymowych (od strony morza). Morfologicznie obszar brzegów mierzejowych od strony morza tworzony jest przez system wydym przednich oraz odsuniętych nieco dalej od linii brzegowej wydym ustabilizowanych, pokrytych warstwą gruntową oraz roślinnością. Mierzeje oddzielające część przybrzeżnych jezior oraz otaczających ich obszarów nizinnych od morza, np. jezioro Kopań, mają swoją genezę w postlitoralnym okresie ewolucji brzegów południowego Bałtyku. Zmiany morskiej linii brzegowej są różne na różnych obszarach brzegów mierzejowych, zależąc także od okresów obserwacji.

Morfodynamicznie zjawiska te w większości mają charakter procesów erozyjnych i w stuleciu 1889–1975 obejmowały około 65% całości brzegów mierzejowych. Przykładem takim są odmorskie odcinki brzegów w rejonie mierzei jezior Bukowo czy Sarbsko, gdzie w stuleciu 1889–1983 średnia erozja linii brzegowej w pierwszym przypadku osiągała wartości  $-0,47$  m/rok, a w drugim  $-0,37$  m/rok. Znacznie wolniejsze procesy erozyjne odmorskiej linii brzegowej obserwowane były w tym czasie wzdłuż mierzei jezior Kopań czy też Wicko. W pierwszym przypadku było to  $-0,14$  m/rok, a w drugim  $-0,07$  m/rok. Nisko położone mierzejowe odcinki brzegów lokalnie podlegały także w tym czasie długookresowym procesom akumulacyjnym. Przykładem takim były odcinki mierzei odgradzających od morza jeziora Gardno czy Łebsko. W pierwszym przypadku uśredniona ze stulecia 1889–1983 akumulacja osiągała wartości  $0,07$  m/rok, a w drugim  $0,27$  m/rok (Zawadzka-Kahlau, 1994). Pomiary i analizy wykonane w latach 1970–1983 wykazują jednak, iż odcinki brzegu morskiego, które uprzednio podlegały procesom akumulacji lub były w stanie względnej równowagi, przeszły w fazę erozji. Przykładowo, erozja odmorskich brzegów mierzei jezior Łebsko i Kopań w tym okresie zaczęła osiągać odpowiednio wartości  $-2,8$  m/rok oraz  $-2,5$  m/rok (*op. cit.*).

Pomiary z ostatnich dekad jednoznacznie wskazują na wzrost dynamiki brzegów mierzejowych i zwiększanie się obszarów erozyjnych. Średnia prędkość erozji na wszystkich mierzejach wzrosła z  $-0,08$  m/rok w stuleciu 1889–1983 do wielkości  $-0,45$  m/rok w latach 1960–1983. Ponieważ mierzeje w większości nie obejmują terenów o wysokiej infrastrukturze, w krajowym programie ochrony brzegów do

2050 r. odstąpiono od ich standardowej ochrony, przyjmując koncepcję polderowej ochrony nisko położonych, sąsiadujących z mierzejami nizin nadbrzeżnych.

### 3.5.2. Brzegi wydmore

Brzegi wydmore, obejmujące większość (około 75%) polskiego brzegu morskiego (południowego Bałtyku), generalnie mogą ulegać procesom erozyjnym, erozyjno-akumulacyjnym i akumulacyjnym. Brzeg wydmorey charakteryzuje się dużą różnorodnością form i typów. Tworzony może być przez wydmy niskie, średnie i wysokie, które z kolei mogą być porośnięte roślinnością lub być jej pozbawione. Także plaża bezpośrednio sąsiadująca z pasem wydm może mieć różną szerokość i rzeźbę. Zdarza się, że na zapleczu brzegów wydmoreych znajdują się tereny nisko położone, mające nawet charakter obszarów depresyjnych. Przykładem takim są niektóre odcinki brzegów wzdłuż Półwyspu Helskiego oraz obszary brzegowe między Karwią a rzeką Piaśnicą. Sytuacje takie spotyka się także w wielu miejscach brzegów mierzejowych, które z tego względu mogą mieć także charakter brzegów nisko położonych.

Wydmy, tworzące brzegi typu wyraźnie wydmorego, występują bezpośrednio na odlądowym skraju plaży i spełniają rolę nie tylko naturalnego wału chroniącego zaplecze przed oddziaływaniem fal sztormowych, ale także gromadzą piasek, który może zasilać brzeg (plażę) w czasie jego rozmywania. Naturalne wydmy tworzą z reguły formy ulegające przeobrażeniom i podlegające różnym wpływom, w tym również człowieka. Od odporności brzegu wydmorego na abrazję w dużym stopniu zależy forma i stan geodynamiczny podbrzeża. Generalnie przyjmuje się, że brzegi wydmore mają podobny rozwój jak brzeg klifowy, w którym podbrzeże zbudowane jest z osadów odpornych na erozję. Brzegi wydmore są zwykle jednak mniej odporne na abrazję niż brzegi klifowe.

Morfometryczną klasyfikację brzegów wydmoreych w funkcji charakteru i wielkości wydmy oraz leżącej pomiędzy nią a linią brzegową plaży przedstawiono w tabeli 3.1.

Tabela 3.1

#### Morfometryczna klasyfikacja brzegów wydmoreych (Zawadzka-Kahlau, 1999)

Wydma		Plaża	
wysokość [m]	rodzaj	szerokość [m]	rodzaj
2–3	bardzo niska	poniżej 20	bardzo wąska
3–5	niska	20–30	wąska
5–8	średnia	30–40	średnia
8–15	średnio wysoka	powyżej 40	szeroka
powyżej 15	wysoka	–	–

Wiążąc wymiary wydmy oraz plaży pośrednio określa się stabilność, bezpieczeństwo oraz odporność brzegu na erozję. Oczywiście najbardziej bezpieczne brzegi to brzegi z wysoką wydumą oraz szeroką plażą. Brzegi takie mają największy potencjał obronny, tj. skupiają dużą ilość materiału osadowego, posiadają duże możliwości dyssypowania energii związanej z falowaniem i wezbrzeniami sztormowymi oraz chronią zaplecze wydmore przed zalewaniem. Jak podają Dubrawski i Zawadzka-Kahlau (2006), najodporniejsze są brzegi posiadające plaże o szerokości powyżej 40 m oraz wydmy o wysokości powyżej 2 m. Jednak wzdłuż polskiego wybrzeża w większości występują węższe plaże, o szerokościach nieprzekraczających 30 m. Natomiast wydmy nadbrzeżne południowego Bałtyku, zgodnie z klasyfikacją geomorfologiczną, dochodzą do 15 m wysokości.

Abrazja wydm zbudowanych z luźnych piasków przebiega zwykle podczas silnych sztormów połączonych z wysokimi stanami wody. W czasie wyjątkowo silnych sztormów, trwających 1–2 dni, cofnięcie się czoła wydmy może osiągnąć nawet kilkanaście metrów, łącznie z jej przerwaniem i zalaniem niżej położonych obszarów odlądowych. Dynamika erozji samej wydmy w dużej mierze zależy od istnienia i parametrów plaży. W przypadku braku plaży wydmore odcinki brzegu są znacznie szybciej niszczone. Oprócz warunków hydrodynamicznych istotne znaczenie dla istnienia i stabilizacji wydm mają procesy eoliczne. Często, przy odpowiedniej podaży materiału osadowego, wiatr i przemieszczające się za jego pomocą osady wykorzystywane są do budowy lub odbudowy wydm niszczonych przez sztormy. Brzegi wydmore zwykle tworzone są przez przestrzenne systemy (ciągi) wydm, rzadziej przez pojedynczy ciąg wydm. Jeśli już, to ma to miejsce w obszarach o słabej podaży materiału osadowego. Obszary te bardziej narażone są na erozję, a zaplecze wydm – na zalanie wskutek wezbrań sztormowych. Do tworzenia nowych lub rozbudowy już istniejących akumulacyjnych form plażowych (wydm) stosuje się różnego rodzaju płotki wydmore, natomiast po ich utworzeniu, w celu utrwalenia, prowadzi się ich zaprawianie, a w ostatnim etapie – zakrzewianie i zalesianie.

Obecnie coraz większa część brzegów wydmoreych podlega zjawisku erozji i jednocześnie coraz mniej niszczonych wydm/plaż ulega odbudowie. O ile w latach 1960–1983 naturalnej odbudowie podlegało 55% erodowanych wydm, to w latach 1971–1983 tylko 47% (Pruszek, Zawadzka, 2005, 2008).

Średnie cofnięcie się całego otwartego polskiego brzegu morskiego w ostatnim stuleciu wyniosło około 8 m, natomiast maksymalna rozpiętość wahań zmian brzegowych to 450 m (Zawadzka-Kahlau, 1999). Nie ulega istotnej zmianie generalny układ linii brzegowej polskiego brzegu i jej ogólna geograficzna orientacja oraz proporcja pomiędzy brzegami plażowymi, wydmoreymi i klifami.

Wśród wielu czynników powodujących ciągłe powiększanie się erozji polskiego brzegu wymienić należy:

- globalne, wielkoskalowe zmiany klimatyczne powodujące wzrost poziomu wody w morzu,
- rosnącą tendencję ilości i intensywności sztormów,

- hydrotechniczną działalność człowieka, powodującą często zaburzenia naturalnych procesów brzegowych, w tym głównie wzdłużbrzegowego transportu osadów dennych, czego przykładem może być port Władysławowo lub Półwysep Helski,
- czynniki antropogeniczne, takie jak na przykład turystyka i rekreacja, destabilizujące naturalne warunki morfologiczne i hydrologiczne pasa brzegowego.

### 3.5.3. Brzegi klifowe

Brzegi klifowe zajmują około 20% długości otwartego polskiego brzegu morskiego, z których część (około 50 km) jest aktywna (żywa), a część naturalnie ustabilizowana (martwa). Klify aktywne charakteryzują się tym, że występują na nich czynne procesy osuwiskowe i erozyjne. Odcinki klifowe najczęściej występują na przemian z brzegami wydmowymi i zbudowane są z utworów wieku plejstoceniowego. Materiał tworzący klify głównie obejmuje osady lodowcowe reprezentowane przez gliny morenowe, żwiry, piaski, pyły, w tym ły zastoiskowe, a także utwory starsze. Obok powyższych utworów często występują osady współczesne, takie jak koluwia na zboczu klifowym czy zalegające na podłożu plejstoceniowym piaski plażowe. Zagadnienia litodynamiki brzegów klifowych zostały szczegółowo przedstawione w pracach Subotowicza (1982, 2005, 2007).

Największe klify zlokalizowane są na wyspie Wolin, na wschód od Ustki, w okolicach Rozewia i Jastrzębiej Góry, a także lokalnie w kilku innych miejscach polskiego wybrzeża, jak np. w rejonach Niechorze–Trzęsacz–Dziwnówek czy Sarbinowo–Ustronie Morskie–Kołobrzeg. Najcieńszą dynamiczną warstwą osadów niespoistych charakteryzują się przybrzeżne obszary przyklifowe występujące na brzegach Zatoki Koszalińskiej oraz w rejonie Jastrzębiej Góry. W zależności od kształtu podbrzeża przyklifowego wyróżnia się profile wklęsłe i profile wypukłe.

Profil wypukły, utożsamiany z abrazyjnym profilem podbrzeża, tworzy się wtedy, gdy podłoże zbudowane jest z materiału odpornego na erozję, np. gliny morenowe lub zwarte ły zastoiskowe. Obszar podbrzeża może mieć wtedy charakter płytkiej, niekiedy wysuniętej w morze platformy abrazyjnej, na obszarze której występować będzie deficyt materiału piaszczystego i wyraźny brak piaszczystej dennej warstwy dynamicznej. Panujące warunki hydro- i morfodynamiczne nie będą sprzyjać stabilizacji obszarów przyklifowych, np. metodą sztucznego zasilania czy za pomocą ostróg. W takich przypadkach stosuje się zwykle bardziej pasywne metody ochrony brzegu – opaski brzegowe, mury oporowe lub czasami system falochronów brzegowych.

Wklęsły, abrazyjny profil podbrzeża charakterystyczny jest dla warunków, kiedy

podłoże zbudowane jest z osadów piaszczystych mało odpornych na erozję. Profilowi takiemu towarzyszy zwykle system rew oraz warstwa dynamiczna o znacznej miąższości. W takich przypadkach można stosować brzegowe systemy ochronne, np. w postaci ostróg, okładzin lub opasek.

Profile wklęsłe są rzadsze i występują na odcinkach brzegów klifowych w rejonie Jastrzębiej Góry oraz Śliwina, natomiast profile wypukłe są częstsze, charakteryzują się większą odpornością na rozmywanie i występują na większości klifów otwartego morza. Do drugiej grupy zaliczają się także klify częściowo osłonięte, występujące w rejonie Zatoki Gdańskiej oraz Zatoki Puckiej.

Abrazja klifów w znacznym stopniu powiązana jest ze stanem, charakterem i kształtem podbrzeża. Wielkość, podwodna konrysuracja podbrzeża oraz jego odporność na niszczenie mogą decydować o stabilności klifu i możliwości jego erozji od strony morza. Niszczenie brzegów klifowych w minionym stuleciu występowało ze średnią prędkością 0,34 m/rok, przy czym najbardziej aktywne były klify w okolicach Ustki, Jarosławia, Rowów, Ustronia Morskiego i Chłapowa, gdzie ich niszczenie postępowało z prędkością ponad 0,5 m/rok. W ostatnich dziesięcioleciach (1977–1990) dodatkowo znacznie uaktywnił się klif w Jastrzębiej Górze, erodując brzeg z prędkością 0,94 m/rok. Nieco osłabiła natomiast erozja klifów na wyspie Wolin oraz lokalnie na pojedynczych odcinkach na wschód od niej. W tych rejonach intensywność erozji klifów w latach 1960–1983 zmalała do prędkości 0,39 m/rok. Wielkość erozji wybranych brzegów klifowych oraz stan ich ochrony przedstawia [tabela 3.2](#).

Ze względu na rozmiary form klifowych, a także z uwagi na inne przyczyny erozja brzegów klifowych nie skutkuje

**Tabela 3.2**

**Wielkość erozji wybranych klifów w latach 1885–1979 (Dubrawski i Zawadzka-Kahlau, 2006)**

Rejon występowania klifu	Średnia wielkość erozji [m/rok]	Wysokość klifu [m]	Obecny stan ochrony klifu
Orłowo	-0,50	15–44	chroniony
Puck	-0,01	10	niechroniony
Chłapowo	-0,61	30–50	niechroniony
Jastrzębia Góra	-0,31	30–35	chroniony
Rowy	-0,80	9–15	niechroniony
Ustka	-1,63	9–15	niechroniony
Jarosławiec	-0,92	9–24	chroniony
Ustronie Morskie	-0,38	5,5	chroniony
Śliwin	-0,28	10,5	chroniony
Trzęsacz	-0,40	12,2	chroniony
Wolin	-0,10	10–40	niechroniony



zwiększeniem zagrożeń powodziowych na zapleczu klifów. Nisko położone tereny będą bardziej zagrożone w przypadku brzegów mierzejowych ze słabo zaznaczonym systemem wydmyowym oraz brzegów z wyraźnymi wydmyami.

Stateczność klifu określa równowaga sił pomiędzy siłami oporu utrzymującymi stabilność klifu a całym zespołem sił destrukcyjnych determinowanych budową, stanem i ciężarem gruntu oraz naziomu, stosunkami wodnymi występującymi w jego obszarze oraz aktywnością falowania i prądów. Klify posiadają przeważnie złożoną strukturę geologiczną, czego przykładem jest zbudowany z utworów z ostatniego zlodowacenia klif w Jastrzębiej Górze. Warstwy gruntów spoistych w nieregularnej formie występują na przemian z gruntami piaszczysto-pylastymi. Przy istnieniu wód gruntowych i braku ich regulacji występuje ich przesączanie oraz niekontrolowany wypływ, powodujący w efekcie rozmywanie zarówno przypowierzchniowych warstw zbocza, jak i jego stopy (podnóża). Stąd w obrębie korpusu klifu dominują osuwiska. Z kolei klif woliński zbudowany jest z piasków i żwirów przykrytych pokrywą piasków eolicznych oraz gliną zwałową. Głównym czynnikiem erozji klifu są w tym przypadku obrywy piasku oraz osuwiska glin.

Proces cofania się klifów nie przebiega równomiernie i często po okresach chwilowej dużej aktywności następuje okresowa stabilizacja. W ślad za cofającym się klifem następuje pogłębienie się dna podwodnej platformy abrazyjnej.

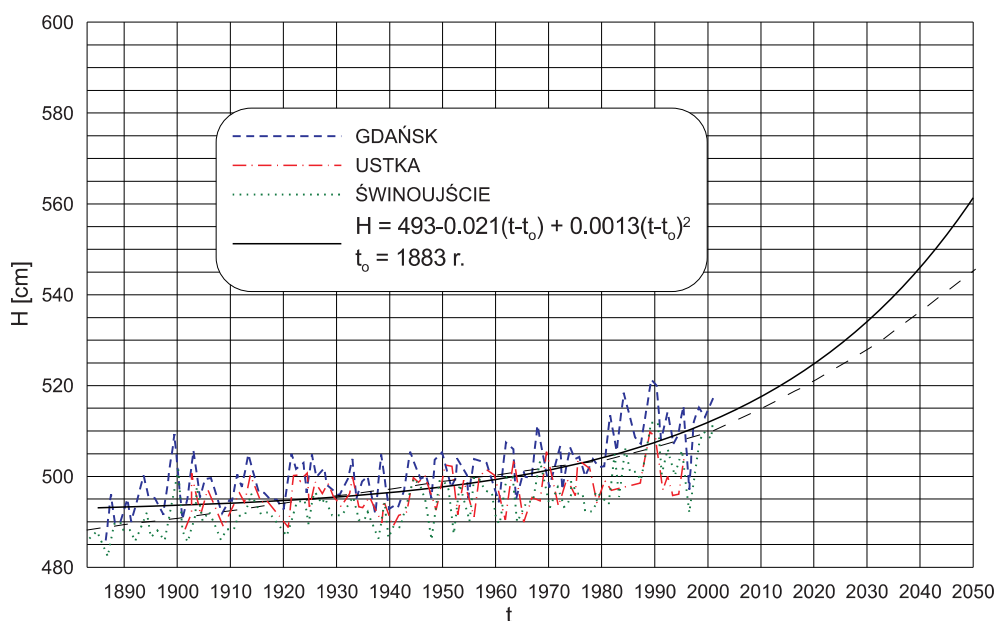
Z uwagi na duże koszty stabilizacji i zabezpieczenia przed niszczeniem klifu, chronić należy tylko niektóre, ważne dla człowieka jego odcinki. Obecnie ochroną trwałą objęte jest około 10% brzegów klifowych. W przypadku podjęcia decyzji o konieczności ochrony klifu istotnym elementem są regulacje prawne odniesione do działalności ludzkiej

w rejonie klifu, a szczególnie w sąsiedztwie jego korony (restrykcyjne warunki zabudowy, gospodarka wodna itp.).

Dodatkowym czynnikiem nakazującym ostrożność w technicznych zabiegach mających na celu powstrzymanie erozji klifów jest ingerencja i zaburzanie naturalnych procesów morfodynamicznych. Wyłączenie aktywności klifu prowadzi do redukcji naturalnych źródeł rumowiska, pogłębienia ewentualnego jego deficytu, a w konsekwencji zaburzenia transportu (lokalnego bilansu) osadów oraz pobudzenia bądź zwiększenia erozji na sąsiadujących z klifem odcinkach brzegu.

### 3.6. PODATNOŚĆ POLSKIEGO BRZEGU NA ZMIANY ŚRODOWISKOWE I KLIMATYCZNE

Polski brzeg, w większości piaszczysty, z nisko położonym zapleczem i obszarami związanymi z dwoma dużymi ujściami rzek, jest podatny na różne globalne zagrożenia środowiskowe, które w dużej mierze wynikają z antropogenicznych zmian klimatycznych, w tym z przyspieszonego podnoszenia się poziomu morza. Długookresowe obserwacje zmian poziomu morza wzdłuż polskiego brzegu wykazują systematyczny jego wzrost. W całym ubiegłym stuleciu wzrost ten wyniósł średnio około 15 cm, a w ostatnich dekadach ulega przyspieszeniu. Opracowane długookresowe prognozy wzrostu poziomu morza dla obszaru południowego Bałtyku wskazują (rys. 3.10), iż do roku 2050 należy oczekiwać podniesienia się poziomu morza o około 20 cm, a do końca obecnego stulecia o około 50 cm w odniesieniu do roku 2000 (Pruszek, Zawadzka, 2005, 2008). Zjawisko to powinno być brane pod uwagę przy projektowaniu i posadowieniu różnych obiektów budownictwa morskiego i konstrukcji zabezpieczających brzeg.



Rys. 3.10. Obserwacje długookresowej zmiany poziomu morza w latach 1883–2000 i prognoza jego wzrostu do roku 2050 (Pruszek, Zawadzka, 2008)

Tempo podnoszenia się poziomu morza wzdłuż polskiego brzegu wykazuje znaczne różnice. Obserwacje z ostatnich kilku dekad pokazują, iż w zachodniej części polskiej strefy południowego Bałtyku średni wzrost poziomu morza wynosi około 4 mm/rok, a w części wschodniej dochodzi nawet do 8 mm/rok. Różnice te tłumaczone są po zachodniej stronie wymianą wód przez cieśniny duńskie pomiędzy Morzem Północnym a Bałtykiem, a na wschodnich krańcach Morza Bałtyckiego – dominacją wiatrów zachodnich, podpiętrzaniem wody przy równoczesnym zwiększeniu częstości występowania sztormów i towarzyszących im wysokich stanów wody (The BACC Author Team, 2008).

Zwiększającą się w ostatnich dekadach liczbę spiętrzeń sztormowych przekraczających poziom 0,7 m (stacja mareograficzna we Władysławowie) przedstawia tabela 3.3.

Konsekwencją podnoszenia się poziomu morza oraz coraz częstszego występowania sztormów jest wzrastające tempo i powiększający się obszar erozji brzegu morskiego. Nawet w przypadku, gdy będziemy pomagać abradowanym brzegom i sztucznie je zasilać piaskiem, to i tak nie doprowadzimy brzegu do pozycji wyjściowej. Stive (2003), posługując się regułą Bruuna, podaje, że wielkość erozji brzegu odpowiada od 50- do 100-krotnej wielkości długookresowego wzrostu poziomu morza. Innymi słowy, 10-centymetrowy wzrost poziomu morza będzie powodować 5–10-metrową utratę pasa lądu (brzegu).

Dla polskiego obszaru brzegowego skutek podnoszenia się poziomu morza erozja (cofanie się) wydm przez ostatnie 50 lat wynosiła około 0,2 m/rok. Jeśli do końca bieżącego stulecia nastąpi wzrost średniego poziomu morza o około 50–60 cm, to należy oczekiwać cofania się linii brzegowej ze średnią prędkością około 0,4 m/rok. Oznacza to, że w przypadku brzegów plażowych wraz z jednoczesnym cofaniem się linii brzegowej niszczeniu podlegać będą nie tylko same plaże, ale także systemy wydmowe istniejące na zapleczu plaż.

Tabela 3.3

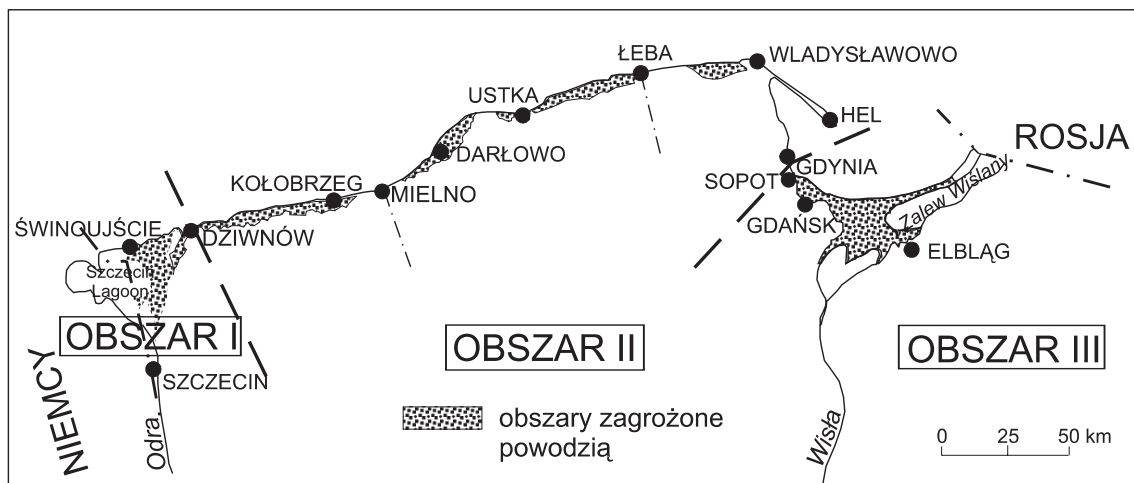
**Liczba silnych spiętrzeń sztormowych w różnych dekadach ubiegłego stulecia**

Dekada	1951–1960	1961–1970	1971–1980	1981–1990
Liczba spiętrzeń	12	11	21	38

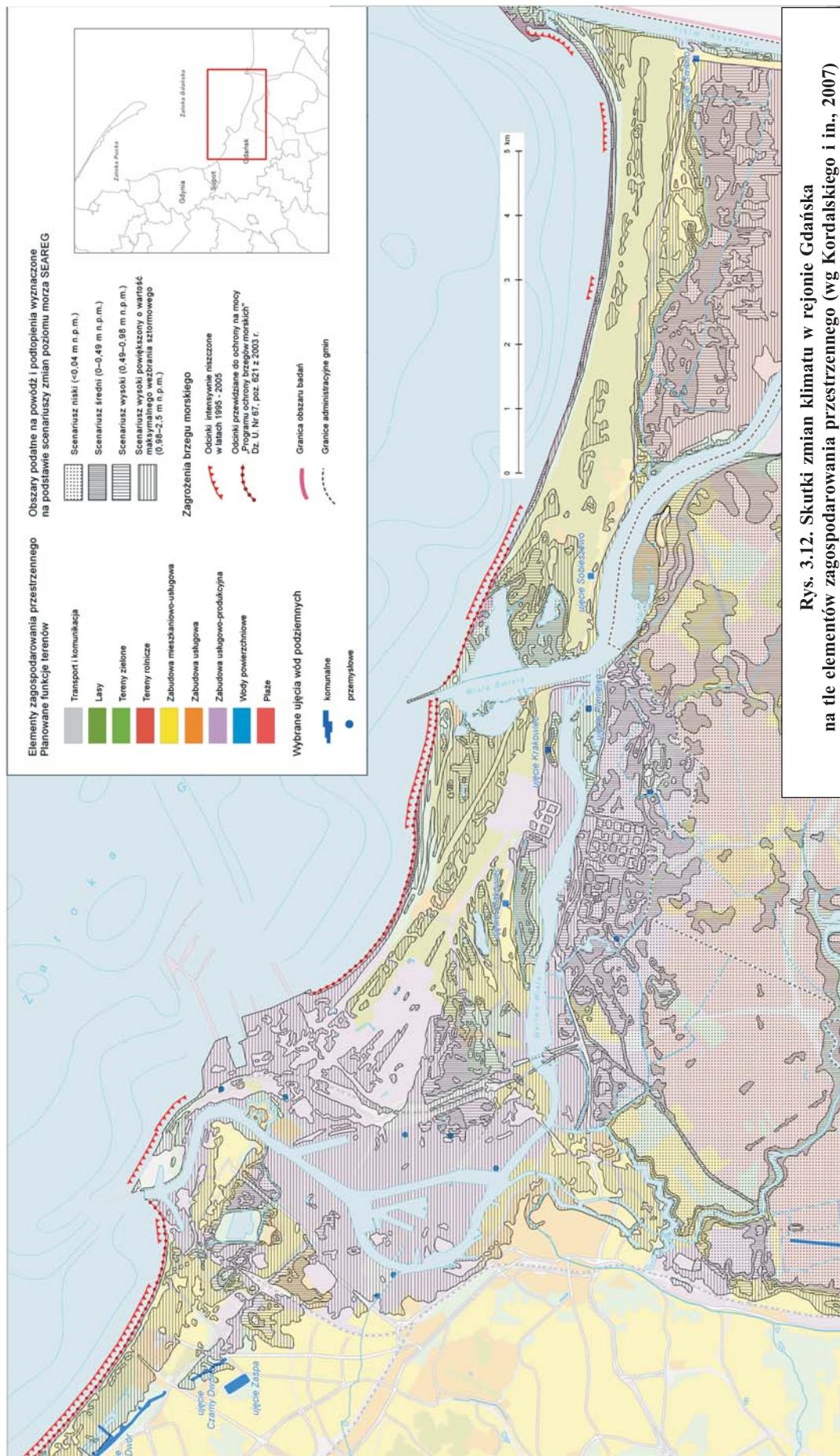
Wzdłuż polskiego brzegu morskiego istnieją odcinki o większym lub mniejszym tempie erozji w stosunku do podanej wartości średniej. Istnieją także odcinki brzegu pozostające ciągle jeszcze w fazie relatywnej równowagi (około 18% całości), a nawet pewnej akumulacji (8–10% całości brzegów piaszczystych). Ostateczny kierunek i tempo zmian brzegu, obok warunków hydrodynamicznych, zależy w dużym stopniu także od podatności i odporności brzegu na erozję oraz zaburzeń naturalnego środowiska morskiego wprowadzanych przez człowieka. Przykładem takim może być budowa portów, konstrukcji brzegowych oraz niekontrolowana turystyka, rekreacja i związana z tym zabudowa oraz eksploatacja brzegowej części lądu. Wykonane analizy wskazują, iż obecnie wzdłuż polskiego brzegu istnieją około 210 km odcinków łączących najmniejszą odporność i największe zagrożenia erozyjne (Cieślak, 2001; Pruszek, 2003).

Uwzględniając zróżnicowanie polskiego brzegu pod względem geograficznym, ekonomicznym i gospodarczym, a także biorąc pod uwagę całkowite wartości przybrzeżnych terenów lądowych, całe wybrzeże można podzielić na trzy obszary (rys. 3.11).

Obszar I – powodzią zagrożony jest rejon o powierzchni około 700 km<sup>2</sup>. Na podtapianie, a nawet zalewanie narażona jest w dużym stopniu znaczna część estuarium rzeki Odry.



**Rys. 3.11. Podział polskiego brzegu na trzy obszary pod względem zróżnicowania ekonomicznego, geograficznego i gospodarczego**



Rys. 3.12. Skutki zmian klimatu w rejonie Gdańska na tle elementów zagospodarowania przestrzennego (wg Kordalskiego i in., 2007)



Obszar II – obejmuje środkową część polskiego wybrzeża. W większości składa się z wydmych brzegów piaszczystych o różnym stopniu podatności na abrazję. W obszarze tym występuje ciąg jezior przybrzeżnych, oddzielonych od morza wąskimi mierzejami. W wyniku podnoszenia się poziomu morza znaczne odcinki tych brzegów narażone są na wzmożoną abrazję i przerwania. Obszar ten, w przyjętym podziale polskiego wybrzeża, terytorialnie obejmuje najdłuższą część brzegu i charakteryzuje się znacznie mniejszą, w porównaniu do dwóch pozostałych części wybrzeża, gęstością zaludnienia oraz stopniem uprzemysłowienia. Konsekwencją tego jest mniejsza, w porównaniu do obszarów I i III, konieczność jego ochrony.

Obszar III – jest to obszar najbardziej narażony na różne konsekwencje zmian klimatu falowo-prądowego oraz wzrostu poziomu morza. Na podtapianie, a nawet zalewanie w dużym stopniu narażona jest aglomeracja gdańska, zwłaszcza delta Wisły obejmująca terytorium równe 2320 km<sup>2</sup>, ze średnim zaludnieniem przewyższającym obecnie 145 osób/km<sup>2</sup>. Dużą część tego terenu stanowią Żuławy, z depresją sięgającą miejscami prawie 2 m poniżej obecnego stanu morza.

W przypadku przyjęcia wariantu braku ochrony, na podtapianie i zalewanie narażonych byłoby ponad 2350 km<sup>2</sup> oraz 235 tys. mieszkańców (dane na koniec lat dziewięćdziesiątych).

Dokonując oceny wartości całkowitego kapitału (materialny, społeczny, przyrodniczy, kulturowy itd.), jaki posiadają wydzielone obszary, a następnie analizując dwie krańcowe strategie postępowania, z których jedna to cofanie się,

a druga pełna ochrona zagrożonych terenów, otrzymuje się (Pruszek, Zawadzka, 2005, 2008):

- w przypadku scenariusza podniesienia się poziomu morza o 30 cm do 2100 roku koszty pełnej ochrony obszarów I i III są znacznie niższe niż wartość ewentualnie utraconych terenów. Porównywalne są natomiast dla obszaru II. Preferowana jest więc ochrona obszarów I i III, natomiast dyskusyjna staje się dla obszaru II. Ochronę brzegu w obszarze II należy traktować wybiórczo, tylko w szczególnie uzasadnionych miejscach. Dotyczy to obszarów gęsto zaludnionych, jak i o szczególnych walorach kulturowych (np. niektóre klify), przyrodniczych i ekologicznych (Słowiński Park Narodowy z pasmem ruchomych wydmy) czy też rekreacyjnych (np. plaże w Uście, Łebie czy na Półwyspie Helskim);
- w przypadku scenariusza podniesienia się poziomu morza o 100 cm do 2100 roku stosunek kosztów pełnej ochrony do całkowitej wartości traconej jest generalnie nie większy od około 50% dla wszystkich trzech wydzielonych obszarów. Biorąc pod uwagę ograniczone z reguły możliwości finansowe i fakt, że nakłady na ochronę brzegu powinny koncentrować się na rejonach szczególnie ważnych z punktu widzenia interesów narodowych i społecznych, priorytetowa staje się ochrona obszarów I i III. Dotyczy to szczególnie terenów związanych z aglomeracjami szczecińską i gdańską, łącznie z Żuławami (rys. 3.12).

## 4. BUDOWLE MORSKIE

### 4.1. BUDOWLE PORTOWE

Charakterystyka budowli morskich została przedstawiona w pracy Hückla (1972). Główne budowle portowe to falochrony i nabrzeża.

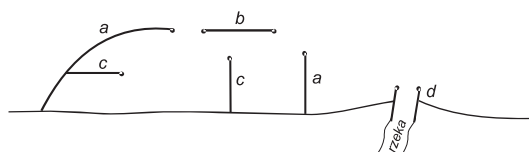
#### 4.1.1. Falochrony

Zadaniem falochronów jest osłonięcie portów lub innych akwenów przed działaniem fal morskich. W zależności od przedmiotu osłony falochrony dzielimy na (rys. 4.1):

- falochrony portowe zewnętrzne – są to budowle morskie oddzielające akwen portowy od morza;
- falochrony portowe wewnętrzne, nazywane także ostrogami – są to budowle dzielące akwen portowy na mniejsze powierzchnie zapobiegające tworzeniu się zbyt dużej fali w obrębie portu;
- falochrony kierujące, nazywane także kierownicami lub tamami – są to budowle wznoszone w ujściach rzek, których głównym zadaniem jest ułatwienie odprowadzania w morze na większe głębokości rumowiska transportowanego przez rzeki, a dodatkowym ich zadaniem jest osłanianie ujść przed falowaniem i zapuszczaniem od zewnątrz;
- falochrony brzegowe – są to budowle wznoszone w strefie brzegowej morza, w pewnej odległości od brzegu, których zadaniem jest ochrona brzegów morskich przed erozją.

W zależności od usytuowania względem brzegu falochrony dzielimy na:

- falochrony połączone z brzegiem, nazywane także falochronami półwyspowymi lub molami. Ta ostatnia nazwa bywa przyczyną nieporozumień, gdyż molo, to każda budowla morska wysunięta w morze, prostopadle lub ukośnie do brzegu, a więc może to być np. molo spacerowe albo nabrzeże w porcie przystosowane do obsługi statków;



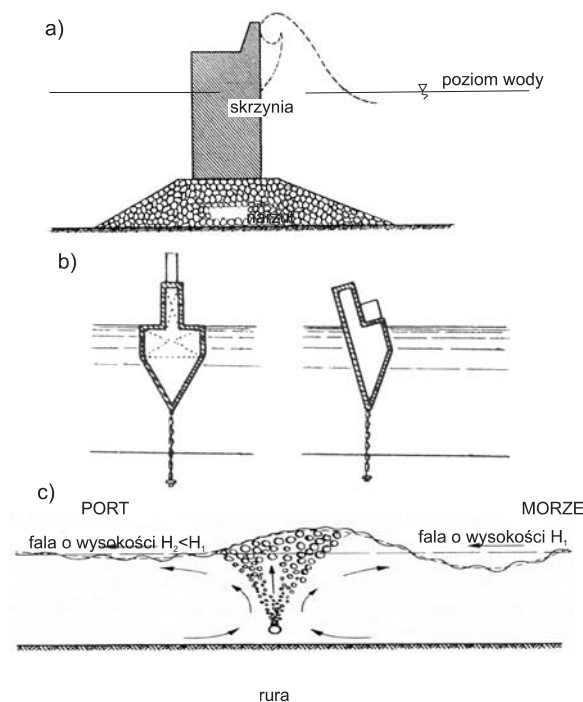
Rys. 4.1. Układy falochronów (Hückel, 1974)

a – falochrony zewnętrzne półwyspowe (mola); b – falochron zewnętrzny wyspowy lub łamacz fal; c – falochrony wewnętrzne (ostrogi); d – falochrony kierujące (kierownice lub tamy)

- falochrony niepołączone z brzegiem, nazywane falochronami wyspowymi;
- łamacze fal – są to falochrony wyspowe, których rzędne korony nie wystają ponad średni poziom wody i których zadaniem jest zmniejszenie energii falowej docierającej do portu lub zapobieganie tworzeniu się fali odbitej w basenie portowym.

W zależności od konstrukcji falochrony dzielimy na (rys. 4.2):

- falochrony stałe – są to budowle nieruchome posadzone na dnie lub w gruncie zalegającym poniżej dna;
- falochrony pływające – są to budowle przewożne, które mogą być przyholowane na dowolne miejsce i tam zakotwiczone;
- falochrony pneumatyczne lub hydrauliczne – są to urządzenia do łamania fal w postaci przesłon powietrznych lub wodnych; przesłony te powstają w wyniku wypuszczanych pod ciśnieniem strumieni powietrza (przepony pneumatyczne) lub strumieni wody (przepony hydrauliczne) z rur ułożonych na dnie.



Rys. 4.2. Podział falochronów w zależności od ich konstrukcji (Hückel, 1974)

a – stałe, b – pływające, c – pneumatyczne lub hydrauliczne

Falochrony stałe są najczęściej spotykanym typem falochronów portowych. Najbardziej ogólnie można je podzielić na:

- masywne – budowane jako sztywne masywy kamienne, murowane, betonowe lub żelbetowe;
- ażurowe – budowane w postaci ciągłych ścianek lub belek częściowo zanurzonych w wodzie, układanych na szeregu rozstawionych w pewnych odstępach filarów;
- sprężyste – budowane z materiałów sprężystych: drewna lub stali i wypełnienia z luźnego kamienia lub piasku, ewentualnie tylko z nadbudową sztywną, kamienną, betonową lub żelbetową.

Pod względem konstrukcyjnym wśród falochronów stałych wyróżnia się sztywne masywy murowane, betonowe (monolityczne, blokowe pełne, cyklopowe, pustakowe) lub żelbetowe, falochrony wykonane z kaszyc drewnianych, palisad, ścianek szczelnych wypełnionych kamieniem, falochrony narzutowe wykonywane z kamienia lub prefabrykowanych bloków betonowych prostopadłościennych lub kształtowych (np. tetrapodów), falochrony mieszane, których z reguły dolną część stanowi narzut kamienno-piaskowy, a górną (również podwodną) dowolna konstrukcja masywna. Najczęściej spotykane w Polsce rodzaje falochronów stałych pokazano na rysunku 4.3.

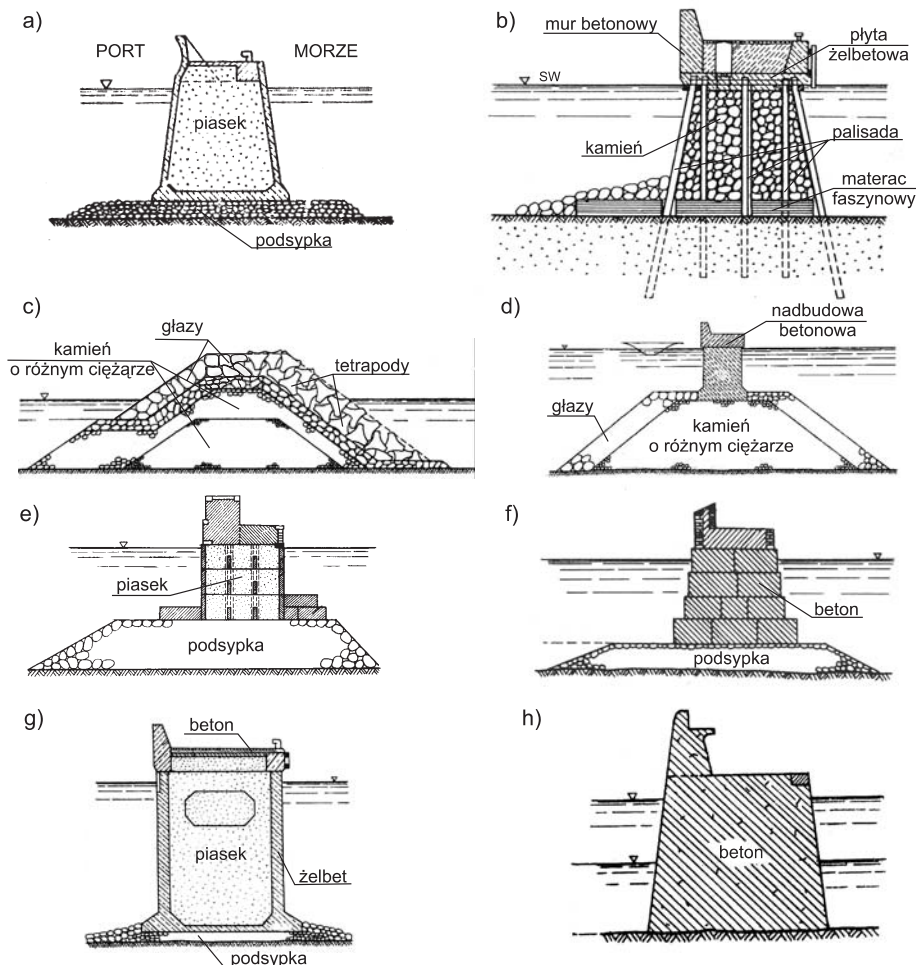
Z punktu widzenia posadowienia falochrony stałe dzieli się na: stawiane bezpośrednio na dnie, stawiane na podsypce, zapuszczane w grunt poniżej dna, a w przypadku słabych gruntów – fundamentowane na palach, kesonach lub studniach.

#### Wytyczne dotyczące szczegółowego rozpoznania geologiczno-inżynierskiego warunków posadowienia falochronów

Analiza lokalnych warunków geotechnicznych dotyczy podłoża, na którym dana budowla ma być posadowiona, oraz rodzaju gruntu, którym ma być ewentualnie zasypana. Dane te są konieczne do obliczenia równowagi budowli, określenia rozmiarów elementów budowli przenoszących obciążenia na podłoże oraz wyznaczenia wielkości obciążeń budowli spowodowanych oddziaływaniem gruntu.

Do celów projektowych konieczna jest znajomość następujących parametrów gruntu (Hückel, 1974; Mazurkiewicz, 1983; Mazurkiewicz red., 2006):

- rzędnych zalegania stropu i spągu określonej warstwy gruntu,
- rodzaju gruntu oraz zawartości szkodliwych domieszek,
- gęstości poszczególnych rodzajów gruntu,



Rys. 4.3. Typowe rodzaje falochronów stałych (Mazurkiewicz, 1986)



- wskaźnika plastyczności gruntów spoistych,
- wilgotności i stopnia zagęszczenia gruntów sypkich,
- kąta tarcia wewnętrznego gruntu i jego tarcia o ścianę budowli,
- spójności i przyczepności gruntów spoistych,
- krzywej ściśliwości,
- obciążeń granicznych,
- współczynnika podatności gruntu w kierunku poziomym,
- współczynnika przepuszczalności gruntu w przypadku sztucznego obniżenia poziomu wody gruntowej na czas prowadzenia robót.

Badania podłoża pod **posadawianie falochronów bezpośrednio na dnie lub na podsypce** należy wykonywać za pomocą wierceń i sondowań, przy rozstawie otworów nie rzadziej niż co 30 m, a w miejscach, gdzie zachodzi możliwość nieregularnego układu warstw gruntu, także i gęściej. Otwory wiertnicze należy tak sytuować, aby dały przestrzenne, a nie tylko płaski obraz uwarstwienia podłoża, spadki poszczególnych warstw w różnych kierunkach itp. Przy falochronach z reguły wystarczą dwa do czterech równoległych do osi budowli rzędy wierceń, odległe od siebie o około 10–20 m.

Głębokości wierceń powinny być co najmniej równe 2,5-krotnej istniejącej głębokości w sąsiedztwie planowanego falochronu. Dla typowych głębokości posadowienia budowli oznacza to z reguły głębokości wierceń od 20 do 30 m. Co 100–150 m należy wykonywać głębszy odwiert sięgający do głębokości 50 m lub więcej w celu zorientowania się w układzie warstw głębiej położonych, które mogą mieć wpływ na zachowanie się budowli po jej ukończeniu.

Należy opracować plan wierceń, który powinien być analizowany po otrzymaniu wyników pierwszej serii wierceń, głównie w celu stwierdzenia potrzeby wierceń dodatkowych w tych miejscach, w których wiercenia poprzednie nie dały wystarczająco jasnego obrazu uwarstwienia podłoża.

Próbki gruntu pobierane do analiz laboratoryjnych powinny mieć nienaruszoną strukturę.

**Falochrony fundowane na palach, kesonach lub studniach.** Obowiązują wszystkie wytyczne jak dla falochronów stawianych bezpośrednio na dnie. Dodatkowo, przy projektowaniu falochronu na palach celowe jest wbicie i obciążenie kilku pali próbnych w punktach charakterystycznych dla większej powierzchni terenu oraz w punktach, w których warunki geologiczno-inżynierskie są najmniej korzystne.

#### 4.1.2. Nabrzeża

Nabrzeża konstrukcyjnie stanowią najczęściej obudowę brzegu od strony basenów portowych wznoszących się pionowo od dna akwenu do powierzchni terenu i pokrywających pas terenu przylegający do tego akwenu. Przenoszą one głównie parcie gruntu, obciążenia składowym ładunkiem oraz siły naporu lub ciągnięcia statku.

Pod względem funkcjonalnym nabrzeża dzielą się na (Hückel, 1974):

- przystaniowe – umożliwiające bezpośrednie przybicie statków do brzegu, ich postój i obsługę (wyładunek i załadunek towarów),
- obrzeża – stanowiące obudowę brzegów, które w zasadzie nie służą przybijaniu statków, lecz jedynie podtrzymują nadbrzeżne tereny.

Pewną odmianę nabrzeży stanowią pomosty, które mogą pełnić te same funkcje (postój statków, przeładunek towarów, komunikacja itp.), z tą różnicą, że nie stanowią obudowy brzegów, czyli nie przenoszą naporu gruntu terenu przylegającego do tej budowli. Pomosty ustawione równoległe do brzegu, w pewnej niewielkiej od niego odległości, nazywane są pomostami przybrzeżnymi, zaś usytuowane prostopadle lub ukośnie do brzegu – pirsami.

Pod względem konstrukcyjnym nabrzeża można podzielić na:

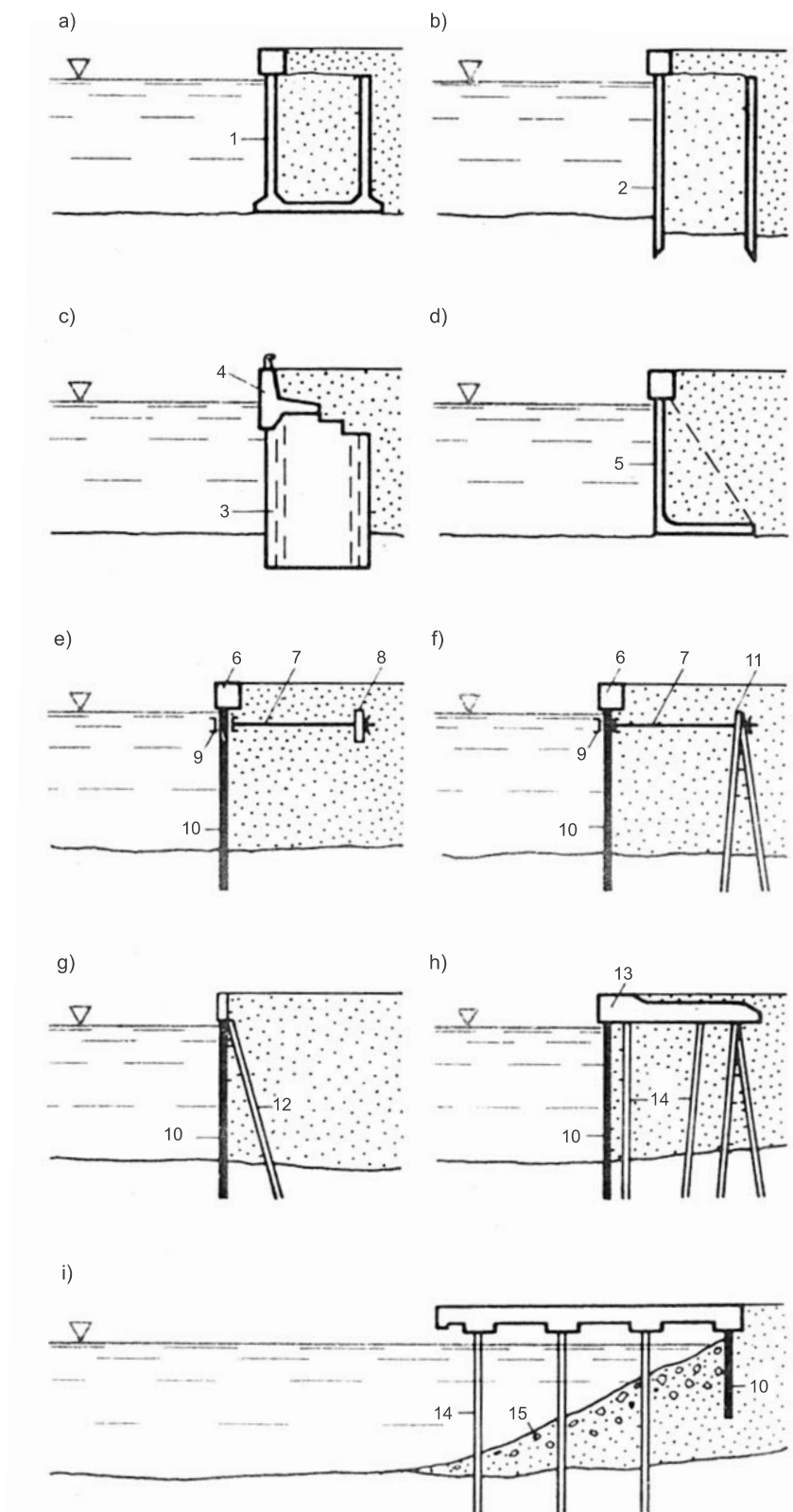
- oporowe – mające charakter ścian oporowych, których głównym zadaniem jest przenoszenie parcia gruntu nadbrzeżnego;
- pomostowe (estakadowe) – mające charakter pomostów przykrywających skarpe brzegu utrzymującą się w równowadze samodzielnie, w przypadku znacznych głębokości nabrzeża pomostowe przejmują także na siebie część parcia gruntu z za nadbrzeża.

Wśród nabrzeży oporowych wyróżnić można zasadnicze grupy konstrukcji (rys. 4.4):

- nabrzeża masywne – budowane, podobnie jak falochrony masywne, z betonowych lub żelbetonowych sztywnych elementów prefabrykowanych lub wykonywanych na miejscu jak konstrukcje monolityczne;
- nabrzeża kątowe – budowane z reguły z elementów prefabrykowanych o przekroju w kształcie litery L, gdzie fundament stanowi betonowa lub żelbetowa podwalina układana na podsypce, a z niej wyrasta cienka ściana pionowa lub ukośna (stalowa lub żelbetowa) podtrzymująca grunt;
- nabrzeża oczepowe – budowane w postaci ścianek szczelnych (drewnianych, stalowych lub żelbetonowych), zapuszczanych w grunt i uchwyconych nad poziomem wody oczepem; ścianka szczelna utrzymuje się w równowadze najczęściej dzięki zakotwieniu jej za pomocą pionowych ścian lub płyt kotwiących albo za pomocą kozłów palowych;
- nabrzeża na palach – budowane z reguły w postaci płyty posadowionej na systemie pali, zaopatrzonej w ściankę szczelną odgraniczającą grunt od wody;
- nabrzeża powłokowo-gruntowe – rzadko spotykane, budowane w postaci stalowych gródz kolistych, stanowiących skorupę wypełnioną gruntem, która nadbudowana jest najczęściej żelbetową konstrukcją nadwodną.

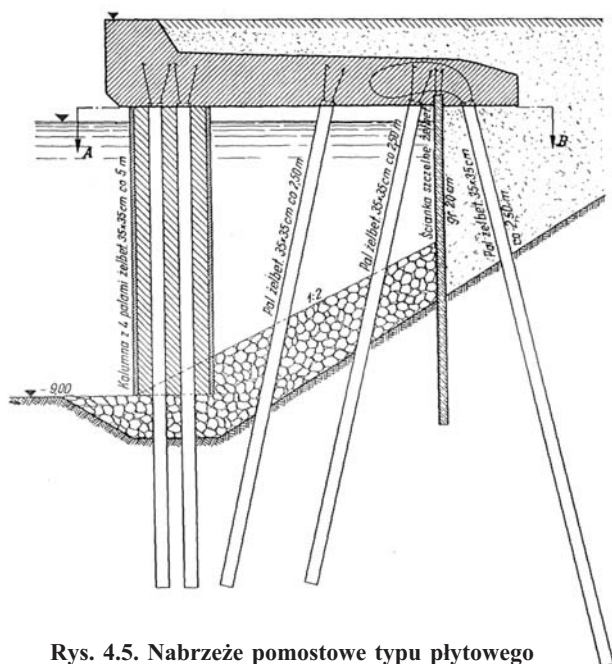
Z kolei nabrzeża pomostowe dzieli się pod względem konstrukcyjnym na:

- konstrukcje na filarach rozstawionych w pewnych odstępach,



**Rys. 4.4. Rodzaje nabrzeży oporowych budowanych w polskich portach (Mazurkiewicz, 1986)**

a – masywne żelbetowe na skrzyni, b – masywne zapuszczane na studni, c – na grodzy kolistej, d – kątowe, e – oczepowe z płytą kotwiącą, f – oczepowe z zakotwieniem z koźłów palowych, g – oczepowe koźłowe, h – płytowe, i – pomostowe;  
 1 – skrzynia, 2 – studnia, 3 – grodza, 4 – nadbudowa, 5 – mur kątowy, 6 – oczep, 7 – ściągi, 8 – płyta kotwiąca, 9 – kleszcz, 10 – ścianka szczelna, 11 – koziół palowy, 12 – pal kotwiący, 13 – płyta, 14 – pale, 15 – narzut kamienny



Rys. 4.5. Nabrzeże pomostowe typu płytowego z przednim rzędem kolumn słupowych (Hückel, 1974)

- konstrukcje na palach lub kolumnach rozstawianych w przybliżeniu równomiernie pod całą budowlą.

Filary pomostów wykonywane są jako konstrukcje masywne (z bloków betonowych, skrzyń żelbetowych na podpęcie lub jako monolity zapuszczane na kesonach lub studniach w grunt) albo jako płyty lub bloki posadawiane na palach lub kolumnach. Konstrukcja nawodna najczęściej jest żelbetowa, składa się z układu głównych belek podłużnych, poprzecznic, płyty poziomej, a czasami także z obustronnych murów. Przykład konstrukcji pomostowej pokazano na rys. 4.5.

Przy rozpoznaniu warunków geologiczno-inżynierskich posadawiania nabrzeży i pomostów obowiązują wszystkie wytyczne określone dla falochronów stawianych na dnie jak i fundowanych na palach, kesonach i studniach.

## 4.2. STOCZNIOWE KONSTRUKCJE HYDROTECHNICZNE

Do stoczniowych konstrukcji hydrotechnicznych zalicza się przede wszystkim pochylnie, wyciągi i doki. Są to budowle specjalnie przystosowane do obciążeń oraz technologii procesu budowy, remontu, prób albo konserwacji jednostek pływających.

### 4.2.1. Pochylnie

Pochylnią nazywamy hydrotechniczną konstrukcję służącą do budowy i wodowania statków. Jest to budowla o płaskiej, lekko do poziomu pochylonej górnej powierzchni, najczęściej częściowo znajdującej się pod wodą, częściowo

zaś z niej wystającej. Kadłuby statków montuje się na nadwodnej części pochylni, na podporach, a po zakończeniu budowy przenosi się je na tzw. płoży sań i pozwala się im zśliznąć do wody po odpowiednio zmontowanych na pochylni torach spustowych.

Pochylnie (rys. 4.6) dzieli się na (Hückel, 1975a; Mazurkiewicz, 1979a, 1986):

- pochylnie podłużne – w trakcie wodowania ruch statków odbywa się równoległe do ich osi; składają się z dwóch części: górnej – roboczej, przeznaczonej do montażu kadłubów, i dolnej – wybiegowej, zanurzonej stale lub tylko w trakcie wodowania w wodzie;
- pochylnie poprzeczne (boczne) – w trakcie wodowania ruch statków odbywa się prostopadle do ich osi.

**Pochylnie podłużne.** Pod względem kształtu profilu pochylni podłużnych można wyróżnić: płaskie jednospadkowe, płaskie dwuspadkowe z łamanym profilem wzdłużnym, z profilem podłużnym łukowym.

Pochylnie mogą być wykonywane jako budowle masywne żelbetowe, betonowe lub murowane bądź też jako pomosty. W zależności od wytrzymałości gruntu pochylnie mogą być posadawiane:

- w postaci płyty żelbetowej całą swoją szerokością ułożoną bezpośrednio na gruncie i zajmującą bądź całą szerokość pochylni, bądź też tylko jej część lub pasy;
- w postaci płyty lub muru ułożonego na podłużnych ławach fundamentowych;
- w postaci płyty lub muru wielosklepieniowego ułożonego na poprzecznych filarach fundamentowych;
- w postaci płyty posadowionej bezpośrednio lub pośrednio poprzez podłużne ławy fundamentowe na drewnianych lub żelbetowych palach.

Typowy sposób posadawiania pochylni podłużnej pokazano na rys. 4.7. W pochylniach zamkniętych bramy, stacje pomp i inne wyposażenie są podobne jak w suchych dokach.

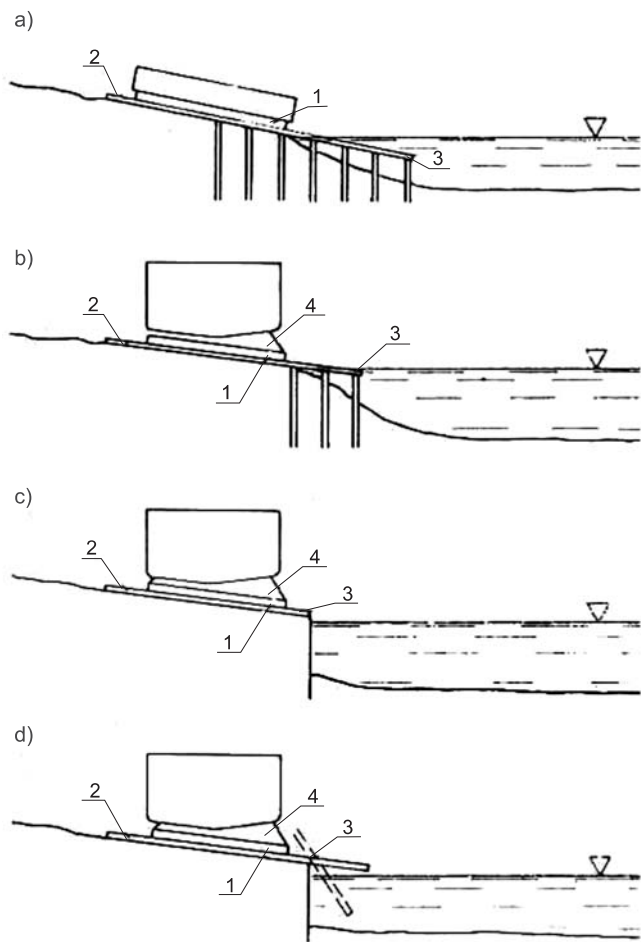
**Pochylnie poprzeczne** odznaczają się z reguły większym spadkiem od pochylni podłużnych. Spadek ten jest najczęściej jednakowy w części roboczej i podwodnej. Konstrukcyjnie pochylnie poprzeczne różnią się od pochylni podłużnych liczbą torów spustowych. W zależności od usytuowania progów pochylni względem lustra wody dzielą się na (rys. 4.8):

- płaskie – tory spustowe są doprowadzone pod powierzchnię wody na taką głębokość, że statek uzyskuje całkowitą pływalność przed dojściem do ich końca;
- płaskie – doprowadzone tylko do powierzchni wody;
- zrzutowe – wodowanie statku następuje z zeskokiem;
- z torami uchylnymi.

Posadawianie płyty pochylni poprzecznej jest podobne jak w przypadku pochylni podłużnej i zależy przede wszystkim od wytrzymałości gruntu. Na rysunku 4.9 pokazano sposób posadowienia pochylni poprzecznej w Gdyni.

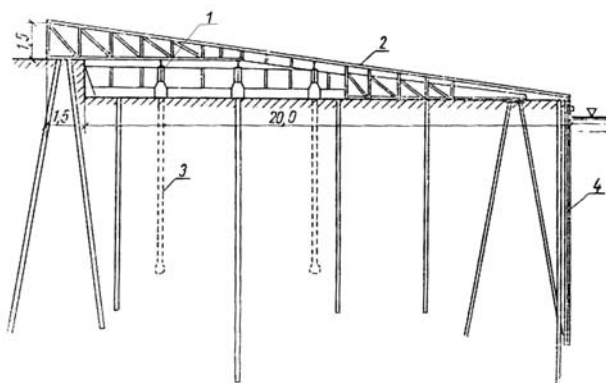






**Rys. 4.8.** Możliwe usytuowanie progu pochylni względem zwierciadła wody (Mazurkiewicz, 1986): a – płaskie z progiem pod wodą, b – płaskie z progiem na poziomie wody, c – zrzutowe, d – z torami uchylnymi

1 – sanie, 2 – tor spustowy, 3 – próg, 4 – podbudowa



**Rys. 4.9.** Posadowienie pochylni poprzecznej zrzutowej w Gdyni (Hückel, 1975a)

1 – podpory stępkowe, 2 – tor zjazdowy, 3 – pale betonowe, 4 – ścianka Larsena

#### 4.2.2. Wyciągi (slipy)

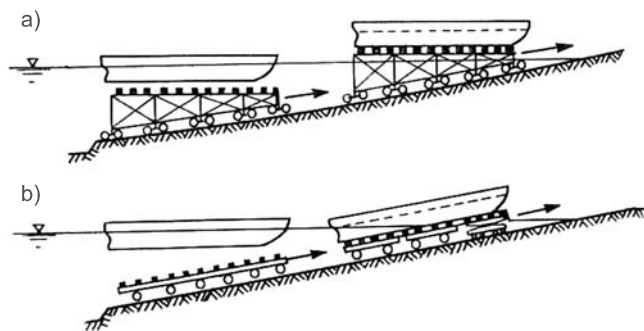
Wyciągi, nazywane także slipami, są to hydrotechniczne konstrukcje stoczniowe służące do wyciągania na ląd statków przeznaczonych do remontu, a następnie do opuszczenia ich z powrotem na wodę.

W każdym wyciągu wydzielić można następujące części:

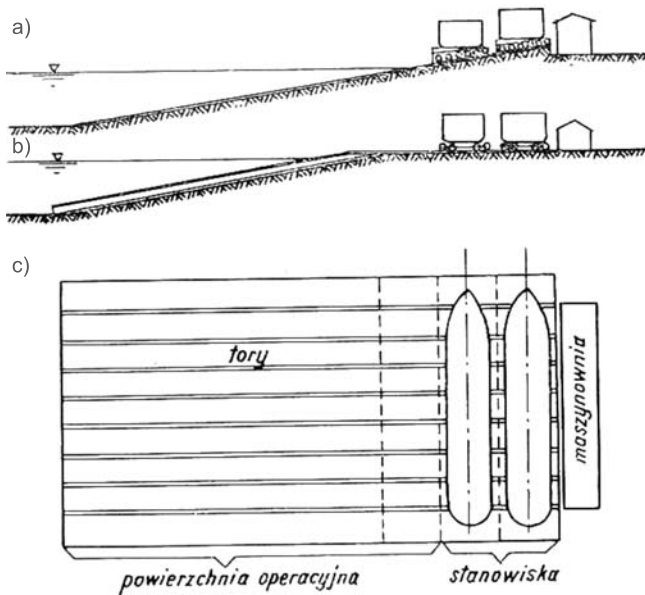
- powierzchnię operacyjną, na której ułożone są szyny, po których przemieszczają się wózki, na których z kolei spoczywa statek podczas operacji wyciągania i wodowania; dolna część powierzchni operacyjnej zanurzona jest w wodzie na taką głębokość, aby było możliwe doprowadzenie statku na wózki;
- stanowisko, na którym odbywa się remont lub montaż statku;
- maszynownię zawierającą urządzenia mechaniczne i silniki do uruchamiania lin wciągowych.

Wyciągi dzieli się na podłużne, na które statki są wciągane i wodowane równoległe do ich osi głównej, oraz na poprzeczne, na których statki są wciągane i wodowane poprzecznie do ich osi głównej. Istnieje duża różnorodność wyciągów. Spotyka się wyciągi o powierzchni operacyjnej jednospadkowej, łamanej (dwuspadkowej), łukowej, z położeniem stanowiska, na którym odbywają się remonty na przedłużeniu powierzchni operacyjnej, z boku lub po obydwu stronach powierzchni operacyjnej z wózkami o przekrojach trójkątnych lub prostokątnych itd. Na [rysunku 4.10](#) pokazano przykład wyciągu podłużnego, a na [rysunku 4.11](#) – wyciągu poprzecznego.

Głębokość wyciągu na progu powinna być równa sumie zanurzenia statku, wysokości wózków (przy wózkach trójkątnych – największej wysokości wózka trójkątnego), wysokości szyny, podkładek oraz rezerwy wody pod kilem równej około 0,5 m.



**Rys. 4.10.** Wyciąg podłużny (Hückel, 1975a; Mazurkiewicz, 1979a): a – z wózkami o przekroju podłużnym trójkątnym, b – z wózkami o przekroju podłużnym prostokątnym



Rys. 4.11 Wyciąg poprzeczny (Hückel, 1975a; Mazurkiewicz, 1979a): a – przekrój podłużny wyciągu jednospadowego, b – przekrój podłużny wyciągu dwuspadowego, c – rzut poziomy obu rodzajów wyciągów

Konstrukcyjnie powierzchnię operacyjną wyciągu projektuje się (rys. 4.12 i 4.13):

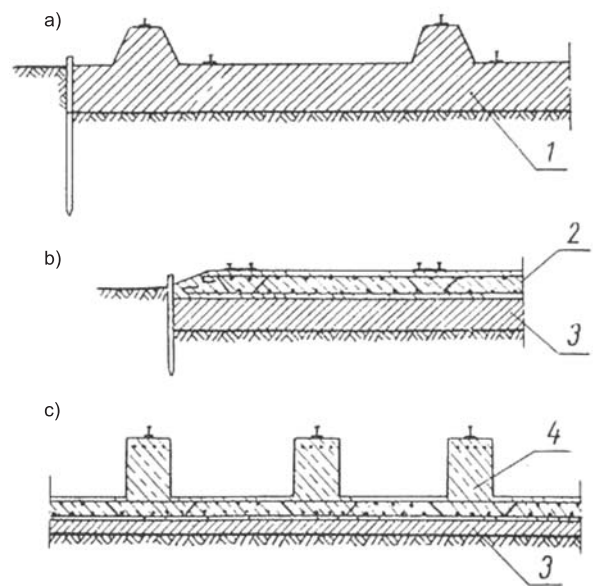
- w postaci ciągłej płyty betonowej lub żelbetowej posadowionej, w zależności od wytrzymałości gruntu, bezpośrednio na nim lub np. na palach;
- w postaci podłużnych belek podtrzymujących szyny wyciągowe; belki te odpowiednio stężone w kierunku poprzecznym mogą być także fundowane albo bezpośrednio na gruncie, albo na palach.

#### 4.2.3. Doki suche

Suchy dok jest to konstrukcja stoczniowa służąca do budowy, remontu i konserwacji statków. Zbudowana jest w kształcie prostokątnej komory. Zasadniczymi częściami suchego doku są ściany boczne, ściana tylna, dno i brama dokowa zastępująca przednią ścianę. Brama dokowa jest umieszczona w tzw. głowie dokowej. W głowie tej zainstalowane są wszystkie pomocnicze urządzenia niezbędne do służowania statku. Na rysunku 4.14 pokazano typowy przekrój podłużny doku suchego.

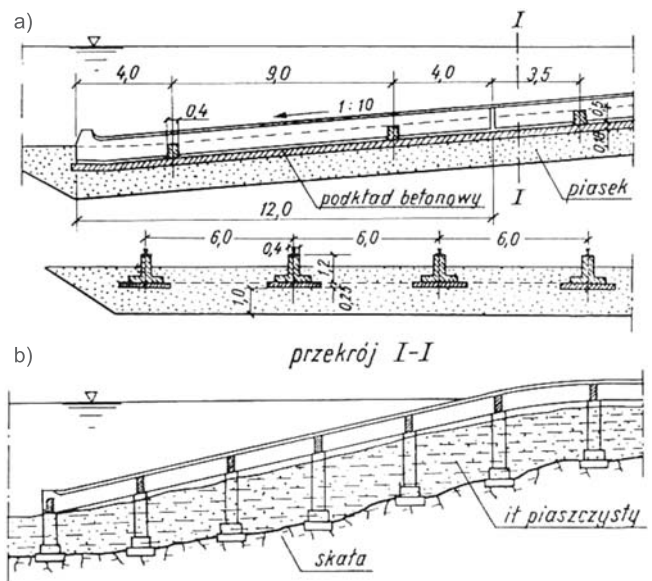
Konstrukcja doku suchego zależy przede wszystkim od warunków hydrogeologicznych występujących w miejscu projektowanej jego lokalizacji. Jeżeli w miejscu lokalizacji występować będzie woda gruntowa, a grunt zarówno w sąsiedztwie, jak i pod podstawą będzie przepuszczalny, dok musi być tak skonstruowany, aby wypór wody na pustym dok nie powodował jego nadmiernego ruchu do góry. W zależności od przyjętych rozwiązań doki suche dzielimy na dwa zasadnicze typy (rys. 4.15):

- doki ciężkie – całkowity ciężar doku z osuszoną komorą jest większy od wyporu hydrostatycznego;

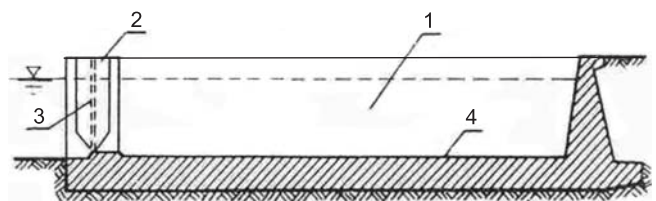


Rys. 4.12. Konstrukcja wyciągów płytowych (Hückel, 1975a): a – płyta betonowa z żebrami, b – płyta żelbetowa gładka, c – płyta żelbetowa żebrzana

1 – płyta betonowa, 2 – płyta żelbetowa, 3 – podkład betonowy, 4 – żelbet



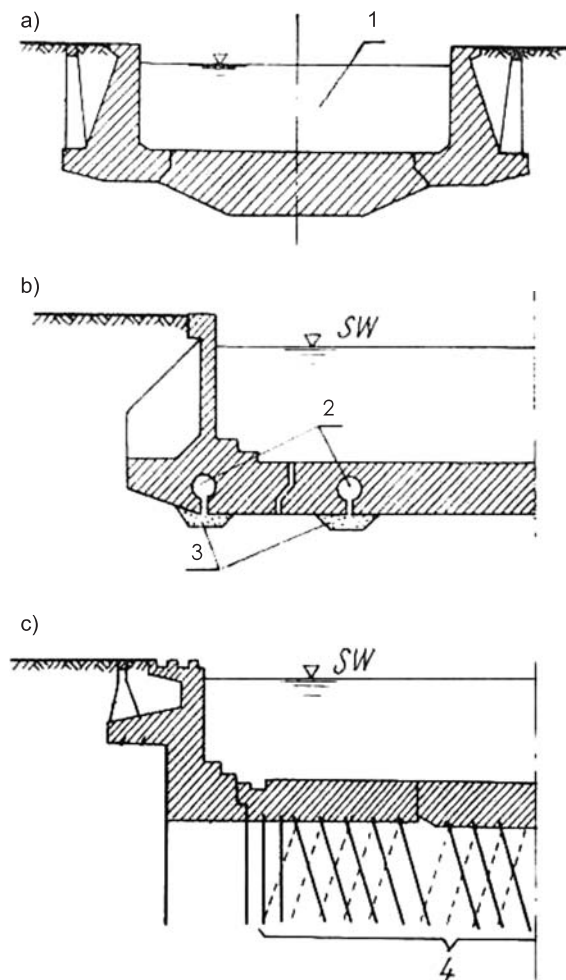
Rys. 4.13. Konstrukcja wyciągów na ławach betonowych: a – na ławach podłużnych, b – na ławach poprzecznych (Hückel, 1975a)



Rys. 4.14. Przekrój podłużny doku suchego (Hückel, 1975a)

1 – komora doku, 2 – głowa doku, 3 – brama dokowa, 4 – dno komory doku





Rys. 4.15. Przekroje poprzeczne doków ciężkich i lekkich (Hückel, 1975a; Mazurkiewicz, 1979a): a – dok ciężki, b – dok lekki z kanałami odwadniającymi w dnie, c – dok lekki zakotwiczony w dnie za pomocą pali

1 – komora doku, 2 – kanały odwadniające, 3 – sączki, 4 – pale kotwiące

- doki lekkie stawiane bezpośrednio w gruncie – zmniejszenie wyporu wody przez zastosowanie urządzeń odwadniających w otoczeniu doku (dreny, studnie, pompy);
- doki lekkie zakotwiczone w gruncie – zakotwiczenie może być wykonane w postaci pali, studni, ścianek szczelnych itp.

Jeżeli podłoże wokół doku jest suche i nie zachodzi obawa, że w trakcie budowy lub w trakcie eksploatacji pojawi się woda gruntowa, to wówczas doki buduje się wyłącznie jako lekkie, bez potrzeby stosowania urządzeń czy elementów dodatkowych.

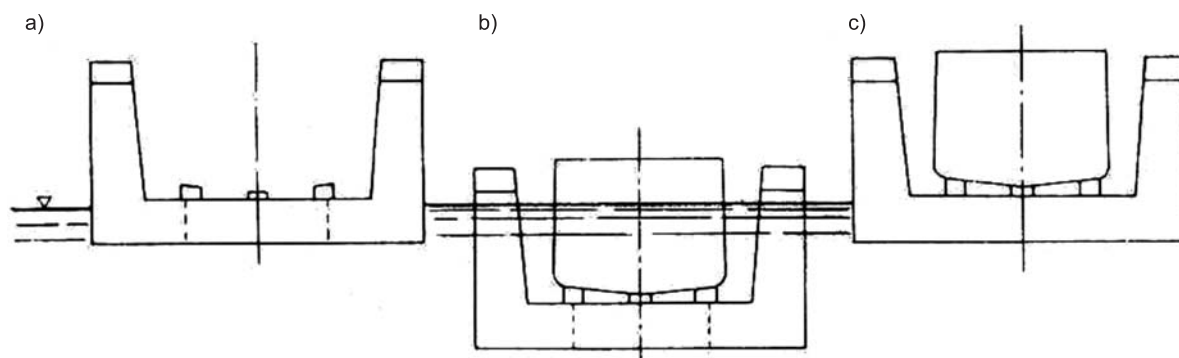
#### 4.2.4. Doki pływające

Dok pływający, podobnie jak dok suchy, jest konstrukcją stoczniową służącą do budowy, remontu i konserwacji statków. Dok składa się z pontonu o poziomym pokładzie oraz z jednej lub dwu ścian bocznych. Zarówno ponton, jak i dolne części ścian bocznych zawierają komory, które mogą być zalane wodą, co prowadzi do zanurzenia się pontonu pod wodę na taką głębokość, aby nad ponton można było wprowadzić statek swobodnie pływający na powierzchni wody. Następnie za pomocą pomp umieszczonych wewnątrz doku usuwa się wodę z komór, co prowadzi do wynurzenia pontonu z ustawionym na nim statkiem ponad zwierciadło wody. Zasadę pracy doku pływającego pokazano na rys. 4.16.

Mimo że doki pływające są w istocie statkami, posiadają pływalność, to są one ustawiane na stałe w basenach stoczniowych. Doki z reguły cumuje się na:

- rzędzie martwych kotwic – kotwice te są zapuszczone w dno, aby nie mogły uszkodzić kadłuba statku w trakcie operacji dokowania;
- rzędzie dalb, filarów, słupów itp.

W przypadku cumowania doku na martwych kotwicach ich ciężar oblicza się tak, jak przy wyznaczaniu cięż-



Rys. 4.16. Podnoszenie statku w doku pływającym (Mazurkiewicz, 1986): a – dok wynurzony, z przygotowanymi podporami stępkowymi na przyjęcie statku, b – dok zanurzony, do którego wprowadzono statek, c – dok wynurzony w trakcie wykonywania remontu statku

żaru kotwic dla statków, zaś w przypadku cumowania doku na dalbach, filarach lub słupach obowiązują wytyczne rozpoznania warunków gruntowych jak dla dalb cumowniczych.

#### 4.3. SPECJALNE BUDOWLE PORTOWE MORSKIE

Najczęściej spotykanymi w portach specjalnymi budowlami są różnego rodzaju urządzenia cumownicze i odbojowe, umieszczane w wodzie w pewnej odległości od nabrzeży. Buduje się je w sytuacjach, kiedy urządzenia cumownicze i odbojowe umieszczone sztywno przy nabrzeżach są niewystarczające, tzn. kiedy zetknięcie się statku będącego w ruchu z nabrzeżem mogłoby doprowadzić do jego awarii.

Drugi typ budowli specjalnych spotykanych w porcie lub na redzie to stawy nawodne. Są to konstrukcje hydrotechniczne pełniące rolę stałych znaków nawigacyjnych.

W portach morskich, szczególnie wybudowanych na morzach pływowych, spotyka się śluzy morskie, oddzielające poszczególne baseny portowe w celu utrzymania stałego poziomu wody.

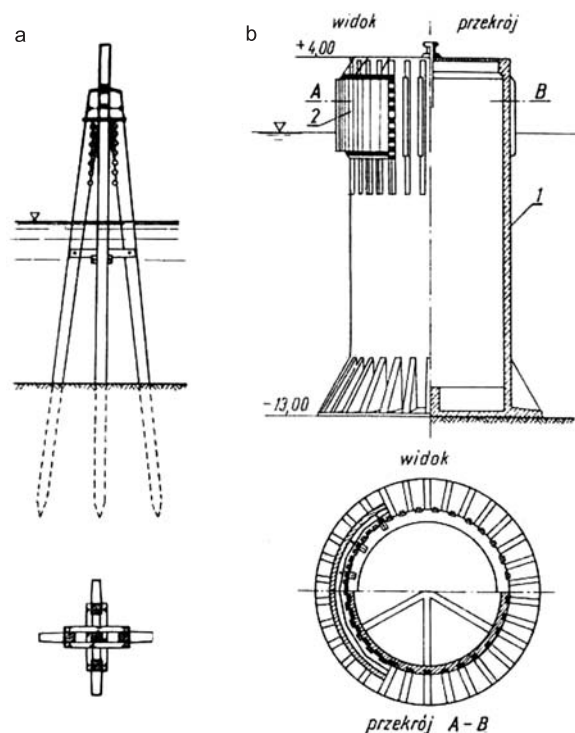
##### 4.3.1. Dalby

Dalby są to samodzielne, sprężyste konstrukcje jednopalowe, wielopalowe albo ramowe, zapuszczane w dno akwenu i służące do przejścia obciążeń od statku dobijającego lub przycumowanego do budowli morskiej, posadowione poza zasadniczą konstrukcją budowli morskiej oraz wyposażone w urządzenia cumownicze i odbojowe (Hückel 1975a; Mazurkiewicz 1986a). Wyróżnia się dalby cumownicze, cumowniczo-odbojowe i odbojowe. Najbardziej sprężyste muszą być dalby odbojowe, a najmniej – dalby cumownicze. Na rysunku 4.17 przedstawiono typową dalbę i wysepkę cumowniczą.

Dalby jako samodzielne budowle morskie są wykonywane z drewna, żelbetu i stali. Stanowią albo pojedyncze pale, albo pęki pali połączonych u góry śrubami, belkami i płytami poziomymi. Spotyka się także dalby w postaci kwadratowych lub kolistych szybów, wykonane ze ścianek szczelnych wypełnionych piaskiem i nadbudowanych z reguły głowicą żelbetową. Odmianą tego typu dalb są wysepki cumownicze wyposażone w pachołki cumownicze, haki samozwalniające i odbojnice.

Dalby cumownicze wykonywane są najczęściej z pali drewnianych. Składają się z parzystej liczby pali rozmieszczonych symetrycznie wokół środkowego pala pionowego, którego wierzchołek wystający ponad inne pale służy jako pachoł cumowniczy.

Wysepki cumownicze są budowane z reguły w postaci kolistej skrzyni żelbetowej o rozszerzonej podstawie. Po przyholowaniu jej na miejsce przeznaczenia wypełnia się ją



Rys. 4.17 Urządzenia cumownicze (Hückel, 1975a):  
a – dalba cumownicza pięciopalowa,  
b – wysepka cumownicza

1 – skrzynia żelbetowa, 2 – drewniane odbojnice

piaskiem, a górę zamyka się płytą żelbetową, w której w środku umieszcza się pachoł cumowniczy. Ściany skrzyni w części nadwodnej i częściowo podwodnej otoczone są ochronną warstwą drewnianych odbojnic.

Dalby odbojowe są wykonywane jako drewniane bądź jako stalowe. Wzdłuż nabrzeży dalby wykonuje się z pali pionowych, które mogą być obudowane belkami odbojowymi na całej ich nadwodnej wysokości. Jeżeli dalby odbojowe stoją pojedynczo, chroniąc np. naroża nabrzeża przed uderzeniem kadłubem statku, to wówczas wykonuje się je w postaci pęków pali wbitych w postaci kolistej palisady pionowo lub ukośnie.

Ramy odbojowe są to dalby odbojowe ustawione rzędem, równoległe przed nadbrzeżem i połączone podłużnym belkowaniem. Pełnią one rolę amortyzatora naporu statku na nabrzeże. Z reguły rama składa się z rzędu wbitych w dno co 1,5–3,0 m pojedynczych pali lub dalb zbudowanych z pędu pali. Odmianą ram odbojowych są kierownice, które służą do ochrony statków wchodzących do wąskich wejść, np. do śluz, pod mosty, do przystani itd.

Dalby cumowniczo-odbojowe służą do cumowania statków, a jednocześnie są dostosowane do przejścia uderzenia statku podczas jego dobijania do nabrzeża.

### 4.3.2. Stawy nawodne

Stawy nawodne są z reguły wykonywane jako dalby o konstrukcji identycznej jak dalby cumownicze, z tym że zamiast urządzeń cumowniczych są zaopatrzone w znaki nawigacyjne (Hückel, 1975a). Stawy są narażone na działanie fal sztormowych, a w okresie zimowym także na oddziaływanie lodu.

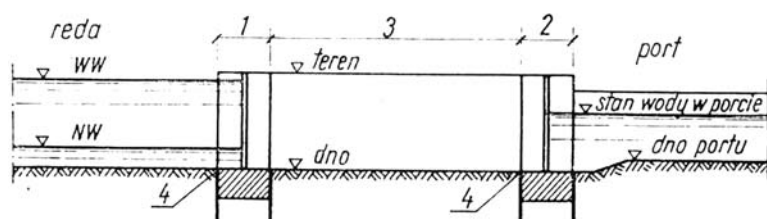
Duże stawy, na których mają znajdować się rozbudowane znaki nawigacyjne, zwykle buduje się w postaci specjalnych cokołów, których koronę doprowadza się do takiej wysokości nad poziom wody, aby sam znak nie był narażony na zniszczenie przez fale lub lód. Cokoły te wykonuje się jako masywy np. z ciosów granitowych, z monolitów betonowych lub żelbetonowych. Cokoły te są posadawiane, podobnie jak falochrony, na blokach, skrzyniach, kaszycach, palach, a na płytkich wodach (do głębokości około 1,5 m) także na fundamentach wykonanych monolitycznie.

Na większych głębokościach (powyżej 6 m) opłaca się zamiast stawy zastosować pławę, tj. pływający znak nawigacyjny.

### 4.3.3. Śluzy morskie

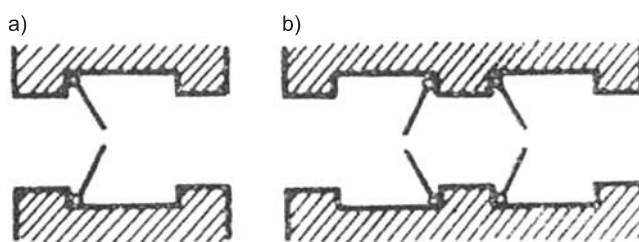
Śluzy są to budowle hydrotechniczne mające zapewnić stały poziom wody w basenie portowym lub w całym porcie, a także oddzielenie wód portowych od wód zewnętrznych (morskich). Śluza z reguły są budowane jako komorowe (rys. 4.18). Śluza taka składa się z trzech głównych części: głowy górnej (wewnętrznej – od strony portu), z komory śluzowej i głowy dolnej (zewnętrznej – od strony morza).

Jeżeli śluza ma pełnić tylko zadanie wrót sztormowych, czyli nie pozwalać na przenikanie do wnętrza portu wysokich fal oraz prądów morskich występujących w warunkach sztormowych, to może być ona budowana jako bezkomorowa (rys. 4.19). Przy wyborze śluzy bezkomorowej należy pamiętać, że wrota mogą być otwierane tylko wtedy, gdy poziom wody po obu stronach śluzy jest w przybliżeniu taki sam.



Rys. 4.18. Profil śluzy morskiej (Hückel, 1975a)

1 – głowa zewnętrzna, 2 – głowa wewnętrzna, 3 – komora, 4 – próg



Rys. 4.19. Śluzy bezkomorowe (Hückel, 1975a): a – śluza jednowrotowa, b – śluza dwuwrotowa

Komorę śluzy, przy dużej różnicy wody górnej i dolnej, wykonuje się identycznie jak komorę ciężkiego doku suchego. Natomiast przy niedużej różnicy poziomów wody pomiędzy wodą górną i dolną komorę śluzy wykonuje się podobnie jak komorę lekkiego doku suchego. Głowy śluzy (w obu przypadkach) wykonuje się jako masywne konstrukcje korytowe, o ścianach w postaci litych murów oporowych połączonych masywnym, grubym progiem.

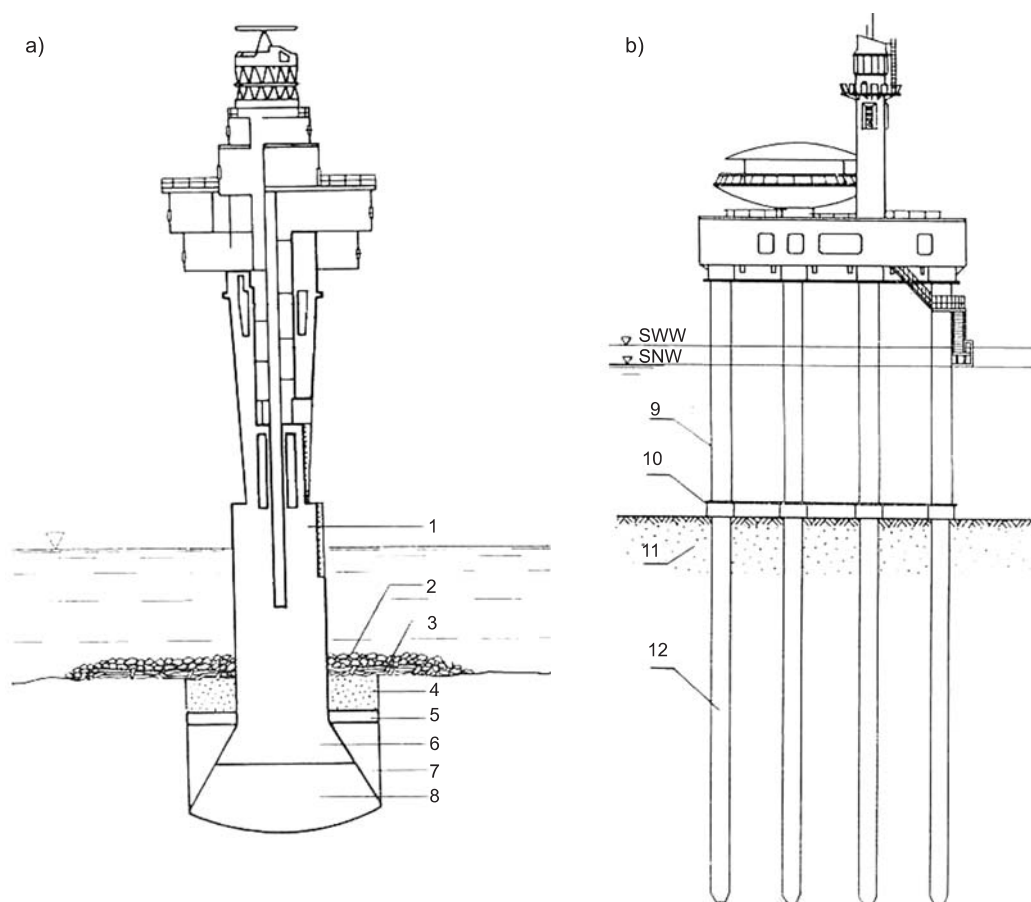
### 4.4. SPECJALNE BUDOWLE MORSKIE – LATARNIE I RADIOLATARNIE

Latarnie morskie są to budowle stawiane na wodzie (latarnie morskie nawodne) lub na lądzie (latarnie morskie lądowe). Są one największymi morskimi znakami nawigacyjnymi. Zasadniczymi częściami każdej latarni są wieża z fundamentem i latarna, czyli umieszczone na górze wieży oszklone pomieszczenie, w którym jest zainstalowane źródło światła oraz urządzenia optyczne. W zależności od rodzaju gruntu wieże latarni morskich wykonuje się jako masywne – grunt wytrzymały, lub ażurowe – grunt słaby. Z reguły przekroje poziome wieży masywnych są okrągłe. Wieże morskich latarni nawodnych są zwykle znacznie bardziej rozbudowane w stosunku do budowanych na lądzie, ponieważ wszystkie pomocnicze pomieszczenia, takie jak np. mieszkanie latarnika, warsztat, maszynownia, magazyny itp., muszą być umieszczone wewnątrz wieży.

Wieże masywne można podzielić na: mury (z cegły lub kamienia), betonowe, żelbetonowe, żeliwne i mieszane. Fundament wieży musi być na tyle ciężki i szeroki, aby zapewniał stateczność wieży na bardzo duży napór wiatru. Na skalistym dnie fundamenty mogą być stawiane bezpośrednio na dnie, a przy innych gruntach wytrzymałych – w płytkich wykopach. Każdorazowo musi być spełniony warunek, aby środek ciężkości wieży w trakcie naporu wiatru nie wychodził poza podstawę fundamentu.

W gruntach słabych wykonuje się fundamenty głębokie dowolnego typu. Mogą to być pale, studnie, kesony (rys. 4.20).





**Rys. 4.20. Przykład posadowienia latarni morskiej na gruntach słabych (Hückel, 1975a):  
a – latarnia posadowiona na studni, b – latarnia posadowiona na palach**

1 – beton szczelny, 2 – narzut, 3 – materac faszynowy, 4 – piasek, 5 – beton ciężki, 6 – żelbet, 7 – beton lekki, 8 – beton wykonany pod wodą, 9 – słupy podporowe, 10 – rama stalowa, 11 – żwir, 12 – pale wiercone

#### 4.5. FARMY WIATROWE

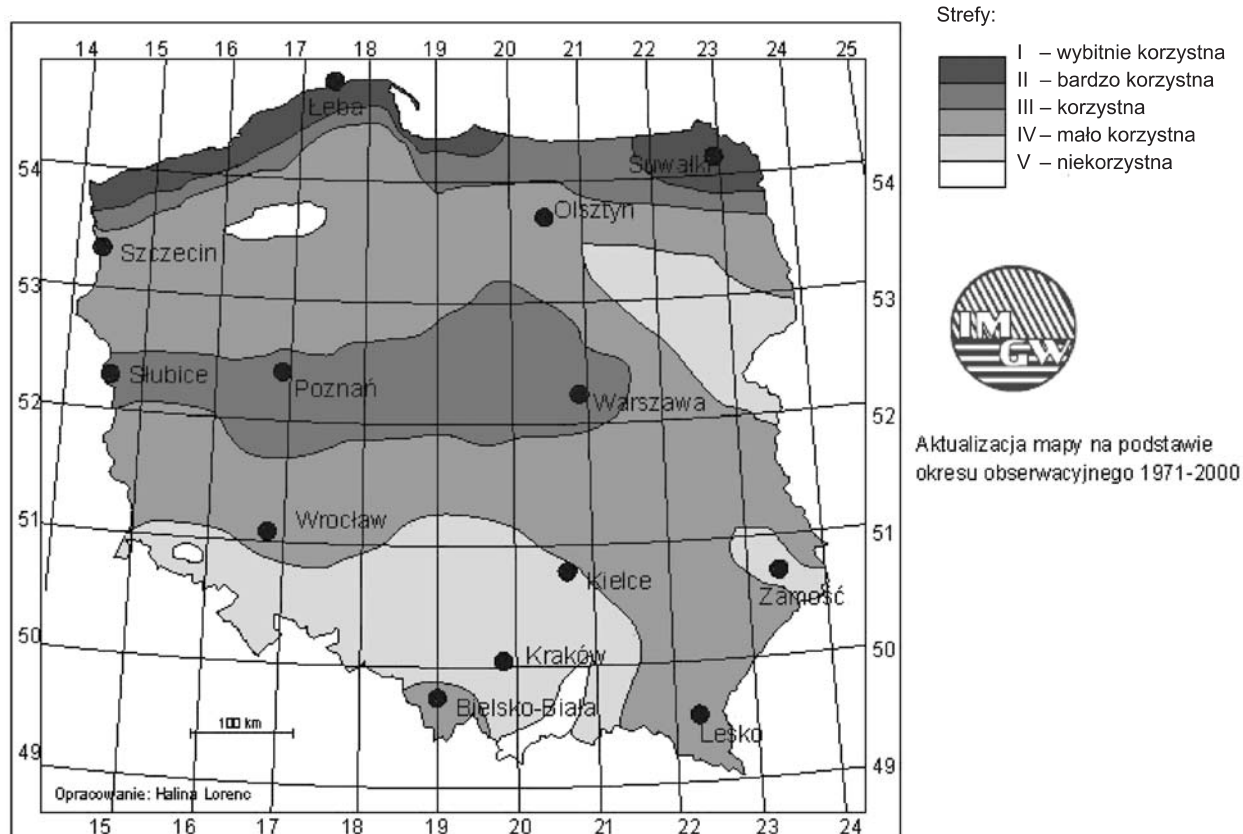
Druga połowa XX wieku przyniosła rosnące zainteresowanie źródłami energii odnawialnej, w tym energii wiatrowej, co wiąże się ze zwróceniem uwagi na konieczność zmniejszenia emisji dwutlenku węgla do atmosfery. Farmy wiatrowe wpięły się na stałe w krajobraz wielu krajów Europy. Sąsiadujące z Polską Niemcy znajdują się w czołówce światowej produkcji energii wiatrowej. Polska zajmuje pod tym względem jedno z ostatnich miejsc w Europie. Jedną z przyczyn tego stanu jest fakt, że na terenie Polski przeważają strefy ciszy wiatrowej. Średnia prędkość wiatrów dla całej Polski wynosi 2,8 m/s w porze letniej i 3,8 m/s w zimie, podczas gdy za minimum, wymagane dla pracy turbin wiatrowych, uznaje się 4 m/s. Zgodnie z danymi IMGW (rys. 4.21) najkorzystniejsze warunki w Polsce panują na północnych krańcach kraju, gdzie średnia roczna prędkość wiatru na wysokości ponad 50 m waha się od 5,5 do 7,5 m/s. Pierwsze farmy wiatrowe zaczęły tam powstawać już na początku lat 90. Najbardziej sprzyjające wykorzystaniu energii wiatru tereny to wyspa Uznam, wybrzeże Bałtyku od Świnoujścia po Gdańsk, Pobrzeże Kaszubskie i Suwalszczyzna. Dobre warunki wiatrowe panują na Nizinie Mazowieckiej,

w centralnej Wielkopolsce, w Beskidzie Śląskim i Żywieckim, w Bieszczadach, na Pogórzu Dynowskim i we wschodniej części Doliny Sandomierskiej. Niekorzystne warunki wiatrowe panują w prawie całej wyżynnej części kraju.

Do połowy 2008 r. w Polsce działało 188 turbin wiatrowych o łącznej mocy około 350 MW. Biorąc pod uwagę uwarunkowania polskie, nadzieja na zwiększenie produkcji energii wiatrowej leży przede wszystkim w lokalizacji farm wiatrowych na wodach przybrzeżnych polskiej strefy ekonomicznej Bałtyku.

Mimo iż lokalizacja turbin wiatrowych na morzu niesie za sobą znacznie większe koszty ich konstrukcji, fundamentowania, a także ich utrzymania oraz trudności związane z budową podmorskich linii przesyłowych, w ostatnim dziesięcioleciu daje się zauważyć powszechny trend przemieszczania się elektrowni wiatrowych z lądu na wody przybrzeżne. Wpływają na to różne elementy, dzięki którym wiatrowa energetyka morska będzie się nadal, zdaniem ekspertów, rozwijać w wielu krajach. Są to między innymi:

- większa stabilność wiatrów na obszarach morskich, co umożliwi bardziej efektywne wykorzystanie ich energii oraz zmniejszenie zużycia urządzeń;



Rys. 4.21. Strefy energetyczne wiatru w Polsce według badań IMGW

- korzystny rozkład siły wiatrów na morzu, tzn. występowanie większej siły wiatru na mniejszej wysokości, co umożliwi budowę niższych wież;
- wzrost siły wiatru wraz z oddalaniem się od brzegu;
- łatwiejsza lokalizacja farm wiatrowych z uwagi na wolną przestrzeń, której brak jest na zagospodarowanych obszarach lądowych.

#### 4.5.1. Fundamentowanie farm wiatrowych na morzu

Wybór konstrukcji (najczęściej – kolumna, rzadziej – przestrzenna konstrukcja stalowa) oraz sposobu fundamentowania turbin wiatrowych na morzu zależą od kilku czynników. Głównie są to: głębokość wody, warunki gruntowe, możliwość występowania zjawiska erozji dna morskiego oraz warunki obciążenia, przy czym w konsekwencji wyboru istotną rolę odgrywają koszty.

W praktyce istnieją trzy podstawowe sposoby fundamentowania konstrukcji turbin wiatrowych, występujące w różnych konfiguracjach (rys. 4.22):

- na ciężkim bloku fundamentowym, stosowanym zarówno na lądzie, jak i na morzu;
- na fundamentach palowych, stosowanych zarówno na lądzie, jak i na morzu;

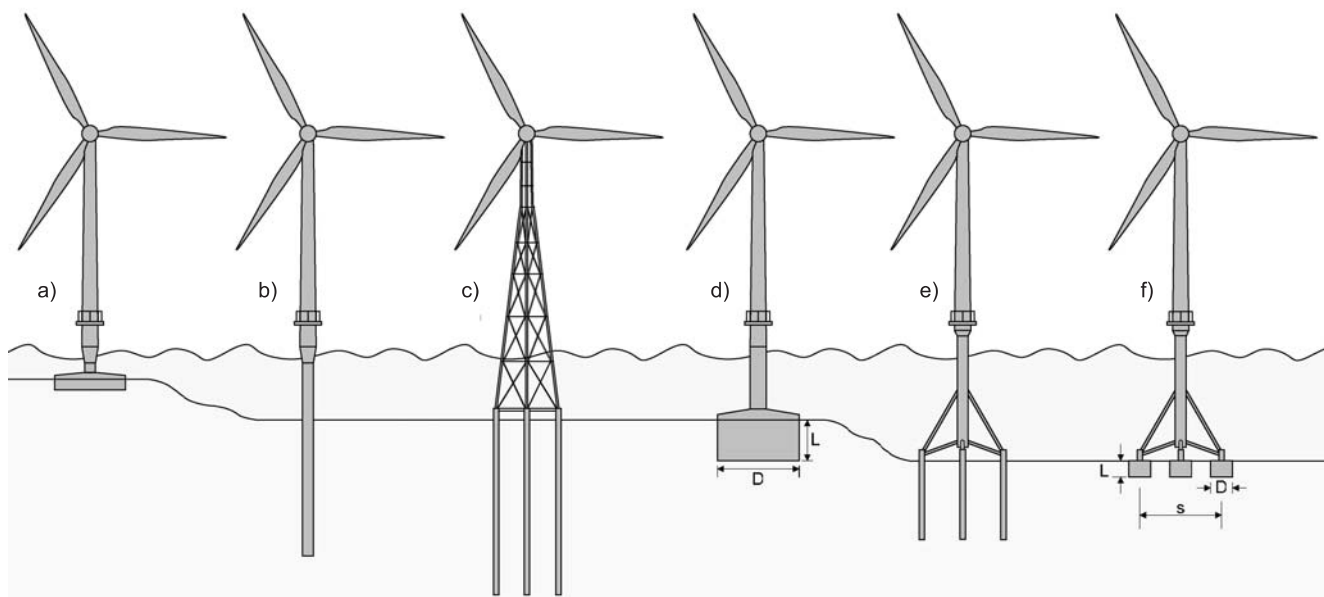
- na fundamencie w postaci odwróconego naczynia wykorzystującego ssanie, czyli negatywne ciśnienie porowe, który może być nazywany w skrócie kesonem ssącym, stosowanym wyłącznie na morzu.

Ponadto stosuje się również pływające konstrukcje kotwiczone, w konfiguracjach podobnych jak dla platform pływających.

**Ciężkie bloki fundamentowe** z fartuchem lub bez (rys. 4.22a) są stosowane w celu niedopuszczenia do wystąpienia naprężeń rozciągających pod fundamentem. Ciężar własny całej konstrukcji turbiny wraz z fundamentem musi zrównoważyć momenty wywracające wywołane wiatrem, falowaniem i lodem. Jeżeli ciężar jest nie wystarczający, wtedy w celu zapewnienia stateczności konstrukcji stosuje się dodatkowo balast w postaci piasku, betonu lub narzutu kamiennego. Fundamenty tego typu wymagają stosunkowo jednorodnego podłoża oraz ochrony przed podmywaniem. Stosuje się je zazwyczaj przy głębokościach morza nieprzekraczających 20 m.

Spotykane są również, podobnie jak w przypadku fundamentów palowych, fundamenty wieloblokowe, połączone z ramą trójnożną lub konstrukcją przestrzenną.

- Fundamenty palowe** są najczęściej stosowane w postaci:
  - pojedynczego pala (rys. 4.22b),



Rys. 4.22. Różny sposób posadowienia i konstrukcji wiatraków na morzu: a – kolumna na ciężkim fundamentie grawitacyjnym, b – kolumna na jednym pałku fundamentowym, c – przestrzenna konstrukcja stalowa na palach, d – kolumna na kesonie ssącym, e – kolumna na trój- lub czteronożnej ramie na palach, f – kolumna na trój- lub czteronożnej ramie na kesonach ssących

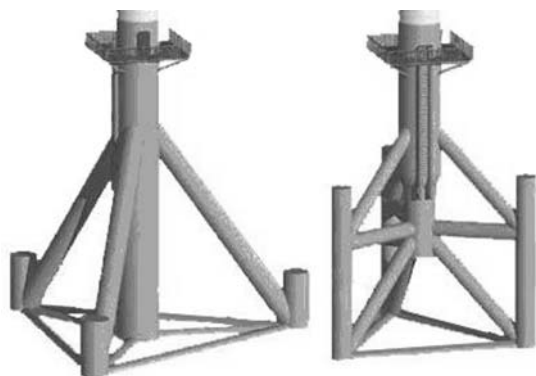
- systemu wielopalowego (rys. 4.22e), wykorzystującego ramę w formie statywu podpierającego kolumnę wiatraka (rys. 4.23), zazwyczaj trójnożną (*tripod*), ewentualnie czteronożną (*quadraped*),
- systemu pali powiązanych bezpośrednio ze stalową konstrukcją przestrzenną (*lattice tower*) (rys.4.22c).

Pojedyncze pale (tzw. monopale od *monopile*) stanowią najbardziej popularny system fundamentowania farm wiatrowych. Są to cylindryczne, wielkośrednicowe pale stalowe (ok. 4 m średnicy, przy grubości ściany ok. 5 cm) wiskane lub wbijane w dno. Zaletą tego typu fundamentów jest minimalny zakres prac związany z badaniem i przygotowaniem podłoża, odporność na ruchy dna, zniszczenia spowodowane krą, podmywanie przez prądy denne i niski koszt produkcji. Kosztowna i czasochłonna jest z kolei ich instalacja. Są również wrażliwe na dynamiczne obciążenia

pochodzące od środowiska morskiego, które przenoszą się na otaczające podłoże, co może wywołać jego degradację. Standardowe monopale stosuje się przy głębokości morza do 25 m. W przypadku zastosowania podparcia (np. ramą trójnożną jak w systemie wielopalowym) lub dodatkowych kotwic można stosować je przy głębokości morza dochodzącej nawet do 50 m.

W systemie wielopalowym pale wykonuje się pionowo lub pod kątem, po umieszczeniu ramy na dnie morza poprzez specjalne tuleje prowadzące, a następnie blokuje się je. System ten przenosi głównie momenty zginające, obciążenia ściskające i wrywające. Pale mogą być wbijane lub wwirowywane w dno morza. W przypadku stalowych konstrukcji przestrzennych pale wykonuje się podobnie, z tym że konstrukcje te posiadają zazwyczaj dodatkowe pale prowadzące, do których montowane są po ustawieniu konstrukcji tuleje prowadzące pali głównych.

**Fundamenty (kesony) ssące** (rys. 4.22d) wykorzystują ssanie, czyli negatywne ciśnienie porowe występujące podczas działania sił wyciągających, dzięki czemu grunt przenosi część obciążenia minimalizując siły, na które wymiarowana jest konstrukcja. Po umieszczeniu kesonu na dnie morza jego dnem do góry penetruje on w dno częściowo pod własnym ciężarem, a częściowo pod wpływem podciśnienia wywołanego w zamkniętej przestrzeni pomiędzy gruntem i dnem. Wartość podciśnienia niezbędna do osiągnięcia wymaganej penetracji zależy od wymiarów kesonu i warunków gruntowych. Po zakończeniu penetracji proces wymuszania podciśnienia kończy się, a fundament na skutek zmobilizowania tarcia lub adhezji wzdłuż ścian bloku zdolny jest do przeniesienia obciążeń pionowych, poziomych i momentów zginających.



Rys. 4.23. Przykładowe konstrukcje ram typu *tripod*



Nowym rozwiązaniem jest zastosowanie bloków ssących w systemie trójnożnym lub dla konstrukcji przestrzennej w miejsce pali (rys. 4.22f), przy czym dodatkowo główna kolumna nośna turbiny może też być zakończona czwartym blokiem ssącym.

#### 4.5.2. Rozpoznanie warunków gruntowych w różnych fazach realizacji konstrukcji

W projektach instalacji turbin wiatrowych na morzu kluczową rolę odgrywają warunki gruntowe. Wbrew powszechnym opiniom na obszarze polskiej strefy ekonomicznej podłoże morskie nie jest jednorodne, lecz wysoce niejednorodne zarówno w skali regionalnej, jak i lokalnej. W tej sytuacji dokładna znajomość właściwości geotechnicznych podłoża jest niezwykle istotna w celu bezpiecznego i korzystnego pod względem kosztów posadowienia farmy wiatrowej. Znajomość budowy geologicznej dna morskiego stanowi podstawę do podjęcia późniejszych etapów prac, tj. badań terenowych, prac studialno-projektowych, a na końcu – budowy farmy wiatrowej.

Na etapie prac studialno-projektowych wykonanie szeroko rozumianego programu badań geologicznych i geofizycznych o charakterze rekonesansowym pozwala na identyfikację alternatywnych lokalizacji farm wiatrowych i wyeliminowanie obszarów charakteryzujących się niekorzystnymi warunkami gruntowymi.

Po wyborze lokalizacji farmy na podstawie rozpoznania wstępnego, niezbędne jest wykonanie szczegółowych badań geologiczno-inżynierskich w skali kilku do kilkudziesięciu metrów od założonej na podstawie rozpoznania wstępnego lokalizacji turbin. Należy podkreślić, że właściwe zaprojektowanie fundamentów pełnomorskich turbin wiatrowych wymaga określenia właściwości dna morskiego oraz parametrów geotechnicznych podłoża praktycznie w miejscu lokalizacji każdej turbiny, przy czym rodzaj niezbędnych badań terenowych i laboratoryjnych wiąże się z przyjętym systemem fundamentowania. Zostało to omówione w rozdziale 4.6.4 dla fundamentów platform pełnomorskich, które w dużej mierze pokrywają się z fundamentami stosowanymi w przypadku instalacji turbin wiatrowych. Ta faza badań może pokrywać się częściowo z projektowaniem fundamentów, gdyż w przypadku lokalnego wystąpienia niekorzystnych warunków geologiczno-inżynierskich możliwa jest jeszcze optymalizacja lokalizacji turbin, co może wymagać wykonania badań uzupełniających.

Specyfikacja techniczna może również uwzględniać wykonanie dodatkowych badań polowych, poprzedzających podjęcie prac budowlanych, np. wykonanie pali próbnych oraz próbnych obciążeń.

Podczas budowy powinny być prowadzone pomiary kontrolne dokumentujące przebieg prac, a zarazem sprawdzające poprawność określenia warunków gruntowych dla każdego wykonywanego fundamentu (monitorowanie zmian ciśnienia wody w porach gruntu, osiadań, przechyłów fundamentu itp.).

Z kolei w fazie eksploatacji, po zakończeniu budowy, bardzo istotny jest stały monitoring dynamiki osadów dennych mogącej prowadzić do podmywania fundamentów, a także doraźne pomiary deformacji i osiadań podłoża.

#### 4.5.3. Minimalny zakres badań geologiczno-inżynierskich

Farmy wiatrowe, mimo iż z reguły lokalizowane są bliżej brzegu morskiego w porównaniu z konstrukcjami pełnomorskimi stosowanymi w przemyśle wydobywczym, z racji zbliżonych metod fundamentowania podlegają tym samym ogólnym wymaganiom co do zakresu badań geologiczno-inżynierskich.

Nowa norma europejska ISO 19901-4:2003 podaje szereg wymagań i zaleceń dotyczących badań dla szerokiego zakresu konstrukcji pełnomorskich. Zawarte są one również w opracowanych w 2005 r. wytycznych ISSMGE, w Amerykańskich Naftowych Standardach API oraz wytycznych Noble Denton International Ltd. Wyłącznie farmom wiatrowym (co do konstrukcji i wymaganych badań) poświęcony jest Offshore Standard DNV-OS-J101 (2007), projekt międzynarodowej normy przygotowanej przez IEC (2008), a także niemieckie wytyczne BSH (2003), również GL (2005) oraz wytyczne OSIG (2004).

Farmy wiatrowe, inaczej niż jest to w przypadku pojedynczych zazwyczaj platform naftowych, składają się z kilkudziesięciu do nawet kilkuset jednakowych konstrukcji, dlatego też wykonywanie pełnego zakresu badań terenowych i laboratoryjnych dla każdej turbiny prowadziłoby do nieopłacalnie wysokich kosztów przedsięwzięcia. W związku z tym, zależnie od stopnia jednorodności podłoża, dla dużych farm wiatrowych podejmuje się próby ograniczenia do niezbędnego minimum najbardziej kosztownych prac, tj. wierceń oraz badań laboratoryjnych pobranych próbek gruntu.

**Fundamenty na palach.** Generalnie przyjmuje się, że dla każdej turbiny należy wykonać jedno sondowanie statyczne CPT, a w przypadku systemu wielopalowego, gdy mamy do czynienia z podłożem niekorzystnym lub niejednorodnym (na co wskazują np. wyniki badań geofizycznych) – po jednym sondowaniu statycznym pod każdą nogą konstrukcji. Sondowania powinny być w miarę możliwości wykonywane w profilu ciągłym, a w przypadku zbyt dużego oporu – w systemie otworowym z podwiercaniem. Wiercenia badawcze z poborem próbek gruntu powinny być wykonane w każdym rogu farmy wiatrowej oraz w punkcie centralnym, przy czym, w celu umożliwienia interpretacji sondowań CPT, wiercenia powinny być zawsze wykonane w bezpośrednim sąsiedztwie sondowań.

W przypadku szczególnie dużej powierzchni farmy wiatrowej należy wykonać dodatkowe wiercenia badawcze w takim rozstawie, aby zapewnić pokrycie około 10% lokalizacji turbin. Oczywiście wiercenia należy zagęścić w przypadku niekorzystnego lub bardzo niejednorodnego podłoża. Sondowania i wiercenia należy prowadzić do głębokości jednej średnicy pala poniżej jego podstawy dla przeważających

obciążeń poziomych oraz 2 do 3 średnic pala poniżej jego podstawy dla przeważających obciążeń pionowych.

Próbki gruntu, adekwatne do wymaganych badań (nośność graniczna pali na ściskanie i wyciąganie, zależność między obciążeniem a odkształceniem dla obciążeń pionowych i poziomych, opory palowania itd.), należy pobierać tak, aby z każdej warstwy była pobrana przynajmniej jedna próbka, przy czym do głębokości 12 m poniżej dna próbki należy pobierać co 1 m, w przedziale głębokości 12–60 m – co 3 m, a poniżej 60 m – co 8 m.

**Ciężkie bloki fundamentowe.** Podobnie jak dla fundamentów na palach, dla każdego fundamentu należy wykonać jedno sondowanie statyczne CPT (w miarę możliwości w profilu ciągłym), a wiercenia z poborem próbek gruntu – przynajmniej w każdym rogu farmy wiatrowej oraz w punkcie centralnym. W celu umożliwienia interpretacji sondowań CPT wiercenia powinny być zawsze wykonane w bezpośrednim sąsiedztwie sondowań.

W przypadku szczególnie dużej powierzchni farmy wiatrowej należy wykonać dodatkowe wiercenia badawcze w takim rozstawie, aby zapewnić pokrycie około 10% lokalizacji turbin. Dodatkowe wiercenia mogą być również wymagane dla niekorzystnego lub bardzo niejednorodnego podłoża. Sondowania i wiercenia należy prowadzić przynajmniej do głębokości jednej średnicy lub dłuższego boku fundamentu poniżej projektowanego posadowienia.

Próbki gruntu, adekwatne do wymaganych badań, należy pobierać tak, aby z każdej warstwy była pobrana przynajmniej jedna próbka, przy czym do głębokości 12 m poniżej dna próbki należy pobierać co 1 m, a poniżej 12 m – co 3 m.

#### 4.5.4. Farmy wiatrowe na lądzie

Na lądzie elektrownie wiatrowe posadawiane są w różnych warunkach gruntowych. Czynnikiem decydującym o ich lokalizacji jest występowanie strefy silnych wiatrów. Ocena warunków geologiczno-inżynierskich powinna być wykonana dla każdej proponowanej lokalizacji, aby wyeliminować zagrożenia związane z lokalnym występowaniem gruntów o małej nośności. Jest to ważne ze względu na niewielką dopuszczalną wartość przechyłu fundamentu turbiny wiatrowej, której maszt ma wysokość 85–90 m (Wysokiński, 2007).

Celem badań geologiczno-inżynierskich jest uzyskanie informacji o podłożu gruntowym, które umożliwią wybór najkorzystniejszego wariantu posadowienia elektrowni wiatrowej. Zakres badań podłoża i liczba etapów rozpoznania zależy od stopnia złożoności warunków geologicznych. Wykonanie badań geologiczno-inżynierskich powinno być poprzedzone identyfikacją problemów i zjawisk, które będą miały wpływ na zakres rozpoznania ośrodka gruntowego. Określenia problemów należy dokonać na podstawie analizy materiałów archiwalnych, w tym map i zdjęć lotniczych, oraz przeprowadzonej wizji terenu. Do oceny warunków geologiczno-inżynierskich należy wykorzystać materiały dotyczące geologii, hydrogeologii, występowania i aktywności procesów geodyna-

micznych, ukształtowania powierzchni terenu, występowania gruntów antropogenicznych, zagrożeń górniczych i środowiska oraz innych.

W rozpoznaniu podłoża w wyznaczonych lokalizacjach, poza wierceniami, istotnym uzupełnieniem są również sondowania dynamiczne (DPH, DPSH) oraz statyczne (CPT, CPTU). Przydatne mogą być także badania dylatometryczne (DMT). W celu określenia nośności i osiadania podłoża gruntowego wykonuje się badania laboratoryjne. Ważne jest dokładne określenie modułów ściśliwości. Wartości uzyskane z badań laboratoryjnych należy przeanalizować w odniesieniu do wartości wyznaczonych z zależności korelacyjnych na podstawie sondowań statycznych i z badań dylatometrem. Wartości modułów dynamicznych wyznacza się za pomocą metod geofizycznych, badań w aparacie trójosiowego ściskania i innych. W przypadku występowania prostych warunków podłoża takie rozpoznanie jest wystarczające i umożliwia bezpośrednie posadowienie obiektu.

Jeżeli w podłożu projektowanych lokalizacji elektrowni wiatrowych nawiercone zostaną grunty o niedostatecznej nośności, istotne jest określenie głębokości ich występowania i rozprzestrzenienia w poziomie.

Uzupełniający etap badań może być konieczny w przypadku lokalizacji elektrowni wiatrowych w złożonych lub skomplikowanych warunkach podłoża oraz w przypadku posadowienia pośredniego (głębokiego) lub konieczności wzmocnienia podłoża. Stosowane są między innymi następujące metody wzmocniania wglębnego podłoża: wibrowymiana (kolumny żwirowe), konsolidacja dynamiczna, mieszanie wglębne (kolumny DSM), pale typu CFA. Często stosowane jest także pośrednie posadowienie na różnego typu palach. Po wykonaniu wzmocnienia należy wykonać badania sprawdzające.

Przy projektowaniu badań geologiczno-inżynierskich dla wybranej lokalizacji farmy wiatrowej składającej się z kilkunastu lub kilkudziesięciu turbin wiatrowych może być celowe wykonanie pomiarów geofizycznych (np. georadarowych, sejsmicznych, elektrycznych). Rozpoznanie geofizyczne należy przeprowadzić przy wykorzystaniu istniejących lub specjalnie wykonanych otworów badawczych.

Kompleksowa ocena parametrów fizyczno-mechanicznych gruntów uzyskana z badań terenowych i laboratoryjnych powinna uwzględniać zalecenia zawarte w PN-EN ISO 14688 oraz PN-EN 1997-1:2008 i PN-EN 1997-2:2007.

Dokładna ocena warunków geologiczno-inżynierskich, w tym wartości charakterystycznych gruntów, umożliwi wskazanie zagrożeń i ograniczeń, a także przygotowanie prognoz zachowania się elektrowni wiatrowych z oszacowaniem ryzyka.

#### 4.6. PLATFORMY I BOJE PEŁNOMORSKIE

Dynamiczny rozwój poszukiwań i eksploatacji złóż ropy i gazu znajdujących się pod dnem mórz i oceanów, jaki nastąpił po drugiej wojnie światowej, a szczególnie zintensyfikowany po kryzysie energetycznym na początku lat 70. ubiegłego stulecia, wiąże się z rozwojem coraz bar-

dziej technologicznie zaawansowanych konstrukcji pełnomorskich. Platformy pełnomorskie spełniają obecnie najróżniejsze funkcje – od poszukiwawczych platform wiertniczych, poprzez wydobywcze, przetwórcze, magazynowe, do magazynowych wspomagających oraz hotelowych. Istnieją też specjalne statki mieszczące całe centra produkcyjne oraz cały szereg pomocniczych boi pełnomorskich, głównie cumowniczo-przelewowych, ułatwiających transport ropy i gazu za pomocą tankowców. Wymagania ogólne dotyczące konstrukcji pełnomorskich zostały zawarte w normie europejskiej ISO 19900:2002, która została również uznana za Polską Normę (PN-EN ISO 19900:2005). Część czwarta tej normy poświęcona jest wymaganiom i zaleceniom mającym zastosowanie dla szerokiego zakresu konstrukcji pełnomorskich, a dotyczącym różnych aspektów geologii inżynierskiej, takich jak opis terenu, charakterystyka podłoża gruntowego i skalnego, a także projektowaniu i instalacji fundamentów na dnie morskim, jak również identyfikacji ryzyka.

Ze względu na rodzaj konstrukcji oraz sposób posadowienia, determinujący zakres zagadnień geologiczno-inżynierskich wymagających zbadania i rozwiązania w procesie projektowania, wszystkie konstrukcje pełnomorskie można podzielić na następujące główne grupy: ruchome pływające konstrukcje samopodnoszące, stałe konstrukcje posadowione na dnie morza oraz zakotwiczone konstrukcje pływające.

#### 4.6.1. Ruchome konstrukcje samopodnoszące

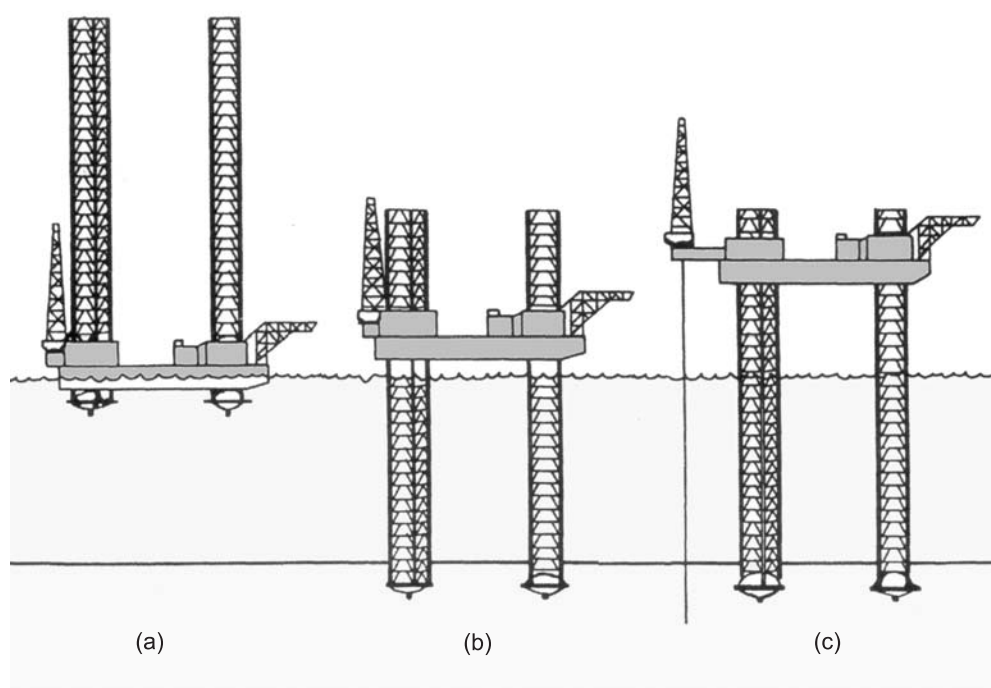
Konstrukcje te służą przede wszystkim do celów wierceń poszukiwawczych, bywają jednak również wykorzystywane do wykonywania wierceń produkcyjnych, a nawet

– w pewnych sytuacjach – jako stałe platformy eksploatacyjne. Jednak w tym przypadku, ze względu na stosunkowo lekką konstrukcję, są one znacznie mniej odporne na zmęczeniowe działanie dynamicznych obciążeń środowiska morskiego, co może zasadniczo skrócić dopuszczalny okres ich eksploatacji. Platformy te posiadają na ogół od 3 do 4 ruchomych podpór (nóg), które w fazie pływalności są podniesione, a po przyholowaniu platformy na miejsce opuszcza się je i opiera na dnie, co umożliwia wynurzenie kadłuba do bezpiecznej wysokości ponad poziom wody. W chwili obecnej brak jest norm ISO odnoszących się wyłącznie do tego typu konstrukcji, choć dotyczy ich część zaleceń ISO 19902:2007 (PN-EN ISO 19902:2008) odnoszących się do stałych konstrukcji stalowych.

W zależności od fundamentów platformy samopodnoszące można podzielić na dwie zasadnicze grupy (rys. 4.24):

- platformy o nogach posiadających niezależne fundamenty (tzw. *spudcan*), co umożliwia niezależne opuszczanie i podnoszenie każdej nogi (pracujące na Morzu Bałtyckim dwie platformy tego typu zostały opisane w rozdz. 10.1);
- platformy o nogach posiadających jeden wspólny fundament.

Fundamenty typu *spudcan* mogą mieć rozmaite kształty. W przekroju poziomym są one zazwyczaj okrągłe lub wieloboczne, o średnicy od 12 do 20 m i posiadają wypukłe dno, często w kształcie umieszczonego osiowo ściętego stożka albo graniastosłupa. Procedura posadowienia platformy o takich fundamentach wymaga niezależnego przecięcia każdego z nich w celu osiągnięcia maksymalnego zagłębienia w podłożu, tak aby uniknąć dodatkowych osiadań w trakcie pracy platformy. Możliwości pracy platformy tego typu przy



Rys. 4.24. Położenie nóg i kadłuba platformy samopodnoszącej się w różnych fazach: (a) podczas holowania, (b) w czasie przecięcia wstępnego, (c) w czasie wiercenia



danej długości nóg, która waha się zazwyczaj w granicach od 100 do 180 m, są limitowane głębokością morza oraz warunkami gruntowymi, od których zależy zagłębienie się fundamentów w dno morskie.

Trzeba zauważyć, że podczas przeciążenia poszczególnych fundamentów dochodzi do chwilowej utraty nośności granicznej, co powoduje ich penetrację w podłoże. Penetracja ta następuje tak długo, aż zostanie osiągnięty stan równowagi granicznej. Po odciążeniu fundamentów istnieje już wystarczający zapas nośności, by uniknąć dodatkowych osiadań. Jest to zupełnie inny sposób fundamentowania, który zazwyczaj polega na takim doborze fundamentów, by zapewnić *a priori* odpowiedni zapas nośności, bez osiągnięcia stanu granicznego. Dlatego też bezpieczne posadowienie platformy samopodnoszącej o niezależnych fundamentach wymaga precyzyjnego określenia obu parametrów wytrzymałościowych podłoża (spójności i kąta tarcia wewnętrznego) w warunkach bez odpływu. Poszczególne fazy położenia nóg podczas ustawiania platformy samopodnoszącej na dnie pokazane zostały na rysunku 4.24 i zostały szczegółowo opisane wraz z poprzedzającymi ją badaniami geologiczno-inżynierskimi oraz niezbędnymi analizami, przeprowadzanymi według wymagań Noble Denton (0016/NDI, 2007), w rozdz. 10.1, na przykładzie platformy PETROBALTIC.

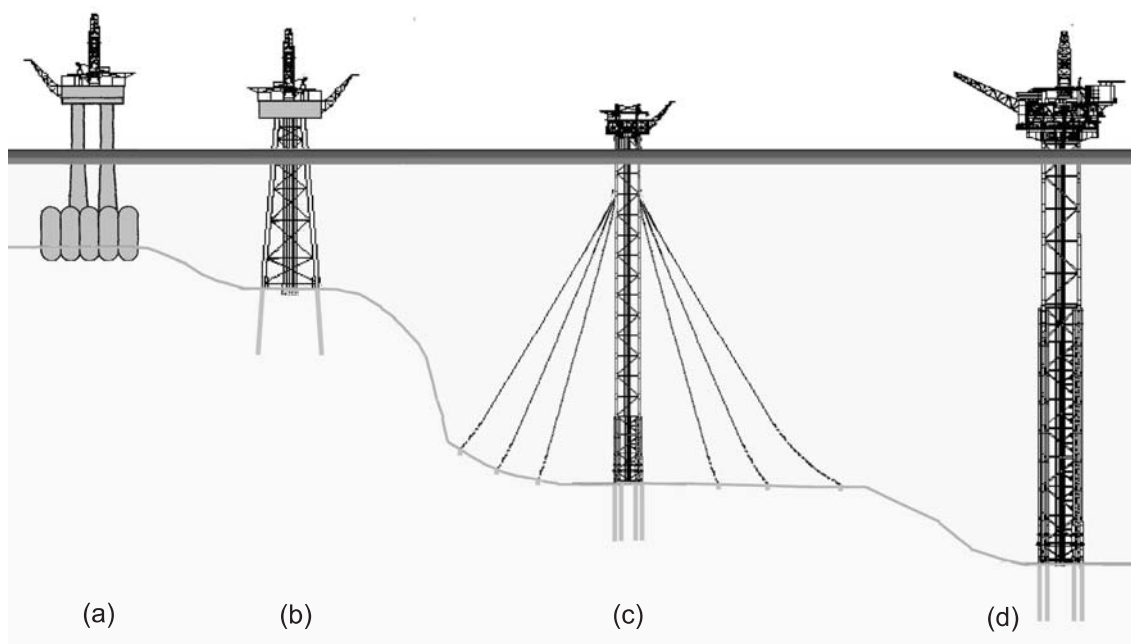
Platformy o jednym wspólnym fundamencie dla wszystkich nóg spotyka się znacznie rzadziej. Wykorzystywane są one głównie w tych rejonach świata, gdzie w powierzchniowych warstwach dna morskiego występują bardzo słabe grunty o znacznej miąższości. Zastosowanie jednego fundamentu o dużej powierzchni (mającego na ogół kształt litery A) zapewnia wystarczającą nośność, by wyeliminować całkowicie lub w znacznym stopniu ograniczyć penetrację

fundamentu w podłoże, a tym samym pozwala wykorzystywać daną platformę w większym zakresie głębokości morza. Należy jednak zwrócić uwagę, że taki sposób fundamentowania wymaga dużego obszaru zupełnie płaskiego dna i jest bardzo wrażliwy na wszelkie niejednorodności podłoża oraz brak stabilności dna, które mogą doprowadzić do bocznego poślizgu platformy. Dlatego też na Morzu Bałtyckim, które charakteryzuje się dużą niejednorodnością osadów i silną zmiennością uwarstwienia, platformy o fundamentach tego typu nie były nigdy wykorzystywane.

W ostatnich latach pojawiło się również rozwiązanie łączące cechy lekkich platform samopodnoszących o wspólnym fundamencie oraz ciężkich stałych platform grawitacyjnych. Jest to ruchoma, samopodnosząca się platforma produkcyjna o prostokątnym kadłubie zapewniającym wypór, mająca cztery nogi wsparte na wspólnej ciężkiej, stalowej podstawie w kształcie ławy fundamentowej o szerokości 13 m, podzielonej na kesony o 6-metrowej wysokości. Podczas instalacji platformy jej zagłębienie i utwierdzenie w podłożu (wypełnienie kesonów gruntem) następuje w wyniku wypompowywania wody z zamkniętej kesonami przestrzeni i odwrotnie – wpompowywanie wody pod ciśnieniem do tej przestrzeni ułatwia wyciągnięcie fundamentu z podłoża. Platforma tego typu, służąca do wydobywania gazu ziemnego, od 2002 r. pracuje na wodach Indonezji. Jej przestawienie na nową lokalizację było projektowane po około 7 latach.

#### 4.6.2. Stałe konstrukcje posadowione na dnie morza

Stale platformy pełnomorskie posadowione na dnie można podzielić na cztery grupy (rys. 4.25): ciężkie platformy grawitacyjne, zamocowane platformy stalowe, platformy wieżowe z odciągami oraz elastyczne platformy wieżowe.



Rys. 4.25. Rodzaje posadowionych na dnie stałych konstrukcji związanych z eksploatacją złóż ropy i gazu: (a) ciężka platforma grawitacyjna, (b) zamocowana platforma stalowa posadowiona na palach, (c) platforma wieżowa z odciągami, (d) elastyczna platforma wieżowa

Cechą charakterystyczną wszystkich stałych platform jest długi okres ich eksploatacji po posadowieniu na jednej pozycji, a zatem narażenie na długotrwałe dynamiczne obciążenie pochodzące od środowiska morskiego. Stawia to szczególne wymagania w odniesieniu do wytrzymałości zmęczeniowej samej konstrukcji, a także wymaga określenia dynamicznych charakterystyk wytrzymałościowych podłoża. Konstrukcje te objęte są zaleceniami norm europejskich: ISO 19902:2007 (PN-EN ISO 19902:2008) dla konstrukcji stalowych oraz ISO 19903:2006 (PN-EN ISO 19903:2007) dla konstrukcji betonowych.

**Ciężkie platformy grawitacyjne** (GBS, *gravity base structure*) posadawiane są bezpośrednio na dnie morza i utrzymują się na pozycji dzięki ciężarowi swojej podstawy (rys. 4.25a). Są to konstrukcje żelbetowe lub stalowe.

Zaletą konstrukcji żelbetowych ich jest większa odporność na korozję oraz możliwość połączenia zbiorników magazynowych ropy z konstrukcją platformy. Są one również relatywnie tańsze i szybsze w wykonaniu. Największe z platform tego rodzaju, typu *condeep* (od *concrete deep water structure*, tj. głębokowodne konstrukcje betonowe), powstały w Stawanger w Norwegii i pracują na Morzu Północnym na głębokościach wody od 70 (Ekofisk Tank) do 303 m (Troll A). Całkowita wysokość platformy Troll A wynosi 472 m, a jej masa 1,2 mln ton. Podstawa jej jest pograżona w dnie na głębokość 35 m. Każda z czterech nóg platformy posiada fundament składający się z grupy 7 cylindrycznych kesonów podciśnieniowych o wysokości 40 m i średnicy 20 m każdy.

Stalowe platformy grawitacyjne są to na ogół przestrzenne bądź rurowe konstrukcje stalowe, osadzone na ciężkim stalowym lub betonowym bloku fundamentowym lub kilku niezależnych blokach, posadowionych bezpośrednio na dnie morza, przy czym bloki fundamentowe mogą być zespolone



Rys. 4.26. Bezzałogowa platforma głowicowa PG-1 pracująca na złożu B-3 na Morzu Bałtyckim

ze zbiornikami magazynowymi ropy, spełniającymi też rolę zbiorników wypornościowych.

W przypadku platform grawitacyjnych w programie badań należy uwzględnić zwłaszcza określenie parametrów wytrzymałościowych podłoża w warunkach z odpływem, a także ich wrażliwość na dynamikę środowiska.

**Zamocowane platformy stalowe** (FP, *fixed platform*) są to również przestrzenne konstrukcje stalowe (rys. 4.25b). Ich cechą charakterystyczną jest to, że zamiast ciężkiego bloku fundamentowego mają najczęściej fundamenty palowe. Pale wykonywane są zazwyczaj przy zastosowaniu specjalnej ramy (wzornika) umieszczonej na dnie, na której później osadzana jest stalowa konstrukcja platformy. Zamocowane platformy stalowe mogą pracować w tym samym zakresie głębokości morza co platformy grawitacyjne. Podczas gdy ciężkie żelbetowe platformy grawitacyjne były charakterystyczne np. dla Morza Północnego, to zamocowane (jak również grawitacyjne) platformy stalowe stanowią typ platform najczęściej wykorzystywany na wodach Zatoki Meksykańskiej.

**Platformy wieżowe z odciągami** (GT, *guyed tower*) – rys. 4.25c – powstały w wyniku budowy platform stalowych na coraz większych głębokościach morza, co powodowało wzrost wysokości konstrukcji i zasadniczą zmianę jej proporcji, a tym samym jej większą wrażliwość na boczne obciążenia. Konstrukcje tego rodzaju posiadają własny fundament w postaci grupy pali, kesonów podciśnieniowych bądź też typu *spudcan*, podobny jak w przypadku platform samopodnoszących, a dodatkowo utrzymywane są w pozycji pionowej za pomocą odciągów zakotwiczonych w dnie morskim. Zastosowanie odciągów umożliwia wykonanie stosunkowo delikatnej konstrukcji, a przy tym zapewnia podatność na boczne obciążenia pochodzące od środowiska morskiego poprzez poddawanie się lin kotwicznych. Z uwagi na dużą masę stalowych lin kotwicznych, w ostatnich latach znajdują zastosowanie bardzo lekkie i niezwykle wytrzymałe liny z włókien węglowych. Na linach stosuje się często obciążniki powodujące napinanie się liny, a zarazem umożliwiające jej poddawanie się. W tym przypadku możliwe są rozmaite rodzaje kotwiczenia:

- do sztywnych fundamentów – grup pali lub kesonów podciśnieniowych, określanych również w tym przypadku jako kotwice ssące (*suction anchors*);
- za pomocą kotwic zaciąganych; do konstrukcji tego typu można zaliczyć pokazaną na rys. 4.26 posadowioną na palach bezzałogową platformę głowicową PG-1, uruchomioną na Morzu Bałtyckim przez PPIE-ZRiG Petrobaltic w 2000 r., stojącą na głębokości wody około 80 m.

Ciekawym rozwiązaniem jest spotykane niekiedy zastosowanie przegubu na połączeniu konstrukcji wieży z fundamentem, tak że jest ona utrzymywana w pionie jedynie za pomocą odciągów.

**Elastyczne platformy wieżowe** (CT, *compliant tower*). Konstrukcja ich jest bardziej wytrzymała niż w przypadku

platform wieżowych z odciągami, lecz nadal zachowuje podatność na odkształcenia boczne. Umożliwia to rezygnację z odciągów i stosowanie tego typu konstrukcji przy głębokościach morza sięgających nawet 900 m, to jest do głębokości uznawanej powszechnie jako graniczną ze względów ekonomicznych dla stałych platform pełnomorskich. Wieże składają się na ogół z przynajmniej dwóch sekcji. Przy dużych głębokościach morza, w celu zmniejszenia obciążenia fundamentu ciężką konstrukcją, rozmieszcza się w jej górnej części szereg zbiorników wypornościowych, posiadających komputerowy system sterowania zmieniający wypór w zależności od falowania i wiatru, tak aby przez cały czas zapewnić właściwe sprężenie konstrukcji. Sposób fundamentowania pozostaje taki sam jak dla platform z odciągami.

#### 4.6.3. Zakotwiczone konstrukcje pływające

Cechą charakterystyczną konstrukcji pływających jest utrzymywanie ich na pozycji wyłącznie za pomocą odpowiedniego systemu kotwienia. W zależności od rodzaju konstrukcji oraz systemu kotwienia konstrukcje te dzielą się na (rys. 4.27): platformy pionowo kotwiczone, platformy zatapialne i półzatapialne, platformy z kesonem rurowym. W tej grupie konstrukcji mieszczą się również niepokazane na rysunku pływające boje pełnomorskie, wśród których można wyróżnić boje pionowo kotwiczone oraz boje kotwiczone za pomocą kotwic zaciąganych, tak jak opisane w rozdz. 10.3 morskie boje cumowniczo-przelewowe CALM, należące do PPIEZRiG Petrobaltic.

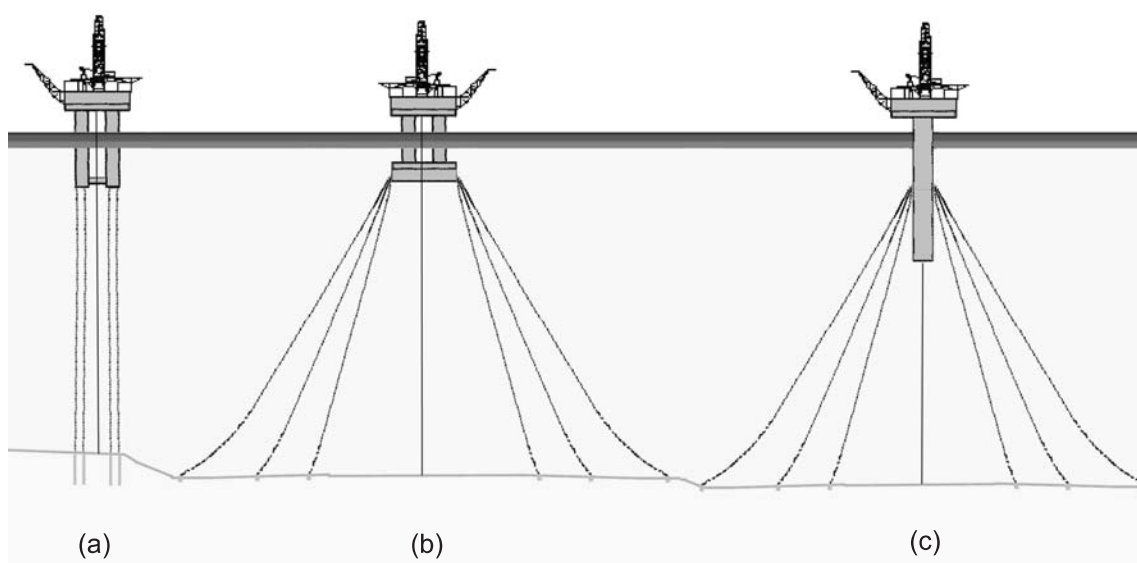
Konstrukcje pływające objęte są normą europejską ISO 19904-1:2006 (PN-EN ISO 19904-1:2006).

**Platformy pionowo kotwiczone**, zwane również platformami ciągnowymi TLP (*tension leg platform*), posia-

dają konstrukcję pływającą utrzymywaną na pozycji za pomocą pionowych naprężonych cięgien, związanych z dnem morskim specjalną konstrukcją palową lub za pomocą kesonów podciśnieniowych. Platformy te można stosować dla bardzo szerokiego zakresu głębokości wody, przy ograniczonych wahaniami poziomu morza, z uwagi na stałą długość cięgien.

**Platformy zatapialne i półzatapialne** (*submersible/semi-submersible rig*) są to konstrukcje używane głównie do wykonywania wierceń poszukiwawczych lub eksploatacyjnych ze względu na łatwość ich przemieszczania z pozycji na pozycję. Ich cechą charakterystyczną są nogi, spełniające również rolę zbiorników wypornościowych, umieszczone na pontonie (w przypadku platform półzatapialnych) lub na drugim podwodnym kadłubie (platformy zatapialne). Kotwiczone są w dnie za pomocą kotwic zaciąganych lub kotwic ssących. Niekiedy też stosuje się do utrzymywania ich na pozycji w czasie pracy stery strumieniowe. Konstrukcje te mogą również spełniać rolę zakotwiczonych na stałe centrów produkcyjnych.

**Platformy z kesonem rurowym** (*spar platform*) posiadają kadłub umocowany do pojedynczego pionowego kesonu rurowego o dużej średnicy, który w 90% pozostaje zanurzony w wodzie. Kesony rurowe początkowo były stosowane wyłącznie jako boje znacznikowe bądź pomiarowe, służące do zbierania danych hydrograficznych, a następnie również jako magazyny ropy. Obecnie tego typu konstrukcje wykorzystuje się jako platformy wiertnicze lub wydobywcze, szczególnie przy dużych głębokościach morza. Utrzymuje się je na pozycji za pomocą 6 do 20 lin kotwicznych, zamocowanych zazwyczaj do pali kotwicznych lub kotwic ssących. Ze względu na swój kształt konstrukcje te są bardzo stabilne i znacznie mniej wrażliwe na falowanie od innych platform pływających (ISO 19904-1:2006).



Rys. 4.27. Zakotwiczone konstrukcje pływające związane z eksploatacją złóż ropy i gazu: (a) platforma pionowo kotwiczona, (b) platforma półzatapialna, (c) platforma z kesonem rurowym



#### 4.6.4. Zagadnienia geologiczno-inżynierskie wymagające rozwiązania przy instalacji platform pełnomorskich

Ze względu na inny sposób fundamentowania dla każdej z omówionych grup konstrukcji pełnomorskich wymagany będzie inny zakres badań geologiczno-inżynierskich.

W przypadku konstrukcji posadowionych na fundamentach, co dotyczy zarówno platform samopodnoszących się, jak również platform stałych, w zależności od założonego rodzaju fundamentu, wyniki badań geologiczno-inżynierskich muszą zapewnić rozwiązanie następujących zagadnień (ISSMGE, 2005).

**Nośność graniczna.** Dla każdej konstrukcji podłoże musi umożliwiać przeniesienie statycznych i dynamicznych obciążeń z odpowiednim zapasem bezpieczeństwa, tak aby nie wystąpiły nadmierne przemieszczenia bądź utrata nośności podłoża, powodująca zniszczenie konstrukcji. W tym przypadku należy zwrócić uwagę na to, że nośność podłoża w warunkach obciążeń cyklicznych może różnić się zasadniczo od jego nośności dla obciążenia przyrastającego monotonicznie.

**Osiadania.** Pod wpływem przyłożenia statycznego obciążenia oprócz natychmiastowego osiadania występują również rozłożone w czasie dodatkowe przemieszczenia w wyniku konsolidacji oraz pełzania gruntu poniżej i po bokach fundamentu platformy. Obciążenia cykliczne pochodzące od dynamicznego wpływu środowiska (falowanie i ewentualnie trzęsienie ziemi) również wywołują dodatkowe osiadania spowodowane zwiększonymi odkształceniami ścinającymi oraz rozpraszaniem się generowanego ciśnienia porowego. Skutkiem dodatkowych osiadań jest zmniejszenie odległości pomiędzy dnem kadłuba a powierzchnią morza, co może powodować naprężenia w różnych elementach konstrukcyjnych.

**Przemieszczenia cykliczne.** Obciążenia cykliczne poza stałymi osiadaniami powodują również cykliczne przemieszczenia gruntu i konstrukcji, co powoduje powstanie dodatkowych cyklicznych naprężeń.

**Dynamika konstrukcji.** Aby sprawdzić, czy pod wpływem falowania bądź trzęsienia ziemi nie nastąpi zjawisko rezonansu, mogące spowodować zniszczenie konstrukcji, trzeba określić jej dynamikę – tzn. częstość drgań własnych. W tym celu trzeba wymodelować współpracę konstrukcji z gruntem, uwzględniając jej nieliniowy i niesprężysty charakter.

**Rozkład naprężeń pod fundamentem.** Stałe konstrukcje, a zwłaszcza platformy grawitacyjne o dużych rozmiarach fundamentów, należy projektować uwzględniając występowanie w gruncie zarówno statycznych, jak i cyklicznych obciążeń. Przy niejednorodnym podłożu, zbudowanym z zagęszczonych piasków, lokalnie mogą wystąpić pod fundamentem bardzo duże wartości naprężeń, które dodatkowo mogą zmieniać się w czasie pod wpływem pełzania oraz degradacji modułów odkształcenia podłoża pod wpływem obciążeń cyklicznych.

**Penetracja fartuchów.** Dla platform grawitacyjnych z fundamentami posiadającymi fartuchy oddzielające komory podstawy fundamentu należy obliczyć opory penetracji far-

tuchów w celu sprawdzenia, czy zostanie osiągnięta właściwa głębokość penetracji.

**Palowanie.** W przypadku konstrukcji wykorzystujących palowanie, na podstawie badań należy określić dobór pali zapewniający ich odpowiednią nośność, a także rodzaj sprzętu umożliwiający instalację pali do wymaganej głębokości.

**Przebiecie warstwy mocnej.** Dla platform samopodnoszących szczególnie niebezpieczne jest wystąpienie tzw. przebiecia warstwy mocnej (rozd. 10.1.7), po którym fundament gwałtownie zagłębia się w położonym niżej słabszym podłożu, przy czym zjawisko to dotyczy szczególnie fazy przeciążenia wstępnego. Dlatego też szczególnie istotne jest określenie uwarstwienia podłoża oraz wytrzymałości jego kolejnych warstw, tak aby możliwe było dokonanie prognozy penetracji fundamentu.

**Upłynnienie gruntu.** Analiza potencjału upłynnienia gruntu w warunkach obciążeń cyklicznych wymagana jest przede wszystkim dla podłoża zbudowanego z piasków lub z piasków pylastych na terenach sejsmicznych lub spodziewanych dużych wysokościach fali.

**Podmywanie i erozja dna.** Falowanie i prądy morskie mogą spowodować podmywanie i erozję dna wokół fundamentów. Dotyczy to głównie dna piaszczystego oraz niewielkich głębokości morza. Jeżeli badania wykażą możliwość takiego zjawiska, należy uwzględnić je np. przy projektowaniu długości pali, a także stosując fundamenty z fartuchami oraz nasypy żwirowe zabezpieczające.

Nieco inny zakres zagadnień występuje w przypadku konstrukcji kotwiczonych, zależnie od przewidywanego okresu kotwiczenia (czasowy, długotrwały, stały) i głębokości wody. Generalnie, w zależności od sytuacji, stosuje się następujące rodzaje kotwic:

- zaciągane kotwice morskie,
- zaciągane kotwice morskie o podwyższonej sile trzymania,
- kotwice zaciągane obciążane pionowo,
- pale kotwiczne,
- ciężkie kotwice grawitacyjne, wyposażone ewentualnie w fartuch,
- kotwice (kesony) podciśnieniowe.

W tym przypadku badania muszą przede wszystkim wykazać, czy dno morskie jest zdolne przenieść wymagane obciążenia i jaki powinien być rodzaj kotwic, a także czy nie ma przeszkód do ich zainstalowania oraz jakie niekorzystne zjawiska (podmywanie, erozja, upłynnienie, niestabilność dna) mogą powodować zagrożenie w przypadku długotrwałego lub permanentnego kotwiczenia.

Wykorzystanie badań geologiczno-inżynierskich do doboru kotwic zostało omówione w rozdz. 10.3 na przykładzie instalacji morskich boi cumowniczo-przelewowych, należących do PPIEZRiG Petrobaltic S.A.

#### 4.7. RUROCIĄGI PODMORSKIE

Rurociągi podmorskie wykorzystywane są w przemyśle naftowym do transportu gazu, ropy, względnie produktów ropopochodnych, często w warunkach wysokiego ciś-

nienia i temperatury. Rozwój technologii rurociągów podmorskich datuje się na okres po drugiej wojnie światowej. Jako pierwszy przykład rurociągu podmorskiego podaje się często zainstalowany w 1944 r. pod kanałem La Manche rurociąg przesyłowy paliwa, zabezpieczający dostawy dla aliantów podczas lądowania w Normandii. W roku 1954 zainstalowano pierwszy rurociąg w Zatoce Meksykańskiej. Najbardziej burzliwy rozwój nastąpił w ostatnich trzech dekadach XX wieku, przy czym większość istniejących na świecie rurociągów zlokalizowanych jest na Morzu Północnym, w Zatoce Meksykańskiej oraz w Zatoce Arabskiej.

Praktycznie jedyną pracą dotyczącą problemów projektowania i instalacji rurociągów podmorskich w języku polskim jest publikacja W. Magdy „Rurociągi podmorskie” (2004). Standardem najbardziej kompleksowo ujmującym zagadnienia rurociągów podmorskich jest DNV-OS-F101:2007, który uwzględnia także wymagania norm europejskich, sformułowane w ISO 3183:2007 oraz ISO 13623:2000. Stosowane są również normy brytyjskie BS EN 14161:2003 oraz BS PD 8010-2:2004. Ogólne wymagania dotyczące geotechnicznych aspektów posadawiania rurociągów, a także innych konstrukcji pełnomorskich zawarte są w ISO 19901-4:2003.

Projekt i konstrukcja rurociągów wymagają zintegrowanego podejścia, uwzględniającego między innymi (ISMGE, 2005):

- wymiary rurociągu wynikające z wymaganej zdolności przesyłowej,
- wytrzymałość rurociągu, z uwagi na jego zginanie, skręcanie i wyboczenie w procesie instalacji,
- wytrzymałość rurociągu, z uwagi na ciśnienie zewnętrzne wynikające z głębokości wody oraz ciśnienie wewnętrzne (ciśnienie przesyłanego gazu bądź cieczy),
- stateczność rurociągu, z uwagi na przemieszczenia poziome i pionowe podczas konstrukcji oraz eksploatacji,
- rozszerzalność termiczną,
- możliwość obsługi i naprawy,
- skutki zasolenia i korozyjności środowiska gruntowo-wodnego.

Do układania rurociągów podmorskich wykorzystuje się specjalnie do tego celu przystosowane jednostki pływające, takie jak: wielokadłubowe platformy półzanurzalne, statki, barki i holowniki.

#### 4.7.1. Wybór trasy i sposobu posadawienia rurociągu

Właściwe zaprojektowanie rurociągu wymaga przede wszystkim odpowiedniego wyboru jego trasy, uwzględniającego czynniki, takie jak m.in. (DNV-OS-F101:2007): ruch statków, rybołówstwo, położenie instalacji i konstrukcji pełnomorskich, położenie istniejących rurociągów i kabli, stabilność lub niestabilność podłoża (np. strefy osuwisk podmorskich), nierówności i niejednorodność podłoża, aktywność sejsmiczną, ruch rumowiska i przepływy turbulენტne powodujące erozję dna, przeszkody położone na dnie, wraki, składowiska odpadów, składowiska amunicji, aktywność

górnictwem, położenie poligonów wojskowych, terenów archeologicznych, narażenie na niszczące działanie środowiska.

Ze względu na posadowienie rozróżnia się rurociągi podmorskie spoczywające bezpośrednio na dnie morza lub położone w wykopie, przy czym w obu przypadkach stosuje się często zabezpieczający zasyp rurociągu gruntem. Układanie rurociągu w wykopie z zasypem dotyczy zwłaszcza płytkich wód przybrzeżnych, gdzie łatwo mogłoby dojść do przypadkowego uszkodzenia rurociągu. Na większych głębokościach wody, w miejscach przecięcia lokalnych obniżen dna bądź w przypadku występowania przeszkód terenowych, stosuje się także rurociągi zawieszane lub położone na podporach.

W przypadku rurociągów zagłębionych w dnie morza stosuje się następujące metody pozwalające na obniżenie poziomu rurociągu w stosunku do poziomu dna morskiego:

- metoda strumieniowa, polegająca na hydraulicznym spulchnieniu osadu dennego, co łatwo osiąga się w gruncie piaszczystym. Spulchniony grunt usuwa się na boki za pomocą pomp czerpalnych, tworząc nieckę do głębokości około 2 m, w którą zagłębia się rurociąg. W przypadku dużych głębokości wody stosowane urządzenia strumieniowe prowadzone są za pomocą pojazdu podwodnego zdalnie sterowanego. Umożliwiają one wykonanie rowu w gruntach spoistych o szerokości 6 m i głębokości 4 m;
- metoda upłynnienia gruntów piaszczystych, polegająca na wprowadzeniu pod ciśnieniem dużej ilości wody w grunt otaczający rurociąg. W konsekwencji następuje rozluźnienie gruntu i zagłębienie rurociągu w ten grunt. Zaletą tej metody jest to, że podczas upłynnienia rurociąg jest natychmiast przykryty gruntem; natomiast wadą jest możliwość zastosowania tej metody wyłącznie w gruntach piaszczystych, a wiadomo, że na trasie układania rurociągów występują również grunty spoiste;
- metoda cięcia mechanicznego, znana jako metoda pogłębiarska, w której wykorzystuje się urządzenia na zasadzie pogłębiarki ssącej wyposażonej w głowicę frezującą lub na zasadzie czerpakowej wielokubłowej. Urządzenie takie nasadza się na rurociąg, głowica frezująca wykonuje z boku rów, w który rurociąg zsuwa się pod wpływem własnego ciężaru;
- metoda orania polega na wykonaniu rowu przy zastosowaniu pługa podwodnego. Rozróżnia się tutaj trzy przypadki: wykonanie rowu przed ułożeniem rurociągu, równocześnie z układaniem rurociągu oraz w ramach operacji niezależnej po ułożeniu rurociągu na dnie. Należy dodać, iż konstrukcja urządzeń w postaci pługów podwodnych musi być dostosowana do określonych warunków gruntowych. Metoda orania jest szczególnie przydatna, gdy w podłożu występują kamienie lub głazy, które urządzenie jest zdolne przechnąć.

Skuteczność każdej metody zależy od wielu czynników, takich jak: rodzaj gruntu, wymiar i ciężar rurociągu, głębokość wody, wymagany postęp robót, stan morza, sta-





rociągu (rodzaj gruntu, zawartość części organicznych, pH, występowanie minerałów radioaktywnych, obecność gazu w porach, stratygrafia, niejednorodność gruntu, topografia dna), jak również z procesami związanymi z aktywnością sejsmiczną, dynamiką środowiska morskiego oraz aktywnością ludzką.

#### 4.7.2. Monitoring rurociągów podmorskich

Z chwilą zainstalowania rurociągu podmorskiego konieczna jest jego systematyczna kontrola, konserwacja i naprawy (o ile zachodzi taka potrzeba), które zapewniają nieprzerwanie ciągły i bezpieczny transport określonego medium. Biorąc pod uwagę fakt, że instalacja rurociągów jest coraz bardziej technicznie zaawansowana, a metody kontroli coraz bardziej kosztowne, przy czym wymagania w tym zakresie są systematycznie zaostrzane, powstają i znaj-

dują zastosowanie w praktyce zintegrowane systemy zarządzania rurociągami podmorskimi. W systemach tych podstawową, a nawet najistotniejszą częścią jest stworzenie *a priori* tzw. historii rurociągu, na którą składają warunki obciążenia, warunki projektowe i warunki obciążenia środowiska morskiego w fazie projektowej, a także określony poziom ryzyka.

Oznacza to, że decyzje podjęte w fazie projektowej w odniesieniu do prawdopodobnego i oczekiwanego wzajemnego współdziałania pomiędzy wodą (falowanie i prędkości prądów morskich), rurociągiem (zagłębionym, spoczywającym na dnie lub zawieszonym) i gruntem (wytrzymałość gruntu – pionowa i pozioma reakcja gruntu, możliwość upłynięcia gruntu) nie mogą ulec zmianie w czasie całego okresu eksploatacji rurociągu. W tej sytuacji powodzenie systemu zarządzania rurociągami podmorskimi w znacznym stopniu zależy od wyników badań geologiczno-inżynierskich.

## 5. BUDOWLE OCHRONY BRZEGÓW MORSKICH

Techniczne warunki posadawiania morskich budowli hydrotechnicznych w strefie brzegowej reguluje i określa Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z 1 czerwca 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać morskie budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 101 z 1998 r., poz. 645).

W przypadku niszczenia i abrazji brzegu morskiego generalnie przyjmuje się dwa schematy działania:

- godzenie się z istniejącą sytuacją i nieingerowanie w prawa przyrody, szczególnie gdy jest to ekonomicznie i społecznie nieuzasadnione;
- zdecydowana ochrona brzegu, jego umacnianie i powstrzymanie zjawiska abrazji, a w najgorszym przypadku, opóźnianie tego procesu.

Z ostatecznie przyjętej strategii ochrony/umacniania brzegu morskiego wynikają następujące podstawowe koncepcje działania:

- próby chociażby częściowego wpływania na przebieg naturalnych procesów morfodynamicznych, głównie ruchu osadów oraz zjawisk akumulacji lub erozji;
- sterowanie zjawiskiem rozpraszania energii fali, tak aby podchodzące do brzegu falowanie powodowało jak najmniejsze szkody w strefie brzegowej;
- naturalna lub sztuczna osłona powierzchni plaż, wydmy czy klifów przed ich rozmywaniem i cofaniem się.

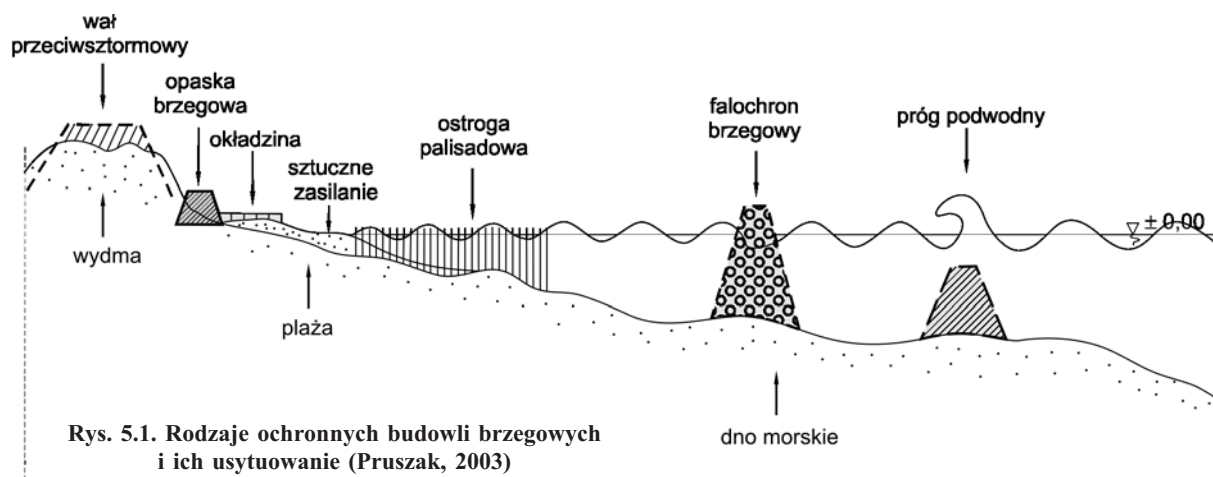
W zależności od stopnia technicznego zaawansowania ingerencji człowieka w proces ochrony brzegów morskich rozróżnia się sztuczną ochronę brzegu poprzez stosowanie różnych budowli inżynierskich i metod tzw. twardej ochrony oraz umocnienie brzegu sposobami naturalnymi.

### 5.1. SZTUCZNA OCHRONA I UMACNIANIE BRZEGU

Sztuczne budowle ochronne stosowane są zwykle na silnie abradowanych lub narażonych na niszczenie odcinkach brzegu, które z różnych przyczyn wymagają zdecydowanego umocnienia i ochrony. Zabezpieczeniu przed oddziaływaniem silnych fal, dużych wahań poziomów wody czy lokalnych prądów podlegać mogą zarówno naturalne odcinki plaż, wydmy, klifów, jak też obszary brzegowe zabudowane i nasycone różną infrastrukturą (promenady, drogi, budynki itp.). Do podstawowych konstrukcji hydrotechnicznych chroniących brzeg morski i jego zaplecze zaliczamy: wały przeciwsztormowe, opaski i okładziny brzegowe o różnej wielkości i masywności, ostrogi, falochrony brzegowe oraz progi podwodne.

Wymienione budowle ochronne, w zależności od przeznaczenia i ich roli, usytuowane mogą być zarówno na odlądowej części brzegu lub nawet w obszarze nadbrzeża (wały przeciwsztormowe), jak i w płytkowodnej strefie brzegowej (rys. 5.1).

Obecnie około 26% otwartego polskiego brzegu morskiego podlega technicznej ochronie poprzez stosowanie różnego typu hydrotechnicznych budowli brzegowych, co odpowiada długości linii brzegowej około 140 km. Terytorialnie na zachodnią część polskiego wybrzeża przypada około 15%, na środkową około 45%, a na wschodnią około 40% chronionej długości brzegu morskiego. Uwzględniając wewnętrzne brzegi zatok i zalewów, które w dużej mierze chronione są przez wały brzegowe (sztormowe), całkowita długość technicznie chronionych odcinków brzegów



Rys. 5.1. Rodzaje ochronnych budowli brzegowych i ich usytuowanie (Pruszek, 2003)

(łącznie z brzegami otwartego morza) wzrasta do około 316 km (Pruszek, Zawadzka, 2008). Najczęściej stosowanymi brzegowymi budowlami ochronnymi są różnego typu ostrogi oraz narzuty brzegowe, mające charakter lekkich okładzin lub cięższych opasek brzegowych, a fragmentami nawet murów oporowych. Obecnie różnego typu ostrogami chronione jest prawie 100 km otwartego brzegu morskiego, a okładzinami/opaskami nieco ponad 40 km (tab. 5.1). Budowle te są w różnym stanie i nie zawsze spełniają swoją rolę. Jednym z najbardziej chronionych odcinków polskiego brzegu jest Półwysp Helski, część Zatoki Gdańskiej oraz 126-kilometrowy odcinek otwartego brzegu morskiego między Jarosławcem a Świnoujściem. Na Półwyspie Helskim ochroną objęte jest 34% brzegu, natomiast w Zatoce Gdańskiej – ponad 70 km brzegu.

Tabela 5.1

## Budowle brzegowe

Rodzaj budowli	Długość [km]
Okładziny, opaski, mury oporowe	41
Ostrogi	98
Sztuczne zasilanie	56

W ostatnich dekadach coraz popularniejsze i powszechniejsze stają się lekkie, bliższe naturze metody ochrony brzegu (*soft measure*). Wśród nich pierwszoplanową pozycję zajmuje metoda sztucznego zasilania brzegu. Obecnie zastosowano ją na około 60 km brzegu i obszar jej stosowalności ciągle wzrasta.

Przestrzenną lokalizację podstawowych budowli brzegowych występujących wzdłuż polskiego wybrzeża w powiązaniu z obszarami najbardziej zagrożonymi erozją lub zalewaniem przedstawia rysunek 5.2.

## 5.1.1. Wały przeciwsztormowe

Są to budowle, które chronią zarówno sam brzeg, jak i odgradzają i zabezpieczają przed podtopieniem przez spiętrzone wody morskie nisko położone obszary lądowe. Budowle te spełniają więc na brzegach morskich analogiczną rolę, jak na śródlądziu wały przeciwpowodziowe w sąsiedztwie rzek i zbiorników wodnych. Naturalnym, morfologicznym odpowiednikiem wałów przeciwsztormowych jest ciąg wydmy. W niektórych przypadkach, w celu zapewnienia większego bezpieczeństwa terenów położonych na ich zapleczu, wydmy takie są dodatkowo utrwalane i wzmacniane. Jeśli brak jest wydmy odgradzających od morza nisko położone, cenne dla gospodarki bądź gęsto zaludnione tereny lądowe, buduje się sztuczne wały ziemne. Kształt, warunki posadowienia i stateczności oraz materiały użyte do wykonania takiej budowli ogólnie odpowiadają konstrukcjom śródlądowych wałów przeciwpowodziowych, narażonych na szybkozmienne i dynamiczne obciążenia zewnętrzne.

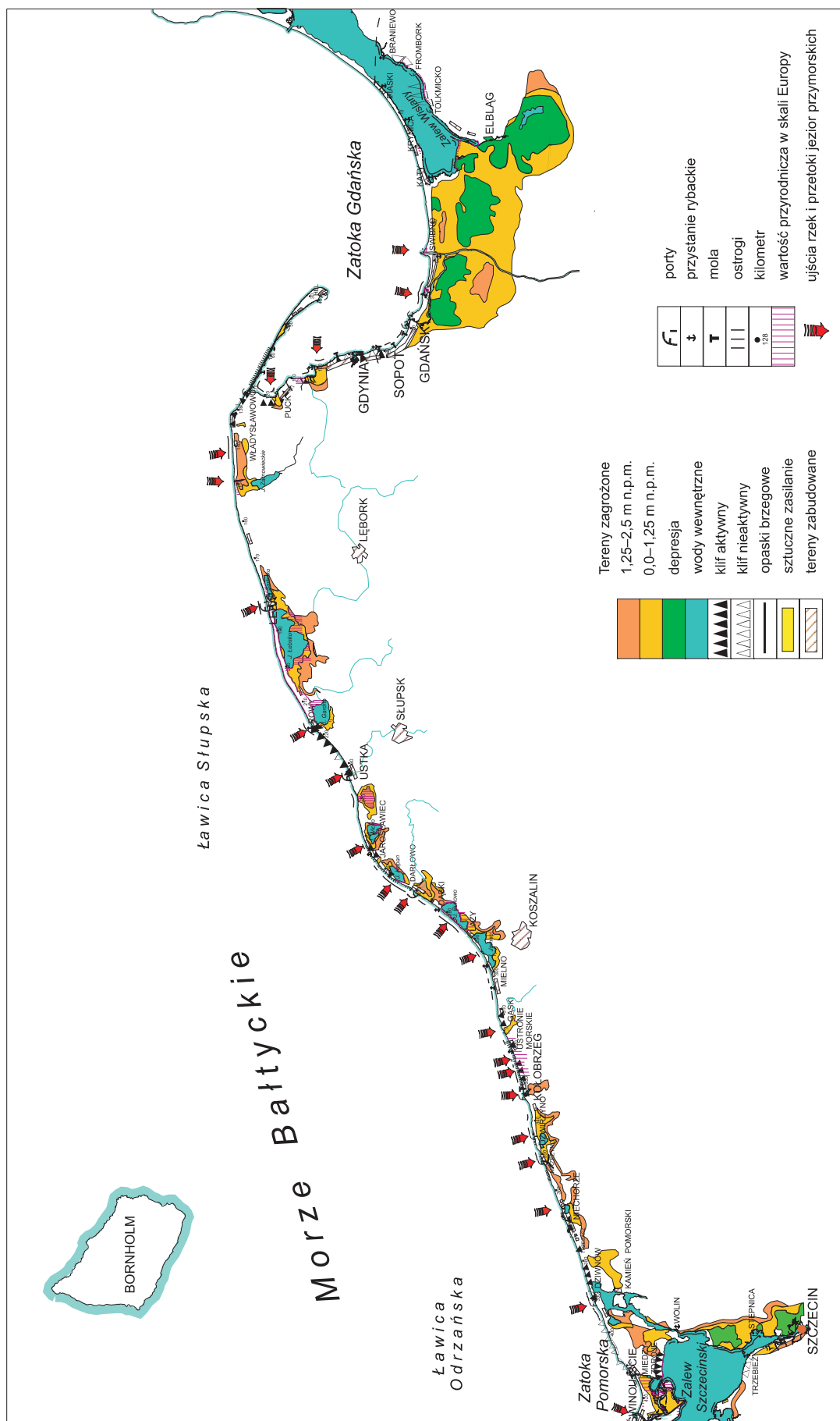
Wały przeciwsztormowe są na ogół budowlami ziemnymi o dużej niezawodności. Zwykle projektuje się na warunki hydrodynamiczne o prawdopodobieństwie pojawienia się raz na 4 tysiące lat, a dla terenów o bardzo gęstym zaludnieniu – raz na 10 tysięcy lat.

Według polskich przepisów technicznych wały przeciwsztormowe dzieli się na cztery klasy, w zależności od gęstości zaludnienia i wielkości strat materialnych, które mogą powstać na zalanych terenach w przypadku awarii wału. W ocenie strat uwzględnia się koszt odbudowy wału, koszt odbudowy zalanych obiektów – budynków i urządzeń; straty związane ze zniszczeniem pól, przerwami w produkcji, zniszczeniem obiektów historycznych. W zależności od klasy budowli różnicuje się sposób obliczania i prawdopodobieństwo wystąpienia stanów wody, wielkości fali i zalodzenia, wielkości przyjmowanych współczynników bezpieczeństwa, wysokość i inne parametry geometryczne budowli, zakres studiów i niezbędnych danych, obowiązek stosowania określonych rozwiązań technicznych i materiałów, zakres eksploatacji i kontroli obiektu.

Przy projektowaniu wałów przeciwsztormowych uwzględnia się następujące parametry: wysokość wału, minimalną szerokość korony, wybrany kształt przekroju, nachylenie skarp odmorskiej i odlądowej, parametry podłoża i posadowienia wału, sposób umocnienia skarpy odmorskiej. Umocnienie skarpy odmorskiej może być naturalne, np. darnią, jednak jest to możliwe jedynie dla rejonów, gdzie oddziaływanie fali i lodu na skarpe jest niewielkie (np. na wodach osłoniętych). Dla nachylenia skarpy 1:8, wysokości fali znacznej 1,85 m i okresu fali 5,6 s dobrze ukorzeniona do głębokości 40 cm, ułożona na glinie darń wytrzymała do 30 godzin falowania. W przypadku, kiedy wał narażony jest na pełne oddziaływanie falowania, niezbędne jest hydrotechniczne umocnienie skarpy w formie okładziny. Posadowienie wałów przeciwpowodziowych jest uwarunkowane nośnością podłoża. Generalnie do podłoży nośnych zaliczamy grunty sypkie oraz spoiste o stopniu plastyczności <0,25, tj. w stanie twaroplastycznym, półzwardym i zwardym. Podłoże słabonośne to gliny, ropy i muły w stanie plastycznym, miękkoplastycznym i płynnym oraz namuły organiczne. Wał można posadzić w zasadzie na każdym gruncie, pod warunkiem zastosowania odpowiednich środków zapewniających stateczność budowli i podłoża oraz ograniczenia osiadań i filtracji. Zwiększenie nośności podłoża można osiągnąć przez pionowy drenaż, obciążenie wstępne ciężarem większym od eksploatacyjnego, budowę etapami (stopniowe obciążenia), wyparcie gruntu słabonośnego, wymianę gruntu, zastosowanie siatek rusztów itp. Jeśli pod gruntami nośnymi znajdują się warstwy bardzo przepuszczalne, istnieje niebezpieczeństwo przebieg hydraulicznych.

Materiały na budowę wałów muszą odpowiadać warunkom prowadzenia robót ziemnych (Basiński i in., 1993). W normie PN-B-06050:1999 i Instrukcji ITB 427/2007 zostały przedstawione zasady prowadzenia robót ziemnych.

Elementy wyposażenia wałów to przede wszystkim drogi dojazdowe służące do ich utrzymania, konserwacji oraz



Rys. 5.2. Budowle brzegowe wraz z obszarami zagrożonymi niszczeniem (Prusak, Zawadzka, 2008)



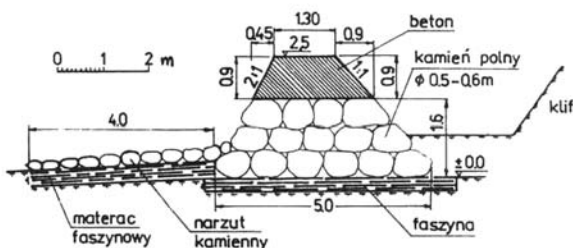
umacniania awaryjnego; urządzenia odwadniające koronę, skarpy i korpus wału; elementy wodoszczelne wału i podłoża; sieć urządzeń pomiarowo-kontrolnych.

Budowa wału przeciwsztorowego wymaga odpowiedniego przygotowania podłoża. Przygotowanie to polega na oczyszczeniu podłoża z drzew, krzaków, kamieni, darni i humusu oraz na wykonaniu bruzd w celu lepszego związania wału z podłożem. Jeśli podłożo zbudowane jest z gruntów słabych, np. torfów, namulów organicznych itp., przeprowadza się ich wymianę lub wzmocnienie. Wał może być sypany na sucho z odpowiednim zagęszczeniem lub namywany metodą hydromechanizacji. Głównymi czynnikami powodującymi niszczenie wałów przeciwsztorowych jest osiadanie, poślizg oraz utrata całości lub części stateczności budowli wywołana różnymi fizycznymi czynnikami zewnętrznymi, jak falowanie czy lód (Pilarczyk, Zeidler, 1996).

### 5.1.2. Opaski brzegowe

Opaska brzegowa jest budowlą bierną, usytuowaną równoległą do brzegu. Głównym jej celem jest ochrona odmorskiej części wydmy, klifu lub innej budowli technicznej przed rozmyciem, uszkodzeniem lub zniszczeniem. Bezpośrednim zadaniem opaski brzegowej jest przejęcie i rozproszenie energii fali dochodzącej do brzegu podczas wzebrań sztormowych. Istnieją różne podziały opasek brzegowych w zależności od masywności, rodzaju materiału, z którego jest ona wykonana, czy też kształtu. Rozróżnia się więc opaski lekkie i ciężkie, opaski betonowe, żelbetowe, stalowe, drewniane, faszynowe, kamienne lub wykonane z geowłókniny czy też według innej klasyfikacji – pionowościenne, nachylone, krzywoliniowe. Lekka opaska o charakterze powierzchniowym, służąca do umocnienia powierzchni skarp i plaż przed rozmyciem wywołanym falowaniem i prądami, określana jest jako okładzina. Występuje ona dość często wspólnie z masywniejszymi opaskami na ich przedpolu. Oprócz zalet, opaski mają też negatywne skutki uboczne, takie jak np. przejściowa erozja przedpola, powstająca jako efekt odbicia fali od budowli. Opaska powinna być zaprojektowana w sposób minimalizujący te skutki (małe nachylenie skarpy, duża porowatość).

Pod względem fundamentowania opaski dzielą się na posadawiane płasko (okładziny, mury, narzuty, stawiane prefa-



Rys. 5.3. Opaska brzegowa masywna kamienno-betonowa w Rozewiu, zbudowana około 1910 r. (Basiński i in., 1993)

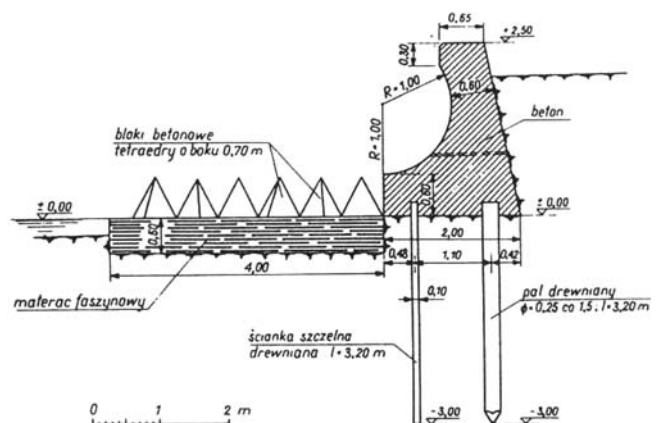
brykaty) lub posadawiane na palach i ściankach szczelnych wbijanych bądź zapuszczanych. Często są też konstrukcje mieszane, np. okładzina opierająca się stopą o pale lub ściankę szczelną.

Stateczność opaski zależy od parcia fali i ssania w fazie odpływu wody, naporu lodu, często spiętrzonego przy brzegu, parcia hydrostatycznego wody w morzu i wody gruntowej przy zmieniających się różnicach jej poziomów, parcia i oporu gruntu, obciążenia użytkowego korony, a także od wywołanych różnymi czynnikami zmian nośności gruntu. Skutkiem utraty stateczności może być przesunięcie poziome, osiadanie lub obrót całej budowli bądź jej fragmentu.

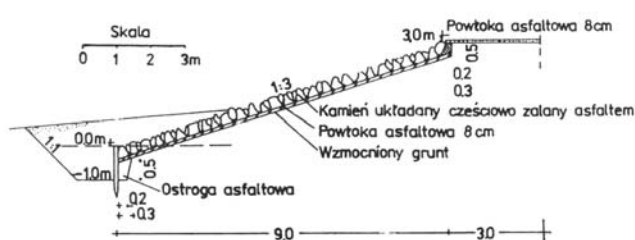
Masywne ściany betonowe posadawione płasko lub na palach są najbardziej trwałym, ale też najbardziej kosztownym typem opasek brzegowych. Na polskim wybrzeżu opaski masywne istnieją w dobrym stanie od prawie 100 lat. Przykład tego typu opaski brzegowej przedstawia rys. 5.3.

Opaski wbijane lub wpłukiwane są wykonywane jako palisady, ścianki szczelne, ścianki panelowe wykonane ze stali, żelazobetonu, drewna, a ostatnio również z tworzyw sztucznych. Konstrukcje wbijane wykonuje się często jako oparcie dla narzutu projektowanego przed budowlą. Przyczyną awarii tego typu opasek jest przede wszystkim korozja elementów stalowych i żelbetowych i gnicie elementów drewnianych, zwłaszcza na styku powietrza i wody. Przykładową masywną opaskę posadawioną na palach przedstawia rys. 5.4.

Opaski narzutowe i okładzinowe dzięki swej elastyczności odkształcać mogą się w pewnych granicach, co czyni je odpornymi na uszkodzenia charakterystyczne dla konstrukcji sztywnych. Skarpy okładzinowe o stromym nachyleniu powinny mieć podparcie stopy w formie ścianki, palisady lub krawężnika. Typowa okładzina składa się z warstwy wierzchniej, warstwy filtracyjnej oraz tkaniny filtracyjnej uniemożliwiającej ucieczkę gruntu spod budowli. Przykład takiej opaski przedstawia rys. 5.5.



Rys. 5.4. Opaska brzegowa masywna betonowa na palach we Władysławowie



Rys. 5.5. Opaska z kamienia układanego, zbudowana w 1971 r.

Rozróżniamy następujące sposoby układania: luźny narzut kamienny, narzut powiązany koszami lub siatkami metalowymi, okładzina luźna klinowana mniejszymi kamieniami, luźne prefabrykаты betonowe o sztucznej szorstkości powiązane lub ząbione, prefabrykаты i płyty betonowe spajane cementem, asfaltem lub żywicą, powierzchnie bitumiczne. Często opaski mają konstrukcję mieszaną. Wynika to zarówno z minimalizacji kosztów ich wykonania, jak i konieczności dodatkowego umacniania lub naprawy w trakcie ich eksploatacji. Przykład opaski mieszanej wykonanej z bloków betonowych wzmocnionych skarżą z narzutem wykonanego z gwiazdobloków przedstawia rys. 5.6a, natomiast z dużych elementów kamiennych – rys. 5.6b. W tym drugim przypadku oprócz opaski w skład ochronnego systemu brzegowego wchodzi także układ ostróg.

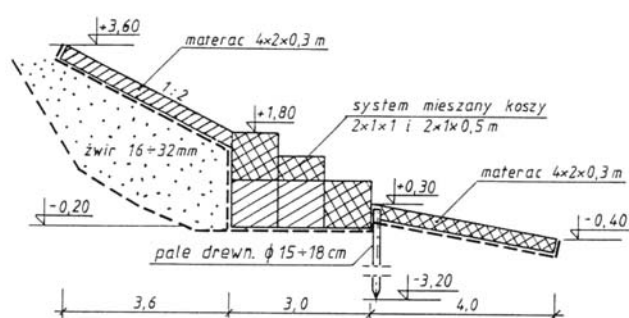
Opaski brzegowe muszą spełniać odpowiednie wymogi projektowe oraz być wystarczająco solidne z punktu widzenia lokalnych zagrożeń i procesów je niszczących. Gdy pracują w trudnych warunkach i jednocześnie konstrukcja ich nie odpowiada tym warunkom, w niedługim czasie ulegać będą kompletnemu zniszczeniu.

W ostatnich latach na świecie, w tym także i w Polsce, coraz częściej zaczyna stosować się lżejsze, bardziej „ekologiczne”, pasywne ochronne konstrukcje brzegowe. Mają one na celu z jednej strony chronić brzeg przed erozją (zabezpieczać przed zniszczeniem ważną, istniejącą na zapleczu, infrastrukturę), z drugiej zaś być naturalnie wkomponowane w istniejący charakter brzegu. Do tego typu budowli należą różnego typu konstrukcje gabionowe i ich kombinacje. Konstrukcje gabionowe są w miarę tanie, łatwe w wykonaniu i dalszym utrzymaniu oraz naprawach. Mogą być także z czasem rozbudowywane lub modyfikowane. Pojedyncze elementy tego typu konstrukcji mają postać materaców (koszów) z ocynkowanej siatki z drutu stalowego, które rozkładane są na miejscu budowy i ściśle wypełniane kamieniem odpowiedniej średnicy (rys. 5.7).

W ramach całej konstrukcji gabionowej poszczególne jej elementy (kosze gabionowe) są ze sobą powiązane. Z poszczególnych elementów produkowanych w różnych wymiarach można zestawiać budowle o różnych kształtach. Przykładem opaski brzegowej w postaci prostej konstrukcji gabionowej może być opaska znana pod nazwą Terramesh. Polega ona na charakterystycznie zaprojektowanym wyłożeniu skarpy klifu lub wydmy odpowiednio dobranymi ele-



Rys. 5.6. Opaski brzegowe w okolicy Ustronia Morskiego (a) oraz Niechorza (b)

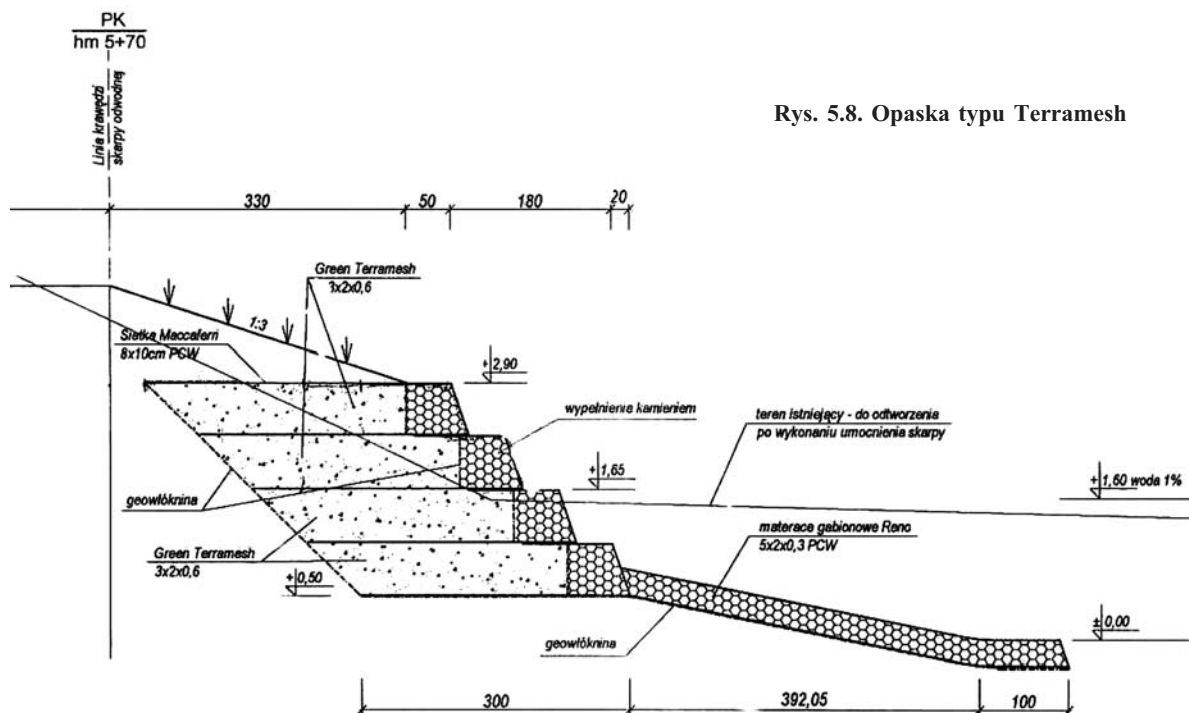


Rys. 5.7. Opaska gabionowa

mentami z siatki, wypełnianymi kamieniami i żwirem. Elementy te wnikają głęboko w skarpe, tworząc rodzaj gruntu zbrojonego z szeroką warstwą odwadniającą na powierzchni stoku (rys. 5.8).

### 5.1.3. Ostrogi brzegowe

Ostroga jest budowlą czynną, wychodzącą w morze najczęściej prostopadle lub pod niewielkim kątem do linii brzegowej. Ma ona charakter przegrody ażurowej, rzadziej



Rys. 5.8. Opaska typu Terramesh

szczelnej. Głównym zadaniem ostrogi jest wyłapywanie i zatrzymywanie części materiału osadowego transportowanego wzdłużbrzegowo, a także zmniejszanie utraty (wynoszenia w morze) piasku z obszaru chronionego. Końcowym jej efektem ma być więc akumulacja osadów, ochrona i rozbudowa plaży. Pojedyncza ostroga może wywoływać przy brzegu morskim następujące zjawiska:

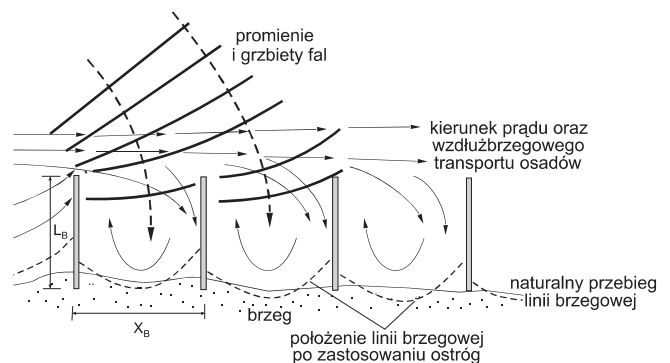
- odchylenie prądu wzdłużbrzegowego w kierunku morza,
- dyfrakcję podchodzącej ukośnie fali wokół głowicy,
- odbicie fali,
- spiętrzenie wody przy budowlu wywołane przez wiatr i prąd,
- prąd spływowy wzdłuż ostrogi, będący wynikiem spiętrzenia wody i skierowanie ku morzu prądów falowych,
- zatrzymanie w sąsiedztwie budowlu transportowanego wzdłuż brzegu piasku,
- erozję lokalną dna naturalnego przy budowlu.

Obok pozytywnego oddziaływania na brzeg ostroga wywołuje także niepożądane efekty uboczne w postaci erozji brzegu po jej zaprawowej stronie. W przypadku grupy ostróg efekt ten pojawia się na ich zakończeniu. Rozmywanie dna obserwuje się także w bezpośrednim sąsiedztwie budowlu, szczególnie w trakcie dominacji prostopadłego podchodzenia fali do brzegu. Niewrażliwymi miejscami ostrogi są głowica i nasada. Głowicę ostrogi wzmacnia się dodatkowymi palami lub poszerzonym narzutem, a nasadę doprowadza się maksymalnie daleko w głąb plaży, aby zawsze był zachowany kontakt budowlu z lądem, nawet w przypadku znacznego cofnięcia się linii brzegowej. Gdy kontakt taki zostanie utracony pomiędzy nasadami budowlu a linią brzegową, powstaje silny prąd rozmywający. Przy ostrogach liniowych generuje się silny prąd spływowy, powodując po-

wstanie lokalnego przegłębienia dna morskiego. Obserwowane różnice poziomu dna przy budowlu i w odległości ok. 5 m od niej dochodzą do 2 m. Środowiskową plagą ostróg drewnianych jest świdrak okrętowiec (*Teredo navalis*), który pojawił się u zachodnich wybrzeży Bałtyku. Małż ten może zniszczyć pal drewniany w ciągu zaledwie kilku lat.

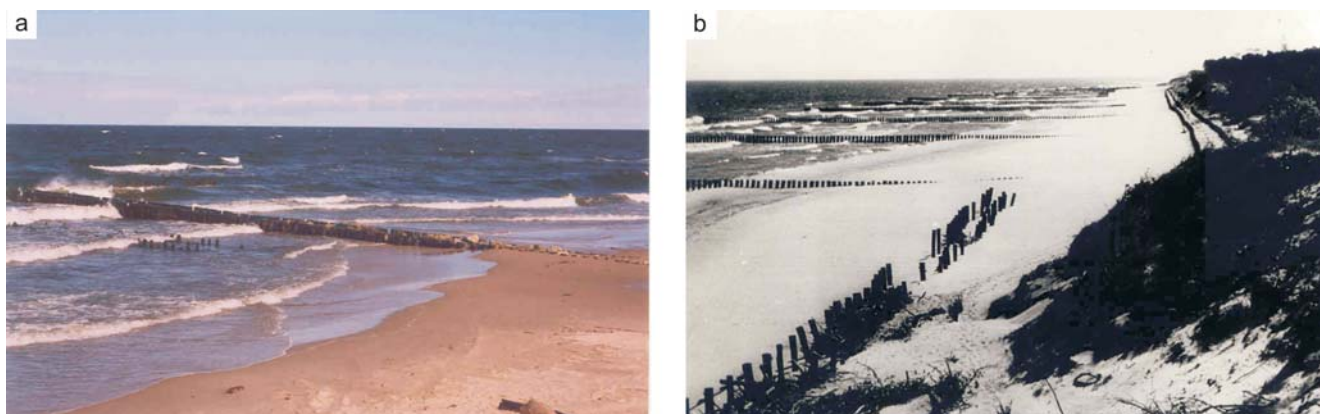
Warunkiem koniecznym efektywności ostróg jest odpowiednia podaż osadów i istnienie wystarczająco silnego wzdłużbrzegowego transportu materiału osadowego. Doświadczenia wskazują, że ostrogi gromadzą piasek głównie w czasie niewielkiego i średniego falowania. Zabezpieczenie brzegu za pomocą jednej ostrogi jest na ogół nieosiągalne, stąd umocnienia te projektuje się w grupach liczących od kilku do kilkudziesięciu budowlu. Schemat działania grupy współpracujących ze sobą ostróg w strefie brzegowej przedstawiony jest na rys. 5.9.

Podstawowe znaczenie dla efektów przebudowy brzegu ma odpowiedni dobór kształtu, wymiarów i położenia ostróg. W rzucie poziomym ostrogi przyjmują kształty liter

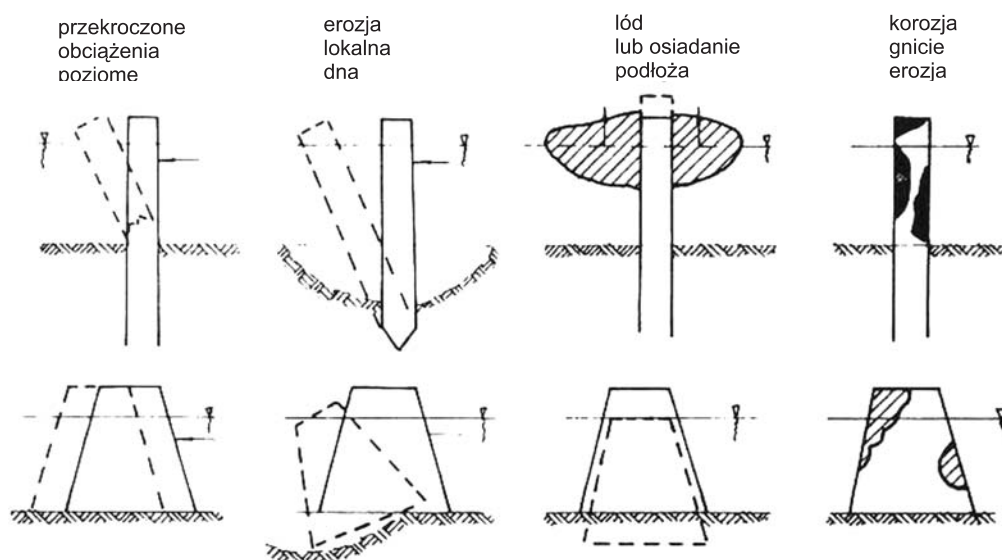


Rys. 5.9. Schemat współdziałania ostróg, falowania, prądów i brzegu (Pruszek, 2003)





Rys. 5.10. Dwurzędowa ostroga palisadowa w okolicy Niechorza (a) oraz system ostróg na Półwyspie Helskim (b)



Rys. 5.11. Przyczyny awarii konstrukcji ostróg

I, T, Y, L (odwrócone) oraz kształt krzyża. Na ogół przyjmuje się, że dla ostróg wbijanych 2/3 pala znajduje się w gruncie, a 1/3 ponad jego powierzchnią. W gruntach z dużą ilością kamieni powstają znaczne trudności przy wbijaniu pali. Długość pojedynczych ostróg wynosi od kilkudziesięciu do kilkuset metrów, a ich odstępy równe są ich długości. Wysokość ostrogi sięga do 1 m ponad średnią wodę. Mogą też być budowle o koronie zatopionej.

Ostrogi budowane są w formie palisad z pali drewnianych lub żelbetowych (prawie szczelnych lub ażurowych), pojedynczych i podwójnych, wypełnionych narzutem kamiennym ułożonym na faszynie, ze ścianek szczelnych oraz z paneli. Stosuje się też konstrukcje narzutowe o przekroju trapezowym bądź trójkątnym. Taki sam kształt mają przekroje ostróg ustawianych z żelbetowych elementów prefabrykowanych. Przykład dwurzędowej ostrogi palisadowej i układu linii brzegowej w jej sąsiedztwie przedstawia rys. 5.10a, natomiast w przypadku systemu ostróg – rys. 5.10b.

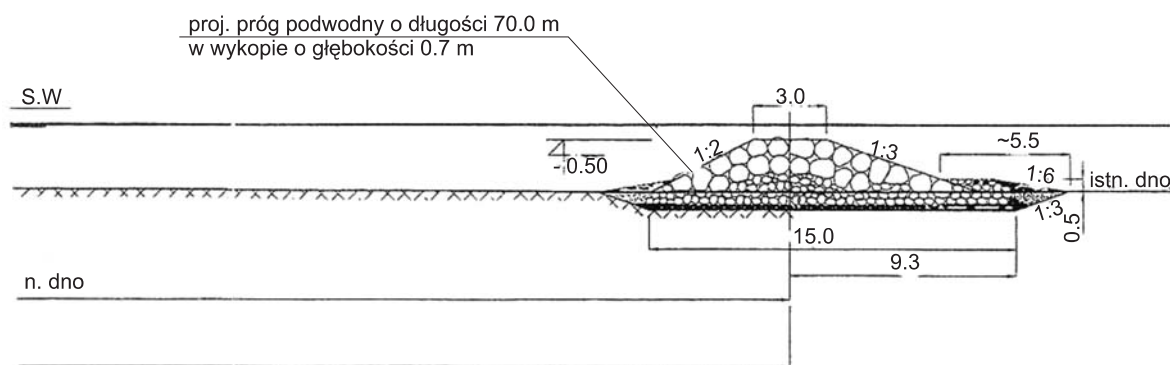
Ostrogi mogą ulegać różnym awariom. Przykłady możliwych awarii konstrukcji ostróg prezentuje rys. 5.11.

Ostrogi ciągle pozostają najbardziej kontrowersyjnym rozwiązaniem umocnienia brzegu i są stosowane coraz rzadziej ze względu na stosunkowo małą efektywność w porównaniu z kosztami. Przykładem takim są ostrogi znajdujące się na Półwyspie Helskim. Bardziej pożyteczną rolę spełniają one, gdy są stosowane łącznie z innymi jeszcze metodami ochrony brzegu, jak na przykład ze sztucznym zasileniem brzegu czy falochronami brzegowymi.

#### 5.1.4. Progi podwodne

Progi podwodne mogą stanowić zatopioną formę falochronów brzegowych i podobnie jak one usytuowane są równolegle do brzegu, przeważnie na takich głębokościach, aby wymusić nad koroną budowli załamanie i dyssypację energii fali. Budowle te mają także za zadanie wymuszenie odkładania osadów między podwodną konstrukcją i plażą





Rys. 5.12. Próg podwodny w Gdyni-Orłowie, zbudowany w 2006 r.

oraz zapobieganie ucieczce dennego materiału osadowego w kierunku morza. Wówczas spełniają one rolę sztucznej rewy (podwodnej przeszkody). Konstrukcje te najbardziej efektywnie pracują w przypadkach dominacji prostopadłego do brzegu kierunku fali oraz silnego, o tym samym kierunku, transportu osadów. Progi podwodne są szczególnie korzystne przy sztucznym zasilaniu brzegu, ograniczając odpływ materiału dennego w morze.

Umacnianie brzegów morskich progami podwodnymi pozwala często unikać ekologicznie niekorzystnych zjawisk, które powstają w przypadku stosowania falochronów brzegowych. Progi podwodne umożliwiają bowiem lepszą wymianę wód pomiędzy obszarami osłoniętymi a otwartą częścią akwenu. Między innymi z tych względów budowle te zyskują ponownie coraz większą popularność.

Jako konstrukcje podwodne, progi najczęściej wykonane są w postaci narzutowej lub z prefabrykowanych segmentów, nierzadko o różnych, bardzo wyszukanych kształtach. W porównaniu do falochronów brzegowych, progi są generalnie konstrukcjami tańszymi, jednak wadą ich jest duża podatność na nierównomierne osiadanie. Głębokość posadowienia progów podwodnych mieści się na ogół w granicach 2–5 m, a ich wysokość przyjmuje się na 0,5–1,0 m ponad poziom dna. Klasyczny kształt progów podwodnych to forma trapezu, przy dowolnej w zasadzie szerokości korony. Liczne badania potwierdzają fakt, że zwiększenie szerokości korony powoduje większy efekt wygaszania fali. Przyjęcie tego parametru musi być jednak podyktowane względami ekonomicznymi. Najczęściej nachylenie skarp progów podwodnych zmienia się średnio od 1:2 dla odlądowej strony budowli do 1:4 dla strony odmorskiej.

Przykład ostatnio wybudowanego w okolicach klifu w Orłowie progów podwodnych wykonanego z narzutu kamiennego o różnej średnicy przedstawia rys. 5.12.

## 5.2. SZTUCZNE ZASILANIE BRZEGU I ROBOTY CZERPALNE

Sztuczne zasilanie brzegu można traktować jako metodę pośrednią między naturalnym a sztucznym sposobem ochrony i umacniania brzegu. Wynika to z faktu wprowadzenia przez człowieka stosunkowo niewielkiego zaburze-

nia w naturalne środowisko morskie. Sztuczne zasilanie brzegu, często kosztowne, jest obecnie dość powszechnie stosowaną metodą ochrony brzegu. Metodę tą stosuje się najczęściej, gdy:

- konieczne jest wzmocnienie plaży lub wydmy wskutek abrazyjnego działania fal oraz prądów na brzeg – cel ochronny;
- istnieje konieczność poszerzenia plaży – cel rekreacyjny;
- występują zmiany powodowane konstrukcjami, pracami hydrotechnicznymi, budowlami portowymi, które zakłócają wzdłużbrzegowy transport osadów, regulacją rzek (zmniejszenie podaży osadów) i poborem kruszywa.

Sztuczne zasilanie piaskiem danego odcinka brzegu wymaga określenia parametrów obszaru lub źródła poboru materiału, systemu jego przesyłu, a także miejsca i ilości zasilania. Efektywność sztucznego zasilania w dużym stopniu zależy od położenia miejsca zasilania w profilu poprzecznym brzegu (Pruszek, 2003). W zależności od konruracji brzegu oraz strategii i celu ochrony można wyróżnić trzy podstawowe obszary zasilania, leżące:

- w rejonie wydmy – chroni się wydmy oraz tereny znajdujące się za nią przed silniejszym falowaniem, równocześnie zasilany materiał dłużej pozostaje na brzegu;
- w rejonie plaży i linii brzegowej – zasilany materiał utrzymuje plażę, jest jednak bardziej narażony na rozmywanie;
- w strefie przybrzeżnej – jest bez przerwy pod wpływem falowania i prądów, tworzy podwodny profil równowagi brzegu oraz najszybciej ulega rozmyciu i utracie.

Aby sztuczne zasilanie brzegu było maksymalnie efektywne i przez najdłuższy czas utrzymywało brzeg w stanie względnej równowagi, należy przyjąć następujące niezbędne zalecenia:

- materiał zasilający powinien być grubszy lub co najwyżej taki sam jak lokalny;
- do zasilania stosować nie mniejszą ilość materiału niż istniejący transport wzdłużbrzegowy;
- sprawdzać, z uwagi na zanieczyszczenia, jakość materiału pochodzącego z prac pogłębiarskich, szczególnie gdy prowadzone są w portach;



**Rys. 5.13. Odbudowa zniszczonego brzegu poprzez sztuczne zasilanie piaskiem**

- przy określaniu wielkości materiału potrzebnego do zasilenia brzegu dokładnie ocenić dynamikę procesów zachodzących w tym obszarze;
- określić okres ponawiania sztucznego zasilania, który zależy od dynamiki lokalnych procesów, ilości i rodzaju użytego materiału, miejsca zasilania czy też jego rozciągłości;
- obliczone objętości zwiększyć o 50–70%;
- objąć sztucznym zasilaniem obszar o około 50% większy niż bezpośrednio chroniony;
- po dokonaniu sztucznego zasilania prowadzić monitoring przemieszczania się i zanikania odkładu.

Obliczenia objętości zasilającego materiału należy traktować jako orientacyjne, które w razie konieczności należy korygować.

Ważnym elementem sztucznego zasilania brzegu jest przyjęcie odpowiedniej metody jego wykonania. Do podstawowych technologii sztucznego zasilania zalicza się:

- przerzut materiału zasilającego (piasku) rurociągiem z jednego miejsca brzegu w drugie, czyli tzw. *bypassing*; metoda ta znajduje zastosowanie szczególnie w sąsiedztwie nieprzepuszczalnej i prostopadłej do brzegu budowli hydrotechnicznej (portu), gdzie po jednej stronie występuje akumulacja, a po drugiej silna erozja; przykładem może być port we Władysławowie;
- bezpośrednie kłapowanie przez pogłębiarkę (szalandę współpracującą z pogłębiarką) w wybranym obszarze strefy brzegowej piasku czerpanego w innym miejscu; taki sposób sztucznego zasilania stosuje się przykładowo w celu wymuszonej budowy podwodnego odkładu (rewy);
- czerpanie przez pogłębiarkę materiału osadowego z wybranego obszaru dna morskiego i przesyłanie go za pomocą pływającego rurociągu do wybranego płytkowodnego miejsca strefy brzegowej lub plaży;
- sztuczne zasilanie brzegu przez wyrzut w powietrze z pogłębiarki w kierunku miejsca zasilania mieszaniny wodno-piaszczystej, tzw. metoda tęczy (*rainbow method*);
- bezpośredni przesył rurociągiem (taśmociągiem) piasku z pogłębiarki lub ze środka transportu lądowego na zasilany odcinek brzegu.

W wielu przypadkach sztuczne zasilanie brzegu materiałem piaszczystym prowadzi się równocześnie z jego ochroną istniejącymi już lub nowymi takimi budowlami, jak ostrogi, progi podwodne czy falochrony brzegowe. Przykład takiej koncepcji ochrony brzegu prezentuje [rys. 5.13](#), gdzie na istniejący (częściowo już zniszczony) system ostróg, który obecnie nie spełnia już swojego zadania, nakłada się sztuczne zasilanie piaskiem brzegu w celu odbudowy plaży lub części podbrzeża.

## 6. PROBLEMY DOTYCZĄCE KLASYFIKACJI GEOTECHNICZNEJ GRUNTÓW

Właściwe określenie rodzaju i genezy gruntu decyduje o poprawności całej dokumentacji geologiczno-inżynierskiej. Dotyczy to zwłaszcza podziału na warstwy litologiczne, a także określenia charakterystycznych parametrów gruntów, które są niezbędne dla projektantów. W praktyce krajowej nadal często stosowana jest polska klasyfikacja opracowana w latach 50. XX wieku, określona nieobowiązującą już normą PN-B-02480:1986, tym bardziej iż zarówno geotechnicy, jak i projektanci przyzwyczajeni są do dostosowanych do tej klasyfikacji wygodnych tablic i zależności zawartych w normie PN-B-03020:1981. Korzystanie z nich umożliwia obniżenie kosztów dokumentacji poprzez zredukowanie do niezbędnego minimum programu badań laboratoryjnych poprzedzających projektowanie, choć jednocześnie bardzo często powoduje nadmierny koszt realizacji inwestycji. Podobnych rozwiązań nie stosowano w żadnym z krajów zachodnich, gdzie projektowanie odbywało się zawsze na podstawie parametrów wyznaczonych laboratoryjnie, przy czym klasyfikacja i identyfikacja gruntu odbywała się na zupełnie innych zasadach. Dlatego też we współpracy międzynarodowej na polu geologii inżynierskiej dochodziło nierzadko do nieporozumień, związanych z identycznym praktycznie nazewnictwem stosowanym dla zupełnie różnych gruntów. Przykładowo grunt określany według norm zachodnich jako *clay*, co odpowiada w języku polskim słowu *ił*, może według klasyfikacji polskiej lokować się w grupie glin piaszczystych i pylastych, ale też w grupie pyłów. Podobnymi błędami, wynikającymi z bezpośredniego tłumaczenia nazewnictwa z języków zachodnich na polski, obciążonych jest nawet wiele książek i podręczników z zakresu geotechniki, powszechnie stosowanych w Polsce.

Ogłoszone w 2006 r. nowe normy europejskie PN-EN ISO 14688-1:2006 oraz PN-EN ISO 14688-2:2006, mające status polskiej normy, wprowadzają zasady opisu, oznaczania i klasyfikowania gruntów, mające na celu ujednoczenie tych zasad na terenie Europy. Nowa klasyfikacja kładzie bardzo duży nacisk na analizę makroskopową, która ma prowadzić do określenia ujednoczonego symbolu gruntu (i odpowiadającej mu odpowiedniej nazwy narodowej) oraz określenia cech mających wpływ na jego właściwości mechaniczne, jak np. kształt cząstek, skład mineralny, zawartość cząstek drobnych, wytrzymałość bez odplywu, dylatacja pyłu i łu, plastyczność, konsystencja, zawartość węglanów, opis gruntów organicznych itp. W 2007 r. ukazał się komentarz do nowych norm, ułatwiający polskim wykonawcom klasyfikowanie

gruntów według PN-EN ISO 14688-1 i 2:2006 (Instrukcje ITB, 2007). Tym niemniej, nawet przy perfekcyjnie opracowanych zasadach, analiza makroskopowa zawsze będzie zależna od subiektywnej oceny wykonawcy i – ponieważ nowa norma nie wymaga w zasadzie weryfikacji za pomocą bardziej obiektywnych badań laboratoryjnych – może prowadzić do pewnych przekłamań. Zmiana zasad analizy makroskopowej jest sformułowana jednoznacznie, jednak większa trudność wiąże się z weryfikacją rodzaju gruntu na podstawie badań laboratoryjnych, gdyż brak jest jednoznacznie przyjętych kryteriów tabelarycznych. Określenie symbolu gruntu następuje na podstawie ogólnych zasad podanych w części 1 normy PN-EN ISO 14688-1:2006. Przykładowy sposób klasyfikowania na podstawie składu granulometrycznego podany jest w części 2 do tej normy i wykorzystuje tzw. trójkąt ISO oraz nierozzerwalnie z nim związany diagram.

### 6.1. PODSTAWY DOBORU NAZWY I SYMBOLU GRUNTU WEDŁUG PN-B-02480:1986

W nieobowiązującej już, lecz wciąż jeszcze powszechnie stosowanej, polskiej normie PN-B-02480:1981 określenie nazwy rodzaju gruntu oraz jego symbolu opiera się wyłącznie na procentowej zawartości poszczególnych frakcji uziarnienia i ich wzajemnym stosunku. Zawartość frakcji uziarnienia oblicza się z wykresu uziarnienia przedstawiającego procentową zawartość tej części masy gruntu, która przechodzi przez sito o określonej średnicy oczka (analiza sitowa) oraz na podstawie tej samej zależności, wyznaczonej na drodze pomiaru sedymentacji zawiesiny gruntu (analiza areometryczna). Zawartość ziaren o średnicy  $> 0,074$  mm wyznacza się na drodze analizy sitowej, a poniżej tej średnicy – za pomocą analizy areometrycznej (PN-B-04481:1988). W tabeli 6.1 pokazano stosowany w normie podział gruntów nieskalistych (z wyłączeniem gruntów kamienistych) na 7 grup, w zależności od zawartości frakcji, zdefiniowanych jako:

Frakcja	Zakres średnic zastępczych [mm]
kamienista ( $f_k$ )	$d > 40$
żwirowa ( $f_z$ )	$40 \geq d > 2$
piaskowa ( $f_p$ )	$2 \geq d > 0,05$
pyłowa ( $f_\pi$ )	$0,05 \geq d > 0,002$
iłowa ( $f_i$ )	$0,002 \geq d$

Przy klasyfikacji gruntów drobnoziarnistych stosuje się zredukowane o frakcje kamienistą i żwirową zawartości frakcji piaszczystej ( $f_{zp}$ ), pylastej ( $f_{z\pi}$ ) i ilastej ( $f_{zi}$ ), obliczone wg wzorów:

$$f_{zp} = \frac{100 \cdot f_p}{100 - (f_k + f_z)}, \quad f_{z\pi} = \frac{100 \cdot f_\pi}{100 - (f_k + f_z)}, \quad f_{zi} = \frac{100 \cdot f_i}{100 - (f_k + f_z)}$$

Szczegółowy podział gruntów następuje według kryterium zawartości czterech frakcji, a w piaskach – dodatkowo według zawartości podfrakcji. Dokonuje się go za pomocą zawartych w normie tablic bądź posługując się tzw.

trójkątem Fereta (rys. 6.1). Odkładając zawartość danej frakcji na odpowiedniej osi, prowadzi się z tego punktu linię równoległą do osi przechodzącej przez wartość zerową dla danej frakcji. Linie wyprowadzone z trzech osi przecinają się w jednym punkcie, który wyznacza rodzaj i nazwę gruntu.

Poza trójkątem Fereta znajdują się jedynie 4 grunty gruboziarniste z tabeli 6.1. Podział jest przejrzysty i łatwy do stosowania. Ogółem norma wyróżnia 20 rodzajów gruntów mineralnych nieskalistych.

Podział gruntów nieskalistych organicznych następuje ze względu na zawartość części organicznych, zgodnie z tabelą 6.2.

Tabela 6.1

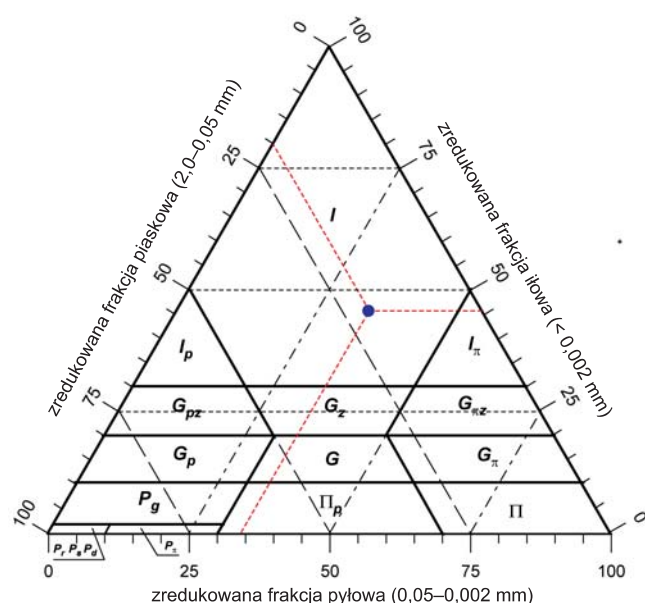
Podział gruntów nieskalistych według PN-B-02480:1986

Podział podstawowy	Grupa gruntu	Nazwa i symbol gruntu	Zawartość frakcji	
GRUNTY GRUBOZIARNISTE ziaren o średnicy $\leq 2$ mm jest mniej niż 90% ziaren o średnicy $\leq 40$ mm jest co najmniej 50%	żwiry	żwir ( $\dot{Z}$ ), żwir gliniasty ( $\dot{Z}_g$ )	$f_k + f_z > 50\%$	
	pospółki	pospółka ( $P_o$ ), pospółka gliniasta ( $P_{og}$ )	$50\% \geq f_k + f_z > 10\%$	
GRUNTY DROBNOZIARNISTE ziaren o średnicy $\leq 2$ mm jest co najmniej 90%	niespoiste	piaski	piasek gruby ( $P_r$ ), piasek średni ( $P_s$ ), piasek drobny ( $P_d$ ), piasek pylasty ( $P_\pi$ )	$f_{zi} < 2\%$ i $f_{z\pi} < 30\%$
		pyły, piasek gliniasty	piasek gliniasty ( $P_g$ ), pył ( $\pi$ ), pył piaszczysty ( $\pi_p$ )	$f_{zi} < 10\%$ z wyłączeniem piasków
	spoiste	gliny	glina piaszczysta ( $G_p$ ), glina ( $G$ ), glina pylasta ( $G_\pi$ )	$10\% < f_{zi} < 20\%$
		gliny zwięzłe	glina piaszczysta zwięzła ( $G_{pz}$ ), glina zwięzła ( $G_z$ ), glina pylasta zwięzła ( $G_{\pi z}$ )	$20\% < f_{zi} < 30\%$
		iły	ił piaszczysty ( $I_p$ ), ił ( $I$ ), ił pylasty ( $I_\pi$ )	$30\% < f_{zi}$

Tabela 6.2

Nazewnictwo gruntów organicznych według PN-B-02480:1986

Nazwa gruntu	Symbol	Kryterium
Grunt próchniczny	H	$2\% < I_{om} \leq 5\%$
Namuł	Nm	$5\% < I_{om} \leq 30\%$
Torf	T	$30\% < I_{om}$
Gytia	Gy	$> 5\% \text{ CaCO}_3$
Węgiel brunatny	WB	–



Rys. 6.1. Trójkąt Fereta służący do określenia nazw gruntów zgodnie z PN-B-02480:1986



## 6.2. PORÓWNANIE RÓŻNYCH SYSTEMÓW KLASYFIKACYJNYCH Z NORMĄ EUROPEJSKĄ

W odróżnieniu od klasyfikacji polskiej, opartej wyłącznie na rozkładzie uziarnienia, w prawie całej Europie Zachodniej narodowe systemy klasyfikacyjne oparte były na amerykańskiej klasyfikacji zaproponowanej przez Casagrande'a (1947) i opracowanej w latach 1952–1957 jako tzw. ujednoczony system klasyfikacji gruntów (USCS – *Unified Soil Classification System*). Klasyfikacja ta w zbliżonej formie uwzględniona jest m.in. przez normy amerykańskie, brytyjskie, francuskie i niemieckie oraz uwzględniona w klasyfikacji opracowanej w 1981 r. przez Komisję Kartowania Inżyniersko-Geologicznego Międzynarodowej Asocjacji Geologii Inżynierskiej (IAEG – *International Association for Engineering Geology and the environment*). Ujednoczony system klasyfikacji gruntów opiera się na dwóch podstawowych kryteriach:

- uziarnieniu frakcji gruboziarnistej gruntu (tj. frakcji grubszej od pyłu),
- wskaźnikowi plastyczności i granicy płynności dla tzw. frakcji drobnej (*finer*), tj. połączonej frakcji pyłu i łu, które przedstawia się na tzw. wykresie plastyczności Casagrande'a.

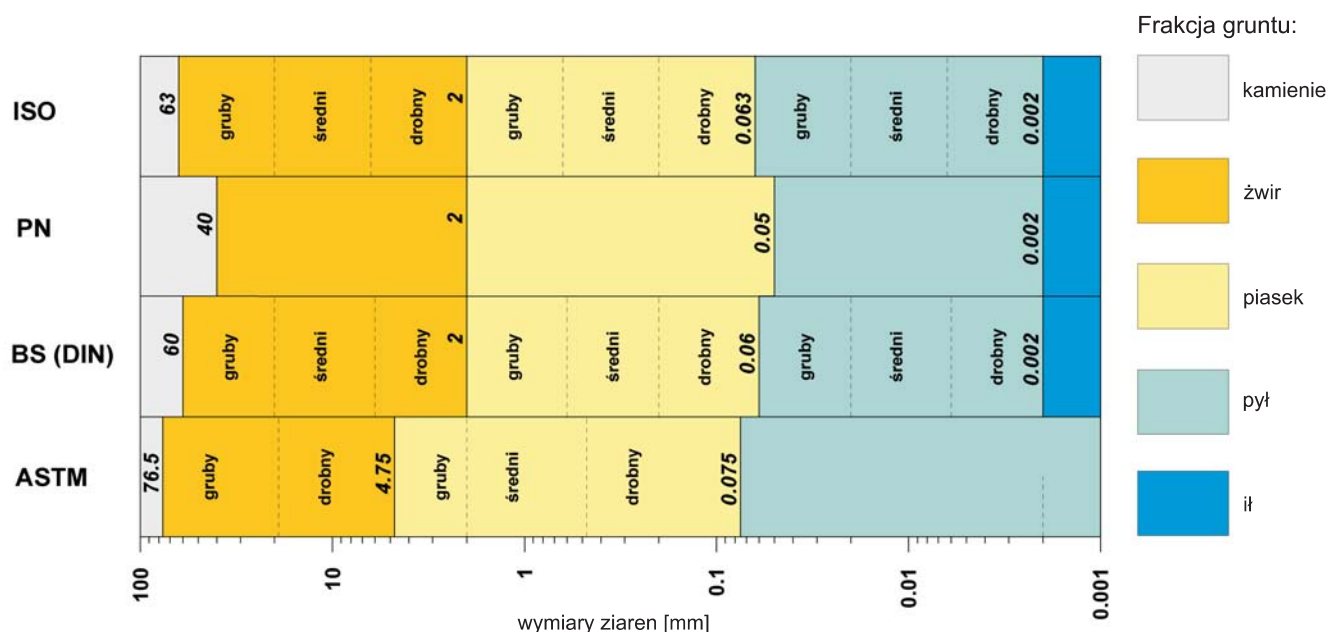
Jeśli chodzi o grunty mineralne, różnice między poszczególnymi klasyfikacjami wynikają głównie ze stosowania odmiennych podziałów gruntu na frakcje (rys. 6.2) oraz wyróżnienia mniejszej lub większej liczby przedziałów plastyczności na podstawowym wykresie plastyczności (rys. 6.3).

Podział na frakcje przyjęty w nowej normie europejskiej (ISO) jest najbardziej zbliżony do norm brytyjskiej i niemieckiej, wyraźnie odbiega natomiast od dotychczasowej klasyfikacji polskiej, a także amerykańskiej, która granice poszczególnych frakcji ma wyraźnie przesunięte w stronę większych średnic ziaren.

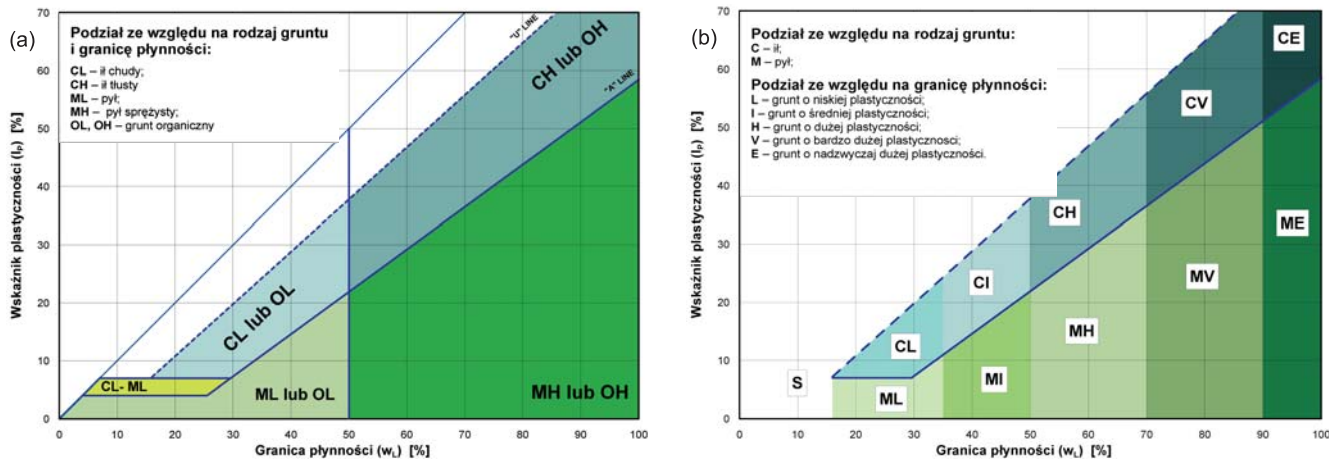
Istotnym elementem wykresu plastyczności jest empiryczna, tzw. *linia A*, opisana równaniem  $I_P = 0,73 (w_L - 20)$ , oddzielająca na wykresie łą od pyłów. Ły znajdują się powyżej, a pyły poniżej tej linii. Druga linia, tzw. *linia U*, opisana równaniem  $I_P = 0,9 (w_L - 8)$ , wyznacza górną granicę zależności wskaźnika plastyczności od granicy płynności dla wszystkich do tej pory rozpoznanych gruntów.

Znacznie większe różnice dotyczą oznaczania gruntów organicznych. W tym przypadku spośród innych systemów wyróżnia się klasyfikacja ASTM, która dokonuje podziału na grunty organiczne i nieorganiczne nie na podstawie zawartości części organicznych, a na podstawie stosunku wartości granicy płynności, oznaczonej dla gruntu wysuszonego oraz dla gruntu naturalnego.

Należy zaznaczyć, że w dotychczasowej praktyce na całym świecie rolę norm międzynarodowych, umożliwiających współpracę i wymianę informacji między naukowcami i inżynierami zajmującymi się geotechniką i geologią inżynierską, spełniały właśnie standardy ASTM. Sytuacja zaczęła się zmieniać dopiero po zaakceptowaniu przez Europejski Komitet Normalizacyjny (CEN) opracowanej przez Międzynarodową Organizację Normalizacyjną (ISO) nowej klasyfikacji gruntów, która poczynając od 2005 r. powinna być wprowadzona w większości krajów europejskich, zastępując zarówno dotychczasowe normy narodowe, jak stosowaną powszechnie klasyfikację ASTM. Klasyfikacja ISO, opierając się przede wszystkim na jednolitym we wszystkich krajach opisie symbolicznym ustalonym w badaniach makroskopowych, dystansuje się od posługiwania się wykresem plastyczności. Mówi wprawdzie, że drobne frakcje gruntu, reprezentowane przez łą i pył, klasyfikowane są zwykle na podstawie ich plastyczności, określonej na podstawie laboratoryjnych badań granicy płynności oraz granicy plastyczności, a także zaleca posługiwanie się terminami: nieplastyczny, mało plastyczny, średnio plastyczny i bardzo plastyczny, lecz tych ter-



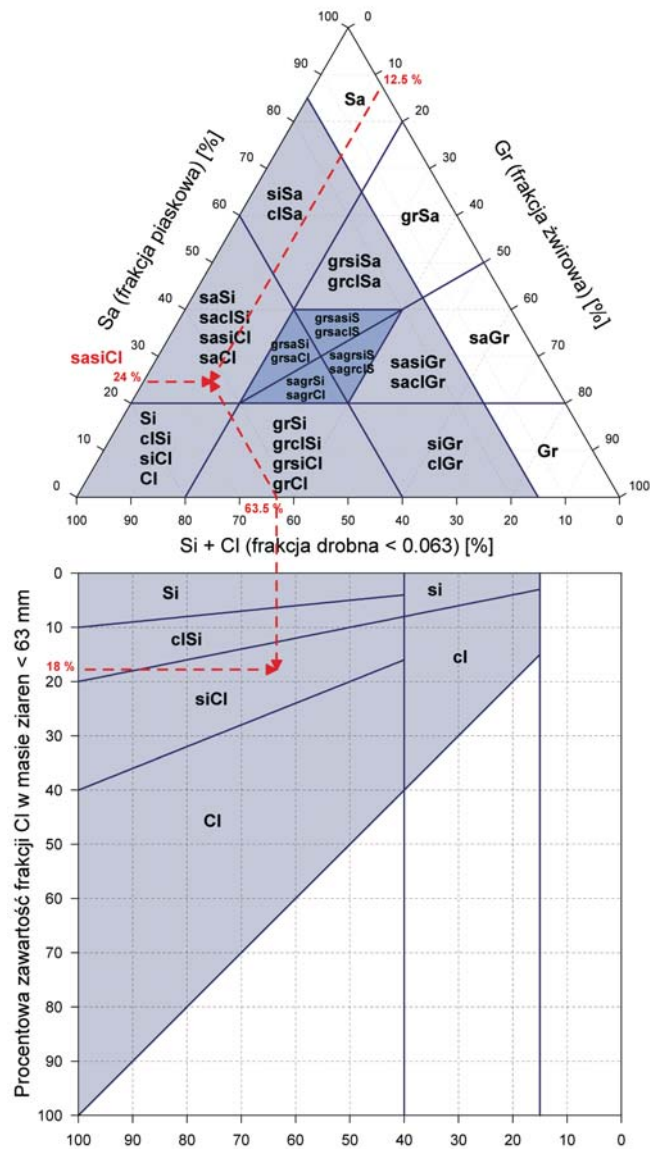
Rys. 6.2. Podział na frakcje o różnych wymiarach ziaren stosowany w podstawowych klasyfikacjach gruntu



Rys. 6.3. Wykresy plastyczności służące do klasyfikacji gruntów drobnoziarnistych (spoiстых) według (a) ASTM (USCS) i (b) BS

minów nie definiuje w sposób liczbowy. Daje natomiast możliwość określania rodzaju gruntu na podstawie frakcji uziarnienia, w czym bardziej przypomina normę polską PN-B-02480:1986. Podobieństwo to jest jednak tylko pozorne, z uwagi na o wiele bardziej skomplikowane oznaczenie rodzaju gruntu (rys. 6.4). Dla gruntów położonych w polu niebieskim na trójkącie ISO wyboru między symbolami Si i ci dokonuje się na podstawie położonego niżej diagramu. Podział na frakcje oraz odpowiadające im symbole przedstawiono w tabeli 7.11 przy omawianiu oznaczania rozkładu uziarnienia gruntu.

Sposób oznaczania symbolu gruntu pokazany na rys. 6.4 jest stosunkowo precyzyjny, mimo że zawiera pewne niekonsekwencje w stosunku do opisu makroskopowego według normy PN-EN ISO 14688-1 (Gołębiewska, 2007, 2008). Do czasu wprowadzenia klasyfikacji gruntu według PN-EN ISO zaleca się na potrzeby krajowe stosować dotychczasową klasyfikację polską według PN-B-02480:1986, a w projektach o zasięgu międzynarodowym – powszechnie znaną na świecie klasyfikację ASTM, posługując się opisaną dalej ujedynoliconą metodą badań (rozdz. 6.3), umożliwiającą jednoczesne klasyfikowanie gruntu według PN i ASTM.



Rys. 6.4. Oznaczanie rodzaju (symbolu) gruntu na podstawie rozkładu uziarnienia, za pomocą trójkąta i diagramu ISO z wyłączeniem gruntów bardzo gruboziarnistych (PN-EN ISO 146882-2: 2006)

- Gr – żwir (*gravel*)
- Sa – piasek (*sand*)
- Si – pył (*silt*)
- Cl – il (*clay*)

Zaznaczony na rysunku grunt, charakteryzujący się zawartościami frakcji: Gr = 12,5%, Sa = 24%, Si + Cl = 63,5% oraz 18% zawartością frakcji Cl w masie wszystkich 4 frakcji (Gr + Sa + Si + Cl) należy na podstawie trójkąta oraz diagramu ISO oznaczyć jako **sasiCl**

### 6.3 KLASYFIKACJA GRUNTU WEDŁUG AMERYKAŃSKIEJ NORMY ASTM D2487

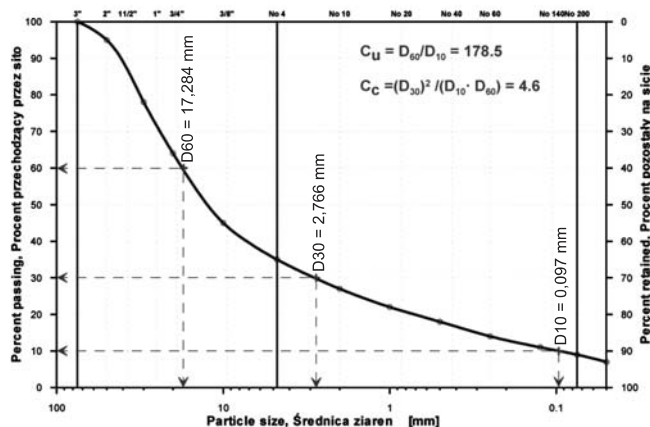
Klasyfikacja gruntu wg normy ASTM D2487-06e1 (*The American Society for Testing and Materials*) bazuje na powszechnie znanym ujednoczonym systemie klasyfikacji gruntu USCS i oparta jest na oznaczeniu *rozkładu uziarnienia* gruntu naturalnego oraz *plastyczności* gruntu przesianego przez sito o oczkach 75 mm. Grunt klasyfikuje się nadając mu symbol grupy gruntu i nazwę gruntu.

Rozkład uziarnienia (wykres uziarnienia) dotyczy frakcji grubej gruntu (średnica zastępcza ziaren  $d_z > 0,075$  mm), tzn. tej części gruntu, która pozostaje na sicie 0,075 mm. Frakcja gruba gruntu dzieli się na frakcję żwirową ( $75 \text{ mm} < d_z < 4,75 \text{ mm}$ ) oraz frakcję piaszczystą ( $4,75 \text{ mm} < d_z < 0,075 \text{ mm}$ ). Pozostała część gruntu ( $d_z < 0,075 \text{ mm}$ ) stanowi frakcję drobną. W przypadku gdy zawartość frakcji drobnej gruntu ( $d_z < 0,075 \text{ mm}$ ) jest mniejsza od 12%, konieczne jest określenie wskaźnika równozianistości  $C_U$  oraz współczynnika krzywizny  $C_C$  w sposób pokazany na rys. 6.5.

Plastyczność określana jest dla gruntu przesianego przez sito 0,425 mm ( $d_z < 0,475 \text{ mm}$ ). Badanie obejmuje wyznaczenie granicy plastyczności ( $w_P$ ) i granicy płynności ( $w_L$ ), obliczenie wskaźnika plastyczności ( $I_P$ ) oraz przedstawienie zależności  $I_P = f(w_L)$  dla danego gruntu na wykresie *plastyczności*. Granice plastyczności i płynności należy oznaczyć, jeżeli zawartość frakcji drobnej gruntu ( $d_z < 0,075 \text{ mm}$ ) jest większa od 5%. Lokalizację tak oznaczonych granic plastyczności i płynności na wykresie plastyczności ASTM dla przykładowego gruntu z rys. 6.5 pokazano na rys. 6.6.

Zgodnie z normą ASTM D2487 grunty naturalne (z wyłączeniem gruntów kamienistych) dzielą się na dwie podstawowe kategorie:

**Grunty gruboziarniste** – grunty żwirowe i piaszczyste zawierające mniej niż 50% frakcji drobnej (średnica ziaren  $< 0,075 \text{ mm}$ ). Symbol grupy gruntu zaczyna się od przedrostka **G** lub **S**. Przedrostek **G** dotyczy żwirów (*gravel*)



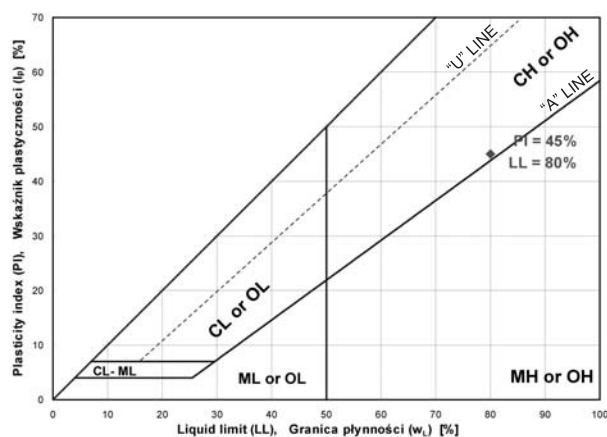
Rys. 6.5. Wykres uziarnienia w klasyfikacji ASTM

lub gruntów żwirowych, przedrostek **S** dotyczy piasków (*sand*) lub gruntów piaszczystych. Drugą literą w symbolu grupy jest: **W** – dobrze uziarniony, **P** – słabo uziarniony, **M** – z pyłem, **C** – z łem. Symbole **G**, **S**, **W**, **P** określa się z wykresu uziarnienia (rys. 6.5). Symbole **M** i **C** określa się z wykresu plastyczności (rys. 6.6), gdy zawartość frakcji drobnej ( $d_z < 0,075 \text{ mm}$ ) w gruncie jest większa od 5%. W przypadku braku wystarczającej ilości gruntu do oznaczenia granicy plastyczności i płynności w celu wyznaczenia położenia punktu na wykresie plastyczności, określenie symbolu **M** lub **C** dokonuje się na podstawie oznaczeń makroskopowych opisanych w normie ASTM D2488.

**Grunty drobnoziarniste** – grunty spoiste oraz grunty organiczne zawierające więcej niż 50% frakcji drobnej (średnica ziaren  $< 0,075 \text{ mm}$ ). Symbol grupy gruntu zaczyna się od przedrostka **M**, **C** lub **O**. Przedrostek **M** dotyczy nieorganicznych pyłów (niezawierających części organicznych), przedrostek **C** dotyczy nieorganicznych łąw, a przedrostek **O** – pyłów i łąw z częściami organicznymi. Drugą literą w symbolu grupy jest: **L** – grunt o niskiej plastyczności (granica płynności  $w_L < 50\%$ ), **H** – grunt o wysokiej plastyczności (granica płynności  $w_L > 50\%$ ). Symbole grupy gruntów drobnoziarnistych, np. **CH**, określa się z wyłącznie z wykresu plastyczności (rys. 6.6). Przedrostek **O** (grunty organiczne) stosuje się wtedy, gdy stosunek granicy płynności gruntu po wysuszeniu w temperaturze  $110^\circ\text{C}$  ( $w_{L110}$ ) do granicy płynności gruntu nie suszonego ( $w_L$ ) jest mniejszy od 0,75.

Do określenia gruntów o znacznej zawartości części organicznych stosuje się symbol **Pt** (torf, ang. *peat*). Czy jest to torf, ocenia się makroskopowo.

Po zakwalifikowaniu gruntu do danej kategorii określa się symbol i nazwę gruntu (tab. 6.3). Łączna liczba grup gruntów wynosi 26, a liczba rozróżnialnych nazw gruntu – 102. W tabeli 6.3 podano zarówno oryginalne angielskie nazwy grup gruntu, jak też ich tłumaczenia w języku polskim. Do określenia symbolu i nazwy gruntu konieczne jest wyznaczenie następujących wartości:



Rys. 6.6. Identyfikacja frakcji drobnej ( $d_z < 0,075 \text{ mm}$ ) na wykresie plastyczności zgodnie z ASTM

Tabela 6.3

## Podział i kryteria klasyfikacji grup gruntów według ASTM D2487

Podział główny		Symbol grupy i nazwa	Kryteria klasyfikacji
1		2	3
$f_d < 50\%$	<b>Gravels</b> $\frac{R_4}{R_{20}} > 0,5$	<b>GW</b> ( <i>Well graded gravel</i> ) Żwir dobrze uziarniony	$f_d < 5\%$ ; $C_U \geq 4$ ; $1 \leq C_C \leq 3$
		<b>GP</b> ( <i>Poorly graded gravel</i> ) Żwir słabo uziarniony	$f_d < 5\%$ ; nie spełnia kryteriów $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>GW</b>
		<b>GM</b> ( <i>Silty gravel</i> ) Żwir pylasty	$f_d > 12\%$ ; $I_P < 4$ lub znajduje się poniżej linii A (rys. 6.6)
		<b>GC</b> ( <i>Clayey gravel</i> ) Żwir ilasty	$f_d > 12\%$ ; $I_P > 7$ lub znajduje się na lub powyżej linii A (rys. 6.6)
		<b>GC-GM</b> ( <i>Silty, clayey gravel</i> ) Żwir ilasto-pylasty	$f_d > 12\%$ ; wartość $I_P$ znajduje się w obszarze CL-ML (rys. 6.6)
		<b>GW-GM</b> ( <i>Well graded gravel with silt</i> ) Żwir dobrze uziarniony z pyłem	$5\% \leq f_d \leq 12\%$ ; spełnia kryteria $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>GW</b> oraz kryterium $I_P$ jak dla gruntu <b>GM</b>
		<b>GW-GC</b> ( <i>Well graded gravel with clay</i> ) Żwir dobrze uziarniony z iłem	$5\% \leq f_d \leq 12\%$ ; spełnia kryteria $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>GW</b> oraz kryterium $I_P$ jak dla gruntu <b>GC</b>
		<b>GP-GM</b> ( <i>Poorly graded gravel with silt</i> ) Żwir słabo uziarniony z pyłem	$5\% \leq f_d \leq 12\%$ ; nie spełnia kryteriów $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>GW</b> , ale spełnia kryterium $I_P$ jak dla gruntu <b>GM</b>
		<b>GP-GC</b> ( <i>Poorly graded gravel with clay</i> ) Żwir słabo uziarniony z iłem	$5\% \leq f_d \leq 12\%$ ; nie spełnia kryteriów $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>GW</b> , ale spełnia kryterium $I_P$ jak dla gruntu <b>GC</b>
	<b>Sands</b> $\frac{R_4}{R_{20}} \leq 0,5$	<b>SW</b> ( <i>Well graded sand</i> ) Piasek dobrze uziarniony	$f_d < 5\%$ ; $C_U \geq 6$ ; $1 \leq C_C \leq 3$
		<b>SP</b> ( <i>Poorly graded sand</i> ) Piasek słabo uziarniony	$f_d < 5\%$ ; nie spełnia kryteriów $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>SW</b>
		<b>SM</b> ( <i>Silty sand</i> ) Piasek pylasty	$f_d > 12\%$ ; $I_P < 4$ lub znajduje się poniżej linii A (rys. 6.6)
		<b>SC</b> ( <i>Clayey sand</i> ) Piasek ilasty	$f_d > 12\%$ ; $I_P > 7$ lub znajduje się na lub powyżej linii A (rys. 6.6)
		<b>SC-SM</b> ( <i>Silty, clayey sand</i> ) Piasek ilasto-pylasty	$f_d > 12\%$ ; wartość $I_P$ znajduje się w obszarze CL-ML (rys. 6.6)
		<b>SW-SM</b> ( <i>Well graded sand with silt</i> ) Piasek dobrze uziarniony z pyłem	$5\% \leq f_d \leq 12\%$ ; spełnia kryteria $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>SW</b> oraz kryterium $I_P$ jak dla gruntu <b>SM</b>
		<b>SW-SC</b> ( <i>Well graded sand with clay</i> ) Piasek dobrze uziarniony z iłem	$5\% \leq f_d \leq 12\%$ ; spełnia kryteria $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>SW</b> oraz kryterium $I_P$ jak dla gruntu <b>SC</b>
		<b>SP-SM</b> ( <i>Poorly graded sand with silt</i> ) Piasek słabo uziarniony z pyłem	$5\% \leq f_d \leq 12\%$ ; nie spełnia kryteriów $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>SW</b> , ale spełnia kryterium $I_P$ jak dla gruntu <b>SM</b>
<b>SP-SC</b> ( <i>Poorly graded sand with clay</i> ) Piasek słabo uziarniony z iłem		$5\% \leq f_d \leq 12\%$ ; nie spełnia kryteriów $C_U$ i $C_C$ jak dla gruntu <b>SW</b> , ale spełnia kryterium $I_P$ jak dla gruntu <b>SC</b>	



Tabela 6.3 cd.

1		2	3
$f_d \geq 50\%$	Silt and Clays $w_L < 50\%$	ML (Silt) Pył	$I_P < 4$ lub znajduje się poniżej linii A (rys. 6.6)
		CL (Lean clay) Ił chudy	$I_P > 7$ lub znajduje się na lub powyżej linii A (rys. 6.6)
		CL-ML (Silty clay) Ił pylasty	$I_P$ znajduje się w obszarze CL-ML (rys. 6.6)
		OL (Organic silt, organic clay) Pył organiczny, ił organiczny	$w_{Lsusz}$ : $w_L < 0.75$ ; $I_P$ znajduje się w obszarze OL (rys. 6.6)
	Silt and Clays $w_L \geq 50\%$	MH (Elastic silt) Pył sprężysty	$I_P$ znajduje się poniżej linii A (rys. 6.6)
		CH (Fat clay) Ił tłusty	$I_P$ znajduje się na lub powyżej linii A (rys. 6.6)
		OH (Organic silt, organic clay) Pył organiczny, ił organiczny	$w_{Lsusz}$ : $w_L < 0.75$ ; $I_P$ znajduje się w obszarze OH (rys. 6.6)
	Highly organic matter	Pt (Peat) Torf	grunt składający się z roślinnej tkanki o różnym stopniu rozłożenia zazwyczaj z zapachem organicznym, kolor ciemnobrązowy do czarnego, konsystencja gąbczasta ze strukturą roślinną od włóknistej do bezpostaciowej (amorficzej)

$R_4$  – procent masy gruntu pozostającej na sicie 4,75 mm (sito No. 4)

$R_{200}$  – procent masy gruntu pozostającej na sicie 0,075 mm (sito No. 200)

$f_d$  – zawartość frakcji drobnej ( $100 - R_{200}$ , średnica zastępcza ziaren  $< 0,075$  mm)

$w_L$  – granica płynności gruntu przesianego przez sito 0,425 mm

$w_{Lsusz}$  – granica płynności gruntu przesianego przez sito 0,425 mm i wysuszonego w temp. 110°C

$I_P$  – wskaźnik plastyczności dla gruntu przesianego przez sito 0,425 mm

$C_U$  – wskaźnik różnoziarnistości z krzywej uziarnienia

$C_C$  – współczynnik krzywizny z krzywej uziarnienia

- zawartość frakcji grubej ( $f_g$  – procent masy gruntu pozostającej na sicie 0,075 mm);
- zawartość frakcji żwirowej ( $f_z$  – procent masy gruntu pozostającej na sicie 4,75 mm);
- w zależności od zawartości frakcji drobnej, ( $f_d = 100\% - f_g$ ):
  - jeżeli  $f_d < 5\%$ : średnice  $d_{10}$ ,  $d_{30}$ ,  $d_{60}$ ,
  - jeżeli  $5\% \leq f_d \leq 12\%$ : średnice  $d_{10}$ ,  $d_{30}$ ,  $d_{60}$  oraz granice plastyczności i płynności (oznaczone na gruncie przesianym przez sito 0,425 mm) lub makroskopowo określony rodzaj gruntu drobnoziarnistego,
  - jeżeli  $f_d > 12\%$ : granice plastyczności i płynności (oznaczone na gruncie przesianym przez sito 0,425 mm),
  - jeżeli  $f_d \geq 50\%$  i grunt zawiera części organiczne: granice plastyczności i płynności oraz granicę płynności gruntu wysuszonego w temperaturze 110°C (oznaczone na gruncie przesianym przez sito 0,425 mm).

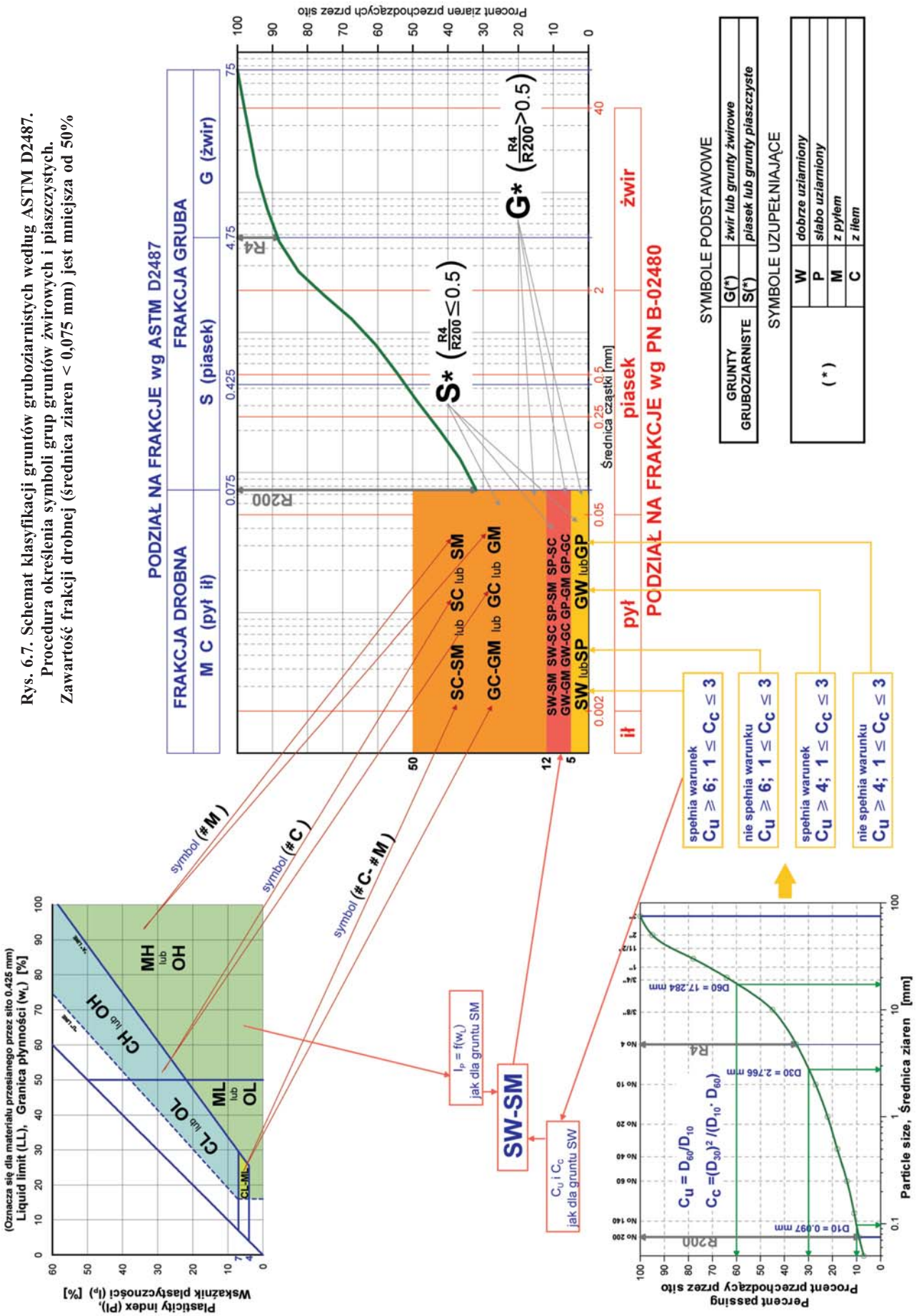
### Procedury określania symboli gruntu

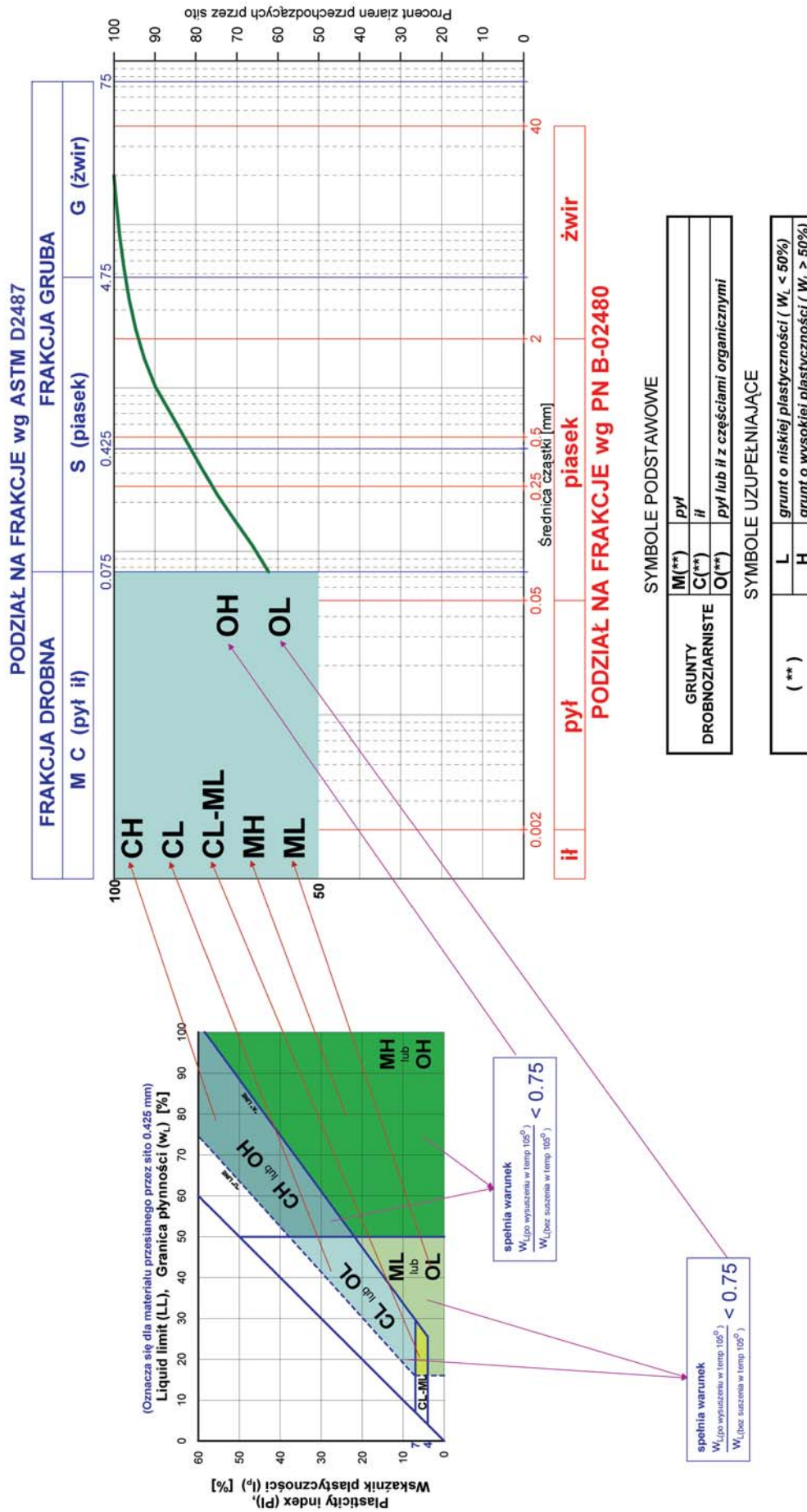
Procedurę określania symbolu gruntu gruboziarnistego przedstawiono na rys. 6.7. Aby grunt zaklasyfikować do gruntów gruboziarnistych, krzywa uziarnienia powinna przecinać jedno z kolorowych pól lub osiągać wartość 0 na prawo od tych pól, co oznacza że zawartość frakcji grubej (procent masy gruntu pozostający na sicie 0,075 mm, na rysunku oznaczony jako **R200**) będzie większa od 50%.

#### Przykład I ( $f_d < 5\%$ )

Gdy krzywa uziarnienia przecina pole żółte lub osiąga wartość 0 na prawo od tych pól, tzn. zawartość frakcji drobnej  $f_d < 5\%$ , symbolami grup gruntowych są: **GW**, **GP**, **SW**, **SP**. O pierwszej literze symbolu decyduje stosunek zawartości frakcji żwirowej (na rysunku oznaczonej jako **R4**) do zawartości frakcji grubej (na rysunku oznaczonej jako **R200**). Jeżeli wartość tego stosunku jest większa od 0,5, to pierwszą

Rys. 6.7. Schemat klasyfikacji gruntów gruboziarnistych według ASTM D2487. Procedura określenia symboli grup gruntów żwirowych i piaszczystych. Zawartość frakcji drobnej (średnica ziaren < 0,075 mm) jest mniejsza od 50%





Rys. 6.8. Schemat klasyfikacji gruntów drobnoziarnistych według ASTM D2487. Procedura określenia symboli grup gruntów pylastych i ilastych. Zawartość frakcji drobnej (średnica ziaren < 0,075 mm) jest równa lub większa od 50%



literą symbolu grupy jest **G**, w przeciwnym razie – **S**. W celu określenia drugiej litery symbolu grupy konieczne jest obliczenie wartości wskaźnika równoziarności  $C_U$  i współczynnika krzywizny  $C_C$ , aby móc sprawdzić, który z warunków pokazanych w żółtych prostokątach jest spełniony. Każdy z warunków przypisany jest do określonego symbolu grupy gruntu.

Przykład II ( $12\% < f_d < 50\%$ )

Gdy krzywa uziarnienia przecina pole pomarańczowe, tzn. zawartość frakcji drobnej wynosi  $12\% < f_d < 50\%$ , symbolami grup gruntowych są: **SM**, **SC**, **SC-SM** oraz **GM**, **GC**, **GC-GM**. Pierwszą literę symbolu określa się w taki sam sposób, jak to opisano w przykładzie I. Drugą literę symbolu określa się na podstawie oznaczenia granicy płynności ( $w_L$ ) i granicy plastyczności ( $w_P$ ) oraz wskaźnika plastyczności  $I_P = w_L - w_P$  gruntu przesianego przez sito 0,425 mm. Położenie punktu ( $w_L$ ,  $I_P$ ) w wyróżnionym polu wykresu plastyczności wyznacza drugą literę symbolu grupy (**M** lub **C**) lub symbol dwuczłonowy (**\*C - \*M**).

Przykład III ( $5\% \leq f_d \leq 12\%$ )

Gdy krzywa uziarnienia przecina pole różowe, tzn. zawartość frakcji drobnej wynosi  $5\% \leq f_d \leq 12\%$ , symbolami grup gruntowych są: **GW-GM**, **GW-GC**, **GP-GM**, **GP-GC** oraz **SW-SM**, **SW-SC**, **SP-SM**, **SP-SC**. Pierwszy człon symbolu określa się analogicznie jak w przykładzie I, a człon drugi – na podstawie oznaczenia  $w_L$ ,  $w_P$  oraz  $I_P$  gruntu przesianego przez sito 0,425 mm, tak jak w przykładzie II.

Procedurę określania symbolu **gruntu drobnoziarnistego** przedstawiono na rys. 6.8. Aby grunt zaklasyfikować do gruntów drobnoziarnistych, krzywa uziarnienia powinna przecinać zaznaczone pole w kolorze cyjanu, co oznacza, że zawartość frakcji grubej (procent masy gruntu pozostający na sicie 0,075 mm) będzie mniejsza lub równa 50%, a zawartość frakcji drobnej:  $f_d \geq 50\%$ .

Przykład IV (grunt nie zawiera części organicznych)

Gdy krzywa uziarnienia przecina pole w kolorze cyjanu, co oznacza, że zawartość frakcji drobnej:  $f_d \geq 50\%$ , a grunt nie zawiera części organicznych, symbolami grup gruntowych są: **CH**, **CL**, **MH**, **ML**, **CL-ML**. Symbol gruntu określa się na podstawie oznaczenia granicy płynności ( $w_L$ ), granicy plastyczności ( $w_P$ ) oraz wskaźnika plastyczności  $I_L = w_L - w_P$ , dla gruntu przesianego przez sito 0,425 mm. Po obliczeniu określa się położenie punktu na wykresie plastyczności (wykres w górnym rogu)  $I_L = f(w_L)$ . Położenie punktu ( $w_L$ ,  $I_P$ ) w wyróżnionym polu wykresu plastyczności wyznacza symbol gruntu.

Przykład V (grunt zawiera części organiczne)

W przypadku gdy krzywa uziarnienia przecina pole w kolorze cyjanu ( $f_d \geq 50\%$ ), a grunt zawiera części organiczne, symbolami grup gruntowych są: **OL** i **OH**. Przedrostek **O** (grunty organiczne) stosuje się wtedy, gdy stosunek granicy płynności gruntu po wysuszeniu w temperaturze  $110^\circ\text{C}$  ( $w_{L110}$ ) do granicy płynności gruntu bez suszenia ( $w_L$ ) jest

mniejszy od 0,75. Symbol gruntu określa się w sposób analogiczny jak w przykładzie IV.

#### 6.4. UJEDNOLICONA METODA BADAŃ LABORATORYJNYCH KLASYFIKACJI GRUNTU

Zarówno w podziale na frakcje gruntu, metodyce badań, jak i definicji poszczególnych rodzajów gruntu istnieją istotne różnice między normami gruntowymi polską (PN) i amerykańską (ASTM). Występuje natomiast zgodność co do sposobu prowadzenia w laboratorium oznaczeń właściwości gruntu, koniecznych do jego identyfikacji i klasyfikacji.

Ujednolicona metoda badań laboratoryjnych dla klasyfikacji gruntu ma na celu takie dostosowanie metodyki i zakresu badań laboratoryjnych, aby możliwa była jednoczesna identyfikacja i klasyfikacja gruntu zgodnie z polską normą gruntową PN-B-02480:1986 oraz amerykańskim standardem klasyfikacji gruntu ASTM D2487. Wymaga to wprowadzenia następujących dodatkowych procedur badań laboratoryjnych w stosunku do polskiej normy PN-B-04481:1988:

**Analiza sitowa.** Zestaw sit należy uzupełnić o sita: 75 mm, 19 mm, 4,75 mm, a sito 0,071 mm zastąpić sitem 0,075 mm. Dopuszcza się również stosowanie sit o zbliżonych wymiarach (z wyjątkiem sita 75 mm), pod warunkiem że w każdym przypadku najmniejsze sito będzie 0,075 mm. Oznaczenie należy prowadzić zgodnie z polską normą.

**Analiza areometryczna.** Oznaczenie należy prowadzić zgodnie z polską normą.

**Oznaczenie granicy płynności i plastyczności** należy wykonywać zawsze, gdy zawartość ziaren  $d < 0,075$  mm jest większa od 5%. Oznaczenie granicy płynności i plastyczności należy wykonywać wyłącznie na gruncie przesianym przez sito 0,425 mm. Sposób wykonania oznaczeń – zgodny z polską normą.

W przypadku gdy badanie makroskopowe wskazuje na występowanie części organicznych, należy wykonać również oznaczenie granicy płynności po wysuszeniu w temperaturze  $110 \pm 5^\circ\text{C}$  gruntu przesianego przez sito 0,425 mm.

**Uwaga:** Jeżeli ilość gruntu przesianego przez sito 0,425 mm jest niewystarczająca do oznaczenia granicy płynności i plastyczności, należy rodzaj gruntu zakwalifikować makroskopowo do grupy ilów (**CL**, **CH**) lub pyłów (**ML**, **MH**), zgodnie z normą ASTM D2488.

**Oznaczenie rodzaju gruntu** należy wykonać jednocześnie według PN-B-02480:1986 oraz według ASTM D2487 – wykorzystując procedurę opisaną w rozdziale 6.3. W przypadku wykonywania dokumentacji w języku polskim dopuszczalne jest stosowanie polskiego tłumaczenia nazw gruntów klasyfikowanych według ASTM podanych w tabeli 6.3; należy jednak podkreślić, że nie są to polskie nazwy gruntu. Jest to bardzo istotne, gdyż niektóre nazwy w obu klasyfikacjach brzmią tak samo (np. pył, piasek pylasty, il pylasty), mimo iż dotyczą zupełnie różnych gruntów.

**Narzędzia pomocnicze do klasyfikacji gruntu.** Dokonując klasyfikacji gruntu według PN-B-02480:1986, praktycznie wszystkie laboratoria wykorzystują wspomaganie komputerowe, stosując własne lub komercyjne oprogramo-



wanie, które automatycznie dokonuje zarówno interpretacji wykonanych badań, jak i prezentacji ich wyników. Istnieje również bardzo wiele wersji opracowanych w krajach zachodnich programów, które dokonują klasyfikacji gruntu zgodnie z wymaganiami ASTM. Nie w pełni przystają one jednak do specyfiki polskiej. Przykładem programu, który ma za zadanie ułatwić polskiemu wykonawcy klasyfikację gruntu według standardów amerykańskich, jest program ASTM-klas, opracowany przez autorów rozdziału na bazie Microsoft Excel i Golden Software Grapher. Program ten umożliwia:

- klasyfikację gruntu według standardu ASTM D2487-90 poprzez nadanie *symbolu grupy* oraz *nazwy gruntu* w języku angielskim (z bezpośrednim tłumaczeniem *nazwy gruntu* na język polski);
- sporządzenie formatki dokumentacyjnej z wykresami uziarnienia i plastyczności według wymagań ASTM D2487-90 z opisem w języku angielskim i polskim;
- określenie rozkładu uziarnienia (podział procentowy na frakcje *gravel*, *sand*, *finer*) z opisem w języku angielskim i polskim oraz rozdziałem szczegółowym frakcji *gravel* i *sand* na podgrupy *coarse*, *medium*, *fine*.

na podstawie:

- wyników analizy sitowej oraz plastyczności (bądź oznaczenia makroskopowego rodzaju części drobnych), wykonanych ściśle według ASTM;

- wyników badań uziarnienia wykonanych według PN i oznaczenia plastyczności (bądź makroskopowego określenia rodzaju części drobnych) według ASTM, a w przypadku występowania części organicznych, również dodatkowego oznaczenia granicy płynności po wysuszeniu w temperaturze  $110 \pm 5^\circ\text{C}$ ;
- w sposób skrócony – na podstawie znanych wartości średnic efektywnych  $d_{10}$ ,  $d_{30}$  i  $d_{60}$ , procentu ziaren przechodzących przez sita No. 4 (4,75 mm) i No. 200 (0,075 mm) oraz znanych granic plastyczności ( $w_p$ ) i płynności ( $w_L$ ) bądź rodzaju części drobnych na podstawie makroskopii wykonanej zgodnie z ASTM.

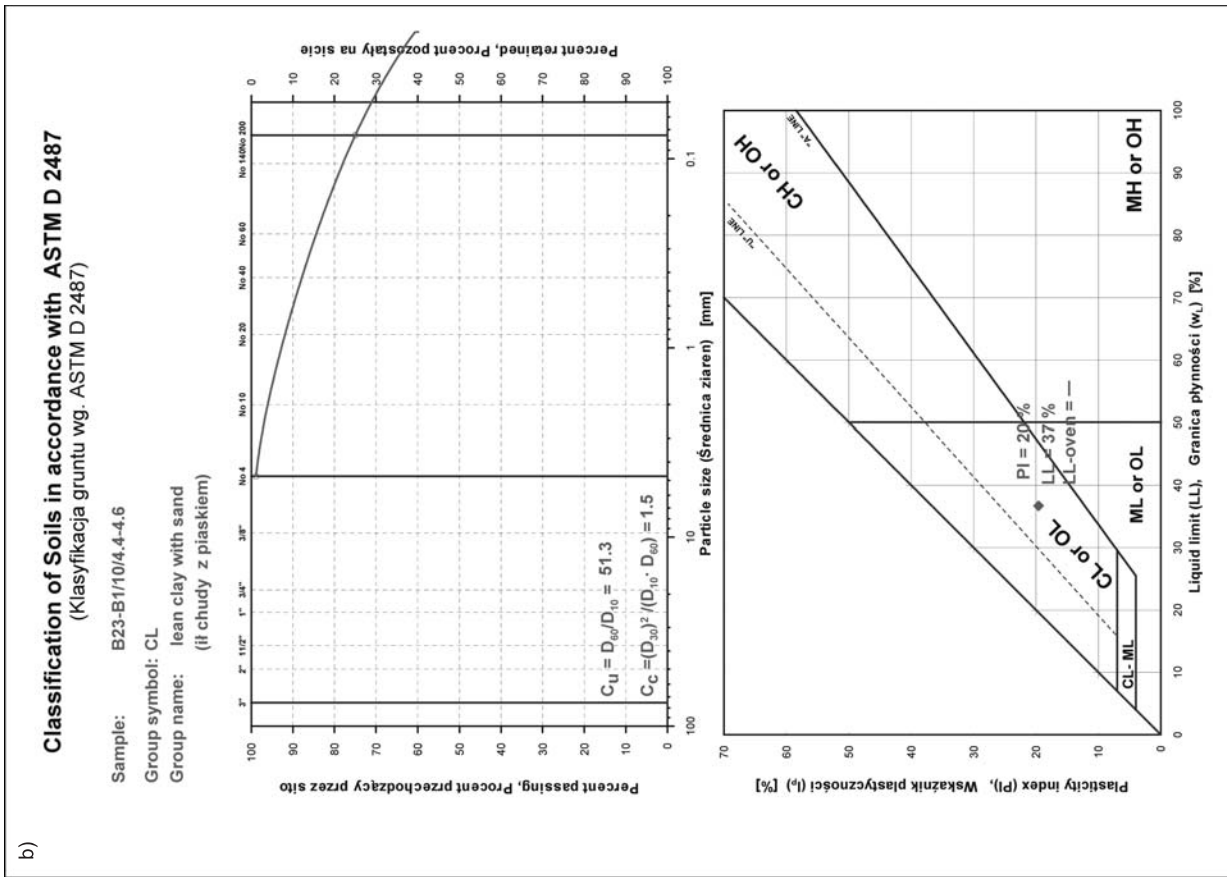
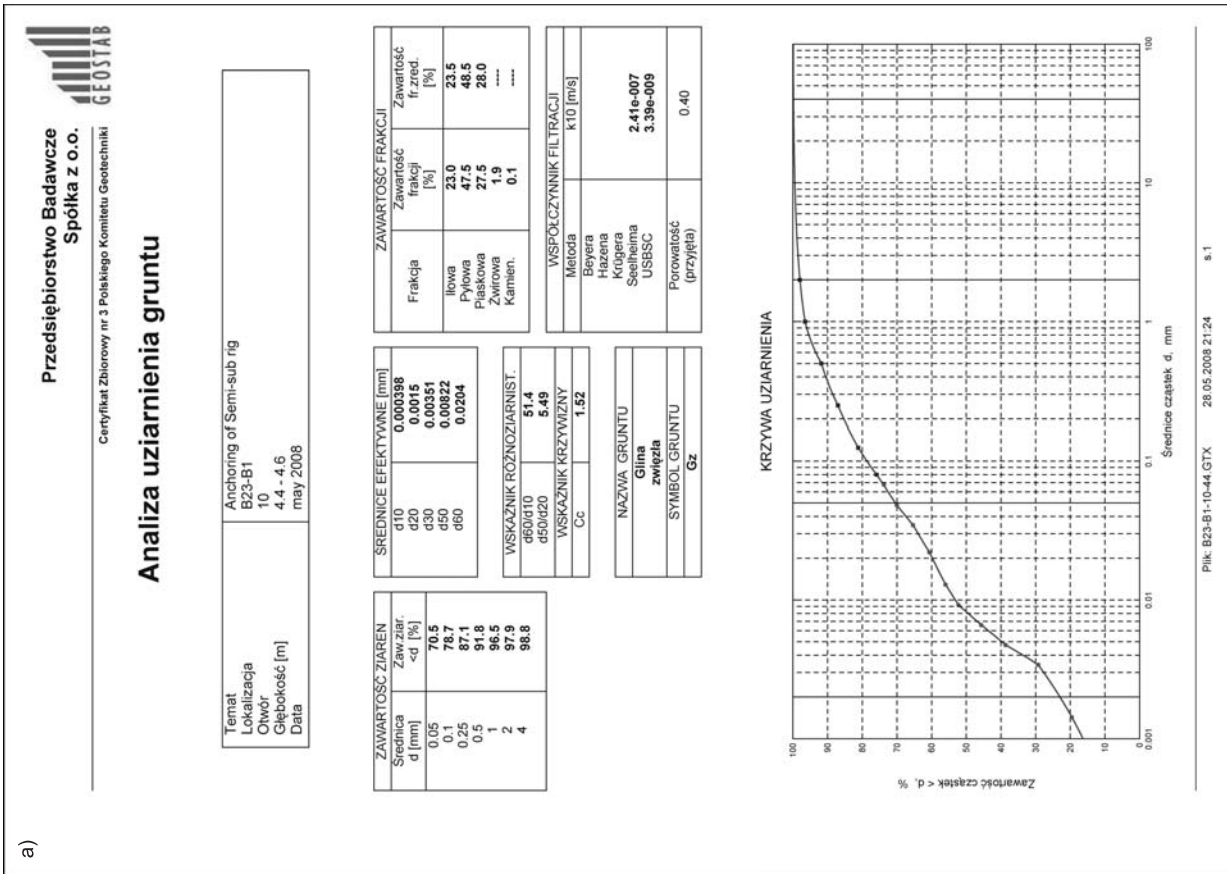
Zastosowanie programu eliminuje problemy wiążące się z dużą liczbą symboli grup gruntu (22) oraz nazw gruntu (102) według ASTM, jak też z niejednoznacznością terminologii, wynikającą z różnego rozumienia tak samo brzmiących nazw gruntu według obu standardów.

Na [rysunkach 6.9](#) i [6.10](#) pokazano wyniki klasyfikacji polskiej (wydruk z programu *Uziarnienie*, wchodzącego w skład pakietu *GEOPERFEKT LABORATORIUM. Programy do analiz geotechnicznych*) i amerykańskiej (wydruk z programu *ASTM-klas*) przeprowadzonej na dwóch próbkach gruntu z dna Morza Bałtyckiego. Porównanie wyników klasyfikacji obu gruntów przedstawiono w [tabeli 6.4](#), w której pokazano także symbol ISO wyznaczony dla każdego z tych gruntów zgodnie z Załącznikiem B ([rys. 6.4](#)).

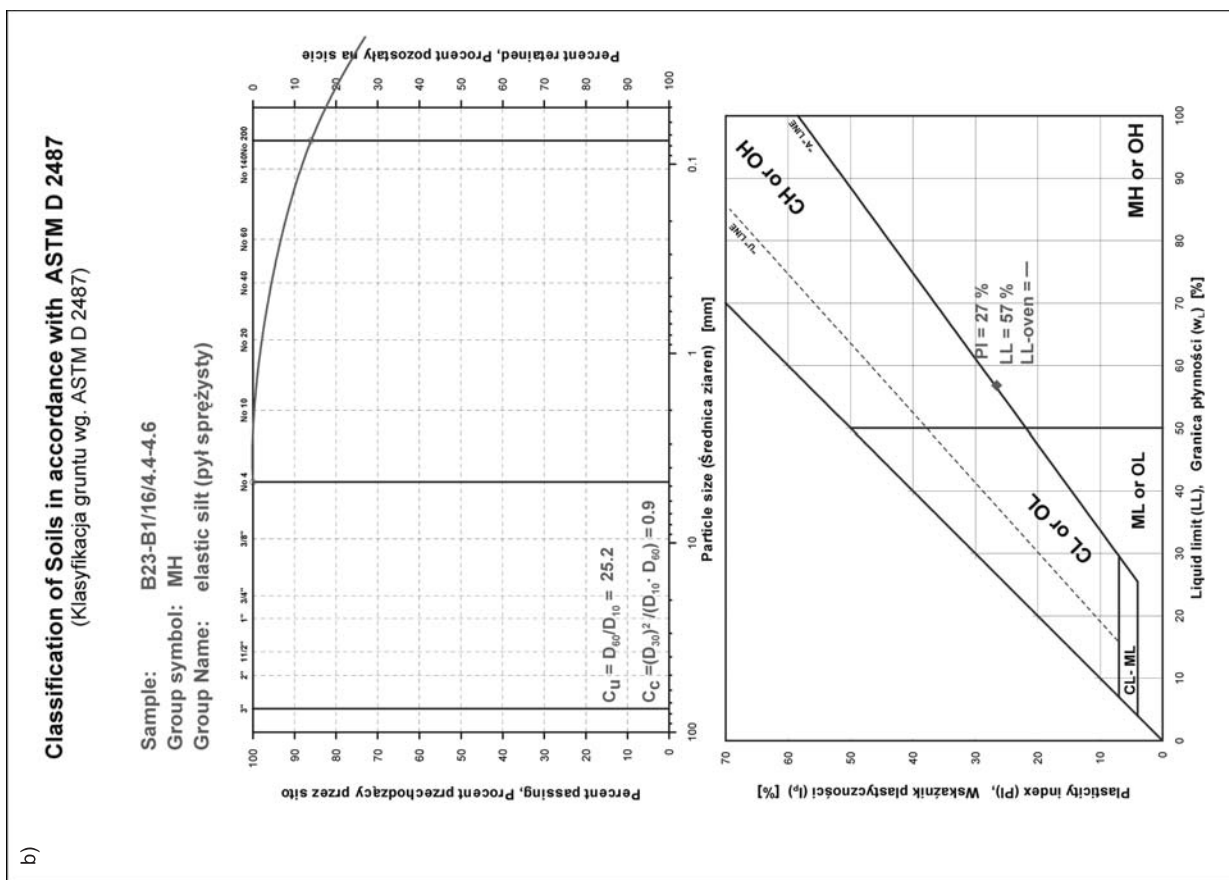
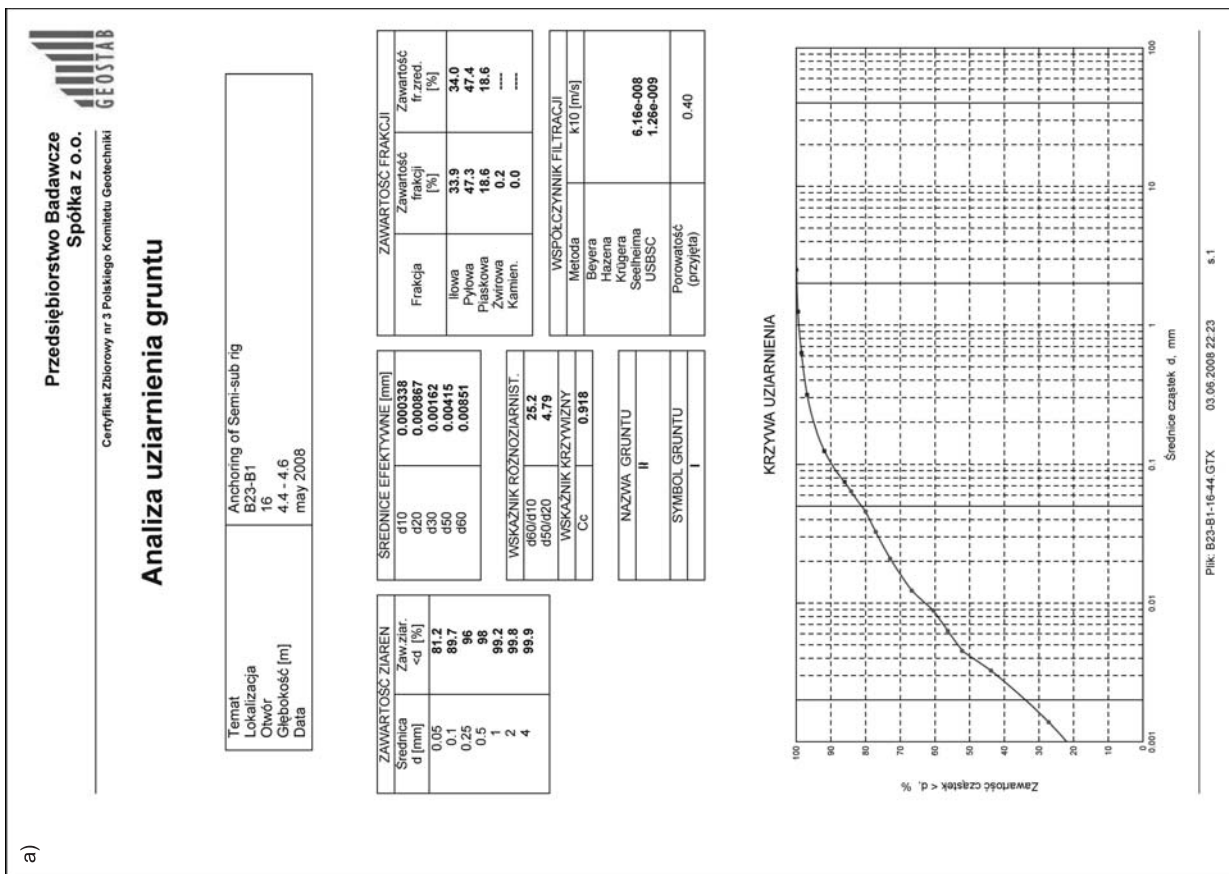
**Tabela 6.4**

**Porównanie wyników klasyfikacji gruntu według PN, ASTM i ISO**

Próbka	Klasyfikacja według		
	PN-B-02480:1986	ASTM D2487	ISO (Załącznik B)
B23-B1/10/4.4-4.6 <a href="#">rys. 6.9</a>	Gz (głina zwięzła)	CL, lean clay with sand (ił chudy z piaskiem)	sasiCl
B23-B1/16/4.4-4.6 <a href="#">rys. 6.10</a>	I (ił)	MH / CH, elastic silt / fat clay (pył sprężysty / ił tłusty)	siCl / Cl



Rys. 6.9. Klasyfikacja według PN-B-02480:1986 (a) i ASTM D2487 (b) próbki gliny zwięzlej pobranej z dna Morza Bałtyckiego (grunt sasiCl według trójkąta ISO)



Rys. 6.10. Klasyfikacja według PN-B-02480:1986 (a) i ASTM D2487 (b) próbki itu pobranej z dna Morza Bałtyckiego (grunt siCl/Cl według trójkąta ISO)

## 7. BADANIA GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKIE

### 7.1. OGÓLNE WARUNKI BADANIA PODŁOŻA GRUNTOWEGO DLA POSADOWIENIA BUDOWLI MORSKICH

Aktualne wytyczne dotyczące warunków badania podłoża gruntowego zawarte są w Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 1 czerwca 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać morskie budowle techniczne i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 101 z 1998 r., poz. 645, rozdz. 4, paragrafy 36–41):

- § 36. Projektowanie budowli morskich należy poprzedzić szczegółowym rozpoznaniem geotechnicznych warunków ich posadowienia.
- § 37.1. Przeprowadzone badania podłoża gruntowego i uzyskane wyniki stanowią podstawę wykonania szczegółowej analizy geotechnicznej umożliwiającej opracowanie projektu budowli morskiej.
- § 37.2. Podłoże gruntowe, pod wpływem wszystkich przyłożonych obciążeń, nie może ulegać w założonym okresie użytkowania zmianom:
- a) zagrażającym bezpieczeństwu konstrukcji budowli,
  - b) zagrażającym bezpieczeństwu ludzi i mienia składowanego albo posadowionego na tej budowli,
  - c) zakłócającym użytkowanie wybudowanej budowli.
- § 38. Przy ustalaniu zakresu badań polowych podłoża gruntowego dla posadowienia budowli morskich należy kierować się następującymi zasadami:
- 1) badania polowe przewiduje się tylko wówczas, gdy informacje i materiały o podłożu gruntowym uzyskane z dotychczasowych prac i badań wstępnych są niewystarczające do wykonania projektu budowlanego,
  - 2) liczba i usytuowanie punktów badawczych umożliwia wydzielenie warstw geotechnicznych zgodnie z Polską Normą,
  - 3) badania gruntów spoistych plastycznych i miękkoplastycznych, a także gruntów organicznych obejmują badania wytrzymałości gruntu na ścinanie,
  - 4) próbne obciążenie gruntu sztywną płytą lub świrdrem talerzowym stosuje się jedynie w skomplikowanych układach warstw podłoża,
  - 5) na obszarze usytuowania jednej budowli morskiej przewiduje się nie mniej niż trzy otwory badawcze,
  - 6) punkty badań w postaci wierceń i wykopów badawczych oraz sondowań tworzą na planie sytuacyjnym układ trójkątów albo czworoboków naj-

bardziej zbliżonych do równobocznych i pokrywających rzuty projektowanych konstrukcji,

- 7) skrajne punkty badań znajdują się około 2 m poza obrysem przewidywanych fundamentów konstrukcji budowli morskiej,
  - 8) rozstaw punktów badań w układzie trójkątów albo czworoboków, przy spodziewanym nieregularnym układzie warstw geotechnicznych, wynosi od 30 do 50 m, w zależności zarówno od stopnia spodziewanej nieregularności, jak i wielkości obszaru badań podłoża gruntowego.
- § 39.1. Głębokość badań podłoża gruntowego określa się zgodnie z Polską Normą.
- § 39.2. Dla budowli morskiej grawitacyjnej posadowionej bezpośrednio na podłożu co najmniej jeden otwór badawczy wykonywany jest do głębokości równej półtorakrotnej szerokości albo średnicy podstawy fundamentu dla  $L:B \cong 1$  oraz trzykrotnej szerokości ( $B$ ) podstawy fundamentu dla budowli pasmowych  $L:B > 5$ , gdzie  $L$  jest długością podstawy fundamentu.
- § 39.3. Warunki określone w ust. 2 mają zastosowanie do budowli morskich posadowionych na palach. Głębokość otworu badawczego mierzy się od poziomu podstaw pali, biorąc pod uwagę szerokość i długość grupy pali.
- § 40. Dokumentacje z badań geotechnicznych zawierające ustalenia przydatności gruntów na potrzeby budownictwa morskiego wymagają, w przypadkach ich wykorzystywania, aktualizacji po 5 latach od daty ich wykonania.
- § 41. Wartości parametrów geotechnicznych gruntów ustalone na podstawie badań są wartościami charakterystycznymi tych parametrów.

Przygotowanie podłoża pod budowlę morską obejmuje badanie dna morskiego w celu określenia rodzaju gruntów, oczyszczenia podłoża z otczaków i głazów, usypanie i wyrównanie podsypki, wzmocnienie podłoża (jeżeli zachodzi taka potrzeba) oraz wstępne jego obciążenie (np. przez układanie prefabrykowanych bloków żelbetowych). W razie prowadzenia robót pogłębiarskich w miejscu posadowienia budowli morskiej przygotowanie podłoża obejmuje dodatkowo oczyszczenie dna z płynnych namulów i wyrównanie go, a w przypadku podłoża skalistego rozkruszenie skał dla uzyskania wyrównanej powierzchni.

W celu zwiększenia nośności słabego podłoża stosuje się jego wzmacnianie, m.in. przez:

- zastrzyki cementowe, cementowo-bentonitowe oraz zastrzyki ze środków chemicznych powodujących



- wypełnianie porów gruntów luźnych i ich związanie lub zeskalanie;
- utworzenie pali piaszkowych powodujących ściśnięcie gruntów słabych i odprowadzenie z nich nadmiaru wody;
- zagęszczanie gruntów metodami wybuchowymi;
- wymianę gruntów słabych (np. torfów, namułów) na grunty piaszczyste, odpowiednio zagęszczone;
- wbijanie drewnianych pali zagęszczających.

## 7.2. PRACE PRZYGOTOWAWCZE I PROJEKT PRAC GEOLOGICZNYCH

Badania mające określić warunki geologiczno-inżynierskie w strefie brzegowej wykonywane są podobnie jak na innych obszarach (na lądzie). Rozpoznanie cech fizyczno-mechanicznych gruntów utrudnia specyfika obszaru badań. Badania takie wymagają zastosowania sprzętu przystosowanego do pracy pod wodą, sterowanego z jednostek pływających.

Przy planowaniu szczegółowego zakresu badań podłoża gruntowego dla poszczególnych typów budowli morskich należy kierować się dwiema zasadami:

- wybudowana konstrukcja hydrotechniczna nie może zagrażać bezpieczeństwu ludzi;
- wzniesiona budowla musi spełniać wszystkie założenia projektowe przez cały przewidziany okres jej eksploatacji.

Ogólne wytyczne dotyczące rozpoznania geotechnicznych warunków posadowienia budowli morskich, przedstawione w rozdziale 7.1, nie uwzględniają różnorodności konstrukcji hydrotechnicznych. Jest oczywiste, że zakres badań podłoża gruntowego, niezbędnych przy projektowaniu platformy wiertniczej, będzie znacznie większy niż np. przy posadowianiu dalby cumowniczej. Zagadnienia rozpoznania dna i gruntów morskich metodami geofizycznymi i badaniami *in situ* zostały przedstawione w pracy Dembickiego (1987).

Szczegółowe badania dna podłoża morskiego powinny być poprzedzone projektem prac geologicznych. Zakres badań zależy z jednej strony od rodzaju projektowanej budowli morskiej, z drugiej zaś od ogólnej znajomości warunków geologicznych interesującego nas akwenu, określonych na podstawie dostępnych materiałów dotyczących górnej warstwy podłoża dna morskiego. Należy tu uwzględnić przede wszystkim istniejące wyniki badań geofizycznych dotyczących zarówno analizowanego obszaru dna, jak i terenów sąsiednich.

Do wstępnych badań należą pomiary batymetryczne, których celem jest sporządzenie szczegółowych map topografii dna morskiego oraz zlokalizowanie przeszkód na dnie, takich jak duże głazy czy wraki statków.

Szczegółowe badania geologiczno-inżynierskie dna morskiego dla posadowienia budowli wykonywane są za pomocą wierceń oraz wgłębnych sondowań. Badania te powinny odpowiedzieć na następujące pytania:

- jaki jest układ warstw podłoża w miejscu projektowanej budowli,
- jakie są właściwości podłoża,

- jakie są właściwości poszczególnych warstw podłoża, znajdujących się w zasięgu wpływu projektowanej budowli,
- jakie mogą być konsekwencje wykonania budowli i w jaki sposób można ich uniknąć, jeżeli są szkodliwe.

Określenie nazwy badanego gruntu i jego opis dokonuje się na podstawie analiz granulometrycznych, petrograficznych i mineralogicznych. Z kolei cechy gruntu określa się na podstawie właściwości fizycznych i mechanicznych pobranych próbek. Zazwyczaj wyznacza się ciężar objętościowy, wilgotność, stopień plastyczności, stopień zagęszczenia, kąta tarcia wewnętrznego, spójność i ściśliwość. Znajomość tych cech pozwala ocenić nośność podłoża oraz rząd wielkości możliwych jego odkształceń (osiadań i przesunięć) pod wpływem obciążenia fundamentem wznoszonej budowli morskiej (Hückel, 1967; Wiłun, 2001).

W badaniach brzegu morskiego bardzo ważne jest uwzględnienie procesów modelujących tę strefę. W pracach geologiczno-inżynierskich istotny jest model litogenetyczny brzegu morskiego, który umożliwi ocenę zmian strefy brzegowej zarówno w przekrojach poprzecznych, jak i wzdłuż linii brzegowej.

Zakres prac przygotowawczych, a następnie opracowanie projektu prac geologicznych dla dokumentowania budowy brzegu morskiego i posadowienia budowli morskich określa Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 19 grudnia 2001 r. w sprawie projektów prac geologicznych (Dz.U. Nr 153 z 2001 r., poz. 1777). W związku ze specyfiką prowadzenia prac – zwłaszcza w pełnym morzu – dla dokumentowania budowli morskich projekt może być nieco zmodyfikowany, jednak jego zasadnicze części i zagadnienia nie ulegają zmianie. Projekt prac powinien uwzględniać zakres i warunki badań podłoża gruntowego zawarte w Rozporządzeniu Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 1 czerwca 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać morskie budowle techniczne i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 101 z 1998 r., poz. 645).

Organem administracji geologicznej zatwierdzającym projekty prac geologicznych niewymagających koncesji, wykonywanych w granicach obszarów morskich Rzeczypospolitej Polskiej, jest minister właściwy do spraw środowiska działający w porozumieniu z ministrem właściwym do spraw gospodarki morskiej (art. 14 Ustawy z dnia 4 lutego 1994 r. Prawo geologiczne i górnicze, Dz.U. Nr 228 z 2005 r. poz. 1947 z późn. zm.).

Projekt prac geologicznych składa się z dwóch zasadniczych części: tekstowej i graficznej. Część tekstowa stanowi opis zamierzonych prac oraz związanych z nimi robót geologicznych w zależności od celu tych prac i powinna zawierać:

- 1) informacje dotyczące lokalizacji projektowanych prac, w tym położenia administracyjnego; w przypadku projektowania prac na pełnym morzu należy uwzględnić specyfikę tej lokalizacji;
- 2) omówienie wyników przeprowadzonych wcześniej badań geologicznych i geofizycznych oraz wykaz wykorzystanych materiałów archiwalnych wraz z ich inter-

- pretacją oraz przedstawieniem na mapie geologicznej, w odpowiedniej skali, miejsc wykonania tych badań;
- 3) opis budowy geologicznej i warunków hydrogeologicznych;
  - 4) cel prac geologicznych obejmujących m.in.:
    - opis i uzasadnienie liczby, lokalizacji i rodzaju projektowanych wyrobisk, ze szczególnym uwzględnieniem metodyki lokalizacji punktów badawczych w przypadku badań na pełnym morzu;
    - charakterystykę i uzasadnienie zakresu oraz metod projektowanych badań batymetrycznych, sejsmologicznych, geofizycznych i geochemicznych oraz ich lokalizacji;
    - opis opróbowania wyrobisk, w tym pobór próbek do oznaczeń zanieczyszczenia gruntu;
    - zakres obserwacji i badań terenowych;
    - zakres badań laboratoryjnych;
    - dobór urządzeń do pobierania próbek o odpowiedniej jakości, rodzaju próbników w zależności od głębokości i potrzeb badań;
  - 5) harmonogram projektowanych prac geologicznych, w tym terminów ich rozpoczęcia i zakończenia.

Część graficzna projektu powinna zawierać:

- 1) mapę topograficzną w skali co najmniej 1:100 000 z zaznaczeniem terenu projektowanych prac geologicznych;
- 2) mapę geologiczną, hydrogeologiczną, geologiczno-inżynierską, geofizyczną oraz przekrój geologiczny, jeżeli takie dokumenty zostały już sporządzone;
- 3) lokalizację obszaru i miejsc projektowanych badań na mapie sytuacyjno-wysokościowej i geologicznej w skali nie mniejszej niż 1:50 000; należy wskazać lokalizację na wszelkich mapach charakteryzujących warunki i ukształtowanie dna morskiego czy falowanie w przypadku badań projektowanych w pełnym morzu; jeśli badania prowadzone są w strefie brzegowej, jako podkład należy wykorzystać również dostępne mapy charakteryzujące procesy geodynamiczne.

Na mapie sytuacyjno-wysokościowej zaznacza się przebieg linii energetycznych, telekomunikacyjnych, gazociągów, rurociągów i innych obiektów, ograniczających wykonywanie prac geologicznych. Przy sporządzaniu map dla projektów stosuje się ogólnie przyjęte normy, oznaczenia i symbole. Należy szczególnie zwrócić uwagę na zlokalizowanie terenu badań znajdującego się na pełnym morzu w stosunku do szlaków morskich, podwodnych rurociągów itd.

Jeżeli osiągnięcie zamierzonego celu prac geologicznych wymaga prowadzenia robót w kilku etapach, to w projekcie powinno się szczegółowo określić rodzaje, zakres i harmonogram prac geologicznych oraz ich lokalizację dla etapu pierwszego oraz wstępnie dla etapów kolejnych, co jest szczególnie ważne w przypadku prowadzenia badań na morzu. Przed podjęciem kolejnego etapu prac geologicznych sporządza się aneks do projektu, który zatwierdza właściwy organ administracji geologicznej w sytuacjach, kiedy jest to wymagane. Przy planowaniu prac etapami należy pamiętać o specyfice prowadzenia robót na otwartym morzu, gdzie wa-

runki atmosferyczne i pora roku są bardzo istotne, a względy bezpieczeństwa wymagają ostrożnego i dokładnego przygotowania prac.

W projekcie należy przedstawić opis przedsięwzięć technicznych, technologicznych i organizacyjnych, mających zapewnić powszechne bezpieczeństwo, bezpieczeństwo pracy i ochronę środowiska. Ma to szczególne znaczenie w trakcie prowadzenia robót w rejonie klifu, a zwłaszcza na pełnym morzu.

W projekcie dotyczącym badań odcinków klifowych celowe jest uwzględnienie specyfiki obszaru badań. Ze względu na dostępność terenu rozpoznanie odcinków brzegów klifowych jest trudne i wymaga znacznego zakresu badań różnymi metodami zarówno w strefie oddziaływania fal morskich, jak i na krawędziach i zapleczu klifów. Przy projektowaniu badań klifów konieczne jest uwzględnienie stopnia ich aktywności. Generalnie rozróżniamy klify aktywne i martwe. W analizie rozwoju i dynamiki należy rozpatrywać cały masyw: od linii brzegowej, przez zbocze, górną krawędź do zaplecza klifu. Do oceny aktywności klifu bardzo przydatne są dane monitoringowe, na podstawie których można określić w jakim stadium znajduje się on obecnie. Dla rozpatrywanego odcinka klifu ważne jest też kartowanie geologiczno-inżynierskie, pozwalające m.in. na rejestrację osuwisk, obrywów, wypływów wód podziemnych, rejonów zawodnionych i gromadzenia się wód opadowych.

Do ogólnego rozpoznania masywów klifowych przydatne są mapy geologiczne i hydrogeologiczne w skali 1:50 000 oraz dokumentacje geologiczno-inżynierskie i geotechniczne. Z badań i pomiarów terenowych niezbędne jest uzyskanie informacji o:

- przestrzennym ukształtowaniu poszczególnych warstw gruntów budujących klif;
- wodach powierzchniowych i podziemnych – lokalizacja cieków, sączeń i obszarów podmokłych, pomiary zwierciadła wody w piezometrach;
- parametrach fizyczno-mechanicznych gruntów – wyniki badań polowych i laboratoryjnych;
- procesach osuwiskowych i erozyjnych – wyniki pomiarów geodezyjnych i za pomocą inklinometrów.

Wyniki badań przedstawione w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej powinny obejmować ocenę stopnia aktywności osuwisk. Na wybrzeżach klifowych należy wskazać odcinki zagrożone ruchami osuwiskowymi. Istotną częścią tych prac jest monitoring osuwisk i terenów zagrożonych procesami geodynamicznymi, który należy prowadzić regularnie. Zasady oceny stateczności i ochrony brzegów klifowych zostały omówione w monografii A. Tejchmana i in. (1995). Monitoring powierzchniowy wykonywany jest metodami geodezji klasycznej lub przy użyciu aparatury GPS, natomiast monitoring wgłębny prowadzony jest na podstawie pomiarów inklinometrycznych; celem jego jest określenie dynamiki wgłębnej osuwiska oraz wielkości przemieszczeń na różnych głębokościach. Zakres monitoringu powinien obejmować:

- opracowanie prognozy rozwoju osuwisk,
- ostrzeżenie przed ruchami osuwiskowymi,

- wskazanie przydatnych metod stabilizacji osuwisk,
- ocenę skuteczności wykonanych zabezpieczeń.

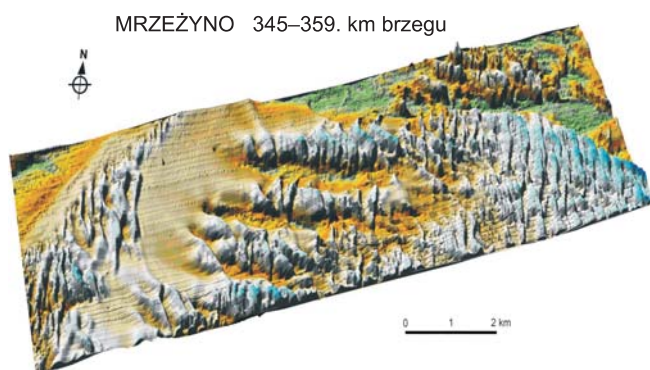
Obserwacje hydrogeologiczne wykonuje się za pomocą pomiarów zwierciadła wody w piezometrach położonych w sąsiedztwie inklinometrów. Wymagania związane z instalacją piezometrów i prowadzenia pomiarów określa norma PN-B-04452:2002.

### 7.3. BADANIA TERENOWE

#### 7.3.1. Pomiary geodezyjne i batymetryczne

Jednym z najważniejszych zadań we wszelkich badaniach geologiczno-inżynierskich morza i brzegu morskiego jest dokładne pozycjonowanie. Do prowadzenia pomiarów geodezyjnych w tych obszarach stosowany jest precyzyjny system nawigacji satelitarnej – *Differential Global Positioning System* (DGPS). Często statki badawcze wyposażone są w system kontroli, który pozwala umiejscowić jednostkę we wskazanym przez GPS punkcie z dokładnością do pół metra i utrzymywać tę pozycję przez czas trwania opróbowywania osadów, nawet przy większym falowaniu.

Narzędziami używanymi do pomiarów batymetrycznych są sondy wielowiązkowe (*multibeam echo-sounder*). Pozwalają one zbierać informacje o ukształtowaniu dna nie tylko wzdłuż linii profilowania, ale także całego pasa dna o szerokości sięgającej czterokrotnej głębokości wody, przy podziale na wiele kanałów (np. 24, 48). Uzyskany tą drogą obraz jest ogólny i pozwala na identyfikację większych form oraz obiektów bez ich cech szczegółowych (rys. 7.1). W przypadku bardzo płytkich wód, szczególnie w strefie przybrzeżnej, stosuje się sondy jednokanałowe.



Rys. 7.1. Obraz powierzchni dna uzyskany za pomocą sondy wielowiązkowej (po przetworzeniu)

#### Fotogrametria brzegu morskiego

**Fotogrametria** jest dziedziną nauki i techniki zajmującą się określeniem położenia, wymiarów i kształtu obiektów przestrzennych na podstawie ich obrazów fotograficznych. Innymi słowy – rozszerzając tę definicję – zajmuje się pozyskiwaniem informacji przestrzennej, zwłaszcza geograficznej, drogą rejestracji, pomiaru, przetwarzania i interpretacji obrazów fotogrametrycznych.

W rozwoju historycznym fotogrametrii można wyróżnić trzy fazy:

- fotogrametrię analogową, dla której podstawowym instrumentem był autograf analogowy i konsekwentnie dane miały charakter analogowy;
- fotogrametrię analityczną, dla której podstawowym instrumentem był autograf analityczny, a dane miały charakter wektorowy;
- fotogrametrię cyfrową, dla której podstawowym instrumentem jest fotogrametryczna stacja cyfrowa, a dane mają postać cyfrową.

W podsumowaniu powyższego podziału można stwierdzić, że pierwsza faza ma niski stopień automatyzacji, druga – średni, a trzecia – wysoki.

Z uwagi na miejsce, z którego wykonywane są zdjęcia, można podzielić fotogrametrię na **lotniczą** (aerofotogrametrię) i **naziemną** (terrofotogrametrię). Fotogrametria lotnicza początkowo korzystała z balonów, a nawet latawców. Wraz z postępem awiacji główną platformą, z której wykonywano zdjęcia, stał się samolot. Obecnie fotogrametria lotnicza wykorzystuje również lotnicze i satelitarne zobrazowania niefotograficzne (skanery obejmujące zakres widma widzialnego oraz podczerwieni, kamery CCD, zobrazowania mikrofalowe, LIDAR itp.). Ze względu na specyficzne problemy opracowania zdjęć i zobrazowań satelitarnych, ten dział określa się mianem fotogrametrii satelitarnej. Warto podkreślić, że odnotowywany jest systematyczny postęp w zakresie poprawy zdolności rozdzielczej zdjęć z satelitów najnowszej generacji. Satelita IKONOS-2 ma zdolność rozdzielczą sięgającą 1 m, Quick Bird – 0,68 m, a umieszczony na orbicie w dniu 6 września 2008 r. GeoEye-1 – 0,41 m. Parametry te są zbliżone do dokładności zdjęć lotniczych.

Oprócz rozwoju fotogrametrii lotniczej, ostatnie lata przyniosły znaczący postęp w dziedzinie fotogrametrii naziemnej, często nazywanej fotogrametrią bliskiego zasięgu. Przedmiotem pomiaru może być położenie, kształt, deformacja czy nawet ruch obiektu. Fotogrametria naziemna może być z powodzeniem wykorzystywana w badaniach geologicznych, w tym do pomiarów, rejestracji i monitoringu strefy przybrzeżnej.

Zdjęcia lotnicze, satelitarne czy naziemne mogą być i są wykorzystywane nie tylko do celów pomiarowych, ale również interpretacyjnych. **Fotointerpretacja** zajmuje się wykrywaniem, rozpoznawaniem obiektów, procesów i zjawisk na powierzchni terenu. Na podstawie zinterpretowanych informacji sporządzane są różne mapy tematyczne. W celu nałożenia informacji przestrzennych, pochodzących z rozmaitych źródeł lub zebranych w różnym czasie, celowe jest wykonanie **ortofotomapy**, czyli mapy obrazowej – utworzonej z pojedynczych obrazów poddanych ortorektyfikacji – przedstawionej w nawiązaniu do układu współrzędnych przyjętego odwzorowania kartograficznego.

Pewne próby wykorzystania technik fotogrametrycznych oraz ich fotointerpretację podjęto na obszarze ujścia Wisły w rejonie Świbna. Za pośrednictwem Zarządu Geografii Wojskowej pozyskano serię panchromatycznych zdjęć lotniczych wykonanych w latach: 1947 – skala 1:10 000, 1958 – skala



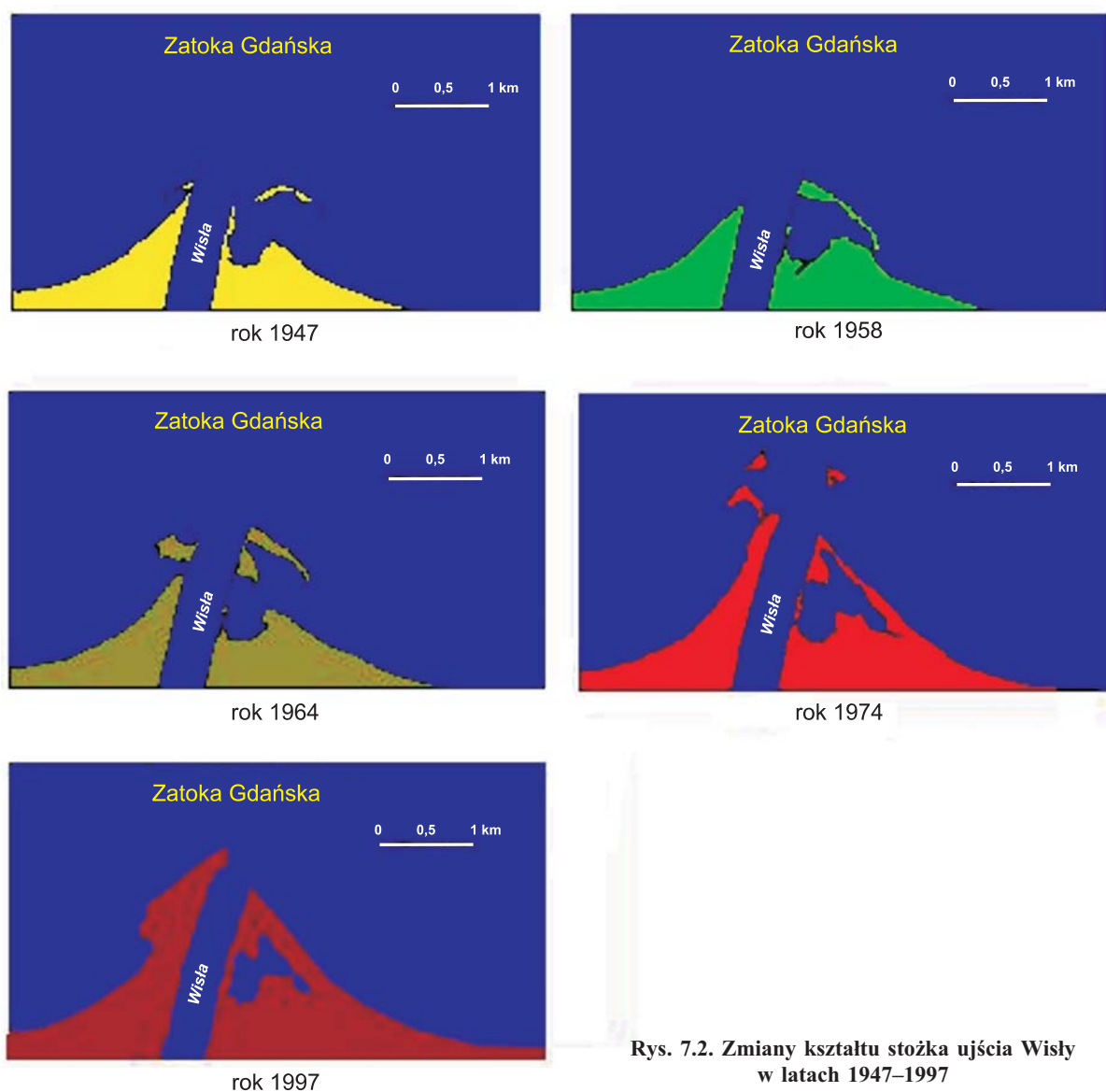
1:10 000, 1964 – skala 1:14 000, 1976 – skala 1:18 000 oraz zdjęcie kolorowe z 1997 r. w skali 1:26 000. W sumie wykorzystano 65 odbitek stykowych zdjęć panchromatycznych i 2 zdjęcia kolorowe z projektu PHARE. Zdjęcia te przetworzono za pomocą oprogramowania ERMapper 6.2 do postaci ortofotomapy. Zastosowano odwzorowanie kartograficzne Gaussa-Krügera na geocentrycznej elipsoidzie WGS-84 oraz układ współrzędnych geograficznych 1992.

Dodatkowo przeprowadzono pomiary zmian położenia linii brzegowej aparaturą GPS. Wykonano je w październiku 2001 r. oraz w marcu i we wrześniu 2002 r. sprzętem Pathfinder ProXL firmy Trimble. Przy pomiarach zastosowano dwa urządzenia, z których jedno spełniało rolę stacji bazowej ustawionej w punkcie o znanych współrzędnych, a drugie działało w trybie odbiornika ruchomego. W celu zwiększenia dokładności pomiarów jako bazy wykorzystano punkty państwowej sieci POLREF, które stanowią podstawową, trójwymiarową osnowę kraju zrealizowaną technologią GPS.

Porównanie linii brzegowej w strefie ujścia Wisły w rejonie Świbna w okresie obserwacyjnym pięćdziesięciu lat

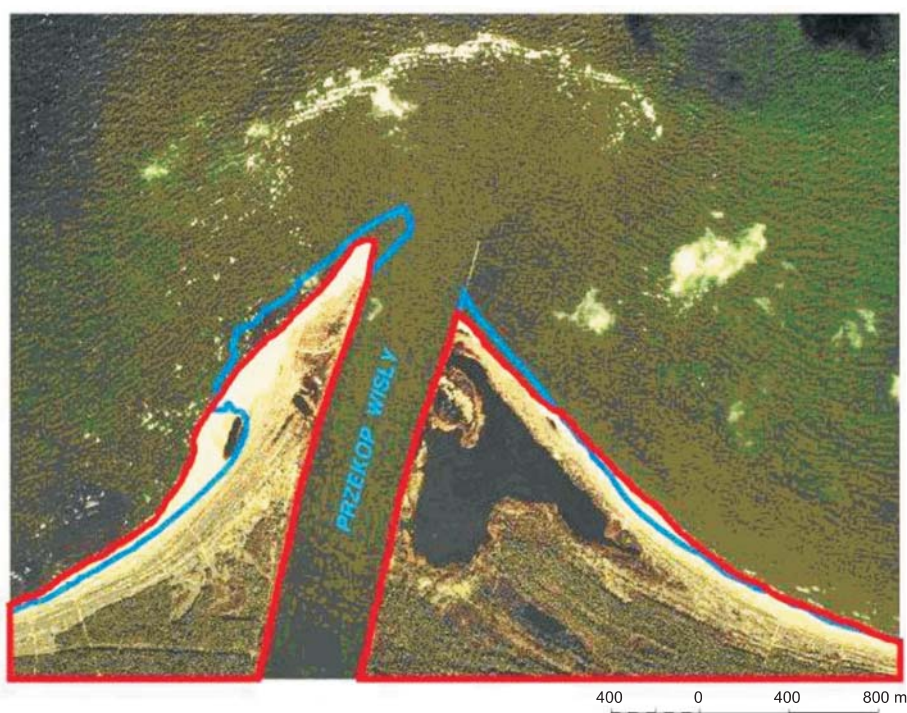
przedstawia skomplikowany obraz. Po obu stronach przekopu Wisły zaznacza się wyraźny przyrost brzegu, przy czym znacznie większe zmiany zachodziły po stronie wschodniej, gdzie linia brzegowa przesunęła się maksymalnie o 0,5 km. Zmiany powierzchni stożka Wisły w latach 1947–1997 ilustruje [rysunek 7.2](#).

W analizowanym okresie 5-letnim (1997–2002) erozja dominowała w północnej – podmorskiej części stożka, akumulacja natomiast w jego części południowej, u nasady. W części północnej, po zachodniej stronie stożka, erozji uległ obszar o powierzchni 105 000 m<sup>2</sup>, podczas gdy po stronie wschodniej – obszar o powierzchni 51 000 m<sup>2</sup>. W części południowej – u nasady stożka, zwiększył się obszar o 111 000 m<sup>2</sup> po stronie zachodniej i o 43 000 m<sup>2</sup> po stronie wschodniej. W rezultacie zachodnia część stożka powiększyła się w ciągu 5 lat o 6000 m<sup>2</sup>, a wschodnia zmniejszyła o 8000 m<sup>2</sup>. Łącznie lądowa część stożka ujściowego Wisły zmalała zaledwie o 2000 m<sup>2</sup>. Zmiany po stronie zachodniej były bardziej dynamiczne; większe ilości osadu przemieściły się w wyniku procesów erozji i akumulacji. Obraz taki



Rys. 7.2. Zmiany kształtu stożka ujścia Wisły w latach 1947–1997





Rys. 7.3. Zmiana kształtu stożka ujścia Wisły na podstawie: zdjęcia lotniczego (1997) – linia niebieska oraz zobrazowania IKONOS (2002) – linia czerwona; tło – zdjęcie satelitarne IKONOS, scena z dnia 8 marca 2002 r.

związany jest z dominującymi w Zatoce Gdańskiej kierunkami wiatrów i sztormów, najczęściej z zachodu i południowego zachodu. Powoduje to duże zmiany położenia linii brzegowej po zachodniej stronie stożka i większe przenoszenie materiału osadowego w kierunku wschodnim (rys. 7.3).

Jak widać z powyższego, zastosowanie metod fotogrametrycznych i teledetekcyjnych do badania i obserwacji linii brzegowej jest niezwykle efektywne, pozwala bowiem na przejście z danych jakościowych na dane ilościowe i ma przed sobą ogromne perspektywy.

### 7.3.2. Badania geofizyczne

Badania geofizyczne są nieodzowną częścią prac geologiczno-inżynierskich na morzu, dostarczają bowiem cennych informacji, których nie można uzyskać innymi metodami, a mianowicie zapewniają ciągły zapis zarówno powierzchni dna, jak i warstw osadów. Sposób prowadzenia prac, a także wykorzystana aparatura i zakres jej użycia zależą od rodzaju dokumentacji i oczekiwanych danych. Należy się jednak liczyć z tym, że na uzyskane wyniki mogą w istotny sposób wpłynąć lokalne warunki geologiczne lub specyfika akwenu.

Badania geofizyczne nabierają szczególnego znaczenia, gdyż w warunkach morskich utrudniona jest bezpośrednia obserwacja badanego obszaru i pobieranie próbek. Do badań na morzu dostępnych jest szereg metod, których nie można użyć na lądzie. Pozwalają one na szczegółowe rozpoznanie

warunków geologicznych, właśnie dzięki specyficznym właściwościom środowiska wodnego, takim jak dobra propagacja sygnałów akustycznych czy też możliwość wygodnego manewrowania bez konieczności omijania przeszkód terenowych. Podstawę metod badania dna morskiego, tj. rozpoznania jego powierzchni, morfologii, osadów oraz budowy wglębnej i parametrów gruntów, stanowi aparatura bazująca na wykorzystaniu fal mechanicznych, zarówno pasma akustycznego, jak i ultradźwięków.

### Geofizyczne rozpoznanie dna morskiego

Do szczegółowego rozpoznania dna morskiego, a w szczególności jego rzeźby, używa się sonarów bocznych skanujących (*side-scan-sonar*), skrótowo określanych często jako sonary boczne. Sonar taki ma specjalnie ukształtowany przetwornik (rys. 7.4), który wysyła w kierunku dna wiązkę ultradźwięków w formie wachlarza dużej szerokości

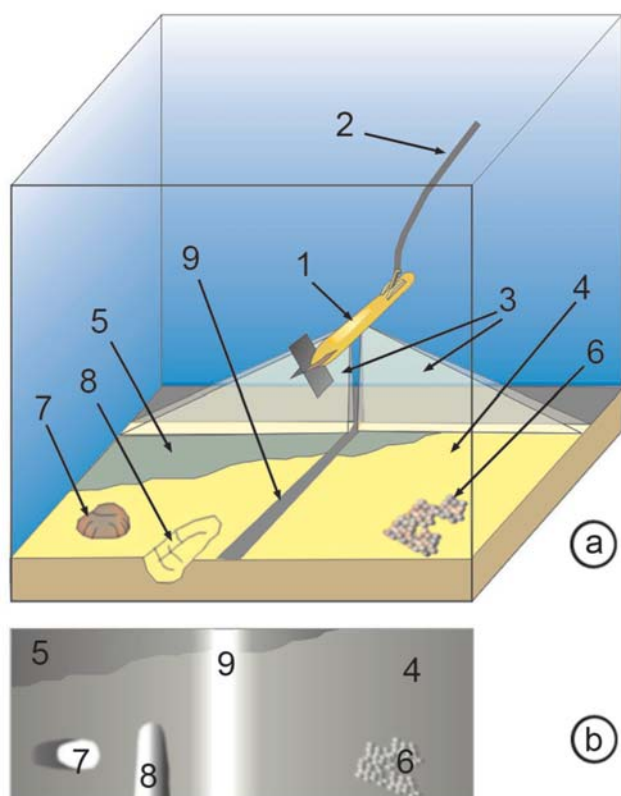
w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku ruchu, a jednocześnie na tyle wąską wzdłuż toru ruchu, aby można ją było interpretować jako linię skanowania. Dzięki przemieszczaniu aparatury wzdłuż profilu uzyskujemy ciągły obraz pasa dna (rys. 7.5).

Uzyskana rejestracja sprawia wrażenie zdjęcia przy silnym, bocznym oświetleniu. Odczytywanie takich materiałów polega na interpretacji zapisanych cieni od nierówności dna i zalegających na nim obiektów. Wyniki profilowania sonarowego zapisywane są na nośnikach elektronicznych, co pozwala nie tylko łatwiej je odtwarzać i przeglądać, ale przede wszystkim umożliwia ich przetwarzanie komputerowe w celu sporządzania mozaiki – mapy sonarowej (rys. 7.6).

W zależności od sposobu prowadzenia badań i użytej aparatury, profilowanie sonarowe pozwala wykryć różnych rozmiarów obiekty zalegające na dnie, począwszy od zatopionych budowli czy wraków (rys. 7.7) po kotwi-

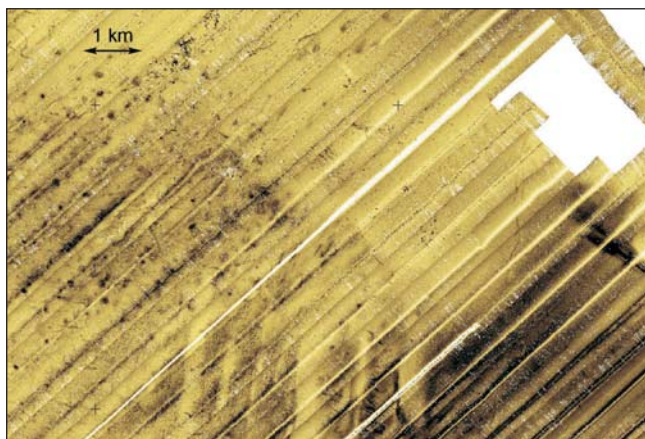


Rys. 7.4. Przetwornik sonaru bocznego skanującego typu ryba



Rys. 7.5. Zasada pracy sonaru (a) i odwzorowanie powierzchni dna (b)

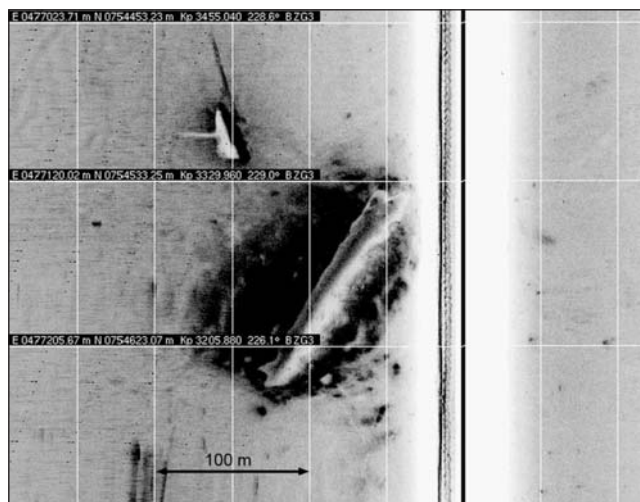
1 – przetwornik sonaru, 2 – kabel holujący, 3 – wiązki skanujące, 4 – dno piaszczyste, 5 – dno mulkowane, 6 – żwir zalegający na powierzchni dna, 7 – pojedynczy głaz wystający z dna, 8 – zagłębienie w dnie, 9 – „strefa martwa” bezpośrednio pod sonarem



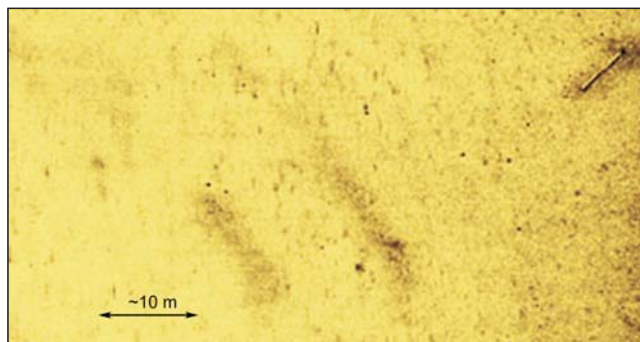
Rys. 7.6. Przykładowa mapa sonarowa – mozaika zestawiona z rejestracji sonarowych z rejonu Zatoki Gdańskiej; widoczne poszczególne pasy rejestracji; w prawym górnym rogu obszar bez pokrycia rejestracją, w centralnej części na dole formy morfologiczne (wały) zbudowane z piasków o przebiegu N–S, obok po prawej kłapowisko (miejsce składowania osadów z pogłębiania torów wodnych itp.), po lewej stromy skłon i przejście osadów w muły morskie

ce, skrzynie lub pojedyncze pale (rys. 7.8). Jest to więc aparatura pozwalająca rejestrować obiekty mogące stanowić przeszkody przy prowadzeniu prac geologiczno-inżynierskich (oraz budowlanych) i dostarczająca szeregu informacji z zakresu morfologii dna morskiego. Profilowanie sonarowe pozwala wyróżnić formy akumulacyjne zbudowane z piasków morskich i obserwować wykształcenie ich powierzchni, przede wszystkim odczytać obecność albo brak zmarszczek falowych lub prądowych, a także ich wielkość i układ (rys. 7.9).

Odrębnym zagadnieniem jest ocena rodzaju dna na podstawie zaciemnienia rejestracji. W zależności od właściwości osadu zalegającego na dnie zmieniają się proporcje między pochłanianiem i rozpraszaniem sygnału akustycznego. Są to oczywiście różnice względne, które jednak pozwalają na wyznaczenie granic zasięgu poszczególnych rodzajów osadów. Piaski drobno- i średnioziarniste z reguły odbijają dobrze sygnał akustyczny (na częstotliwościach, jakich się używa w przypadku sonarów bocznych) i rysują się jako jasne plamy

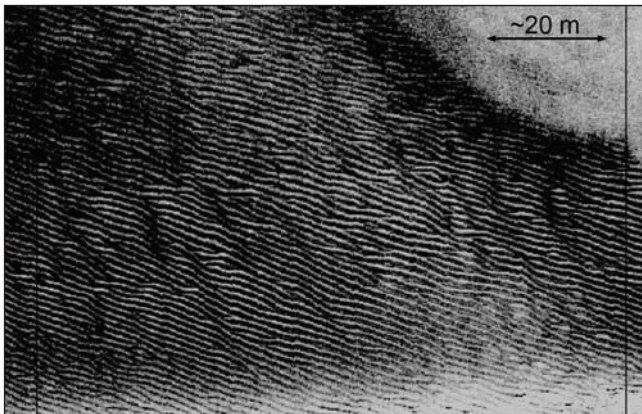


Rys. 7.7. Obraz sonarowy dużego obiektu zalegającego na powierzchni dna, częściowo zagrzebanego – prawdopodobnie kadłub wraku niewielkiej jednostki pływającej

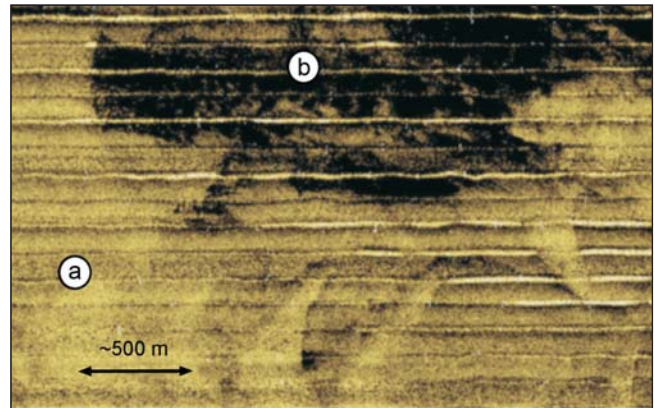


Rys. 7.8. Obraz sonarowy pojedynczego pala lub rury leżącej na dnie piaszczystym (prawy górny róg)





Rys. 7.9. Duże zmarszczki falowe na dnie morskim  
– rejon Ławicy Słupskiej



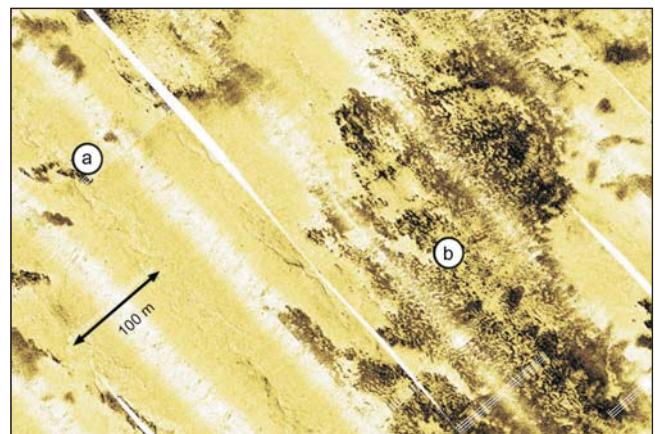
Rys. 7.10. Odzworowanie zróżnicowania litologicznego dna:  
a – dno pokryte osadami piaszczystymi,  
b – wychodnie osadów mułkowych

pokryte niekiedy delikatnymi zmarszczkami. Mułki morskie lub namuły z dużą zawartością substancji organicznej pochłaniają z reguły więcej energii, przez co zapisane są jako obszary ciemniejsze (rys. 7.10). Również osady grubookruchowe lub żwiry tworzą pola ciemniejsze często o specyficznej fakturze, co się wiąże z rozpraszaniem promienia akustycznego padającego na taką powierzchnię (rys. 7.11).

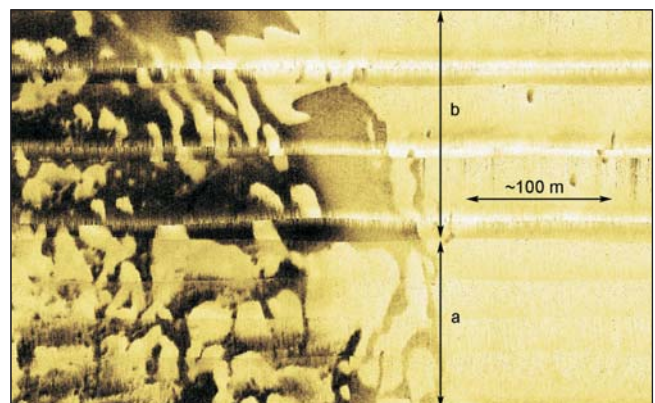
Wykonanie zdjęcia sonarowego polega na pokryciu badanego obszaru pasami o szerokości równej zasięgowi sonaru bocznego na danym zakresie. Dla ogólnego rozpoznania dna stosuje się zasięg boczny równy 300 m. Przy badaniach geologiczno-inżynierskich jest to z reguły obraz zbyt mało dokładny. Dla uzyskania szczegółowszego obrazu dna wskazane jest wykorzystanie zakresu 50 m. Maksymalna odległość profili badawczych zapewniająca pełne pokrycie rejonu badań wynosi w tym przypadku 100 m, a więc kolejne pasy stykają się ze sobą. Takie prowadzenie badań nie gwarantuje jednak dobrego obrazu dna. Ze względu na nieuniknione zejścia sonaru z projektowanych profili powstają przeważnie lokalne luki w mozaice. Taką luką jest też brak widoku środkowego pasa pod sonarem. Z tych powodów lepiej prowadzić kolejne pasy na zakładki (rys. 7.12).

Należy pamiętać, aby nie stosować 50-metrowych odległości między profilami, ponieważ spowoduje to nakrycie sąsiednich przejść sonaru i nie wyeliminuje wspomnianych wcześniej ułomności. Najlepszym systemem prowadzenia prac, pozwalającym na możliwie pełne usunięcie wad rejestracji sonaru, jest wykonanie dwu przejść sonarem co 100 m z przesunięciem 25-metrowym (rys. 7.13). W praktyce przeważnie wybiera się pełne pokrycie bez zakładki, rezygnując z jakości mozaiki na rzecz minimalizacji kosztów.

Obecnie w badaniach geologiczno-inżynierskich na obszarach morskich, już w trakcie prac rejsowych, stosuje się składanie mozaiki sonarowej z modelem przestrzennym dna uzyskanym z sondy wielowiązkowej. Takie działania pozwalają szczegółowo ocenić morfologię dna i zaplanować inne (uznane za niezbędne) badania lub inspekcje przy użyciu pojazdów typu ROW (zdalnie sterowanych pojazdów

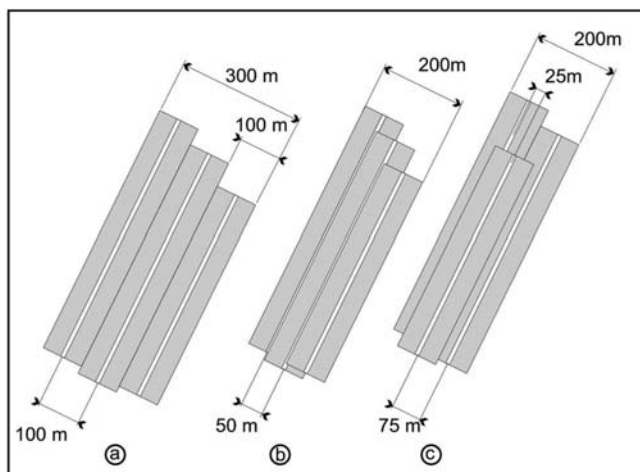


Rys. 7.11. Zróżnicowanie rejestracji sonarowej:  
a – dno pokryte piaskiem,  
b – żwiry na powierzchni dna



Rys. 7.12. Zróżnicowanie mozaiki sonarowej: a – strefa, w której prowadzono prawidłowo rejestrację „na zakładkę”, b – przesunięcie profili równe szerokości pasów rejestracji – brak poprawy jakości mimo szerokiej zakładki, nadal widoczne pasy rozdzielające rejestrację („strefa martwa”)





Rys. 7.13. Planowanie prac sonarowych: a – pełne pokrycie dna (rejestracja prowadzona pas przy pasie bez zakładki), b – nieprawidłowe zakładki (mimo znacznego zmniejszenia obszaru objętego zdjęciem, nie należy się spodziewać polepszenia jakości mozaiki), c – zakładki prawidłowe (odpowiednia obróbka danych może doprowadzić do całkowitego wyeliminowania zniekształceń związanych ze „strefą martwą”)

wyposażonych w kamery, a często i narzędzia do pobierania próbek), a także wprowadzić korekty zaplanowanych sondowań lub wierceń.

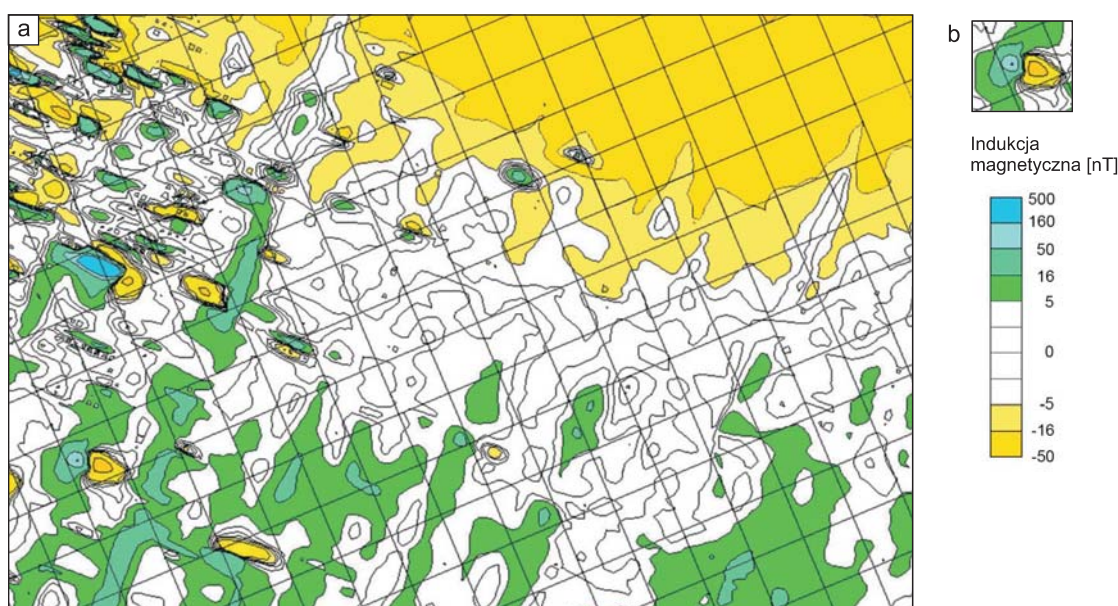
Oprócz obserwacji dna przy użyciu sonarów bocznych, przy wykonywaniu dokumentacji geologiczno-inżynierskich często korzysta się z profilowania magnetometrycznego, szczególnie na obszarach, gdzie spodziewamy się zatopionej amunicji lub metalowych części wraków jednostek pływających. Do profilowania wykorzystuje się magnetometry protonowe różnicowe holowane

w toni wodnej. Użycie magnetometru pozwala zlokalizować obiekty metalowe zalegające zarówno na dnie, jak i płytko pogrzebane w osadach dennych. Wynikiem profilowania jest mapa zmian pola magnetycznego (rys. 7.14). Interpretacja polega na odnalezieniu w zapisie pola anomalii magnetycznych.

Anomalie te świadczą o obecności przedmiotów metalowych, których wielkość można powiązać z rozmiarami obiektu. Metoda ta jest bardzo czuła na gęstość profilowania. Im odstęp między profilami są mniejsze, tym można obserwować subtelniejsze anomalie, a w konsekwencji wykrywać drobniejsze przedmioty metalowe. Przy profilowaniu magnetometrycznym stosuje się dużą gęstość profili – z reguły co 50 m, a czasem co 20–25 m przy rozpoznaniu szczegółowym.

### Geofizyczne rozpoznanie gruntów morskich

Do metod geofizycznych, prowadzących do rozpoznania wglębnej budowy geologicznej dna morskiego, należy profilowanie sejsmoakustyczne lub sejsmiczne refleksyjne. Różnią się one energią i średnią częstotliwością wykorzystywanego sygnału, a także sposobem odbioru i obróbką uzyskanego echa sygnału. Opierają się na tej samej zasadzie, tj. wysłaniu ze źródła sygnału sondującego i analizie echa powracającego ze środowiska i odbitego od poszczególnych warstw osadów budujących dno. Generalnie, do badań geologiczno-inżynierskich nie wykorzystuje się sejsmiki morskiej, lecz tylko metody sejsmoakustyczne dające obraz o mniejszym zasięgu w głąb (tzw. penetracja), ale o większej rozdzielczości. Ze względu na niewielką penetrację sygnału, stosuje z reguły aparaturę jednokanałową. Rejestracja z różnych systemów sejsmoakustycznych może się znacznie różnić, dlatego przed omówieniem metod interpretacji wyników przedstawiono w zarysie charakterystyki stosowanych systemów.



Rys. 7.14. Mapa względnych zmian pola magnetycznego (a) i przykładowa anomalia magnetyczna (b)

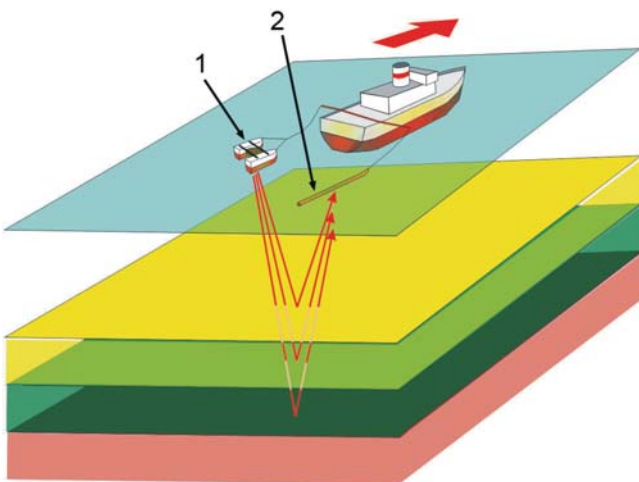


W zakresie metod sejsmoakustycznych dalszy podział związany jest z wykorzystaniem określonych źródeł wzbudzenia impulsu sondującego. Aparatura składa się przeważnie ze źródła sygnału i zestawu hydrofonów połączonych w antenę o charakterystyce kierunkowej (rys. 7.15).

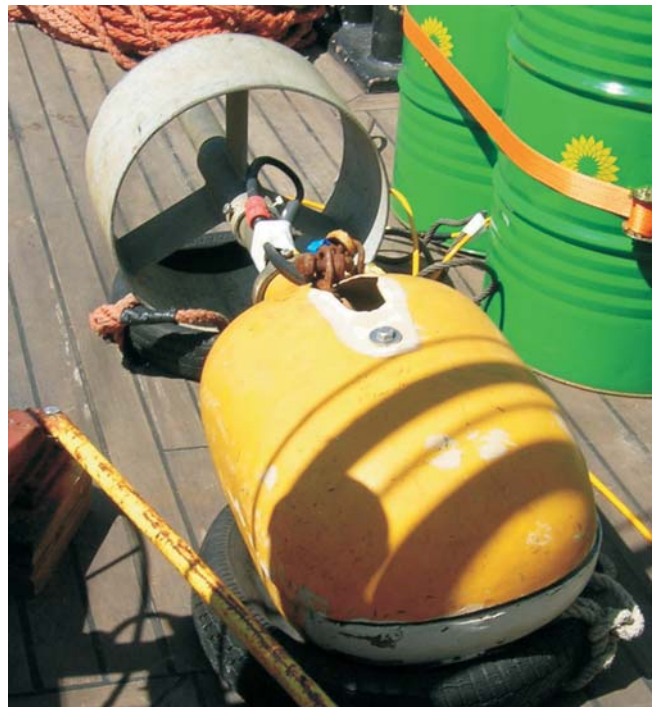
Sejsmoakustyka wysokoczęstotliwościowa (tzw. pinger) to różnego rodzaju profilografy warstw poddennych (rys. 7.16) bardzo zbliżone w konstrukcji do echosondy, jednak pracujące na częstotliwościach rzędu 3,5 lub 5 kHz. Mają one znacznie większą energię impulsu od typowych echosond nawigacyjnych. Urządzenia te są bardzo wygodne ze względu na niewielkie rozmiary i mniejsze zapotrzebowanie na energię zasilającą niż systemy typu bumer. Dzięki tym zaletom można je stosować z niewielkich jednostek pływających: łodzi motorowych czy nawet pontonów. Często zestawy takiej aparatury spotyka się pod nazwą pipeliner, gdyż stosowane są powszechnie do śledzenia przebiegu rurociągów podwodnych. Tego typu aparaturę najczęściej wykorzystuje się przy badaniach geologiczno-inżynierskich.

Odrębną grupę urządzeń stanowi aparatura o zmiennej w czasie częstotliwości nośnej sygnału, tzw. chip (rys. 7.17). Przy niskiej energii sygnału cechuje się ona dobrą penetracją i ma zdecydowanie lepszą charakterystykę kierunkową, niż pozostałe typy aparatury, oraz wysoką rozdzielczość sygnału. Odebrany sygnał przechodzi złożoną obróbkę matematyczną i uzyskana rejestracja bardziej przypomina rejestrację z echosondy, niż z aparatury sejsmicznej (rys. 7.18).

Niektóre echosondy nawigacyjne mogą pracować na tzw. zakresie profilowania osadów (rys. 7.19), jednak ich możliwości penetracji ograniczają się do osadów mocno zawodnionych, jak muły morskie lub ły. W piaskach penetracja sygnału jest przeważnie zbyt mała, aby określić ich spąg i miąższość. Nowością w tym zakresie są echosondy parametryczne, które pracują przez zmieszanie dwu sygnałów nośnych o różnych częstotliwościach. Pozwala to uzyskać wy-



Rys. 7.15. Zasada pracy aparatury sejsmoakustycznej: 1 – źródło sygnału akustycznego, 2 – kabel hydrofonowy – antena odbiorcza o kierunkowej charakterystyce



Rys. 7.16. Przetwornik profilografu zamknięty w obudowie typu ryba; aparatura ORETECH 3010S pracująca na częstotliwościach 3,5 i 5 kHz (tzw. pinger)

padkowy sygnał o korzystnych cechach sygnału sejsmoakustycznego (penetracja) i właściwościach, jakimi się charakteryzują echosondy (wąska charakterystyka kierunkowa, wysoka rozdzielczość).

Odebrany sygnał obrabiany jest elektronicznie przed zobrazowaniem, co dodatkowo podnosi jego rozdzielczość (rys. 7.20). Urządzenia te mogą uzupełniać typowe zestawy sejsmoakustyczne lub w określonych warunkach nawet je zastępować.



Rys. 7.17. Charakterystyczny kształt przetwornika aparatury typu chip; aparatura X-STAR SB-216S



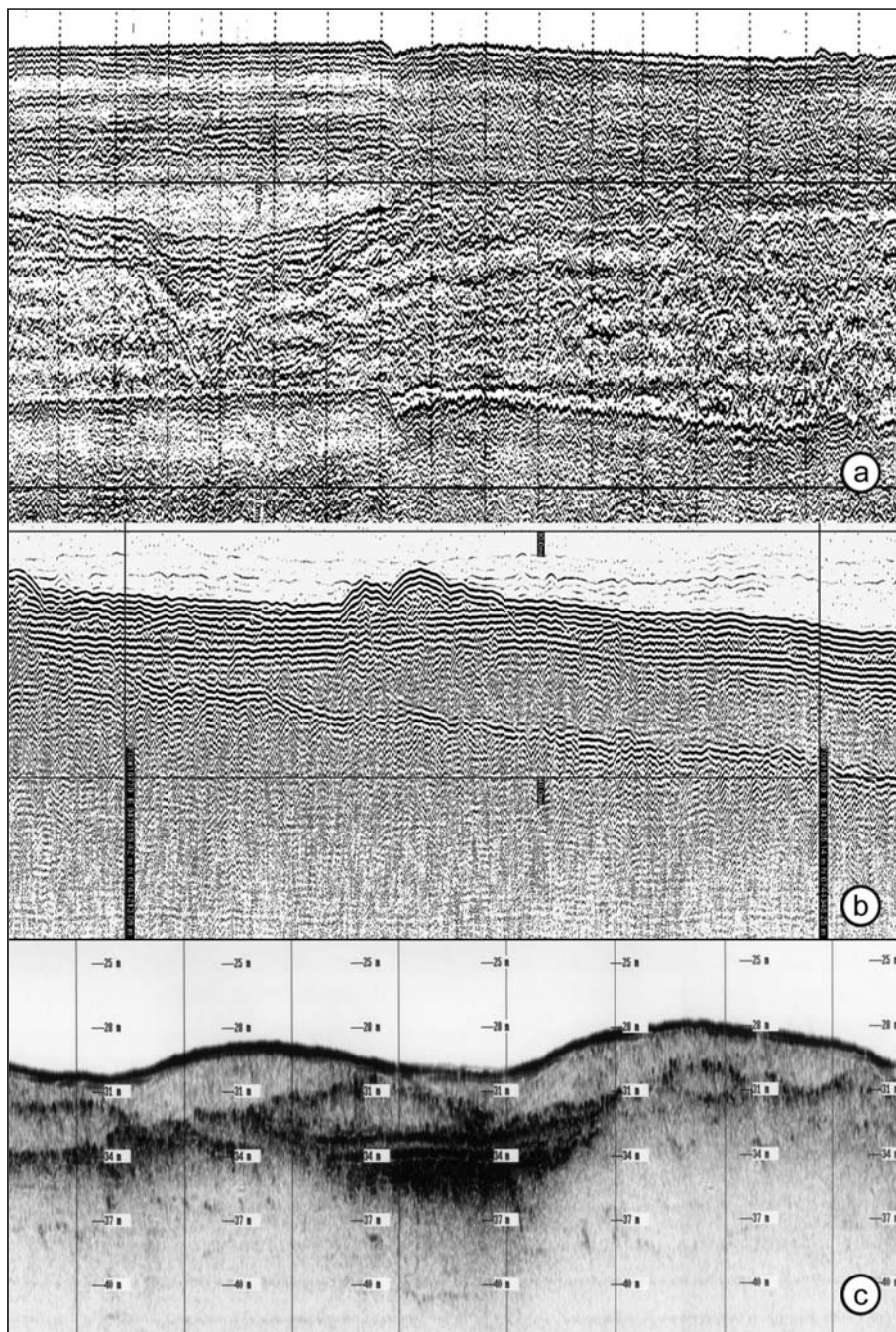


Fig. 7.18. Porównanie rejestracji z różnych typów aparatur:  
a – boomer, b – pinger, c – chip

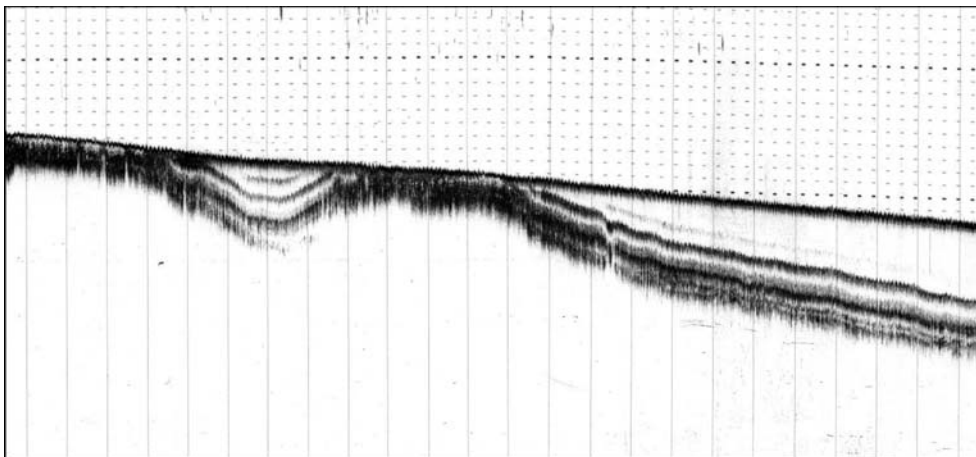
Interpretacja materiałów sejsmoakustycznych polega na wyznaczeniu na rejestracjach granic odbijających, korelacji tych granic między profilami dla wydzielenia jednolitych jednostek akustycznych, a następnie na powiązaniu wydzielonych jednostek z wydzieleniami geologicznymi (litogenetycznymi).

Wstępna analiza materiałów sejsmoakustycznych służy do wytypowania miejsc, w których pobiera się rdzenie osadów. Ostateczna interpretacja materiałów sejsmoakustycznych, prowadząca do przetworzenia ich na przekroje geologiczne, powinna być poprzedzona pobraniem i analizą pró-

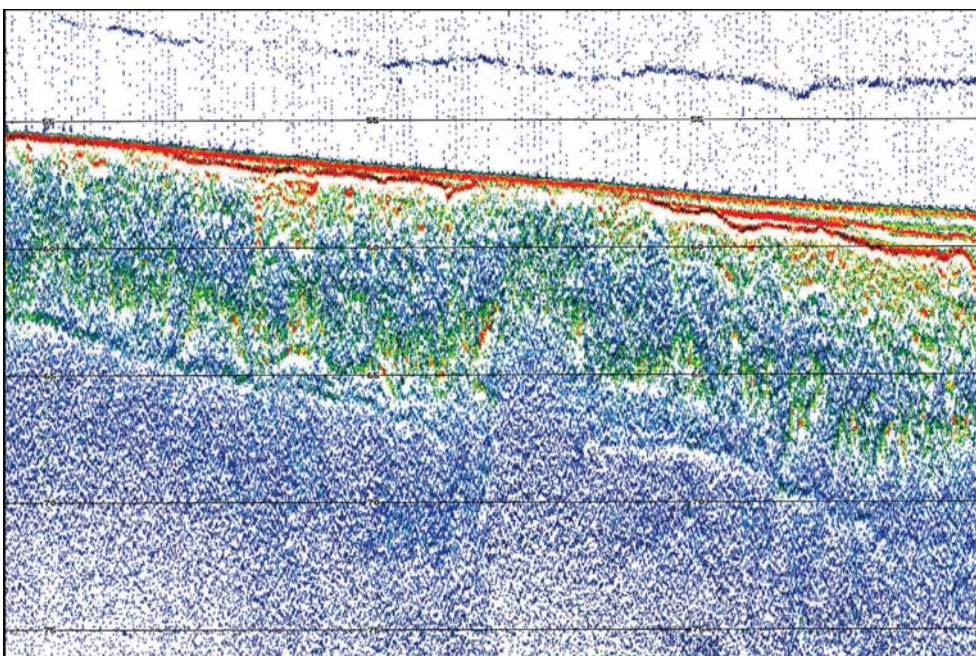
bek z rdzeni i weryfikacją oceny dokonanej na podstawie cech rejestracji.

Przy przekształcaniu rejestracji geofizycznej, zapisanej w pionowej skali czasowej, na przekrój geologiczny wykorzystuje się model czasowy – ustalone prędkości dźwięku dla poszczególnych warstw. W badaniach geologiczno-inżynierskich zazwyczaj dobrze się sprawdza model dwuwarstwowy: z jedną ustaloną prędkością dźwięku dla wody i jedną – dla osadu. W typowych dla Morza Bałtyckiego warunkach prędkość w wodzie można przyjąć 1,45 m/ms, a w





Rys. 7.19. Rejestracja ze standardowej echosondy pracującej w trybie profilowania osadów ujawniająca spąg mułów morskich



Rys. 7.20. Przetworzona cyfrowo rejestracja z nowoczesnej echosondy sedimentacyjnej pozwalająca szczegółowo prześledzić układ warstw osadów (poziom sygnał wyróżniony dodatkowo kolorami)

osadzie 1,6 m/ms. Taka prędkość dźwięku w osadzie dobrze odpowiada warstwom piasków, mułków lub iłów. Jeżeli warstwę osadów stanowi glina zwałowa, to lepiej przyjąć dla niej prędkość 1,8 m/ms, natomiast dla uwodnionych mułów morskich przyjąć prędkość dźwięku. Weryfikacji prędkości przyjętej do modelu można dokonać przez porównanie z wydzieleniami dokonanymi w pobranych rdzeniach. Należy jednak być ostrożnym, gdyż w osadach słabo zwięzłych, jak namuły lub muły morskie, sonda może poruszać się początkowo jak pal i nie pobierać rdzenia, przez co może zaniżyć miąższość tych osadów. W takich warunkach bliższe

rzeczywistości będzie ocenie miąższości tej warstwy na podstawie danych geofizycznych.

Na drodze interpretacji i przetwarzania materiałów sejsmoakustycznych, jak też wykorzystania rdzeni opracowuje się przekroje geologiczno-inżynierskie, na których zaznaczone są granice między osadami i miąższość poszczególnych warstw, co w efekcie umożliwia oszacowanie objętości interesującej warstwy osadów. Prowadzenie profilowania w regularnej siatce pozwala projektować modele budowy geologicznej i obliczać objętość poszczególnych warstw oraz określać ich wzajemne relacje i morfologię.



### 7.3.3. Wiercenia i pobór próbek gruntu w warunkach morskich

Normy PN-B-04452:2002, PN-EN ISO 22475-1:2006 oraz PN-EN 1997-2:2007 wprowadzają trzy kategorie metod pobierania próbek gruntu:

- **kategoria A** obejmuje próbki, w których nie występują lub zdarzają się tylko niewielkie naruszenia struktury gruntu, powstałe podczas pobierania lub transportu. Wilgotność i wskaźnik porowatości próbek pozostają takie same jak w gruncie *in situ* i nie zachodzą żadne zmiany w składzie mineralnym lub chemicznym gruntu. Zgodnie ze starą nomenklaturą są to próbki NNS (o nienaruszonej strukturze), mające według PN-EN 1997-2:2007 klasę jakości 2 lub 1.
- **kategoria B** obejmuje próbki, w których wszystkie składniki występują w takich samych proporcjach jak w gruncie *in situ* z zachowaniem naturalnej wilgotności, natomiast struktura gruntu jest naruszona. Są to próbki o naturalnej wilgotności (NW).
- **kategoria C** obejmuje próbki o całkowicie zmienionej strukturze, przemieszanych składnikach oraz o zmienionej wilgotności. Lokują się one w najslab-

szej, 5. klasie jakości i nie odpowiadają nawet stosowanemu dawniej pojęciu próbek o naturalnym uziarnieniu (NU).

Eurokod PN-EN 1997-2:2007 wprowadza dodatkowo podział próbek przeznaczonych do badań laboratoryjnych na 5 klas jakości ze względu na właściwości gruntu, które pozostają niezmienione w stosunku do warunków *in situ* (tab. 7.1).

Podobny podział na trzy kategorie stosowany jest w metodach poboru próbek skał.

Ponieważ sposób poboru próbek w warunkach morskich odbiega w dość zasadniczy sposób od poboru w warunkach lądowych (choć zasadnicze idee poszczególnych metod pozostają niezmienione), wymagania stawiane wierceniom, a w szczególności metodom poboru próbek gruntów, podano zgodnie z:

- poradnikiem, dotyczącym badań geotechnicznych i geofizycznych w warunkach pełnomorskich i przybrzeżnych (ISSMGE, 2005), opracowanym przez Komitet Techniczny nr 1 Międzynarodowego Stowarzyszenia Mechaniki Gruntów i Geotechniki;
- normą norweską G-001 (2004), dotyczącą badań gruntów morskich.

Tabela 7.1

Klasy jakości próbek gruntu do badań laboratoryjnych i kategorie pobierania próbek (według PN-EN 1997-2:2007)

Właściwości gruntu		Klasa jakości				
		1	2	3	4	5
Niezmienione	uziarnienie	+	+	+	+	
	wilgotność	+	+	+		
	gęstość, stopień zagęszczenia, przepuszczalność	+	+			
	ściśliwość, wytrzymałość na ścinanie	+				
Możliwe do określenia	kolejność warstw	+	+	+	+	+
	granice warstw – przybliżone	+	+	+	+	
	granice warstw – dokładne	+	+			
	granice Atterberga, gęstość właściwa szkieletu, zawartość części organicznych	+	+	+	+	
	wilgotność	+	+	+		
	gęstość, stopień zagęszczenia, porowatość, przepuszczalność	+	+			
	ściśliwość, wytrzymałość na ścinanie	+				
Kategorie pobierania próbek gruntu według PN-EN ISO 14689-1:2006 oraz PN-B-04452:2002		<b>A</b>				
		<b>B</b>				
					<b>C</b>	

Tabela 7.2

**Głębokość poboru próbek i rdzeni gruntowych systemem zaburtowym (ISSMGE, 2005)**

Urządzenie		Głębokość (m)
PROD™		2–100
Rdzeniówka	obrotowa (do skał i twardych gruntów spoistych)	2–6
	grawitacyjna	1–8
	tłokowa	3–30
Wibrosonda		3–8
Próbnik skrzyniowy		0,3–0,5
Próbnik wciskany		1–2
Próbnik czerpakowy	mechaniczny	0,1–0,5
	hydrauliczny	0,3–0,5

W warunkach morskich wszystkie badania polowe, a w szczególności pobór próbek gruntu do badań geologiczno-inżynierskich, wykonuje się dwiema metodami:

- systemem zaburtowym (*seabed mode*), bezpośrednio z powierzchni dna morskiego, przez wprowadzenie próbnika do z góry określonej głębokości lub do głębokości, na którą pozwalają warunki gruntowe;
- systemem otworowym (*drilling mode*) z dna otworu wiertniczego do z góry określonej głębokości, np. około 1 m, lub do głębokości oporu penetracji próbnika.

W obu przypadkach konieczne jest odpowiednie zaplecze w postaci statku badawczego lub platformy wiertniczej obsługującej te prace.

Długość próbki, którą można pobrać w obu przypadkach, zależy od:

- kształtu, wymiarów i charakterystyki próbnika,

- rodzaju gruntu,
- możliwej do zastosowania siły penetracji próbnika oraz sposobu jej przyłożenia, tj. przez wciskanie ze stałą siłą, wibrowanie lub wbijanie.

W przypadku systemu zaburtowego głębokość poboru próbek ograniczają możliwości techniczne próbnika (w tabeli 7.2 podano orientacyjną głębokość poboru próbek w systemie zaburtowym według Komitetu Technicznego nr 1 Międzynarodowego Stowarzyszenia Mechaniki Gruntów i Geotechniki – ISSMGE, 2005). W przypadku systemu otworowego głębokość ta jest limitowana wyłącznie ustaloną głębokością wiercenia.

W tabelach 7.3 i 7.4 pokazano orientacyjną ocenę jakości i skuteczności poszczególnych typów próbników przy różnym rodzaju dna morskiego. Tabele te mogą być wykorzystywane do wyboru próbnika odpowiedniego dla danego badania. Posługując się tabelami 7.3 i 7.4 należy zwrócić uwagę na fakt, iż ocena w skali od 1 do 5 stosowana przez ISSMGE nie jest zgodna z klasą jakości, wprowadzoną przez PN-EN ISO 22475-1:2006 oraz PN-EN 1997-2:2007, która numerowana jest odwrotnie, tj. od najlepszej do najslabszej (tab. 7.1).

### Wiercenia

Dostępny sprzęt i procedury wierceń powinny być dostosowane do następujących grup gruntów:

- miękkoplastyczne i plastyczne grunty spoiste,
- twaroplastyczne i zwarte grunty spoiste,
- luźne piaski pylaste,
- piaski zagęszczone,
- zagęszczone żwiry i pospółki,
- zwarte gliny morenowe z otoczkami,
- skały miękkie (np. kreda).

Dla każdej z wymienionych grup gruntów należy uwzględnić:

- rodzaj narzędzia wiertniczego,
- kryteria wymiany narzędzia wiertniczego,

Tabela 7.3

**Jakość i skuteczność próbników stosowanych w systemie zaburtowym w skali od 1 do 5 dla różnych rodzajów podłoża (ISSMGE, 2005)**

Urządzenie	Jakość próbek			Skuteczność (odniesiona do długości próbnika)		
	grunt		skała	grunt		skała
	piaszczysty	spoisty		piaszczysty	spoisty	
Rdzeniówka grawitacyjna/tłokowa	2	3	1	1	3–4	1
Wibrosonda	2–3	2–3	1	3–4	2–3	1
Próbnik czerpakowy	1–2	2	1	1–2	2	1
Próbnik skrzyniowy	1–2	5	1	1	5	1
Rdzeniówka obrotowa	1	2	3–4	1	3	3–4

Klasa jakości: 1 – słaba, 2 – akceptowalna, 3 – średnia, 4 – dobra, 5 – bardzo dobra

Tabela 7.4

**Jakość i skuteczność próbników stosowanych w systemie otworowym w skali od 1 do 5 dla różnych rodzajów podłoża (ISSMGE, 2005)**

Urządzenie	Jakość próbek			Skuteczność (odniesiona do długości próbnika)		
	grunt		skała	grunt		skała
	piaszczysty	spoisty		piaszczysty	spoisty	
Rdzeniówka tłokowa	3-4	5	1	3	5	1
Próbnik wciskany	3-4	4-5	1	3	5	1
Próbnik wbijany	2-3	2-3	1	3-4	3-4	1
Rdzeniówka obrotowa	1	2	3-4	1	3	3-4

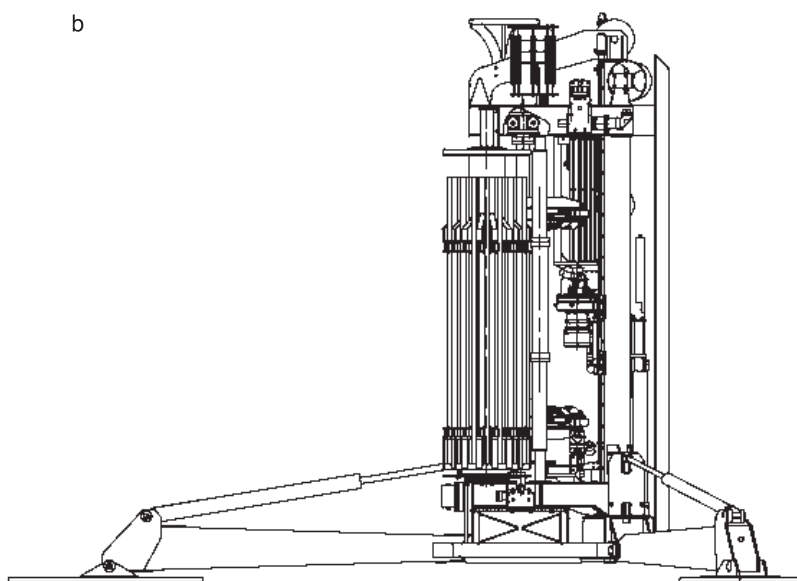
Objaśnienia jak przy tabeli 7.3

– parametry wiercenia (rodzaj, ciśnienie i prędkość przepływu płuczki, liczba obrotów na minutę, prędkość obrotowa, moment obrotowy oraz nacisk).

Parametry wiercenia, które mogą być użyteczne przy interpretacji wyników wierceń (postęp wierceń, granice warstw, przyczyny uszkodzenia próbek, zgrubne oszacowanie warunków gruntowych), są na żądanie zleceniodawcy rejestrowane w stałych odstępach czasu.

Alternatywą tradycyjnych wierceń wykonywanych z pokładu statku lub platformy wiertniczej (dotychczas w warunkach polskiej strefy ekonomicznej Morza Bałtyckiego były to metody jedyne) jest coraz popularniejszy na Zachodzie, zwłaszcza przy dużych głębokościach morza,

zdalnie sterowany system typu PROD<sup>TM</sup> (*Portale Remotely Operated Drill*), rekomendowany przez poradnik ISSMGE (2005). Na rysunku 7.21 pokazano oryginalną zaburtową jednostkę wiertniczą PROD<sup>TM</sup> o ciężarze 85 kN z uwzględnieniem wyporu. Jednostka ta, połączona elektrycznie ze statkiem, umożliwia wykonywanie wierceń, badań polowych oraz pobór próbek do 100 m poniżej dna, przy głębokościach wody do 2000 m. Obecnie istnieje już szereg podobnych zdalnie sterowanych jednostek wiertniczych, pełniących te same funkcje, przy czym pobór próbek następuje na ogół za pomocą odpowiedniej rdzeniówki, współpracującej z danym systemem.



Rys. 7.21. Zdalnie sterowana zaburtowa jednostka wiertnicza PROD<sup>TM</sup>:  
a – opuszczana z rufy statku, b – po rozstawieniu łap



### Pobór próbek gruntu metodą otworową

W systemie otworowym próbnik z dna otworu wiertniczego może być wprowadzony w grunt przez wbijanie bądź wciskanie, przy czym próbki wbijane pozwalają na uzyskiwanie próbek znacznie wyższej jakości. Siła wciskająca działa za pośrednictwem przewodu wiertniczego lub ciśnienia płuczki.

Istotnym wymaganiem przy wierceniu otworu badawczego jest to, aby dno otworu przed pobraniem próbki było jak najmniej naruszone. Podobnie w trakcie wydobywania z otworu próbki nie może być on narażony na uderzenia lub wibracje.

W gruntach spoistych zaleca się pobór próbek za pomocą próbników tłokowych albo cienkościennych próbników wciskanych. W zagęszczonych piaskach i gruntach bardzo twardych można stosować próbki wbijane. W płytkich wodach przybrzeżnych pobór próbek za pomocą wbijania należy skojarzyć z sondowaniem SPT, przy czym przy interpretacji tych sondowań trzeba zwrócić szczególną uwagę na straty energii w żerdziach sondy. W przypadku glin morenowych z otoczkami bądź zwartych gruntów spoistych i skał miękkich może być konieczne zastosowanie rdzeniówki obrotowej do skał.

W celu uzyskania próbek wysokiej jakości w relatywnie miękkich gruntach i przy niewielkich głębokościach wody, poradnik ISSMGE (2005) zaleca do ciągłego poboru rdzenia wykorzystanie wypracowanego przez GeoDelft w latach 1960–1979 systemu Begemanna (1971).

Z uwagi na różnorodność gruntów i odpowiadających im próbników, a także na cel wykonywanych badań, w dokumentacji dotyczącej poboru próbek należy uwzględnić:

- system tłokowy poboru próbek, zasadę działania, długość i średnicę próbki;
- system poboru próbek do próbników wciskanych, zasadę działania, długość i średnicę próbki, dostępne siły wciskające oraz głębokość penetracji próbki;
- system poboru próbek przez wbijanie, przy uwzględnieniu ciężaru młota, wysokości spadu i wszystkich istotnych danych technicznych;
- system rdzeniowania obrotowego;
- sposób prowadzenia wierceń, włączając opis wieży wiertniczej i ramy podwodnej, jeżeli ma zastosowanie, a także techniki zaruwania otworu;
- opis samego próbki, w tym: jakość stali, kąt nachylenia powierzchni tnącej, średnicę wewnętrzną i zewnętrzną, maksymalną długość próbki, zastosowanie linera (rury wewnętrznej) najczęściej z PCV czy rękawa polietylenowego, chwytaka rdzenia, metodę zamknięcia (uszczelnienia) próbki podczas wydobywania na powierzchnię.

Bardzo istotne jest, aby nie stosować powtórnie tych samych próbników przed ich sprawdzeniem i oczyszczeniem. Dla próbników tłokowych i wciskanych zalecane jest używanie rur cienkościennych o grubości nieprzekraczającej 2 mm.

### Pobór próbek gruntu metodą zaburtową

W każdym przypadku dokumentacja poboru próbek gruntu metodą zaburtową powinna zawierać:

- ciężar urządzenia w powietrzu i wodzie;
- wymagania dotyczące obsługi sprzętu (niezbędna powierzchnia na pokładzie statku lub platformy oraz nośność dźwigu i jego wysięg);
- dane o producencie i nazwę urządzenia;
- ograniczenia dotyczące głębokości wody, rodzaju gruntu i inne.

Szczególną uwagę należy zwrócić na procedurę wydobywania próbek z dna morza i ich przenoszenia, która nie powinna spowodować naruszenia ich struktury wskutek wstrząsów lub wibracji.

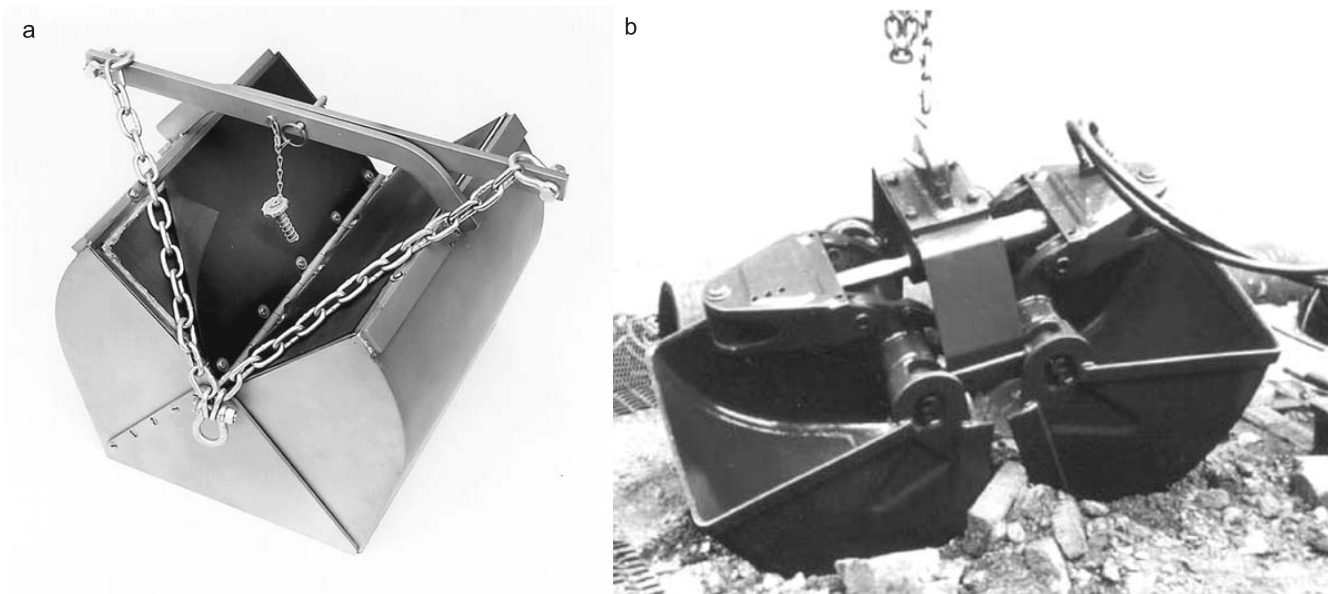
**Próbniki czerpakowe** stanowią jedno z najczęściej stosowanych urządzeń do poboru próbek morskich osadów dennych w celu określenia rodzaju dna oraz przy badaniu transportu rumowiska. Używane są również w badaniach środowiskowych oraz wyprzedzających prace czerpalne, a także przy poszukiwaniu kongrecji. Mogą być stosowane praktycznie we wszystkich gruntach, pod warunkiem doboru odpowiedniego rozmiaru i wagi. Czerpak jest też praktycznie jedynym próbnikiem, umożliwiającym pobór próbek w przypadku występowania na dnie warstwy otoczek, lecz jakość uzyskanych próbek jest niska ze względu na wymywanie drobnych cząstek piaszczystych podczas podnoszenia oraz na naruszenia próbek.

Pobór próbki z powierzchni dna polega na jej wycięciu z użyciem dwóch łupin stalowych umieszczonych na pojedynczej lub podwójnej osi. Łupiny zaciskane są na ogół za pomocą sprężyny (czerpak typu Shipek) lub w sposób hydrauliczny (rys. 7.22).

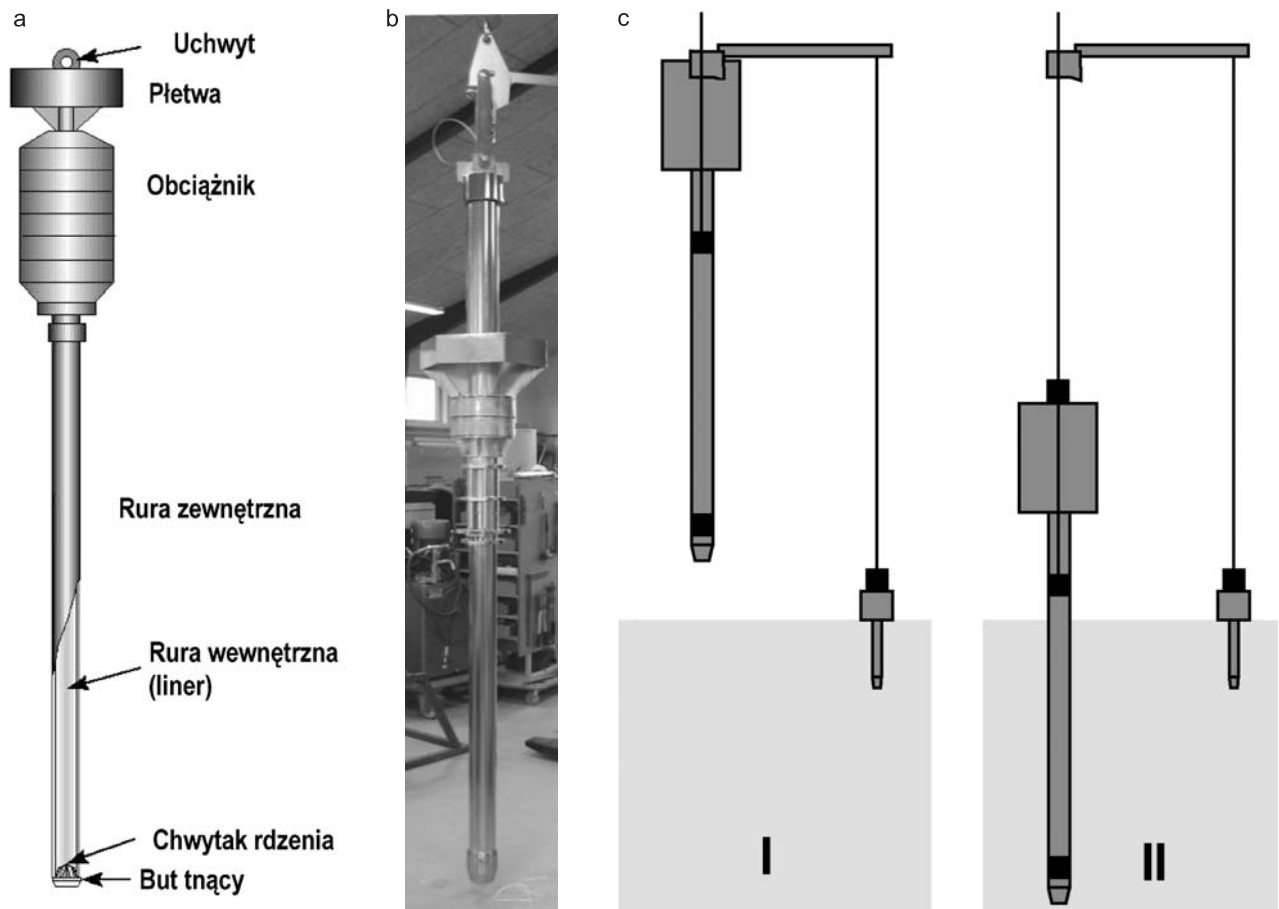
Badania geologiczno-inżynierskie wymagają z reguły poboru dużych próbek. Duże czerpaki hydrauliczne są w stanie pobrać w ciągu godziny nawet 3 lub 4 próbki o objętości około 0,35 m<sup>3</sup> i wadze 700 kg. Wymaga to jednak specjalnego sprzętu, jak np. dźwigu o nośności minimum 25 kN, odpowiedniego zasilania i sprężarki. W tym przypadku należy ustalić:

- maksymalne zagłębienie poniżej dna morza,
- maksymalną objętość próbki,
- mechanizm uwalniający czerpak,
- sposób zabezpieczenia przez wypłukaniem gruntu podczas wydobywania czerpaka.

**Rdzeniówki grawitacyjne i tłokowe.** Rdzeniówka grawitacyjna pozwala na pobór ciągłego rdzenia gruntu przy dowolnej głębokości wody i ma bardzo szerokie zastosowanie, począwszy od niewielkich rdzeni osadów dennych do badań biologicznych i chemicznych, do odpowiednio większych rdzeni dla badań poprzedzających prace czerpalne – w ramach rozpoznania dna dla projektu budowli przybrzeżnych i pełnomorskich – bądź układanie rurociągów i kabli na dnie morskim. Służy także jako badanie pomocnicze przy interpretacji pomiarów geofizycznych. Typowy schemat rdzeniówki pokazano na rysunku 7.23a. W zależności od zastosowania zmieniają się zasadniczo jej wymiary i waga, co wpływa na wymagania dotyczące statku.



Rys. 7.22. Przykładowe typy próbników czerpakowych:  
 a – mały próbnik czerpakowy z zabezpieczeniem przed wyplukiwaniem osadów; b – hydrauliczny próbnik czerpakowy



Rys. 7.23. Rdzeniówka grawitacyjna: a – schemat typowy, b – duża rdzeniówka grawitacyjna/tłokowa do poboru rdzeni o średnicy 90 mm i długości do 6 m w gruntach zapiaszczonych i do 12 m w słabych gruntach spoistych, c – schemat działania mechanizmu Kullenberga zwalniającego swobodny spadek przed wprowadzeniem (I) i po wprowadzeniu (II) rdzeniówki

Najprostsza rdzeniówka składa się z zestawu obciążników zakończonych płetwą i ze stalowej rury zewnętrznej, zakończonej butem tnącym i chwytakiem rdzenia, oraz z wewnętrznej rury rdzeniowej (linera) wykonanej na ogół z PCV, spełniającej rolę pojemnika, w którym zamykany jest rdzeń. Pobór rdzenia następuje grawitacyjnie w wyniku wbicia się swobodnie spadającego urządzenia w dno. Dla dużych rdzeniówek (rys. 7.23b) waga obciążników może wynosić nawet 750 kg, a wysokość swobodnego spadku – około 10 m. Wadą rdzeniówek grawitacyjnych jest znaczne ograniczenie penetracji i długości pobieranego rdzenia w gruntach piaszczystych oraz w twardych gruntach spoistych. Rdzeniówka grawitacyjna w górnej części powinna być zaopatrzona w zawór zwrotny w celu zabezpieczenia przed penetracją wody i wypłukaniem gruntu w czasie wydobywania pobranej próbki na powierzchnię.

W celu poprawy uzysku rdzenia oraz mniejszego naruszenia struktury gruntu, stosuje się grawitacyjne rdzeniówki tłokowe, w których pobór rdzenia ułatwiony jest przez podciśnienie wywołane przez tłok przemieszczający się wewnątrz linera w czasie zagłębiania się rdzeniówki. Podciśnienie utrzymywane nad pobraną próbką przeciwdziała również jej gubieniu podczas wyciągania próbnika. Zastosowanie tłoka pozwala na zwiększenie jakości próbek pobieranych do badań wytrzymałościowych, wymaganych przy projektowaniu posadowień różnego rodzaju konstrukcji na dnie morskim, w tym kesonów podciśnieniowych, oraz przy analizie stateczności dna. Umożliwia również zwiększenie długości pobieranych rdzeni.

Całkowita długość rdzeniówek tłokowych może dochodzić do 30 m, co wymaga zastosowania specjalnego mechanizmu do wyciągania i zanurzania rdzeniówki (rys. 7.24), a także zapewnienia przestrzeni na wyciąganie, składowanie i przechowywanie tak długich próbek. Warunkuje to korzystanie z odpowiednio dużego statku wyposażonego w specjalny sprzęt, ale w wielu przypadkach jest opłacalne, gdyż pozwala często na całkowite wyeliminowanie tradycyjnych wierceń.

W celu zapewnienia odpowiedniej energii, rdzeniówki zwykle są uwalniane w odległości około 10 m nad dnem. W przypadku badań prowadzonych przy dużej głębokości wody, zachowanie tej odległości ułatwia zastosowanie tzw. mechanizmu Kullenberga. W mechanizmie tym sygnałem powodującym zwolnienie spadku jest odciążenie liny nośnej w wyniku zagłębiania się w dnie małej rdzeniówki prowadzącej, która wyprzedza właściwą rdzeniówkę o długość projektowanego swobodnego spadku z uwzględnieniem długości własnej. Zastosowanie mechanizmu Kullenberga, oprócz zapewnienia właściwej wysokości spadku, pozwala również, na podstawie długości liny nośnej w chwili zwolnienia rdzeniówki, precyzyjnie określić głębokość morza w miejscu pobrania próbki.

Dla próbek pobieranych za pomocą rdzeniówki grawitacyjnej należy ustalić:

- geometrię i wymiary buta tnącego,
- średnicę zewnętrzną i wewnętrzną rdzeniówki oraz rury rdzeniowej,



Rys. 7.24. Długa rdzeniówka na rusztowaniu wyciągarki

- rodzaj urywaka/chwybaka rdzenia,
- czy stosowany jest tłok,
- dostępne ciężary i długości,
- szczególne wymagania w zakresie manipulowania sprzętem, włączając w to mechanizm wolnego spadku.

W przypadku stosowanych w warunkach morskich zaawansowanych próbników o znacznej długości, mających na celu wysoki uzysk rdzenia przy minimalnym naruszeniu próbki gruntu, należy określić:

- sposób redukcji tarcia wewnątrz rury rdzeniowej,
- sposób redukcji tarcia na zewnątrz buta tnącego i rdzeniówki,
- względne położenie tłoka podczas pobierania próbki gruntu,
- sposób pomiaru zagłębiania się próbnika.

**Wibrosondy** stosuje się w przypadku, gdy warunki gruntowe są nieodpowiednie dla rdzeniówek grawitacyjnych lub gdy długość uzyskiwanego rdzenia pod wpływem swobodnego spadku jest zbyt mała. W dotychczasowej praktyce badań w polskiej strefie ekonomicznej dla posadowień platform PPIeZRiG Petrobaltic S.A. jest to podstawowy sposób pobierania próbek do laboratoryjnych badań wytrzymałościowych. Są one prowadzone z pokładu statku badawczego *r/v Santa Barbara* za pomocą wibrosondy typu VKG (rys. 7.25). Na szelfie polskim pobór gruntu z użyciem wibrosondy odbywa się również z pokładu katamaranu *r/v IMOR*.

Pobór próbek rdzeni za pomocą wibrosondy ma na świecie bardzo szerokie zastosowanie do badań:

- poprzedzających prace czerpalne,
- dla celów konstrukcji pełnomorskich, kabli i rurociągów,
- składu mineralnego osadów dennych,
- ochrony środowiska,



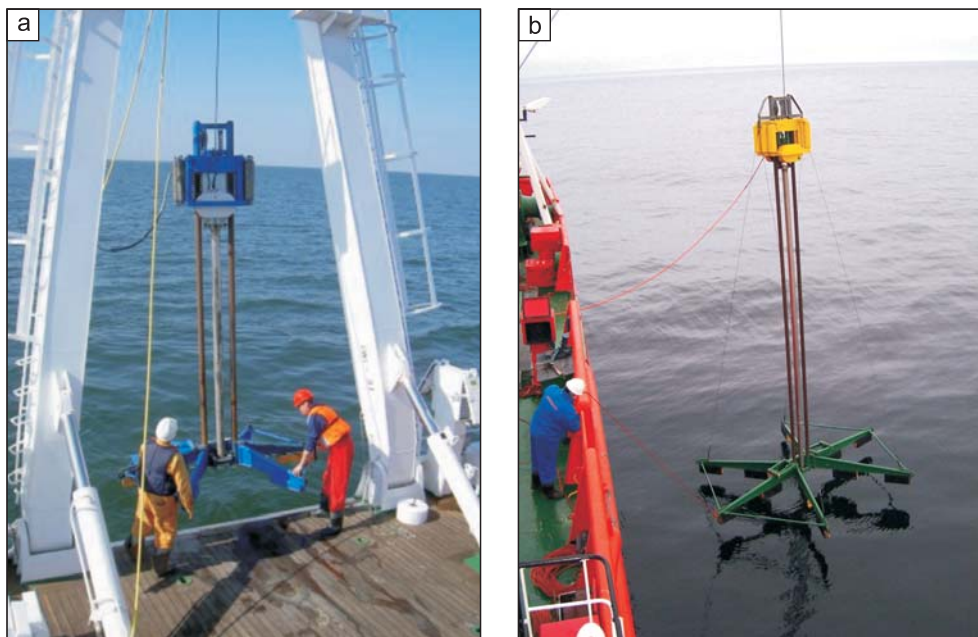


Fig. 7.25. Badania wibrosondą: a – typu VKG-4 wykonywane z pokładu statku r/v *IMOR*, b – typu VKG-6 wykonywane z pokładu statku r/v *Santa Barbara*

- dla celów konstrukcji hydrotechnicznych, falochronów i budowli portowych,
- budowli przybrzeżnych.

Penetracja rury rdzeniówki w grunty, takie jak zagęszczone piaski bądź zwarte grunty spoiste, odbywa się za pomocą wibracji, czym się różni od rdzeniówek grawitacyjnych. W przypadku wibrosond VKG używanych na Bałtyku zamiast sztywnego linera z PCV stosuje się zazwyczaj rękawy polietylenowe. Typowa wibrosonda umieszczana jest na prowadnicy, opierającej się na ramie, którą stawia się na dnie. Bezpośrednio na rurze wibrosondy znajduje się wibromłot elektryczny zasilany z pokładu statku. Wibrosonda opuszczana jest ze statku za pomocą bramownicy, umieszczonej zazwyczaj na jego rufie (rys. 7.25a), bądź dźwigu statku (rys. 7.25b). Statek powinien być wyposażony w precyzyjne stery strumieniowe, zapewniające utrzymanie stałej pozycji podczas poboru próbek. Każde przesunięcie się statku mogłoby uszkodzić rury rdzeniowe lub nawet doprowadzić do zniszczenia bądź utraty urządzenia. W tabeli 7.5 podano parametry wibrosondy VKG-6, stanowiącej jak dotychczas największą wibrosondę stosowaną na Morzu Bałtyckim.

Na rysunku 7.26a pokazano rozcięty rdzeń pobrany za pomocą wibrosondy po wydobyciu na pokład statku badawczego, a na rysunku 7.26b – pobór próbek ze rdzenia do klasyfikacyjnych badań laboratoryjnych.

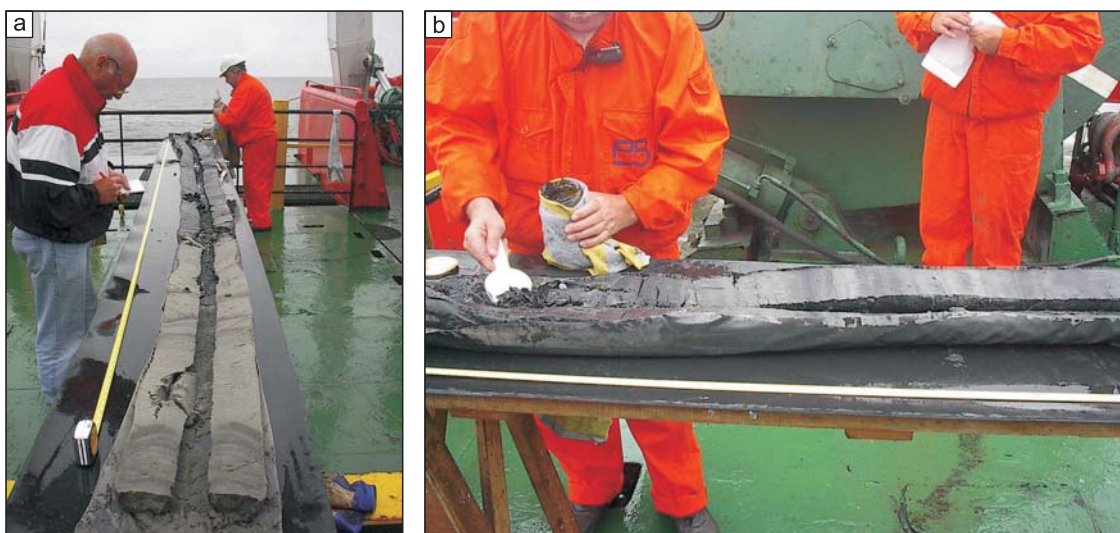
Rdzenie gruntu pobrane za pomocą wibrosondy dostarczają cennych informacji na temat uwarstwienia osadów dennych oraz próbek do badań laboratoryjnych – przede wszystkim klasyfikacyjnych. Badania wytrzymałościowe wykonane na takich próbkach należy traktować, w przypadku niektórych gruntów, z pewną dozą ostrożności, z uwagi na ewentualne naruszenie próbki pod wpływem drgań wibromłota.

Niemniej jednak w dotychczasowej praktyce, w warunkach gruntowych występujących w polskiej strefie ekonomicznej, gdzie brak jest gruntów bardzo wrażliwych, dopuszcza się pobór z rdzeni wibrosond próbek wszystkich trzech kategorii: A, B i C (NNS, NW i NU). Próbki kategorii A stanowią odcinek rdzenia długości 0,15–0,3 m. Pobiera się je z gruntów poniżej spodziewanej penetracji danego

Tabela 7.5

Dane techniczne wibrosondy VKG-6 stosowanej na Morzu Bałtyckim

Wysokość	7,34 m
Maksymalna średnica podstawy	4,60 m
Masa ogólna z małą przeciwwagą	850 kg
Masa ogólna z dużą przeciwwagą	1000 kg
Średnica wewnętrzna rury	98 mm
Średnica zewnętrzna rury	108 mm
Długość rury	6,10 m
Maksymalna dopuszczalna długość rdzenia	6 m
Urywak rdzenia	sprężynowy
Średnica stalowej liny nośnej	12 mm
Zasilanie/prąd zmienny 3-fazowy	220/380 V
Częstotliwość prądu	50 Hz
Moc pobierana	8 kW
Liczba obrotów wibromłota	2880 obr./min.
Siła uderzeń wibromłota	3000 kg
Częstotliwość wibracji	28 Hz



Rys. 7.26. Rozcięty rdzeń pobrany za pomocą wibrosondy VKG-6 podczas prac geologiczno-inżynierskich pod budowę Głębokowodnego Terminalu Kontenerowego DCT w Gdańsku na pokładzie statku r/v *Santa Barbara* (a) i pobór próbek gruntu do celów klasyfikacyjnych (b)

obiektu offshore, np. nóg platformy. Próbkę kategorii B o objętości około  $1 \text{ dcm}^3$  pobiera się z każdej warstwy wyróżniającej się pod względem makroskopowym, jednak nie rzadziej niż co 1 m. Pozostałą część rdzeni wiertniczych pakuje się do skrzynek o długości 1 m. Stanowią one w całości próbkę kategorii C (NU). W przypadku zastosowania rdzeniówki podwójnej średnicy, tj. 131 mm z linerem, rdzeń dzieli się na odcinki długości do około 1 m i zamyka hermetycznie. Całość rdzenia w stanie nienaruszonym trafia do laboratorium.

Istnieje również konieczność obserwacji i rejestracji uzysku rdzenia w zależności od zagłębienia wibrosondy. Z tego względu zaleca się zainstalowanie urządzenia, które w sposób ciągły mierzy zagłębienie się sondy w podłoże gruntowe. Ponieważ na Bałtyku, zwłaszcza w rejonach dużych głębokości w północnej części polskiej strefy ekonomicznej, występują często bardzo słabe osady denne o dużych miąższościach, należy zwrócić uwagę na odpowiednią podstawę ramy urządzenia, zapobiegającą jego pogrążeniu się w dnie w trakcie poboru próbek, jak również dokonywać pomiaru ewentualnego zagłębienia się ramy oraz precyzyjnego pomiaru głębokości wody w miejscu badania.

**Próbniki skrzyniowe** stanowią bardzo proste narzędzia do poboru względnie nienaruszonych próbek blokowych, głównie z powierzchni plastycznych osadów spoistych. Schemat ich działania pokazano na rysunku 7.27.

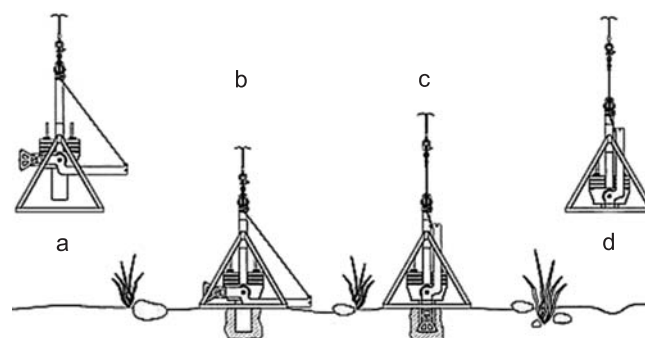
Próbka pobrana do skrzynki o podstawie okrągłej lub kwadratowej (zależnie od rodzaju urządzenia), zagłębiającej się w gruncie pod ciężarem własnym, jest następnie odcinana i zamykana szczelnie od dołu, co zabezpiecza ją przed uszkodzeniem podczas wyciągania próbnika. Standardowy próbnik skrzyniowy ma stalową ramę, wewnątrz której znajduje się skrzynka obciążona balastem od 200 do 300 kg, umożliwiającym jej wciśnięcie w dno. System odcinania i zamyka-

nia próbki działa na zasadzie samozwalniacza, gdy cała skrzynka zagłębi się w gruncie. Cały próbnik waży około 1,5 t, przy objętości pobieranej próbki rzędu 25–30 l. Przykładowy próbnik skrzyniowy zilustrowano na rysunku 7.28.

Wielką zaletą próbnika skrzyniowego jest umożliwienie poboru dużej, stosunkowo nienaruszonej próbki gruntu do badań laboratoryjnych, umożliwiającej zarówno badania wytrzymałościowe, jak i biologiczne. Wadą jest natomiast bardzo małe zagłębienie się jego w dno.

**Próbniki wciskane.** Rozwój próbników wciskanych nastąpił od wersji otworowej, w celu zredukowania dużego stopnia naruszenia próbek występującego w tradycyjnych próbnikach wbijanych. Wersja zaburtowa próbników wciskanych, pozwalająca uzyskać wysokiej jakości próbki, znajduje zastosowanie w badaniach prowadzonych pod posadowienia konstrukcji pełnomorskich i rurociągów gazowych oraz budowli portowych i przybrzeżnych.

Próbnik wciskany w wersji otworowej umieszczany jest na końcu narzędzia wiertniczego i wprowadzany w grunt hy-



Rys. 7.27. Zasada działania próbnika skrzyniowego: a – opuszczenie na dno, b – zagłębienie się próbnika, c – odcięcie próbki i zamknięcie skrzynki, d – podnoszenie próbnika



**Rys. 7.28. Próbnik skrzyniowy podczas wyciągania na pokład statku r/v IMOR**

draulicznie lub pod naciskiem przewodu wiertniczego. Próbniki wykonywane są na ogół w postaci rur stalowych jednodługości i średnicy wewnętrznej około 75 mm. Dolna krawędź rury jest zaostrzona, a górna zakończona głowicą z zaworem jednokierunkowym. Po pobraniu próbki zawór jest zamykany i powstaje podciśnienie ułatwiające utrzymanie próbki w próbniku. W wersji zaburtowej próbników wciskanych zasada poboru próbki pozostaje ta sama, przy czym próbnik wymaga specjalnej ramy z podnośnikiem, umożliwiającym jego wcisnięcie w grunt i wyciągnięcie z gruntu. Mogą to być urządzenia samodzielne, lecz najczęściej próbniki wciskane wykorzystują system zaburtowy CPTU. Większość dostępnych zaburtowych próbników wciskanych pozwala na otrzymanie próbek o długości 1–1,5 m i średnicy od 72 do 100 mm.

Zaletą próbników wciskanych jest uzyskiwanie z plastycznych i miękkoplastycznych gruntów spoistych dużo wyższej jakości próbek, niż przy użyciu innych próbników, przy możliwej penetracji od 1 do 2 m. Istnieje też system poboru próbek MOSTAP skojarzony bezpośrednio z badaniem CPTU, stosowany na terenie Polski przede wszystkim w badaniach lądowych (lecz także w urządzeniu zaburtowym ROSON 100 kN wykorzystywanym przez PPIEZRiG Petrolbaltic S.A.), który pozwala pobierać próbki zabezpieczone rękawem polietylenowym nie tylko bezpośrednio z powierzchni dna, ale również z dowolnej głębokości, limitowanej możliwą do uzyskania siłą wciskającą. W systemie tym otrzymuje się próbki o maksymalnej średnicy 65 mm, co wynika z wymiarów końcówki CPT.

Próbniki wciskane nie są odpowiednie do stosowania w przypadku gruntów gruboziarnistych.

**Inne próbniki.** W związku ze wzrastającą eksploracją mórz i oceanów obserwuje się dynamiczny rozwój metod wierceń i systemów poboru próbek do badań laboratoryjnych. Ciekawym i obiecującym rozwiązaniem dla głębokich akwenów jest opracowana w Norwegii (Kristoffersen,

2006) rdzeniówka hydrostatyczna, która dochodzi do dna, podobnie jak rdzeniówka grawitacyjna, a następnie – zamiast swobodnego spadku – do wymuszenia penetracji próbnika w dno wykorzystywana jest różnica między ciśnieniem wody w otoczeniu a ciśnieniem atmosferycznym panującym w zbiorniku urządzenia. Rdzeniówka hydrostatyczna nie wymaga stosowania mechanizmu Kullenberga ani ciężarka do wykrywania dna i zwalniania spadku, a penetracja i uzysk rdzenia dwukrotnie przewyższają możliwości rdzeniówki grawitacyjnej o tej samej wadze. Ponadto w wyniku cyklicznego przyłożenia siły wciskającej, urządzenie może działać jako źródło fali sejsmicznej w badaniach geofizycznych.

W przypadku stosowania innych próbników w warunkach morskich, należy za każdym razem podać wszystkie istotne informacje, a w szczególności:

- opis mechanizmu wprowadzania próbnika w dno morza,
- geometrię i wymiary buta tnącego próbnika,
- średnicę zewnętrzną i wewnętrzną linera, o ile ma zastosowanie,
- rodzaj urywaka,
- geometrię i ciężar urządzenia pobierającego próbkę gruntu,
- dostępne długości próbek gruntu,
- szczególne wymagania w zakresie manipulowania sprzętem.

#### **Zabezpieczenie, opis, przechowywanie i transport próbek**

Z uwagi na wysoki koszt uzyskania próbek w warunkach morskich, po wydobyciu na pokład próbki powinny być traktowane z najwyższą ostrożnością. W pewnych sytuacjach wymagane jest otwieranie i badanie laboratoryjne próbek na pokładzie statku w celu sprawdzenia ich jakości oraz dokonania ewentualnych korekt w programie wierceń i opróbowania. W takim przypadku należy wykonać dokumentację fotograficzną oraz już na pokładzie wstępne profile otworów.

W przypadku badań prowadzonych na pełnym morzu wskazane jest dysponowanie na statku laboratorium pokładowym, gdzie próbki mogą być otwierane, sprawdzane wizualnie pod kątem jakości oraz badane przez wykwalifikowanego pracownika przynajmniej pod kątem tzw. wartości indeksowych, tj. wilgotności, ciężaru objętościowego, zawartości CaCO<sub>3</sub> oraz wytrzymałości na ścinanie bez odpływu, za pomocą jednej z prostych metod opisanych w podrozdziale 7.4.5.

W przypadku prac w strefie przybrzeżnej, gdy brak jest laboratorium pokładowego na platformie czy statku, wszystkie badania należy wykonywać już w laboratorium lądowym. Zabezpieczenie, przechowywanie i transport próbek powinny być prowadzone w taki sposób, aby w jak najmniejszym stopniu ingerować w ich stan. W przypadku podejrzenia, iż próbki zawierają skażenia, należy przedsięwziąć odpowiednie środki ostrożności.

**Zabezpieczenie próbek.** Metodą otworową pobiera się zazwyczaj próbki w stalowych cylindrach, podczas gdy me-



totalną zaburtową wydobywa się rdzenie w linerach z PCV (długich rurach).

Natychmiast po wydobyciu cylindra z otworu w celu niedopuszczenia do ucieczki wody z próbki należy dolną tnącą końcówkę zabezpieczyć wieczkiem. Przed pomiarem całkowitej długości próbki z górnej powierzchni cylindra trzeba usunąć zwierzcinę i szlam. Każdy cylinder powinien być zaopatrzony w etykietę z lokalizacją poboru próbki, numerem otworu i cylindra, głębokością poboru, mierzoną do górnej krawędzi cylindra, i z datą poboru próbki. W zależności od planowanych badań, w laboratorium pokładowym jednostki pływającej próbkę gruntu należy uszczelnić w cylindrze lub z niego wycisnąć. Jeżeli część próbki przeznaczona jest do późniejszych zaawansowanych badań w laboratorium lądowym, powinna ona – w zależności od wytrzymałości i stanu gruntu – bądź pozostać w cylindrze, bądź też po wyciśnięciu zostać zabezpieczona przed dostępem wody lub utratą wilgotności. Generalnie w przypadku miękkoplastycznych gruntów spoistych, zwłaszcza ilów o wytrzymałości na ścianie bez odpływu około  $< 50$  kPa, i w przypadku możliwości występowania płytko zalegającego gazu zaleca się pozostawienie próbki w cylindrze dla zminimalizowania jej naruszenia podczas transportu i przechowywania. Wyciśnięta z cylindra część próbki, przeznaczona do dalszych badań w laboratorium lądowym, powinna być opakowana w plastikową i aluminiową folię, a następnie zaparafinowana i uszczelniona w kartonowej tubie. Każdą próbkę należy dokładnie opisać z podaniem jej pionowej i geograficznej orientacji.

Długie plastikowe rury z próbkami gruntu po wyciągnięciu z rur rdzeniowych powinny być ostrożnie pocięte na odcinki o długości 0,5 lub 1,0 m. Trudno jest zdefiniować, którą część próbki trzeba rozciąć lub wycisnąć w celu opisu makroskopowego na pokładzie jednostki pływającej, gdyż zmienia się to w zależności od wymagań danego projektu. Próbki przeznaczone do przetransportowania do laboratorium lądowego należy dobrze oznaczyć z podaniem ich pionowej orientacji w terenie oraz odpowiednio uszczelnić na obu końcach za pomocą wieczek i taśmy klejącej.

**Przechowywanie próbek w jednostce pływającej.** Właściwie uszczelnione i oznaczone cylindry oraz zaparafinowane próbki należy umieścić w znajdujących się na pokładzie jednostki pływającej magazynach o stałej niskiej temperaturze w skrzynkach lub na specjalnych stelażach. Należy bezwzględnie unikać pomieszczeń w sąsiedztwie silników napędowych i generatorów ze względu na wibracje. Zaleca się przechowywanie próbek w pozycji pionowej, z uwzględnieniem ich orientacji w warunkach *in situ*.

**Transport na lądzie, przenoszenie i magazynowanie.** Skrzynki z dobrze uszczelnionymi próbkami należy transportować do laboratorium lądowego z dużą ostrożnością. Szczególną uwagę trzeba zachować przy ich przenoszeniu, aby uniknąć wstrząsów i jakichkolwiek obciążeń zewnętrznych. Zaleca się ciągle utrzymywanie próbek w pozycji pionowej z zachowaniem orientacji *in situ*. Poziome magazynowanie próbek jest dopuszczalne jedynie w przypadku grun-

tów zwartych. Próbki gruntu nie mogą być przechowywane w temperaturze  $< 0^{\circ}\text{C}$ .

W przypadku znacznego oddalenia laboratorium badawczego od brzegu morskiego, należy indywidualnie wybierać między transportem lotniczym a drogowym. W laboratorium lądowym uszczelnione próbki powinny być magazynowane w pomieszczeniu o stałej wilgotności i temperaturze około  $7^{\circ}\text{C}$ . W celu łatwego odnalezienia każdy cylinder lub zaparafinowaną próbkę należy skatalogować.

**Rejestr próbek.** Po zakończeniu badań terenowych należy sporządzić rejestr próbek gruntu. W przypadku opróbowania otworowego rejestr próbek zawarty jest w dzienniku wiercenia, przy czym miejsca ich poboru muszą być oznaczone na profilu każdego otworu. W rejestrze próbek należy uwzględnić:

- identyfikację terenu badań,
- numer otworu badawczego lub miejsca penetracji,
- numer próbki,
- głębokość wody,
- rodzaj próbnika,
- średnicę cylindra lub tuby,
- długość próbki,
- sposób zabezpieczenia próbki na pokładzie,
- krótki opis rodzaju gruntu.

#### Jednostki pływające

W każdym przypadku wykonywanie wierceń i pobór próbek gruntu w ramach badań geologiczno-inżynierskich w warunkach morskich wymagają zaplecza w postaci statku badawczego lub geotechnicznej platformy wiertniczej.

**Statki badawcze.** W Polsce badania geologiczno-inżynierskie na pełnym morzu wykonywane są praktycznie z dwóch jednostek pływających: statku badawczego *r/v Santa Barbara*, będącego własnością PPIeZRIg Petrobaltic S.A., oraz katamaranu *r/v IMOR*, należącego do Instytutu Morskiego w Gdańsku.

Statek *r/v Santa Barbara* (rys. 7.29) jest wyposażony w system precyzyjnego pozycjonowania oraz szereg urządzeń



Rys. 7.29. Statek badawczy *r/v Santa Barbara*

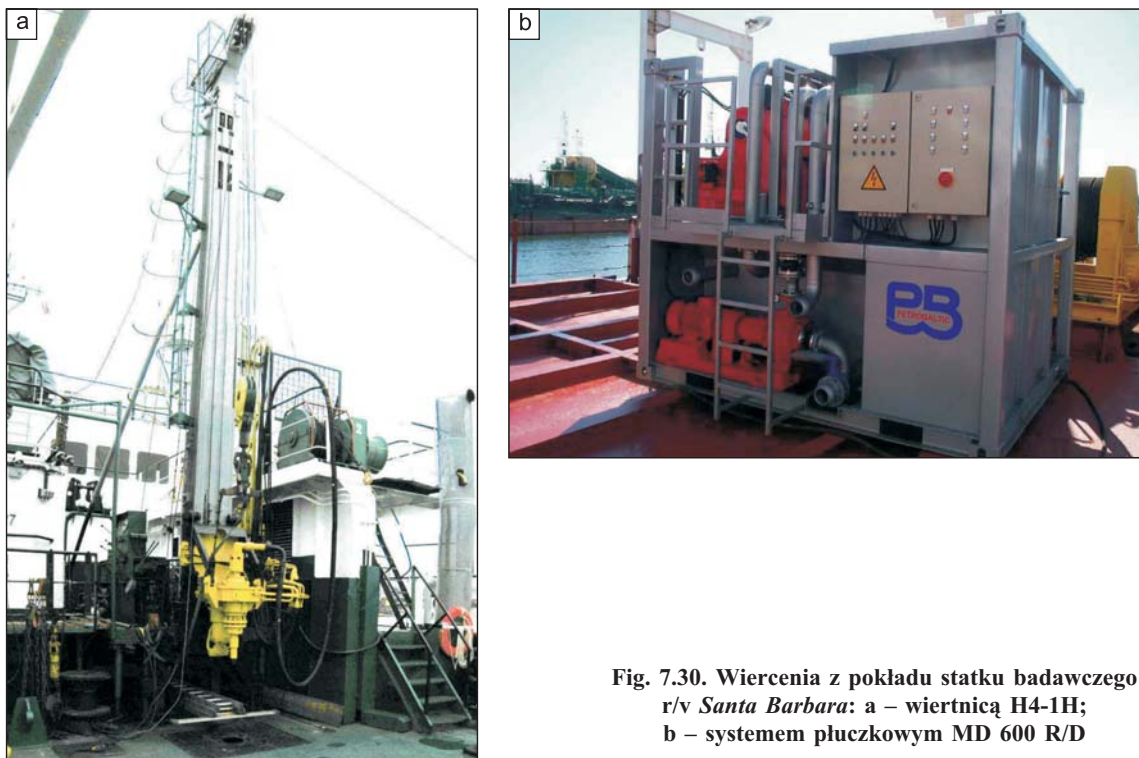


Fig. 7.30. Wiercenia z pokładu statku badawczego r/v *Santa Barbara*: a – wiertnicą H4-1H; b – systemem płuczkowym MD 600 R/D

do badań batymetrycznych oraz geofizycznego rozpoznania powierzchni dna (profilowanie sonarowe oraz magnetometryczne) i gruntów morskich (sejsmoakustyka); ma też zdalnie sterowany pojazd podwodny (ROV). Ponadto zaopatrzone jest w sprzęt do badań połowych (sondowania CPTU przy wykorzystaniu systemu zaburtowego ROSON 100 kN) oraz do zaburtowego poboru rdzeni (wibrosнды VKG-3 i VKG-6).

Wiercenia pełnordzeniowe metodą obrotową z płuczką prowadzi się przy użyciu wiertnicy dostosowanej do warunków morskich typu H4-1H polskiej firmy ZMUW Sosnowiec (rys. 7.30a). Przy głębokości morza około 100 m można nią wykonywać wiercenia do głębokości około 70 m poniżej dna. Stosowane są rury okładzinowe o średnicach 178 (7") i 140 mm z kompensatorem falowania oraz 108 mm bez kompensatora. Rdzeniowanie wykonuje się rdzeniówkami pojedynczymi lub podwójnymi o średnicy: 93, 112 i 131 mm. Pobierane są rdzenie o średnicy 77 i 95 mm w przypadku rdzeniówek pojedynczych: 93 i 112 mm oraz rdzenie o średnicy 67, 85 i 104 mm w przypadku rdzeniówek podwójnych: 93, 112 i 131 mm. Najczęściej stosowana jest rdzeniówka podwójna o średnicy 131 mm, z uwagi na średnicę uzyskiwanego rdzenia (104 mm) i plastikowy liner, do którego wchodzi rdzeń. Umożliwia on hermetyczne zamknięcie rdzenia i dostarczenie go do laboratorium w stanie nienaruszonym. Przemycanie wierconych otworów odbywa się przy użyciu płuczki wiertniczej, sporządzanej w systemie płuczkowym MD 600 R/D (rys. 7.30b), lub wody morskiej.

Katamaran r/v *IMOR* (rys. 7.31) został zbudowany w roku 2005 dla Instytutu Morskiego w Gdańsku. Jest prze-

znaczony do badań szelfu, w tym do obsługi pojazdu podwodnego ROV. Ze statku wykonywane są pomiary hydrograficzne i geofizyczne, badania dna i znajdujących się na nim lub pod nim kabli, rurociągów oraz innych obiektów. Pobór próbek gruntu odbywa się za pomocą wibrosнды VKG-4. Ze względu na niewielkie zanurzenie (zaledwie 2,44 m) statek ten jest szczególnie użyteczny do badań na płytkim morzu.

**Geotechniczne platformy wiertnicze.** W strefie brzegowej morza, gdzie głębokość wody i pływy nie pozwalają na prowadzenie prac geologiczno-inżynierskich z pokładu statku, do badań wykorzystuje się samopodnoszące lub pływające platformy geotechniczne. Z platformy samopodnoszącej można wykonywać wszystkie rodzaje wierceń, pobór próbek gruntu i sondowania.



Fig. 7.31. Statek badawczy r/v *IMOR*





**Fig. 7.32. Geotechniczna platforma samopodnosząca MH 2 podczas prac geologiczno-inżynierskich w Świnoujściu: a – widok ogólny, b – dynamiczna sonda otworowa BDP oraz rdzeniówka otworowa na pokładzie platformy**

Na [rysunku 7.32](#) przedstawiono przykładowo platformę geotechniczną MH 2 w czasie prac geologiczno-inżynierskich w akwenu portu zewnętrznego w Świnoujściu pod projektowaną budowę stanowiska przeładunku. Platforma ta ma długość 20,7 m, szerokość 12,2 m oraz wysokość boczną kadłuba 2,44 m, przy całkowitej długości nóg 25 m. Ciężar własny platformy wynosi 220 t, a dopuszczalne obciążenie zmienne 140 t. Platforma taka może wykonywać badania na wodach do głębokości 20 m, przy wysokości fali 2 m, okresie fali 5 s, prądzie powierzchniowym 2 m/s oraz prędkości wiatru 30 m/s.

Do prac geologiczno-inżynierskich na płytkim morzu dotychczas stosowana była również z powodzeniem mała pływająca platforma wiertnicza WW-UNIGEO, zilustrowana na [rysunku 7.33](#). Ma ona długość 6 m, szerokość 6 m i wysokość boczną 0,9 m. Pływalność zapewnia 26 zbiorników cylindrycznych o średnicy 580 mm i wysokości 880 mm oraz 6 bali drewnianych, każdy o wymiarach 140 x 100 x 6000 mm, tworzących pokład platformy. W czasie pracy na platformie znajduje się 3-osobowa załoga, trójnóg wiertniczy ustawiony w położeniu roboczym, wciągarka z napędem spalinowym, narzędzia wiertnicze i zapas rur wiertniczych. Maksymalna stosowana średnica rur wiertniczych wynosi 130 mm. Z platformy w otworach wiertniczych wykonuje się również sondowania dynamiczne. Podczas pracy platforma utrzymywana jest w punkcie wiercenia czterema kotwicami, a dla bezpieczeństwa ekipy wiertniczej przycumowana jest do niej łódź motorowa. Ponadto do holowania i stałej asekuracji na nieosłoniętym morzu podczas

pracy wykorzystywana jest jednostka pływająca o napędzie mechanicznym, np. holownik, statek rybacki bądź statek ratowniczy.

Platforma na wodach śródlądowych może być eksploatowana bez ograniczeń, natomiast na Morzu Bałtyckim w odległości do 1 mili morskiej od brzegu, przy sile wiatru do 2 stopni w skali Beauforta i wysokości fali do 0,4 m.

Dotychczas z platformy tej wykonywano wiercenia do głębokości około 35 m poniżej poziomu morza, przy maksymalnej izobacie dna około 12 m.



**Fig. 7.33. Platforma wiertnicza WW-UNIGEO podczas prac geologiczno-inżynierskich pod budowę Głębokowodnego Terminalu Kontenerowego DCT w Gdańsku**



### 7.3.4. Badania polowe w warunkach morskich

#### Przegląd typów badań polowych

Zasadniczą zaletą badań polowych jest możliwość szybkiego oszacowania właściwości gruntu w stanie naturalnym, bez oczekiwania na wyniki badań laboratoryjnych próbek gruntu, co w wielu przypadkach przyspiesza podjęcie decyzji np. co do sposobu fundamentowania konstrukcji. Zasadniczą wadę tych badań stanowi fakt, iż właściwości podłoża określane są nie bezpośrednio, lecz na podstawie doświadczalnych związków korelacyjnych, które należy wyznaczyć lub przynajmniej zweryfikować dla określonego obszaru. Dlatego też badania polowe w żadnej sytuacji nie mogą całkowicie wyeliminować badań laboratoryjnych, a jedynie uzupełniają je i pozwalają na zmniejszenie ich zakresu.

Opublikowany w 2005 r. przez Międzynarodowe Stowarzyszenie Mechaniki Gruntów i Geotechniki poradnik dotyczący badań geofizycznych i geotechnicznych na morzu i w strefie przybrzeżnej (ISSMGE, 2005), opracowany przez Komitet Techniczny nr 1, wyróżnia geotechniczne badania polowe konwencjonalne oraz specjalnego zastosowania.

Do badań konwencjonalnych zaliczono:

- sondowanie statyczne z pomiarem oporu stożka i tarcia na pobocznicy (CPT),
- sondowanie statyczne z dodatkowym pomiarem ciśnienia w porach gruntu (CPTU),

- sondowanie statyczne z końcówką opływową (T-bar, ball probe),
- badanie dylatometryczne (DMT),
- badanie presjometyczne (PMT) wykonywane w otworze lub presjometrem wciskanym,
- sondowanie sondą krzyżakową (FVT).

Do badań specjalnego zastosowania zaliczono:

- sondowania penetrometrem stożkowym z końcówką sejsmiczną (SCPTU),
- sondowania penetrometrem stożkowym z końcówką przewodnościową/opornościową (CCPTU).

W tabeli 7.6 podano w skali pięciostopniowej użyteczność poszczególnych typów badań polowych do wyznaczenia określonych charakterystyk gruntowych według poradnika ISSMGE (2005). W tabeli 7.7 przedstawiono użyteczność poszczególnych typów badań polowych do wyznaczenia określonych parametrów gruntu według doświadczeń Norweskiego Instytutu Geotechnicznego, będącego jedną z najbardziej znanych na świecie placówek, zajmujących się badaniami podłoża dla posadawiania budowli pełnomorskich.

W praktyce, w bezpośrednim sąsiedztwie linii brzegowej (od strony lądu oraz od strony morza) stosuje się również:

- sondowania dynamiczne sondą cylindryczną (SPT), na podstawie których można otrzymać informacje o statycznej i cyklicznej wytrzymałości gruntów;

Tabela 7.6

Użyteczność typów badań polowych do wyznaczania charakterystyk gruntowych w warunkach morskich (według ISSMGE, 2005)

Badania polowe	Właściwości gruntu	Typ badania polowego	Użyteczność w gruntach	
			piaszczystych	spoiстых
Konwencjonalne	klasyfikacja	CPT	2	2
		CPTU	4-5	4-5
	zagęszczenie	CPT/CPTU	2	2
	wytrzymałość na ścinanie	CPT/CPTU	–	3-4
		FVT	–	4-5
	wytrzymałość na ścinanie bez odpływu	PMT lub DMT	–	2-3
		T-bar, ball probe	–	4-5
kąt tarcia wewnętrznego (wytrzymałość na ścinanie z odpływem)	CPT/CPTU	3-4	2	
wrażliwość	CPT/CPTU	–	2	
	FVT	–	3-4	
	T-bar, ball probe	–	3-4	
współczynnik konsolidacji oraz wodoprzepuszczalność	CPTU	1	3	
Specjalnego zastosowania	klasyfikacja gruntów z dużą zawartością węgla wapnia	CPT/CPTU	4	3
	moduł ścinania dla małych odkształceń	SCPTU	4-5	4-5
	potencjał upłynnienia	CPT/CPTU	3	–
CCPT		4	–	

Użyteczność: 1 – słaba, 2 – akceptowalna, 3 – średnia, 4 – dobra, 5 – bardzo dobra; objaśnienia typów badań polowych w tekście

Tabela 7.7

**Użyteczność typów badań polowych  
do wyznaczenia parametrów gruntowych w warunkach morskich  
według Norweskiego Instytutu Geotechnicznego (Lunne, 2001)**

Właściwości gruntu		Rodzaj gruntu	Użyteczność typów badań polowych						
			CPTU	T-bar, ball probe	DMT	PMT	FVT	SCPTU	CCPT
Stratyfikacja		każdy	5	2	4	5	–	5	–
Klasyfikacja		każdy	4–5	–	4	4–5	–	4–5	–
Stan początkowy	$\gamma, I_D$	piaszczysty	4	–	4	4	–	4	4–5
		spoisty	3	–	3	3	–	2–3	–
	$u$	piaszczysty	5	–	4	5	–	5	–
		spoisty	4	–	4	4	–	4	–
	$OCR$	piaszczysty	2	–	2	2	–	2	–
		spoisty	3	3	3	3	3–4	3	–
	$K_o$	piaszczysty	1–2	–	3	3	–	1–2	–
		spoisty	1–2	–	3–4	3	4	1–2	–
Parametry wytrzymałościowe	$s_u$	piaszczysty	–	–	–	–	–	–	–
		spoisty	4	4–5	3	4	4–5	4	–
	$S$	piaszczysty	–	–	–	–	–	–	–
		spoisty	3–4	4–5	–	3–4	5	3–4	–
	$c', \varphi'$	piaszczysty	4	–	3	4	–	4	–
		spoisty	2–3	–	–	2–3	2	2–3	–
Parametry deformacji	$E, G$	piaszczysty	2–3	–	3–4	4–5	–	2–3	–
		spoisty	1	–	3–4	4–5	1–2	1	–
	$M$	piaszczysty	3–4	–	3–4	3–4	–	3–4	–
		spoisty	1	–	2–4	1	–	1	–
	$G_{max}$	piaszczysty	3–4	–	3	3–4	–	5	–
		spoisty	2	–	2	2–3	–	5	–
Charakterystyki przepływu	$k$	piaszczysty	–	–	–	–	–	–	–
		spoisty	2–4	–	2–3	2–4	–	2–3	–
	$c_h$	piaszczysty	–	–	–	–	–	–	–
		spoisty	3–4	–	2–3	3–4	–	3–4	–
Potencjał upłynienia			3	–	–	–	–	3	–

$\gamma$  – ciężar objętościowy;  $I_D$  – stopień zagęszczenia;  $u$  – ciśnienie w porach gruntu;  $OCR$  – stopień przekonsolidowania;  $K_o$  – współczynnik rozporu bocznego;  $s_u$  – wytrzymałość na ścinanie bez odpływu;  $S$  – wrażliwość;  $c'$  – spójność efektywna;  $\varphi'$  – efektywny kąt tarcia wewnętrznego;  $E$  – moduł odkształcenia;  $G$  – moduł odkształcenia postaciowego;  $M$  – moduł ściśliwości;  $G_{max}$  – moduł ścinania dla małych odkształceń;  $k$  – współczynnik wodoprzepuszczalności;  $c_h$  – współczynnik konsolidacji

Użyteczność: 1 – słaba, 2 – akceptowalna, 3 – średnia, 4 – dobra, 5 – bardzo dobra; objaśnienia typów badań polowych w tekście

- sondowania dynamiczne z końcówką stożkową w celu określenia stopnia zagęszczenia warstw piaszczystych;
- sondowania udarowo-obrotowe w celu określenia zarówno stopnia zagęszczenia warstw piaszczystych, jak też wytrzymałości i wrażliwości gruntów spoistych (badania te, choć nie obejmuje ich żaden z aktualnych standardów, nadal są wykonywane w Polsce, przede wszystkim wzdłuż linii brzegowej od strony lądu).

Wszystkie wymienione aparaty do badań polowych przedstawiono schematycznie na rysunku 7.34.

Praktycznie wszystkie rodzaje badań polowych wymienionych w tabelach 7.6 i 7.7 można w warunkach morskich wykonywać na dwa sposoby (rys. 7.35):

- bezpośrednio z powierzchni dna morskiego do ustalonej głębokości, ograniczonej głównie maksymalną osiągalną siłą wciskania i dopuszczalnym obciążeniem czujników pomiarowych oraz technicznymi możliwościami urządzenia; pozwala to na ciągłe profilowanie danych charakterystyk, lecz do niewielkich głębokości poniżej dna;
- z dna otworu wiertniczego, przy podobnych jak wyżej ograniczeniach, co przy zastosowaniu podwiercania umożliwia prowadzenie badań do dużych głębokości poniżej dna, lecz w sposób nieciągły; pozwala natomiast na wykonywanie w tym samym otworze różnych badań *in situ*, z wykorzystaniem rozmaitych urządzeń wrzutowych (rys. 7.36).

W normie norweskiej (G-001, 2004) zwraca się szczególną uwagę na to, aby przy badaniach wykonywanych bezpośrednio z powierzchni dna morskiego uniknąć zniszczenia powierzchniowej warstwy podłoża lub wpływu naprężeń po-

chodzących od obciążenia dna ramą danego urządzenia. W tym celu zaleca się, żeby:

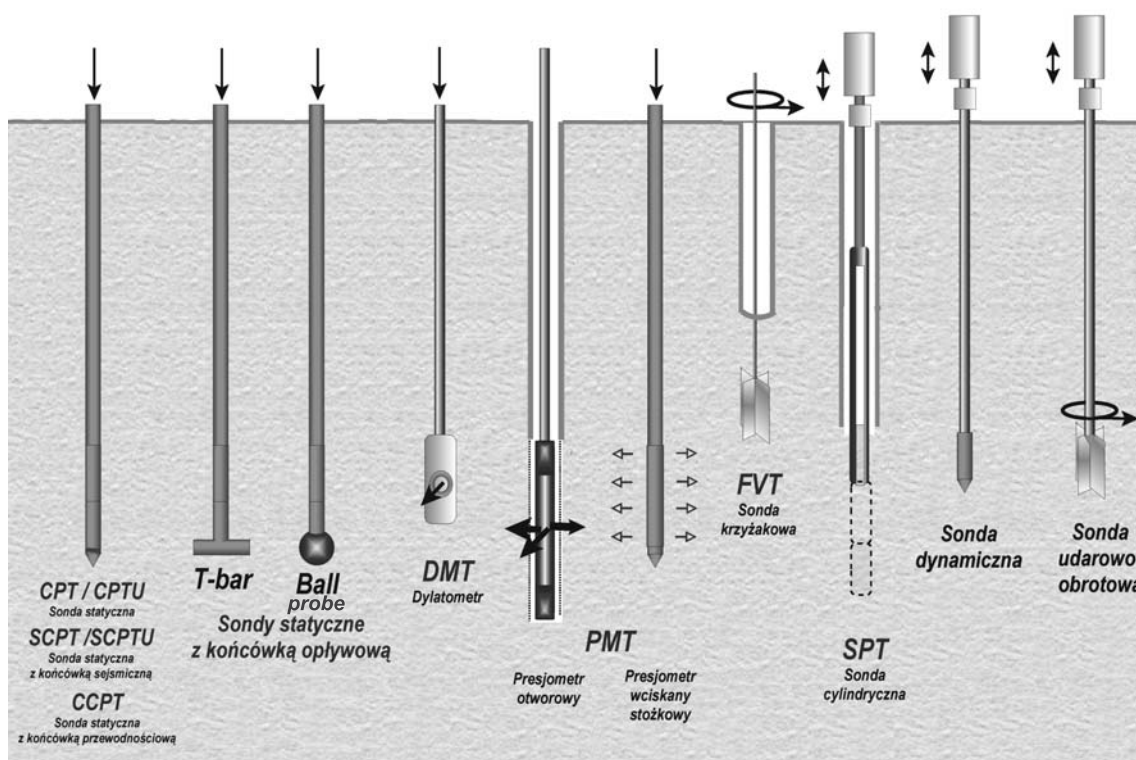
- dno ramy miało odpowiednich wymiarów otwór w kształcie kwadratu lub koła wokół miejsca wprowadzenia narzędzia do podłoża;
- waga urządzenia nie przewyższała ciężaru zapewniającego uzyskanie wymaganej siły wciskającej, celem wyeliminowania nadmiernego obciążenia podłoża.

Bardzo istotne jest również monitorowanie ewentualnego zagłębienia się ramy w osadach dna, np. za pomocą kamer telewizyjnych zainstalowanych na ramie.

W przypadku badań prowadzonych z dna otworu wiertniczego należy dążyć, żeby strefa naruszenia gruntu poniżej narzędzia wiertniczego była jak najmniejsza. Zaleca się też, aby (jeśli warunki gruntowe na to pozwolą) właściwe badanie rozpoczynać około 1 m poniżej dna otworu. Wielkość strefy naruszonej w danych warunkach gruntowych można oszacować na podstawie ciągłego profilu CPT/CPTU, wykonanego do około 3 m poniżej narzędzia wiertniczego.

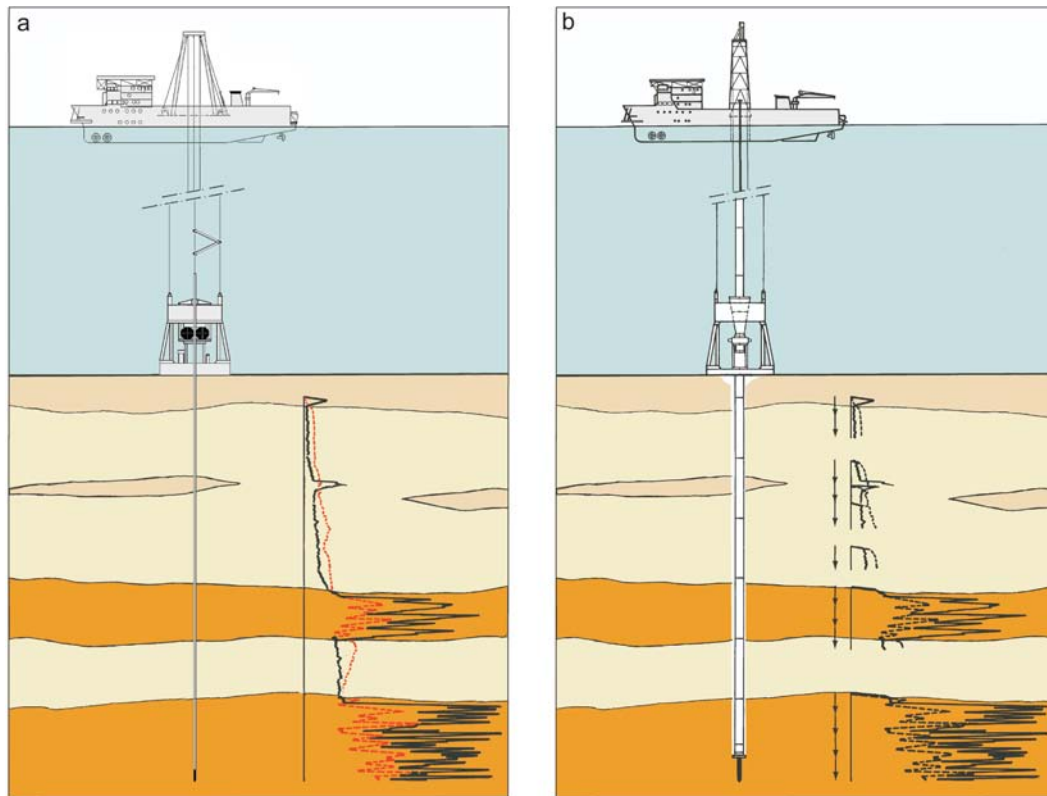
W każdym przypadku bardzo istotne jest określenie głębokości wody w konkretnym miejscu w czasie wykonywania badania, niezależnie od pomiarów batymetrycznych. Pomiar ten można prowadzić w dowolny udokumentowany sposób, np. za pomocą czujników ciśnieniowych lub z wykorzystaniem rozmaitego typu elektrycznych „czujników dna” zamocowanych pod ramą urządzenia czy też opuszczanych wraz z rurą osłonową.

Na świecie istnieją różne rozwiązania systemu otworowego i zaburtowego, z których najbardziej znane są urządzenia firm Fugro Engineers oraz A.P. Van den Berg z Holandii.

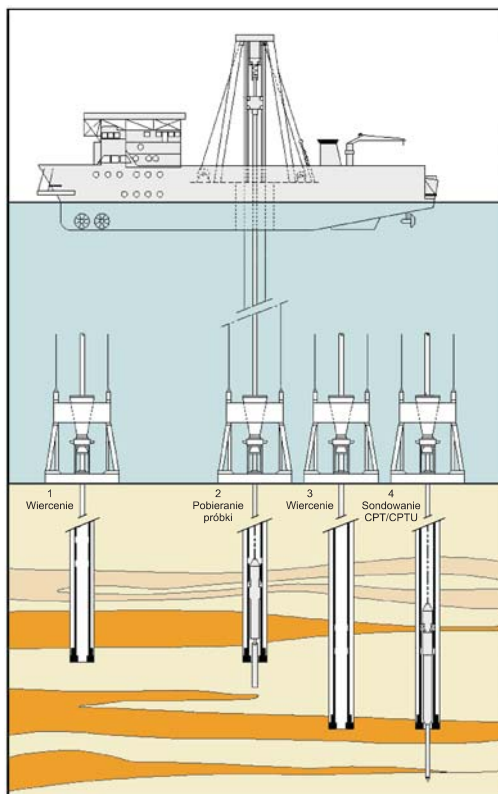


Rys. 7.34. Rodzaje aparatów do badań polowych stosowanych w warunkach morskich i przybrzeżnych





Rys. 7.35. Schemat sondowania CPT: a – z dna otworu wiertniczego w systemie zaburtowym, b – w systemie otworowym



Rys. 7.36. Typowe połączenie sondowań otworowych z poborem próbek kategorii A bądź z innymi badaniami *in situ* (ISSMGE, 2001)

**System zaburtowy** firmy A.P. Van den Berg o nazwie ROSON 100 kN znajduje się w wyposażeniu PPIeZRiG Petrobaltic S.A. Przy jego użyciu wykonuje się sondowania gruntu dna morskiego ze statku badawczego t/v *Santa Barbara*. System ten umożliwia sondowania w profilu ciągłym, lecz do ograniczonej głębokości poniżej dna morza, z uwagi na masę ramy oporowej. System ROSON 100 kN składa się z:

- ramy z dodatkowymi płytami obciążającymi i modułowymi siłownikami do wciskania i wyciągania żerdzi sondy oraz z inklinometru (rys. 7.37),
- wciągarki liny nośnej ramy i kabla do zasilania i transmisji danych z końcówki sondy z kompensatorem falowania w płaszczyźnie pionowej,
- systemu rejestracji analogowej i cyfrowej,
- bramownicy do wystawiania ramy za burtę statku,
- agregatu prądotwórczego.

Dane techniczno-operacyjne systemu ROSON 100 kN: masa w powietrzu około 15 t, dopuszczalna głębokość morza 100 m, maksymalna głębokość sondowania poniżej dna morskiego 15 m, maksymalny nacisk na końcówkę sondy 100 kN i stała szybkość wępudy sondy w grunt dna morskiego 20 mm/s.

Rama systemu jest wystawiana za rufę statku, ustawiana na dnie, a po zakończeniu badania podnoszona przy użyciu bramownicy zamontowanej w części rufowej (rys. 7.38) oraz wciągarki linowej i kablowej. Wciągarka wyposażona jest w urządzenie o skoku do 1,5 m pozwalające na kompen-



Rys. 7.37. Rama systemu ROSON 100 kN do wykonywania sondowania statycznego



Rys. 7.38. Bramownica do wystawiania ramy systemu ROSON 100 kN poza rufę statku

sację falowania morza. Podczas sondowania zabezpiecza ono ramę przed „podrywaniem” z dna przez statek.

System ROSON 100 kN przeznaczony jest przede wszystkim do sondowań statycznych z końcówką stożkową, aczkolwiek umożliwia również wprowadzenie w grunt dna morskiego innych narzędzi badawczych. Do sondowania używane są żerdzie rurowe grubościenne o średnicy zewnętrznej 36 mm i długości 1000 mm. Tolerancje wymiarów końcówek sondy stosowanych w PPIEZRiG Petrobaltic S.A. przedstawiono w tabeli 7.8. Używane są przede wszystkim elektryczne końcówki sondy typu ELC-10, standardowe CPT z pomiarem oporu stożka i tarcia na tulei ciernej lub CPTU – z dodatkowym pomiarem ciśnienia wody w porach gruntu. W razie potrzeby można stosować końcówki sejsmiczne lub przewodnościowe.

**System otworowy** umożliwia sondowania do dużych głębokości poniżej dna morza. Stosowane jest urządzenie tzw. wrzutowe (*wireline equipment*) o nazwie WISON-APB (rys. 7.39). Umożliwia ono pomiary elektroniczne na końcówce sondy, tj. opór stożka, tarcie na tulei ciernej i ciśnienie wody w porach gruntu (przy zastosowaniu końcówki CPTU), pomiar sejsmiczny prędkości rozchodzenia się fali ścinającej i kompresyjnej (przy zastosowaniu końcówki SCPTU) oraz przewodności gruntu (przy zastosowaniu końcówki CCPT). Ponadto umożliwia pobór próbek gruntu oraz pomiar wytrzymałości na ścinanie krzyżakiem obrotowym (FVT). Odpowiednie narzędzia pomiarowe lub próbnik wprowadzane są do otworu wiertniczego i wciskane w jego dno za pomocą siłownika hydraulicznego.

Statek badawczy utrzymywany jest w pozycji, w której wykonuje się badania za pomocą czterech kotwic i systemu dynamicznego pozycjonowania. Dopuszczalne przemieszczanie się statku na boki wynosi około 10% głębokości wody. Na statku w śródkręciu zamontowana jest wiertnia zaopatrzona w głowicę, obracająca wrzutowym przewodem wiertniczym o minimalnej średnicy 100 mm. Wymagana nośność (masa) wiertni zależy od głębokości badania i masy przewodu wiertniczego. Do głębokości 100 m zaleca się nośność minimum 150 kN, a do głębokości 500 m minimum 750 kN.

#### Sondowania statyczne CPT/CPTU

Sondowanie statyczne CPT/CPTU stanowi jedną z najbardziej efektywnych metod badań polowych, umożliwiających określenie stratygrafii i w szerokim zakresie właściwości podłoża, na podstawie wciskania w nie ze stałą prędkością penetrometru z końcówką stożkową, oraz pomiar: oporu stożka, tarcia na tulei ciernej i, w przypadku badania CPTU, ciśnienia wody w porach. W zależności od stosowanego sprzętu do sondowań statycznych i precyzji pomiarów można określić: rodzaj gruntu, ciśnienie wody w porach, efektywny kąt tarcia wewnętrznego, wytrzymałość na ścinanie bez odpływu, stopień zagęszczenia, moduł ściśliwości i współczynnik konsolidacji, moduł ścinania, naprężenie poziome oraz współczynnik przekonsolidowania (Lunne i in., 1997).

W związku z różnorodnością sprzętu do sondowań statycznych Międzynarodowe Stowarzyszenie Mechaniki Gruntów i Geotechniki (ISSMGE) opublikowało w 1999 r.

Tabela 7.8

**Klasyfikacja sondowań statycznych w zależności od zakresu i dokładności pomiarów (ISSMGE, 1999)**

Klasa badania	Charakterystyki	Minimalna dopuszczalna dokładność (większa z dwóch podanych)	Maksymalny krok pomiarowy (mm)
1	opór stożka tarcie na poboczniczy ciśnienie porowe nachylenie głębokość penetracji	50 kPa lub 3% 10 kPa lub 10% 5 kPa lub 2% 2° 0,1 m lub 1%	20
2	opór stożka tarcie na poboczniczy ciśnienie porowe nachylenie głębokość penetracji	200 kPa lub 3% 25 kPa lub 10% 25 kPa lub 2% 2° 0,2 m lub 2%	20
3	opór stożka tarcie na poboczniczy ciśnienie porowe nachylenie głębokość penetracji	400 kPa lub 5% 50 kPa lub 15% 50 kPa lub 5% 5° 0,2 m lub 2%	50
4	opór stożka tarcie na poboczniczy głębokość penetracji	500 kPa lub 5% 50 kPa lub 20% 0,1 m lub 1%	100

wytyczne dotyczące jego jakości oraz dokładności pomiarów (tab. 7.8).

Klasa badania wymaga odpowiedniej aparatury pomiarowej:

- urządzenia klasy 1 (tab. 7.8) odpowiednie są do precyzyjnego określenia granic warstw oraz rodzaju gruntów, jak również zmian ich właściwości wraz z głębokością, z uwzględnieniem gruntów słabych (miękkoplastycznych gruntów spoistych lub luźnych piasków);
- urządzenia klasy 2 są bardziej odpowiednie dla gruntów twardeplastycznych oraz piaszczystych;
- urządzenia klasy 3 i 4 mogą być wykorzystywane jedynie do określenia stratyfikacji podłoża oraz oszacowania parametrów gruntów twardeplastycznych i zwartych oraz piasków zagęszczonych.

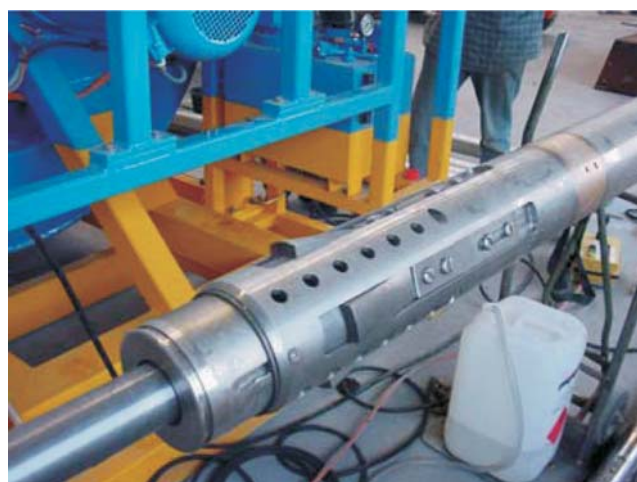
W Polsce w warunkach lądowych wymagania dotyczące sondowań CPT/CPTU definiuje norma PN-B-04452:2002.

Jak podano we wstępie do niniejszego rozdziału, sondowania statyczne na morzu można wykonywać w dwojaki sposób:

- w otworze wiertniczym; system ten umożliwia osiągnięcie dużych głębokości i przewiercanie twarde przewarstwień, natomiast nie daje ciągłych charakterystyk sondowania i, z uwagi na błędy w pomia-

rze ciśnienia, lokuje się raczej w klasie 2 ISSMGE (Lunne, 2001);

- z dna morza, tzw. systemem zaburtowym, który wprowadzie ogranicza głębokość penetracji w przypadku gruntów zwartych i piaszczystych, natomiast spełnia z reguły wymagania klasy 1.



**Rys. 7.39. Urządzenie wrzutowe WISON-APB (materiały A.P. Van den Berg)**



### Procedura badania, zbieranie i rejestrowanie danych.

Nominalna prędkość penetracji powinna wynosić  $20 \pm 5$  mm/s. Preferowana jest penetracja ciągła do możliwie największej głębokości, z uwzględnieniem mechanicznych i wytrzymałościowych ograniczeń urządzenia. Przed rozpoczęciem badania i po jego zakończeniu należy notować wskazania spoczynkowe wszystkich czujników.

Zgodnie z wymaganiami ISSMGE (1999), czujniki pomiarowe powinny spełniać określone w tabeli 7.8 kryteria, wymagane dla odpowiedniej założonej klasy badań. Kalibracja czujników powinna być dokonywana przed rozpoczęciem każdego projektu, a także co 3 miesiące lub po każdym 100 sondowaniach w trakcie trwania projektu. Podczas prac należy kontrolować sprawność urządzenia i systemu pomiarowego. Raz do roku powinno się sprawdzać średnice stożka i tulei ciernej dla stożków używanych, aby mieściły się w granicach dopuszczalnych norm podanych przez producenta (tab. 7.8).

W przypadku badań CPTU należy przed badaniem, zgodnie z instrukcją producenta, dokładnie odpowiedzieć filtry ceramiczne końcówki stożkowej, aby system pomiarowy dawał natychmiastową odpowiedź na zmiany ciśnienia.

Pomiary dyssypacji powinny być prowadzone do uzyskania 50% konsolidacji, tj. do momentu aż ciśnienie porowe będzie równe średniemu ciśnieniu mierzonemu w momencie zatrzymania penetracji oraz oszacowanemu ciśnieniu porowemu *in situ*. W przypadku, gdy postęp dyssypacji byłby zbyt wolny, aby osiągnąć tę wartość, moment przerwania badania należy uzgodnić z osobą interpretującą wyniki.

W czasie dyssypacji pomiary ciśnienia powinny być rejestrowane w następujących interwałach czasowych:

- podczas 1. minuty – 2 razy na sekundę,
- między 1. a 10. minutą – 1 raz na sekundę,

- między 10. a 100. minutą – 1 raz na 2 sekundy,
- po 100. minucie – 1 raz na 5 sekund.

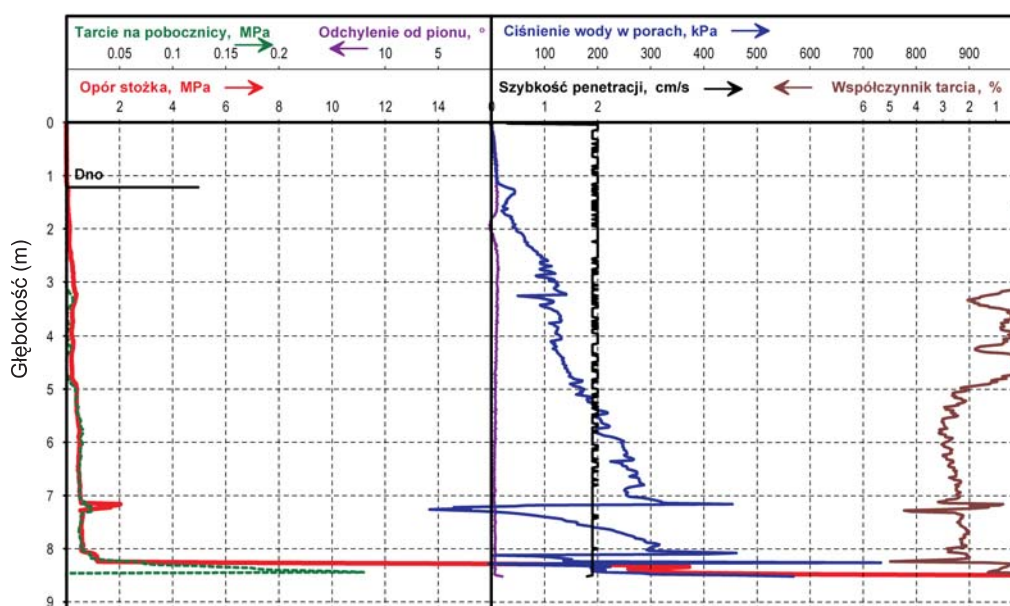
**Dokumentacja wyników sondowań statycznych CPT/CPTU.** Wyniki sondowań statycznych, przeznaczone do dalszej interpretacji, należy udokumentować w postaci:

- formatki informacyjnej, zawierającej wszystkie dane niezbędne do interpretacji mierzonych charakterystyk sondowania,
- wykresów wszystkich mierzonych charakterystyk sondowania wykonywanych przez urządzenie rejestrujące (przykład wydruku w systemie GORILLA – rys. 7.40),
- wykresów testów dyssypacji ciśnienia,
- zapisu cyfrowego wykonywanego przez urządzenie rejestrujące.

Standardowa prezentacja charakterystyk sondowania pokazana na rysunku 7.40 przedstawia:

- opór stożka ( $q_c$ ),
- tarcie na poboczniczy ( $f_s$ ),
- współczynnik tarcia ( $R_f = f_s/q_c$ ),
- odchylenie od pionu ( $i$ ) mierzone na inklinometrze,
- w przypadku piezostożka (końcówka CPTU) również przyrost ciśnienia wody w porach ( $\Delta u$ ), czyli różnicę między ciśnieniem wody w porach ( $u$ ) a hydrostatycznym ciśnieniem wody w porach gruntu przed rozpoczęciem wciskania stożka –  $u_o$  ( $\Delta u = u - u_o$ ).

Ponadto dla końcówki CPTU w celu interpretacji wyników sondowania, należy przedstawić tzw. skorygowany opór stożka  $q_t = q_c + u(1-a)$ , uwzględniający – wynikający z jego konstrukcji – udział ciśnienia porowego w układzie sił. Dla końcówki CPTU trzeba również wyznaczyć tzw. współczynnik ciśnienia wody w porach gruntu ( $B_q$ ), będący stosunkiem przyrostu tego ciśnienia do oporu stożka netto.



Rys. 7.40. Przykład wydruku w systemie GORILLA wykresów charakterystyk sondowania statycznego wykonanego na Morzu Bałtyckim końcówką CPTU

**Interpretacja wyników sondowań statycznych CPT/CPTU.** Na podstawie wyników badań CPT i CPTU można ustalić miąższość warstw, sklasyfikować grunty i oszacować ich właściwości (dotyczy również skał miękkich, o ile zostanie zastosowana wystarczająca całkowita siła wciskająca), takie jak np.:

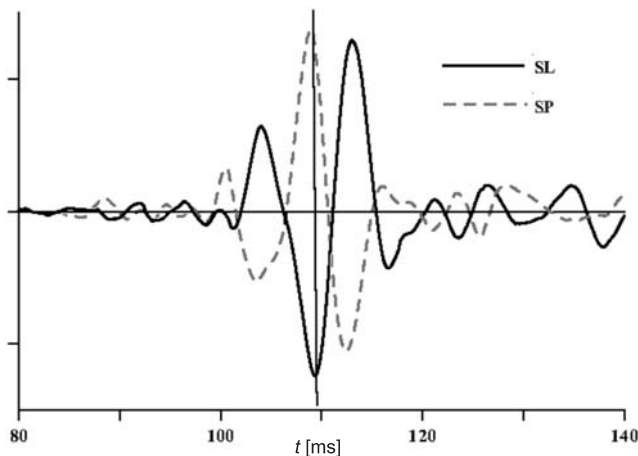
- stopień zagęszczenia gruntów piaszczystych,
- stopień plastyczności gruntów spoistych,
- wytrzymałość na ścinanie bez odpływu.

Najbardziej wyczerpujący opis sposobu wyznaczania tych parametrów, zwłaszcza dla gruntów morskich, znajduje się w pracy Lunne'a (1997). Polska norma PN-B-04452:2002 podaje szereg zawartych w wymienionej pracy zależności korelacyjnych dostosowanych do polskich warunków gruntowych na lądzie.

Należy podkreślić, że – jak zaznaczono we wstępie do niniejszego rozdziału – sondowania statyczne w żadnym przypadku nie mogą zastąpić wierceń i badań laboratoryjnych próbek gruntu, a są jedynie cennym uzupełnieniem tych badań, pozwalającym na zmniejszenie ich zakresu, i zawsze wymagają weryfikacji.

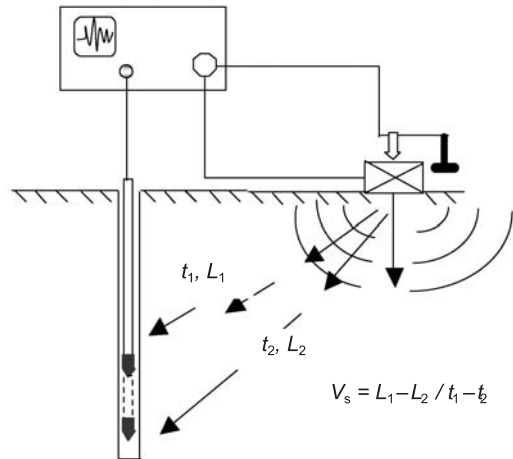
#### Sondowania statyczne z końcówkami specjalistycznymi

**Sondowania statyczne z końcówką sejsmiczną (SCPT/SCPTU).** Kończówka sejsmiczna, oprócz pomiaru prędkości poprzecznej fali ścinającej generowanej przez źródło umieszczone na dnie morskim, a w niektórych przypadkach również prędkości fali podłużnej, działa jak zwykły penetrometr stożkowy CPT bądź CPTU. Badanie to dostarcza więcej informacji, niż sam pomiar prędkości fali na podstawie rejestracji sygnału odbieranego przez geofony umieszczone w otworze wiertniczym (rys. 7.41), przy czym zasada określenia prędkości fali w obu przypadkach pozostaje taka sama (rys. 7.42).



Rys. 7.41. Charakterystyki fali ścinającej mierzone na określonej głębokości

SL, SP – sygnały odbierane w dwóch prostokątnych płaszczyznach



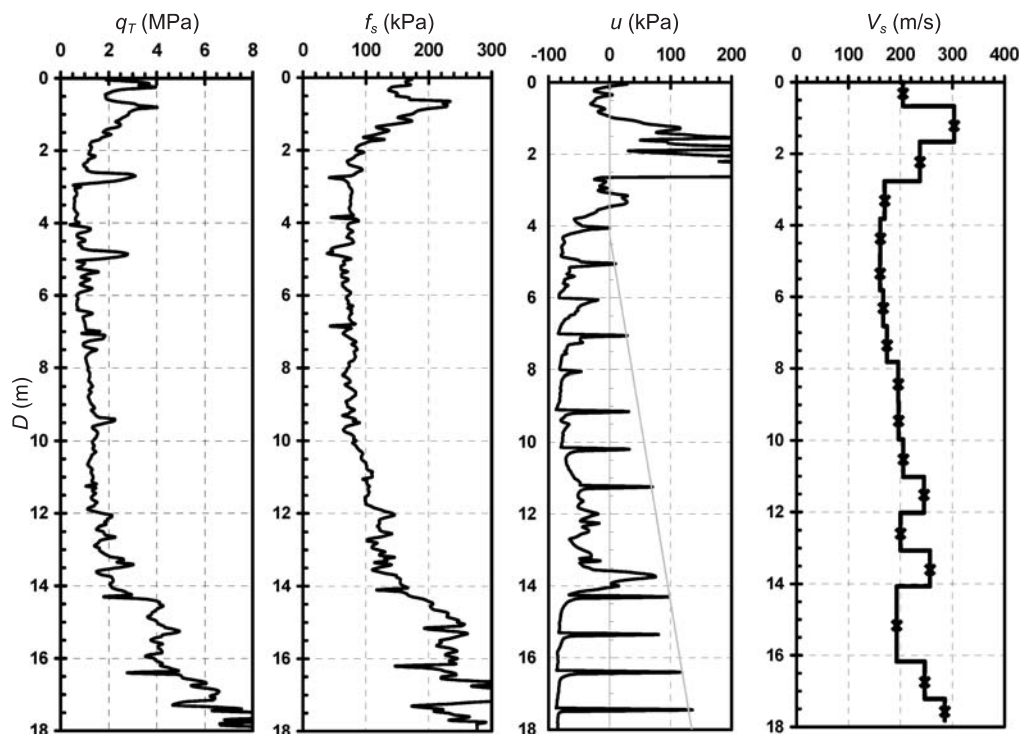
Rys. 7.42. Zasada pomiaru prędkości fali poprzecznej w badaniu SCPT/SCPTU

$V_s$  – prędkość fali poprzecznej,  $t_1, t_2$  – czas między wygenerowaniem sygnału a jego maksimum w punktach 2 i 1,  $L_1, L_2$  – odległości między źródłem sygnału a punktami 2 i 1

W zależności od kierunku impulsu przekazanego na grunt, wyznacza się:

- prędkość fali poprzecznej –  $V_s$  (przy pobudzeniu równoległym do powierzchni gruntu, a poprzecznym do kierunku rozchodzenia się fali – rys. 7.42),
- prędkość fali podłużnej –  $V_p$  (przy pobudzeniu w kierunku rozchodzenia się fali, tj. prostopadłym do powierzchni gruntu).

Fala rozchodząca się w gruncie (rys. 7.41) rejestrowana jest za pomocą pojedynczego lub podwójnego zestawu czujników umieszczonych nad tuleją cierną w taki sposób, aby zachować średnicę końcówki wymaganą w badaniach CPTU. Badanie wykonuje się po zatrzymaniu sondowania na określonej głębokości, po czym jest ono kontynuowane do następnego założonego poziomu pomiaru sejsmicznego. Standardowo, dla stożków z pojedynczym zestawem czujników pomiary przeprowadza się w odstępach jednowymiarowych, przy czym zaleca się na każdej głębokości wykonanie dwóch pomiarów z zastosowaniem przeciwnej polaryzacji fali, a prędkość fali wyznaczana jest z pomiarów dla kolejnych przyrostów głębokości penetracji. W tym przypadku bardzo istotne jest zachowanie takich samych przyrostów penetracji między kolejnymi pomiarami. Dla stożków o podwójnym zestawie czujników prędkość fali wyznaczana jest dla każdego kolejnego przyrostu penetracji na podstawie przesunięcia czasowego odbioru impulsu przez oba zestawy czujników. W tym przypadku nie jest już konieczne zachowanie stałych przyrostów penetracji. Badanie można wykonywać w obu trybach: z powierzchni dna lub z dna otworu wiertniczego, przy czym w tym drugim przypadku należy uwzględnić interferencję fali odbitej od rury osłonowej. Zakłócenia mogą również być spowodowane specyficznym układem warstw gruntowych, np. gdy sąsiadują ze sobą warstwy diametralnie różniące się prędkością przewodzenia fal



Rys. 7.43. Przykładowe charakterystyki sondowania SCPT/SCPTU

$q_T$  – skorygowany opór stożka; pozostałe objaśnienia w tekście

ścinających lub gdy w podłożu występują warstwy o silnych własnościach tłumiących (np. torf).

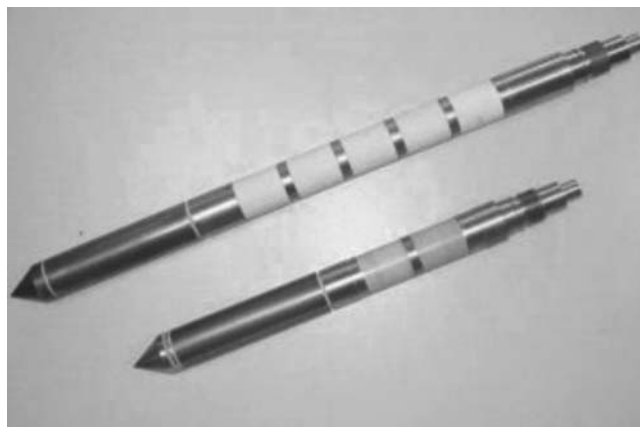
Wyniki badań SCPT/SCPTU należy udokumentować w sposób analogiczny jak wyniki sondowań CPT/CPTU, przy czym dodatkowo powinny zawierać:

- wszystkie pomierzone charakterystyki fali ścinającej (ewentualnie również podłużnej),
- zmiany średniej prędkości fali ścinającej –  $V_s$  oraz podłużnej –  $V_p$  z głębokością (rys. 7.43),
- w przypadku znanej gęstości podłoża ( $\rho$ ) również zmiany modułu ścinania dla małych odkształceń ( $G_{max}$ ) oraz modułu odkształcenia ( $E_o$ ) z głębokością, obliczone jako:  $G_{max} = \rho V_s^2$ ,  $E_o = \rho V_p^2$ .

**Sondowania statyczne z końcówką przewodnościową/opornościową (CCPTU).** Końcówki CCPTU (niekiedy określane także jako RCPTU) charakteryzują się tym, że do zwykłej końcówki stożkowej CPTU dołączony jest moduł z cylindrycznie ułożonymi elektrodami do pomiaru przewodności elektrycznej (lub oporności) gruntu (rys. 7.44). Badanie może być wykonywane bezpośrednio z powierzchni dna morskiego, jak również w systemie otworowym. Procedura badania i wszystkie wymagania pozostają niezmiennic w stosunku do podanych w podrozdziale 7.3.4. dla klasycznego badania CPTU. Podczas badania mierzone jest dodatkowo napięcie między parami elektrod, do których doprowadzony jest prąd zmienny o dużej częstotliwości (~1000 Hz), co pozwala na wyznaczenie oporności i prze-

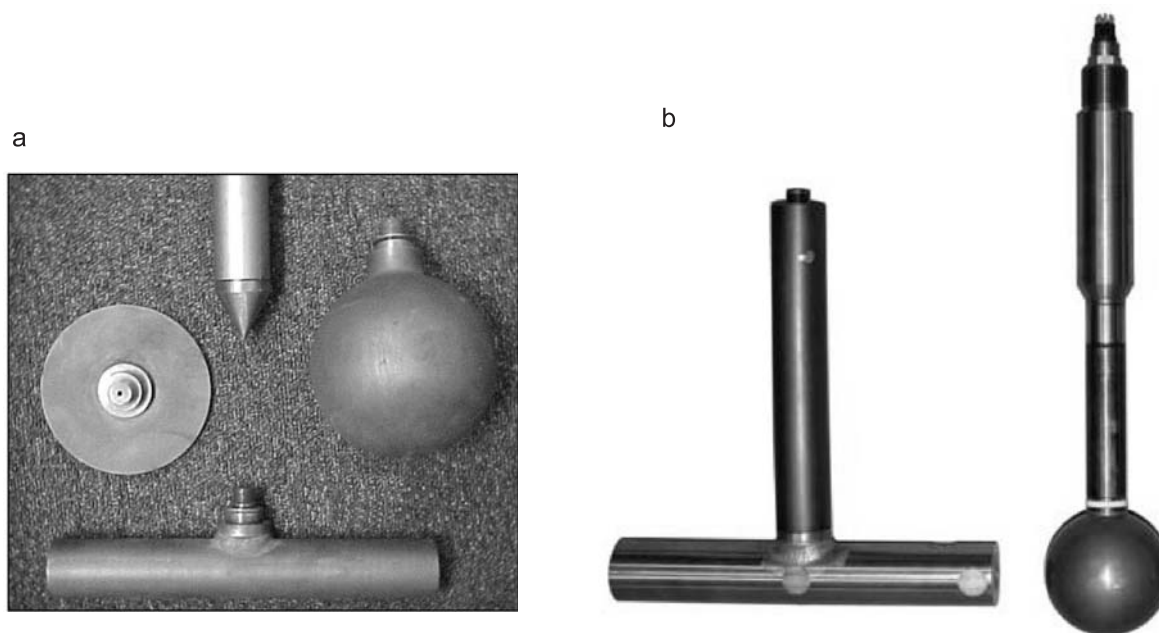
wodności elektrycznej gruntu, przez który przepływa prąd między elektrodami.

Dokumentacja wymaga, oprócz standardowej dokumentacji badania CPTU, przedstawienia w formie graficznej i cyfrowej zmian przewodności (bądź oporności) elektrycznej wraz z głębokością. Na tej podstawie można szacować m.in. zagęszczenie (porowatość) gruntu, potencjał korozyjny oraz wykrywać zanieczyszczenia.



Rys. 7.44. Przykłady końcówek przewodnościowych/opornościowych





**Rys. 7.45. Przykłady końcówek o pełnym opływie:**  
 a – różne kształty w zestawieniu z klasyczną końcówką stożkową,  
 b – w kształcie: poprzeczki – T-bar i kulki – ball probe (według ISSMGE, 2005)

**Sondowania z końcówkami o pełnym opływie (T-bar, ball probe).** Sondowania z końcówkami o pełnym opływie (rys. 7.45) są bardzo podobne do klasycznego badania CPT, lecz na ich podstawie można znacznie dokładniej określić właściwości wytrzymałościowe bardzo słabych gruntów spoistych, występujących często w górnych warstwach dna morskiego. Ze względu na stosunkowo dużą powierzchnię, badania tymi końcówkami zalecane są wyłącznie dla gruntów słabych, choć były również próby ich zastosowania w pyłach i piaskach pylastych przy oporach penetracji dochodzących do 5 MPa.

Badania końcówką T-bar (TBT), z uwagi na jej kształt, wykonuje się praktycznie wyłącznie z powierzchni dna, podczas gdy końcówka ball probe może być wykorzystywana także w systemie otworowym, przy czym:

- standardowa końcówka T-bar ma kształt cylindrycznej poprzeczki o długości 250 mm i średnicy 40 mm umieszczonej na standardowej żerdzi CPT o średnicy 36 mm; oprócz czujnika oporu wciskania umieszczonego bezpośrednio za końcówką, może być zaopatrzona w dwa czujniki ciśnienia znajdujące się na poprzeczce oraz inklinometr umieszczony na żerdzi;
- typowa końcówka ball probe ma kształt kulki o średnicy 60–80 mm (a nawet 113 mm); czujnik ciśnienia porowego może być umieszczony w punkcie wiodącym bądź z boku kulki, a czujnik oporu wciskania oraz inklinometr – na żerdzi CPT o średnicy 36 mm.

W związku z wykonywaniem badania za pomocą tych samych żerdzi i tego samego urządzenia wciskającego co w

przypadku CPT, do badań z końcówkami o pełnym opływie wykorzystuje się z reguły te same czujniki oporu wciskania oraz inklinometry.

Pomiary nachylenia należy prowadzić, gdy głębokość penetracji przekracza 5 m. Prędkość wciskania oraz wyciągania końcówki powinna wynosić  $20 \pm 5$  mm/s, a dokładność rejestracji przynajmniej 2%. Pomiary ze wszystkich czujników należy odczytywać i zapisywać w formie cyfrowej przynajmniej 1 raz na sekundę, zarówno podczas wciskania, jak i wyciągania końcówki. Powinno się również mierzyć całkowitą siłę wciskania/wyciągania sondy.

W normie norweskiej (G-001, 2004) podano, że końcówki o pełnym opływie mogą być wykorzystane do badań „cyklicznych”. Zaleca się wtedy wykonanie do 6 kolejnych cykli wciskania i wyciągania końcówki w zakresie głębokości  $\pm 0,5$  m wokół wyznaczonego punktu z prędkością 2 cm/s.

Kalibracja czujników pomiarowych powinna być wykonywana w ten sam sposób co przy klasycznych badaniach CPT/CPTU. Również dokładność pomiarów musi spełniać wymagania podane w tabeli 7.9 dla badań CPT/CPTU.

Wyniki sondowań z końcówką o pełnym opływie, przeznaczone do dalszej interpretacji, należy udokumentować w postaci:

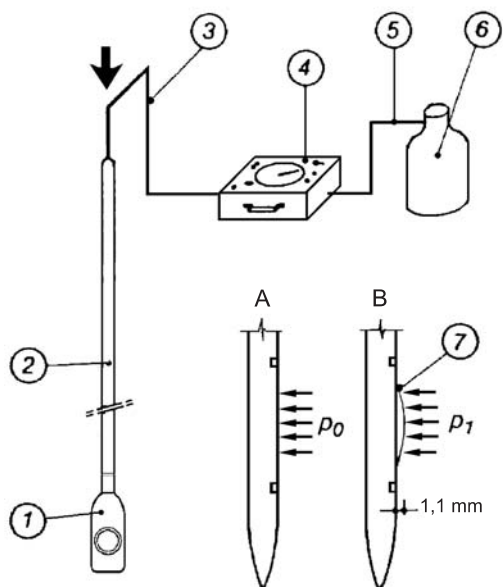
- formatki informacyjnej, zawierającej wszystkie dane niezbędne do interpretacji mierzonych charakterystyk sondowania, analogicznie jak dla badań CPT/CPTU;

- wykresów wszystkich mierzonych charakterystyk sondowania, przy czym powinno się pokazać przebieg oporu podczas wciskania oraz wyciągania sondy, zaś wyniki testów cyklicznych przedstawić także oddzielnie w powiększonej skali;
- zapisu cyfrowego wykonywanego przez urządzenie rejestrujące.

Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu może być szacowana na podstawie związków empirycznych opracowanych w Norweskim Instytucie Geotechnicznym (Lunne, 2007) w powiązaniu z korelacjami opracowanymi dla danego obszaru na podstawie badań laboratoryjnych pobranych próbek gruntu.

### Badania dylatometryczne (DMT)

Badanie dylatometryczne (DMT – *Dilatometer Marchetti Test*; nazwa pochodzi od nazwiska autora metody), powszechnie stosowane w krajach UE, wprowadzone zostało do polskiej normy PN-B-04452:2002. Najdokładniejszy opis, obejmujący zasadę działania, wymagania techniczne oraz metody interpretacji i przykłady zastosowań, znajduje się w raporcie Komitetu Technicznego nr 16 Międzynarodowego Stowarzyszenia Mechaniki Gruntów i Geotechniki (ISSMGE, 2001). W polskiej strefie ekonomicznej do tej pory badania dylatometryczne w warunkach morskich nie wykonywano, są one jednak coraz powszechniej stosowane na świecie dla celów budownictwa morskiego i oceniane jako użyteczne (tab. 7.6 i 7.7).



Rys. 7.46. Schemat dylatometrzu

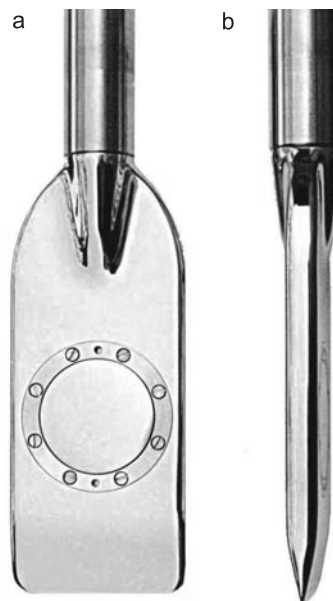
1 – łopata, 2 – żerdź wciskająca, 3 – przewody elektryczne i pneumatyczne, 4 – urządzenie kontrolno-pomiarowe, 5 – przewód ciśnieniowy, 6 – źródło ciśnienia, 7 – membrana i naprężenia działające na membranę;  $p_0$  – ciśnienie kontaktowe w pozycji A,  $p_1$  – ciśnienie kontaktowe w pozycji B

Badanie polega na wciskaniu pionowo w dół płaskiej końcówki (łopatki) wyposażonej w ciekłą, kołową membranę stalową z jednoczesnym prowadzeniem pomiarów naprężenia między membraną i gruntem: przy membranie nieodkształconej (pozycja A), lecz mającej kontakt z otaczającym je gruntem (tzw. ciśnienie kontaktowe  $p_0$ ), oraz wtedy, gdy jej środek przemieści się o 1,1 mm (ciśnienie kontaktowe  $p_1$ ) – pozycja B. Zasadnicze elementy dylatometrzu zilustrowano na rysunkach 7.46 i 7.47.

Wyniki badań DMT, przeznaczone do dalszej interpretacji, powinny zostać udokumentowane w sposób papierowy i cyfrowy w postaci:

- formatki informacyjnej, zawierającej wymiary łopatki, rodzaj urządzenia wciskającego i żerdzi, opis sposobu wykonania badania;
- zestawienia ciśnień mierzonych wraz z głębokością;
- zestawienia obliczonych dla poszczególnych głębokości parametrów pośrednich.

Mając wyznaczone parametry pośrednie oraz znając odpowiednie korelacje, które można odnaleźć przykładowo w dostępnych materiałach (ISSMGE, 2001; Młynarek, Wierzbicki, 2007), przy czym dla danego terenu powinny być one poddane weryfikacji z wynikami odpowiednich badań laboratoryjnych, na podstawie badania DMT można określić: uwarstwienie podłoża gruntowego, współczynnik parcia bocznego, wytrzymałość na ścinanie bez odpływu, współczynnik przekonsolidowania, współczynniki konsolidacji i wodoprzepuszczalności oraz moduły ścisłości i sprężystości gruntu.



Rys. 7.47. Łopata z membraną:  
a – widok z przodu, b – widok z boku

## Badania presjometryczne

Badanie presjometryczne zostało wprowadzone w 1955 r. we Francji przez Louisa Menarda. Stanowi ono rodzaj próbnego obciążenia gruntu, przeprowadzonego na określonej głębokości w podłożu za pomocą wypełnionej cieczą sondy o kształcie walca, wyposażonej w membranę rozszerzającą się radialnie pod wpływem zadanego od wewnątrz ciśnienia. Na podstawie pomiaru objętości cieczy lub średnicy membrany oraz pomiaru przyłożonego ciśnienia, badanie pozwala na określenie zależności między odkształceniami i naprężeniami oraz m.in. modułu sprężystości i wytrzymałości na ścinanie. Na świecie badanie to stosuje się głównie do analizy osiadań fundamentów bezpośrednich i głębokich, obliczeń nośności granicznej gruntu oraz przy określaniu nośności pali. Można je praktycznie wykorzystywać przy projektowaniu posadowień budowli o dowolnym rodzaju fundamentów dla wszystkich rodzajów podłoża. W Polsce, mimo iż badania typu Menarda przeprowadza się od lat 70. XX wieku, zasięg ich stosowania jest wciąż niewielki i jak dotychczas nie dotyczył środowiska morskiego. Wiąże się to prawdopodobnie z brakiem dostosowanych do polskich warunków wytycznych w zakresie wykorzystania tych badań w projektowaniu posadowień. Niemniej jednak badanie presjometryczne zostało objęte normą PN-B-04452:2002, która podaje zakres zmienności modułu presjometrycznego ( $E_M$ ) oraz naprężeń granicznych ( $p_{LM}$ ) w różnych gruntach na terenie kraju oraz sposób określania rodzaju gruntów na podstawie tych parametrów (co niestety nie dotyczy gruntów morskich), a także zaleca stosowanie normy PN EN 1997-2:2007, dotyczącej wyznaczania innych parametrów gruntowych na podstawie wyników badań presjometrycznych. Z uwagi na coraz bardziej rozpowszechnione badania presjometryczne przy projektowaniu konstrukcji pełnomorskich i przybrze-

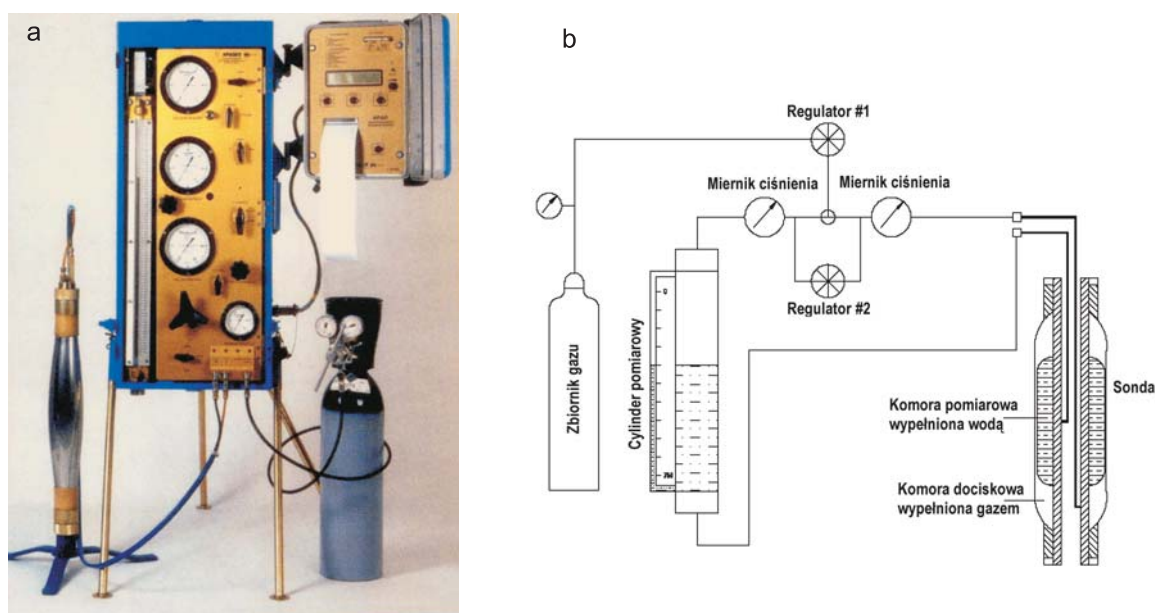
żnych na Zachodzie, należy się liczyć koniecznością wdrożenia ich również w polskiej strefie ekonomicznej.

Obecnie na świecie istnieje wiele rozwiązań presjometrów, przy czym daje się je podzielić na trzy zasadnicze grupy:

- presjometry wymagające wstępnego wiercenia (PBP – *pre-bored pressuremeter*),
- presjometry samowwiercające się (SBP – *self-boring pressuremeter*),
- presjometry wciskane w grunt (FDP – *full displacement pressuremeter*).

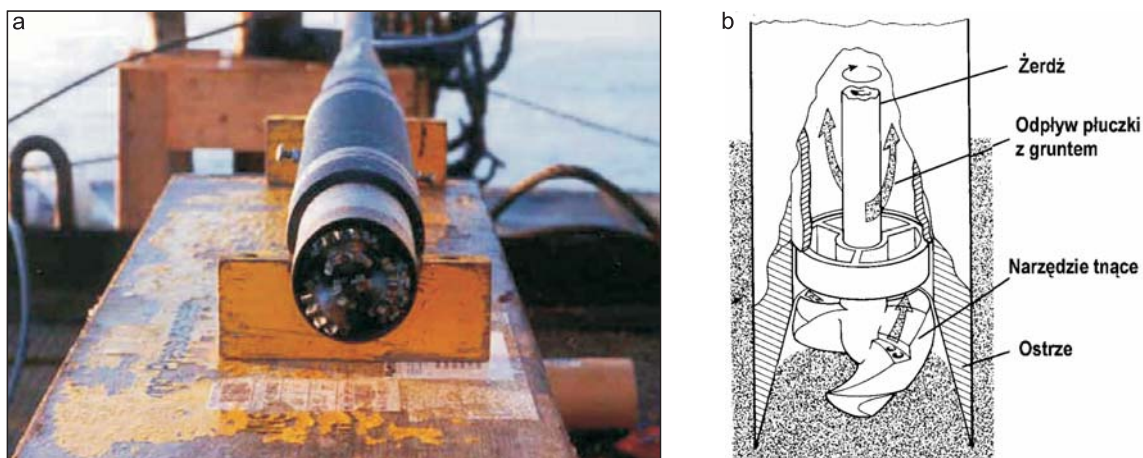
### Presjometry wymagające wstępnego wiercenia (PBP).

Do tej grupy zalicza się przede wszystkim klasyczny presjometr typu Menarda (MPM), który zilustrowano na [rysunku 7.48](#). Jego sonda ma trzy komory, z których środkowa jest wypełniona wodą (lub innym płynem), zaś dwie ochronne komory dociskowe – gazem. Zadaniem komór dociskowych jest zapewnienie wyłącznie radialnego rozszerzania się komory pomiarowej. Badanie presjometryczne można wykonywać dwiema metodami: przy kontrolowanym ciśnieniu (klasyczna metoda Menarda) oraz przy kontrolowanym odkształceniu. Podczas badania z kontrolowanym ciśnieniem metodą Menarda, po umieszczeniu sondy współosiowo w otworze, zwiększa się skokowo ciśnienie w komorze pomiarowej, a na podstawie ilości doprowadzonego do komory płynu określa się odkształcenie. Skoki ciśnienia należy tak dobierać, aby w fazie obciążenia było ich około 10 (nie mniej niż 7 i nie więcej niż 14). Każdy przyrost ciśnienia powinien być utrzymywany na stałym poziomie przez 1 minutę w przeciętnych warunkach gruntowych, a od 2 do 3 minut w gruntach słabonośnych. Jeżeli jest to wymagane, można zwiększyć liczbę przyrostów i wykonać dodatkowo jeszcze jeden cykl odciążenie–obciążenie, pod warunkiem że zwiększenie średnicy nie przekroczy 13%, a ciśnienie w komorze 10 MPa.



Rys. 7.48. Trójkomorowy presjometr typu Menarda: a – zestaw pomiarowy, b – schemat





Rys. 7.49. Presjometr samowwiercający się: a – przykładowa sonda, b – zasada wiercenia przy minimalnym naruszeniu gruntu

Podczas badania z kontrolowanym odkształceniem należy tak zwiększać ciśnienie, aby utrzymywać stałe przyrosty objętości komory lub stałe przyrosty odkształcenia otworu. Przyrostów objętości powinno być w fazie obciążenia przynajmniej 20, a czas ich utrzymywania powinien trwać 1 minutę.

Metoda PBP jest najprostsza do wykonania w warunkach lądowych, a także nadaje się do wszystkich rodzajów gruntu, choć jest zarazem najmniej dokładna, gdyż wymaga umieszczenia presjometru w otworze przegłębionym poniżej rury osłonowej lub podciągnięcia tej rury, co narusza warunki *in situ*.

**Presjometry samowwiercające się (SBP).** Sonda presjometrów samowwiercających się sama zagłębia się w grunt i z tego względu w znacznie mniejszym stopniu narusza warunki naturalne podłoża. Metoda powstała w latach 70. i rozwinęła się jednocześnie we Francji (PAF), w Anglii (Camkometer) i USA (Boremac). Badanie można prowadzić z dna otworu wiertniczego, a w gruntach słabych i organicznych również bezpośrednio z powierzchni dna, co powoduje, iż jest ono szczególnie przydatne w warunkach morskich. Przykładową sondę pokazano na rysunku 7.49a, a ideę samowwiercenia się jej – na rysunku 7.49b.

**Presjometry wciskane w grunt (FDP).** O ile presjometry samowwiercające się powstały jako próba ominięcia trudności interpretacyjnych, wynikających z naruszenia ścianek otworu w klasycznym badaniu typu Menarda, presjometry wciskane rozwinęły się w wyniku potrzeby ułatwienia i przyspieszenia badań oraz uzyskania na podstawie jednego badania większej liczby informacji, przy świadomej zgodzie na mniejszą dokładność pomiarów. Obecnie stosuje się je praktycznie wyłącznie w połączeniu z sondowaniem statycznym końcówką stożkową CPT (rys. 7.50).

Metodę można stosować we wszystkich rodzajach gruntów nieskalistych oprócz żwirów, choć najbardziej przydatna jest w gruntach spoistych. Staje się też stopniowo coraz bardziej popularna w związku z rosnącym zapotrzebowaniem na sondowania CPTU, co daje możliwość wykorzystania tego samego sprzętu do wciskania sondy. W warunkach

morskich metodę można stosować zarówno z powierzchni dna, jak też w systemie otworowym.

**Dokumentacja i interpretacja wyników badania presjometrycznego.** Ze względu na możliwości stosowanego sprzętu, zarówno dokumentacja, jak i interpretacja badań będą nieco inne, zależnie od stosowanej metodyki badawczej oraz stopnia zautomatyzowania urządzenia, a przede wszystkim od celu badania, postawionego przez projektanta. Parametry można wyznaczać ręcznie na podstawie metody



Rys. 7.50. Presjometr wciskany typu PIP (*pushed-in pressuremeter*) stosowany w połączeniu z badaniem CPTU: a – zestaw przykładowy, b – końcówka sondy CPTU z modulem presjometrycznym

przedstawionej w normie PN-B-04452:2002 lub w normie francuskiej ANFOR 1999-10-07 i NF P 94-110-1-N (Tarnawski, 2007).

Stosując podstawowe parametry uzyskane z krzywej presjometrycznej, można również wyprowadzić wytrzymałość na ścinanie i moduł ścinania. Istnieje też związek między tymi parametrami a rodzajem gruntu. Tabele podane w PN-B-04452:2002 dotyczą charakterystyki typowych gruntów lądowych z terenu Polski. Dla gruntów występujących w warunkach morskich takich zestawień brak.

### Badania sondą krzyżakową (FVT)

Badania polowe sondą krzyżakową FVT (*Field Vane Test*) wprowadzone zostały w latach międzywojennych ubiegłego stulecia w Holandii. Wykonuje się je końcówką krzyżakową po zagłębieniu na żądaną głębokość, a następnie obróceniu. Sonda krzyżakowa przydatna jest przede wszystkim do słabych i bardzo słabych gruntów spoistych oraz gruntów organicznych, charakteryzujących się kątem tarcia wewnętrznego bliskim zero (co oznacza, że opór przy obrocie krzyżaka stwarza jedynie spójność gruntu), w celu określenia ich wytrzymałości na ścinanie bez odpływu oraz wrażliwości strukturalnej.

Główną zaletą badań FVT jest możliwość bezpośredniego pomiaru maksymalnej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu, a także wytrzymałości rezydualnej. Podstawową wadą jest natomiast brak ciągłego profilu głębokościowego tych parametrów, a także względnie długi czas badania jednego profilu.

W warunkach morskich badanie sondą krzyżakową wykonuje się bezpośrednio z powierzchni dna albo korzystając

Tabela 7.9

Wymiary krzyżaka w zależności od zakresu wytrzymałości na ścinanie bez odpływu  $s_u$  (G-001, 2004)

Zakres $s_u$ (kPa)	Wysokość (mm)	Średnica (mm)	Grubość (mm)
0–50	130	65	2
30–100	110	55	2
80–250	80	40	2

z systemu zaburtowego, służącego do sondowań statycznych CPT, lub z własnej ramy urządzenia (rys. 7.51a), albo też metodą otworową z użyciem odpowiedniego urządzenia wrzutowego (rys. 7.51b).

Kończówka sondy składa się z prostokątnych skrzydełek umieszczonych pod kątem  $90^\circ$  w stosunku do siebie, tworzących krzyżak i zamocowanych na żerdzi. Stosunek wysokości ( $H$ ) do średnicy ( $D$ ) standardowej końcówki wynosi 2, a grubość pojedynczego skrzydełka powinna zawierać się w przedziale 0,8–3,0 mm. ISSMGE (2005) oraz G-001 (2004) zalecają stosowanie skrzydełek o różnych wymiarach, zależnie od przedziału zmienności wytrzymałości na ścinanie bez odpływu (tab. 7.9). Niekiedy stosowane są niestandardowe krzyżaki o skrzydełkach ściętych trapezowo (rys. 7.52).

Norma polska PN-B-04452:2002 zaleca stosowanie w warunkach lądowych dwóch standardowych wymiarów krzyżaka, tj. 80 x 40 mm dla gruntów twardoplastycznych i 200 x 100 mm dla gruntów bardzo słabych.

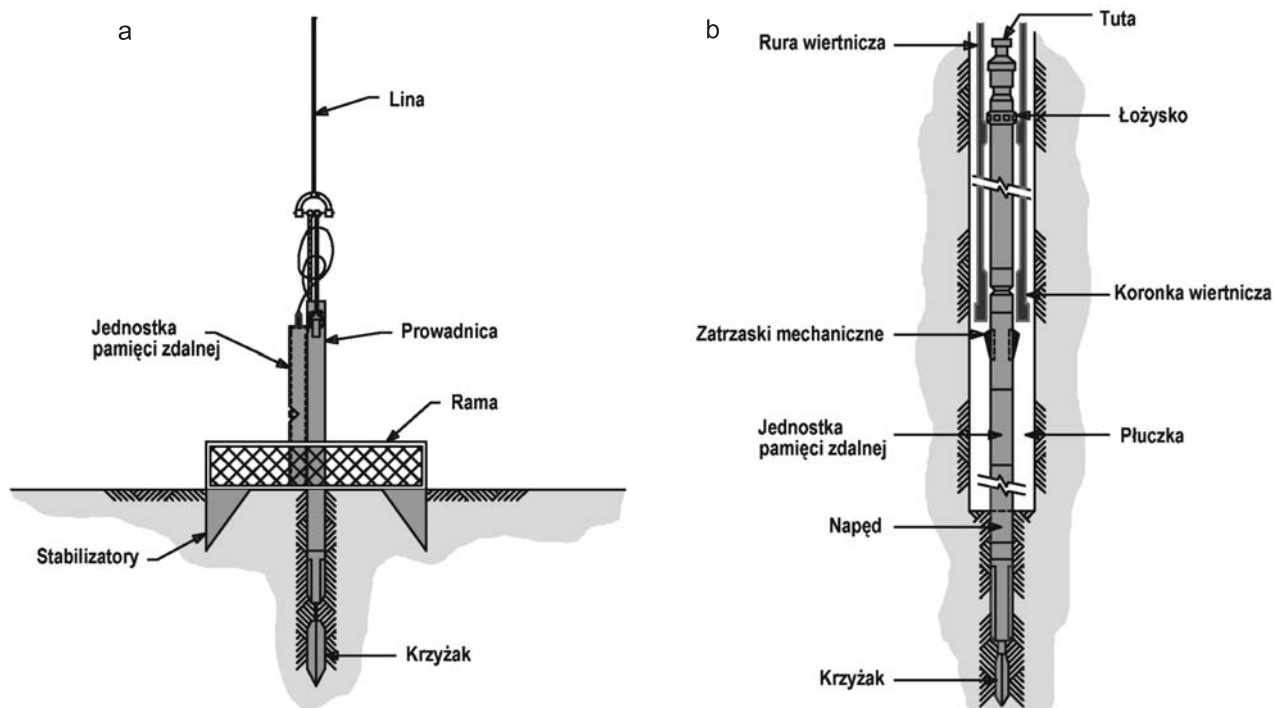


Fig. 7.51. Przykładowe rozwiązania urządzeń do wykonywania sondowań krzyżakowych w warunkach morskich: a – system Halibut do badań z powierzchni dna, b – sonda otworowa Dolphin współpracująca z urządzeniem wrzutowym Wison V-APB



Rys. 7.52. Przykład końcówki sondy krzyżakowej o skrzydełkach ściętych trapezowo

**Procedura badania.** W przypadku wykonywania badań w rurach osłonowych należy zadbać, aby ciśnienie wody wewnątrz tych rur było takie samo jak w gruncie na poziomie badania, co jest szczególnie istotne w warunkach morskich. Jeżeli nie stosuje się rur osłonowych, to należy badanie prowadzić w taki sposób, aby można było wyeliminować wpływ tarcia gruntu o żerdzie. Końcówka sondy umocowana do żerdzi wciskana jest przed pierwszym badaniem na głębokość co najmniej 0,5 m poniżej dna otworu. Prędkość wciskania nie powinna przekraczać 2 cm/min, tj. standardowej prędkości przy sondowaniu CPT. Czas od momentu osiągnięcia żądanej głębokości do rozpoczęcia badania powinien wynosić od 2 do 5 minut. Końcówka jest obracana ze stałą prędkością, tak aby zniszczenie gruntu nastąpiło w warunkach bez odpływu. W gruntach spoistych zaleca się stosowanie prędkości w przedziale od 6 do 12°/min. W czasie pomiaru mierzony jest moment obrotowy. Po zakończeniu pomiaru, gdy nastąpi zniszczenie gruntu, wykonuje się dodatkowo do 10 szybkich obrotów, aż do osiągnięcia stałej wartości momentu obrotowego, który odpowiada rezydualnej wytrzymałości gruntu w warunkach bez odpływu.

Podczas badania zależność momentu obrotowego od liczby obrotów mierzona jest automatycznie i przesyłana na powierzchnię lub magazynowana w pamięci urządzenia do czasu jego wynurzenia. Dokładność pomiarów powinna być nie mniejsza niż 2%. Czujnik pomiaru momentu obrotowego należy kalibrować przynajmniej raz w roku i na początku danego zadania.

**Dokumentacja badania** powinna zawierać:

- informacje dotyczące zastosowanego sprzętu i urządzenia rejestrującego,
- wymiary końcówki sondy i średnicę żerdzi,
- dane dotyczące kalibracji urządzenia pomiarowego,
- głębokość badania poniżej poziomu dna i poniżej poziomu morza,

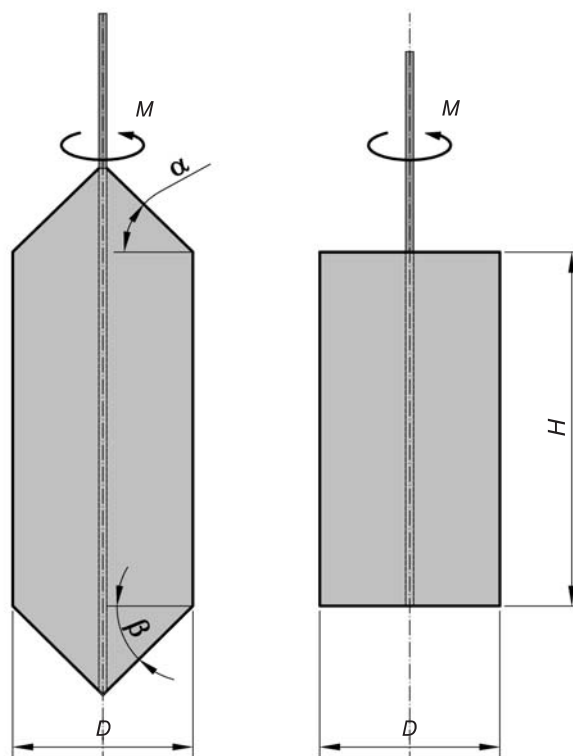
- prędkość obrotową krzyżaka,
- wykresy momentów obrotowych w gruncie o nienaruszonej oraz naruszonej strukturze,
- czas do ścięcia,
- uwagi dotyczące przebiegu badania,
- obliczone wartości maksymalnej wytrzymałości na ścinanie bez odpływu ( $s_u = \tau_{max}$ ), wytrzymałości rezydualnej ( $\tau_{min}$ ) oraz wrażliwości strukturalnej ( $I_R = \tau_{max}/\tau_{min}$ ).
- zastosowane formuły przeliczeniowe oraz poprawki.

**Interpretacja wyników.** Ogólny wzór na wytrzymałość na ścinanie bez odpływu dla wszystkich typów krzyżaków zamieszczony został na rysunku 7.53.

W przypadku standardowej końcówki prostokątnej o stosunku  $H/D = 2$ , maksymalna wytrzymałość na ścinanie bez odpływu wynosi:  $\tau_{max} = 0,273M_{max} / D^3$

### Sondowania dynamiczne

Generalnie, zasada sondowania dynamicznego wiąże się z oporem stawianym przez grunt podczas wbijania sondy. W celu określenia stopnia zagęszczenia gruntów piaszczystych, stanu gruntów spoistych, a także wytrzy-



Rys. 7.53. Sonda krzyżakowa o końcówce trapezowej i prostokątnej; wytrzymałość na ścinanie bez odpływu w zależności od kształtu i wymiaru skrzydełka:

$$\tau_{max} = \frac{12M_{max}}{\pi D^2 \left( \frac{D}{\cos \alpha} + \frac{D}{\cos \beta} + 6H \right)}$$

gdzie:  $M_{max}$  – maksymalny moment obrotowy po korekcji uwzględniającej m.in. tarcie na żerdzi



małości na ścianie gruntów charakteryzujących się kątem tarcia wewnętrznego bliskim zero, stosuje się sondy wbijane odpowiednio z końcówką stożkową, cylindryczną lub krzyżakową. Wyniki sondowań dynamicznych mają charakter przybliżony, jednak badania te są dość proste i szybkie, co powoduje ich szerokie zastosowanie na lądzie oraz w części lądowej strefy brzegowej. W zależności od warunków gruntowych i wymaganej głębokości badania, sondowania dynamiczne prowadzi się bezpośrednio z powierzchni lub w otworach wiertniczych. W warunkach morskich sondowania te wykonuje się praktycznie wyłącznie w otworach wiertniczych, głównie w strefie przybrzeżnej o stosunkowo niewielkiej głębokości wody, przy posadawianiu konstrukcji ochrony brzegu, falochronów, pirsów oraz na terenie akwenów portowych. Z tego względu sondowania dynamiczne nie zostały w ogóle uwzględnione w tabelach 7.6 i 7.7.

W celu dostosowania normatywów krajowych do procedur stosowanych w Unii Europejskiej, norma PN-B-04452:2002 wprowadziła ujednoczoną nomenklaturę oraz wymagania dotyczące sprzętu i procedur badawczych, a także opracowania, prezentacji i interpretacji wyników dla sond dynamicznych z końcówką stożkową (DP) oraz cylindryczną (SPT).

**Sondowania z końcówką stożkową (DP).** W badaniach stosowane są następujące sondy z końcówką stożkową: lekka (DPL), średnia (DPM), ciężka (DPH) oraz bardzo ciężka (DPSH). Parametry poszczególnych sond dynamicznych oraz zależności między stopniem zagęszczenia gruntu a liczbą uderzeń zostały przedstawione w normie PN-B-04452:2002. Oprócz podanych zależności norma dopuszcza korzystanie z innych związków korelacyjnych, określonych dla warunków lokalnych. W warunkach morskich największe zastosowanie znajduje sonda bardzo ciężka (DPSH).

**Sondowania z końcówką cylindryczną (SPT)** zostały wprowadzone w latach międzywojennych ubiegłego stulecia w Stanach Zjednoczonych (SPT – *Standard Penetration Test*). Sonda zaopatrzona jest w dwudzielną końcówkę cylindryczną, do której podczas sondowania pobierany jest grunt do badań makroskopowych oraz określenia wilgotności. Sondowanie wykonuje się w otworze wiertniczym.

W warunkach morskich, podczas sondowania w otworach rurowanych, poziom wody lub płuczki bentonitowej należy przez cały czas utrzymywać powyżej swobodnego poziomu wody, tak żeby skutek ciśnienia sphywowego nie nastąpiło rozluźnienie gruntu na dnie otworu. Aby uniknąć ssania i rozluźnienia gruntu w podstawie otworu, sprzęt wiertniczy powinno się wyciągać bardzo powoli, pozostawiając wolną przestrzeń między urządzeniem a ściankami otworu. Świdry muszą być wyposażone w wylot boczny. W przypadku wierceń mechanicznych świdrem spiralnym, Z. Wiłun (2001) zaleca głębienie otworu małymi odcinkami od 10 do 20 cm. Szczególnie dotyczy to piasku gliniastego i pyłu.

Zasady wykonywania badań oraz interpretację wyników podano w normie PN-B04452:2002.

#### 7.4. BADANIA LABORATORYJNE

Znajomość rodzaju podłoża gruntowego oraz jego właściwości fizycznych, mechanicznych i wytrzymałościowych jest niezbędna do poprawnego i bezpiecznego zaprojektowania i wykonania obiektów budownictwa morskiego i zabezpieczenia brzegu morskiego. W tym celu, oprócz badań polowych, konieczne jest przeprowadzenie odpowiednich badań laboratoryjnych. Poradnik, dotyczący badań wykonywanych na morzu i w strefie przybrzeżnej, opublikowany w 2005 r. przez Komitet Techniczny nr 1 Międzynarodowego Stowarzyszenia Mechaniki Gruntów i Geotechniki (ISSMGE, 2005), dzieli badania laboratoryjne na **konwencjonalne** oraz **specjalnego zastosowania**, w zależności od określanych właściwości gruntu. Użyteczność poszczególnych badań laboratoryjnych do wyznaczania tych właściwości podana jest w tabeli 7.10.

Badania laboratoryjne gruntów obszarów nadmorskich i dna morskiego nie różnią się zasadniczo od stosowanych w budownictwie lądowym i powinny być wykonywane zgodnie z przyjętymi standardami. Ponieważ polscy wykonawcy prac geologiczno-inżynierskich w środowisku morskim są szczególnie otwarci na współpracę z podmiotami zagranicznymi (inwestorzy, wykonawcy części prac badawczych na morzu, prac budowlanych, towarzystwa ubezpieczeniowe), ważne jest, aby uniknąć nieporozumień wynikających z zupełnie innych zasad klasyfikacji i identyfikacji gruntu, a także różnic w stosowanej metodologii poszczególnych badań. W chwili obecnej trwa proces ujednoczania standaryzacji w krajach Unii Europejskiej. Nie jest on jednak jeszcze ukończony i w pełni wdrożony we wszystkich krajach, dlatego również na Zachodzie powszechną praktyką jest posługiwanie się dotychczasowymi standardami narodowymi. Z tego względu w niniejszym rozdziale wprowadzono odniesienia do większości standardów europejskich oraz amerykańskich. Zaleca się, aby w pracach o zasięgu międzynarodowym, nawet gdy brak jest wyraźnego wymogu co do stosowania określonego standardu narodowego czy europejskiego, w każdym przypadku klasyfikację gruntu i badania laboratoryjne wykonywać w taki sposób, aby spełniały jednocześnie wymagania dotychczasowych standardów polskich oraz amerykańskich.

Badania laboratoryjne powinny być prowadzone na reprezentatywnych próbkach gruntu. Na jakość wykonanych badań zasadniczy wpływ ma sposób poboru próbek, ich transportu i przechowania. Przy badaniach wytrzymałościowych gruntów morskich, szczególnie pobranych z dużych głębokości, należy zwrócić uwagę na możliwie najwierniejsze odtworzenie warunków *in situ*, dotyczących naprężeń oraz ciśnienia wody w porach.

Aby uniknąć nieporozumień związanych z terminologią, w niniejszym rozdziale przedstawiono jedynie zasady ogólne oraz definicje podstawowych parametrów wyznaczanych na drodze badań laboratoryjnych oraz wskaźników służących do klasyfikacji oraz oceny stanu gruntu. Nie podano natomiast szczegółowego opisu samej metodyki prowadzenia badań, którą poszczególne cytowane standardy definiują w nieco inny sposób.

Tabela 7.10

**Użyteczność badań laboratoryjnych do wyznaczenia charakterystyk gruntowych  
w warunkach morskich (według ISSMGE, 2005)**

Badania	Właściwości gruntu	Badanie laboratoryjne	Użyteczność w gruntach	
			piaszczystych	spoiстых
Konwencjonalne	klasyfikacja	analiza sitowa	5	2
		analiza sitowa i areometryczna	–	4
		wilgotność*	2	3
		granica płynności i plastyczności*	–	5
	zagęszczenie	ciężar objętościowy i wilgotność	1–2	5
	wytrzymałość na ścinanie	badanie trójosiowe	–	3–4
		proste ścinanie	–	3–4
wytrzymałość na ścinanie bez odpływu	penetrometr stożkowy, ścinarka obrotowa	–	3	
	penetrometr tłoczkowy	–	2	
kąt tarcia wewnętrznego (wytrzymałość na ścinanie z odpływem)	badanie trójosiowe CID <sup>(a)</sup>	5	5	
	proste ścinanie	4	1	
wrażliwość	penetrometr stożkowy, sondka laboratoryjna	–	3–4	
	proste ścinanie	–	3–4	
współczynnik konsolidacji oraz wodoprzepuszczalność	badanie edometryczne	3	5	
Specjalnego zastosowania	klasyfikacja gruntów z dużą zawartością węgla wapnia	zawartość węglanów	5	5
	ściśliwość piasków węglanowych	badanie edometryczne	4	–
	anizotropia wytrzymałości na ścinanie	badanie trójosiowe CAU <sup>(k)</sup> , CAU <sup>(e)</sup> proste ścinanie	–	5
	odpowiedź na obciążenie cykliczne	badania cykliczne – trójosiowe z konsolidacją oraz prostego ścinania	5	5
	tiksotropia	test na tiksotropię	–	4
	współpraca grunt–grunt i konstrukcja–grunt w strefach przejściowych (pale, kesony)	aparatus pierścieniowy	3–4	–
		aparatus bezpośredni	3–4	3–4
	moduł ścinania dla małych odkształceń	kolumny rezonacyjne badania trójosiowe, prostego ścinania i edometryczne z pomiarem fali ścinającej	4–5	4–5
	potencjał korozyjny	oporność elektryczna	4	4
potencjał upłynnienia	oporność elektryczna	4	–	

\* – w przypadku klasyfikacji gruntu innej niż według PN-B-02480:1986; CID<sup>(a)</sup> – dla znanej gęstości gruntu *in situ*; badanie z konsolidacją anizotropową w warunkach bez odpływu przy ściskaniu: CAU<sup>(e)</sup> – bocznym, CAU<sup>(k)</sup> – osiowym

Użyteczność: 1 – słaba; 2 – akceptowalna; 3 – średnia; 4 – dobra; 5 – bardzo dobra

#### 7.4.1. Opis i klasyfikacja gruntu

Opis i klasyfikacja gruntu powinny być prowadzone zgodnie z powszechnie przyjętymi systemami klasyfikacyjnymi, zrozumiałymi na płaszczyźnie międzynarodowej (BS 5930:1999; ASTM D2487-06e1; PN-EN ISO 14688-1:2006). Odpowiedni system należy wybrać przed rozpoczęciem badań laboratoryjnych, aby badania te – o ile system to uwzględnia – mogły potwierdzić prawidłowość, określonych na podstawie makroskopii, nazw i opisu gruntów.

W opracowanym przez ITB „Komentarzu do nowych norm klasyfikacji gruntów” (Wysokiński, 2007) zamieszczono szereg uwag użytecznych przy korzystaniu z normy europejskiej PN-EN ISO 14688-1:2006, dotyczącej oznaczania i klasyfikacji gruntu. Norma ta wprowadza klasyfikację w pełni makroskopową, niemającą bezpośredniej weryfikacji na podstawie analizy uziarnienia, jak w przypadku dotychczasowej normy PN-B-02480:1986. Norma PN-EN ISO 14688-2:2006 – dla ułatwienia posługiwania się normą europejską przez inżynierów przyzwyczajonych do starych zasad klasyfikowania gruntów – zawiera załączniki krajowe, które podają zawartości frakcji, symbole i proponowane polskie nazwy gruntów, a także przykład możliwej klasyfikacji wyłącznie na podstawie uziarnienia. Niestety nie są one jeszcze w pełni dopracowane. Należy zwrócić uwagę, iż normy te wprowadzają inne, niż w normie PN-B-02480:1986, granice między frakcjami, a także inne definicje tak samo brzmiących po polsku nazw gruntów, co może spowodować błędy w ocenie ich właściwości u projektantów przyzwyczajonych do korzystania z tablic i zależności zawartych we wciąż aktualnej normie PN-B-03020:1981. Dlatego też – o ile w danym przypadku brak jest narzuconego z góry standardu, w którym należy dokumentować warunki geologiczno-inżynierskie – dla uniknięcia powyższych nieporozumień zaleca się – do czasu ujednoczenia wszystkich standardów polskich, a także pozostałych narodowych wersji standardów europejskich, niezależnie od wdrażania klasyfikacji gruntów według PN-EN ISO 14688-1:2006 i PN-EN ISO 14688-2:2006 – stosowanie na potrzeby krajowe dotychczasowej klasyfikacji polskiej. Dodatkowo, w celu ułatwienia współpracy międzynarodowej, laboratoryjne badania identyfikacyjne i klasyfikacyjne powinno się dostosować do powszechnie znanych standardów ASTM.

Przed rozpoczęciem badań laboratoryjnych należy wykonać szczegółowy opis wszystkich próbek kategorii A (zgodnie ze starą nomenklaturą próbek NNS), do którego w miarę możliwości należy załączyć dokumentację fotograficzną, a także opis próbek kategorii B i C.

Opis profilu każdego wiercenia powinien dla każdej wydzielonej warstwy obejmować: główny rodzaj gruntu, frakcje drugorzędne i domieszki, konsystencję oraz wytrzymałość na ścinanie bez odpływu, określone penetrometrem kieszonkowym czy ścinarką obrotową dla gruntów spoiстых, strukturę (uziarnienie, kształt cząstek i sposób ich powiązania) i zagęszczenie gruntów piaszczystych, teksturę (sposób przestrzennego rozkładu składników, stopień ich uporządkowania), barwę

(według wzorcowej skali barw – *munsell soil color charts*) i wilgotność, a w przypadku otworów wykonywanych na łądzie – głębokość zwierciadła wody gruntowej, zawartość węglanów oraz genezę utworów i (o ile to możliwe) skład mineralny. W przypadku gruntów organicznych wykształconych w postaci torfów, które w warunkach Morza Bałtyckiego występują praktycznie wyłącznie w pobliżu linii brzegowej głównie od strony łądy, w opisie można stosować podział trójstopniowy, podany w normie PN-EN ISO 14688-1:2006, lub dziesięciostopniową skalę von Posta (Myślińska, 2006). Na profilach wierceń należy zaznaczyć miejsca pobrania próbek do badań laboratoryjnych.

#### 7.4.2. Uziarnienie

Rozkład uziarnienia powinien być określony zgodnie z procedurą podaną w normach: PN-B-04481:1988, ASTM D422-63(2007), BS 1377-2:1990 i NS 8005:1982. Ponieważ wymienione standardy dotyczą rozmaitych procedur (np. przesiewanie na mokro lub suchu dla gruntów piaszczystych, metody sedymentacyjne dla gruntów spoiстых: analiza areometryczna, pipetowa, i metoda spadającej kropli), należy, oprócz odniesienia się do danego standardu, wyraźnie określić rodzaj zastosowanej procedury. W przypadku analiz sedymentacyjnych należy podać rodzaj i zawartość zastosowanego stabilizatora oraz zaznaczyć czy próbka była suszona przed wykonaniem oznaczenia i w jaki sposób. W miarę możliwości zaleca się wykonywanie badań bez uprzedniego suszenia próbki.

Do określenia rozkładu uziarnienia można również stosować metody optyczne, tj.:

- metodę laserową, w której wielkość cząstki określa się na podstawie pomiaru kąta ugięcia wiązki promieni laserowych przechodzących przez zawieszoną utworzoną przez zmieszanie próbki z cieczą. Przykładem zastosowania tej metody jest aparat Analysette-22 firmy niemieckiej Fritsch, coraz powszechniej używany w Polsce.
- metodę badania uziarnienia w podczerwieni; wykorzystuje ją Analizator wymiarów cząstek ciał stałych w cieczy w zakresie od 1 do 1000 m, tzw. system IPS-L, produkcji polskiego Zakładu Elektronicznej Aparatury Pomiarowej.

W przypadku korzystania z normy PN-B-04481:1988, analizę sitową należy prowadzić tak, aby umożliwić dokonanie klasyfikacji gruntu również według ASTM D2487-06e1. Oznacza to, że stosowany zestaw sit należy wzbogacić o sita o wymiarach oczek 75, 19 i 4,75 mm, a sito 0,071 mm zastąpić sitem 0,075 mm. Dopuszcza się również korzystanie z sit o zbliżonych wymiarach (z wyjątkiem sita 75 mm), pod warunkiem że w każdym przypadku najmniejsze sito będzie miało wymiary oczek  $\leq 0,071$  mm.

W celu kompletnego opisu profilu gruntowego rozkład uziarnienia powinien być określony dla reprezentatywnych próbek pobranych ze wszystkich podstawowych warstw gruntu wydzielonych w profilu otworu. Rozkład uziarnienia należy udokumentować w skali półlogarytmicznej jako zawartość procentową ciężaru cząstek o średnicy mniejszej od średnicy zastępczej ( $d_{20}$ ). Przy oznaczaniu zawartości po-



Tabela 7.11

**Podział na grupy gruntów i frakcje  
w zależności od wymiarów cząstek (według PN-EN ISO 14688-2:2006)**

Grupy gruntów	Fracje		Symbole	Wymiary cząstek (mm)
Bardzo gruboziarniste	duże głazy (large boulder)		LBo	>630
	głazy (boulder)		Bo	200–630
	otoczaki (cobble)		Co	63–200
Gruboziarniste	żwir (Gr)	gruby (coarse gravel)	CGr	20–63
		średni (medium gravel)	MGr	6,3–20
		drobny (fine gravel)	FGr	2–6,3
	piasek (Sa)	gruby (coarse sand)	CSa	0,63–2
		średni (medium sand)	MSa	0,2–0,63
		drobny (fine sand)	FSa	0,063–0,2
Drobnoziarniste	pył (Si)	gruby (coarse silt)	CSi	0,02–0,063
		średni (medium silt)	MSi	0,0063–0,02
		drobny (fine silt)	FSi	0,002–0,0063
	ił (clay)		Cl	≤ 0,002

szczególnej frakcji trzeba zwrócić szczególną uwagę na to, że różne klasyfikacje w rozmaity sposób definiują granice poszczególnych frakcji. Podział na frakcje obowiązujący w nowej normie PN-EN ISO 14688-1:2006 został przedstawiony w tabeli 7.11.

### 7.4.3. Właściwości fizyczne gruntu

#### Wilgotność

Wilgotność gruntu określa się według procedury zawartej w normie PN-B-04481:1988 lub w normie europejskiej ISO/TS 17892-1:2004. Oznaczenie można wykonywać również stosując odpowiednie standardy zachodnie, tj. ASTM D2216-05, BS 1377-2:1990, DIN 18121-1:1998-04 lub NS 8013:1982.

#### Granice konsystencji

**Granice płynności** oznacza się trzema podstawowymi metodami:

- metodą Casagrande’a, traktowaną dotychczas jako metodę podstawową, wykonywaną zgodnie z procedurą zawartą w normach: PN-B-04481:1988, ASTM D4318-05, NS 8001:1982, BS 1377-2:1990, DIN 18122-1:1997-07 i ISO/TS 17892-12:2004;
- metodą penetrometru stożkowego (preferowaną przez nową normę europejską), wykonywaną zgodnie z procedurą zawartą w normach: PN-B-04481:1988, NS 8002:1982, BS 1377-2:1990 i ISO/TS 17892-12:2004;
- metodą Wasiliewa stosowaną przy badaniu niektórych gruntów wysadzinowych wykonywaną według normy PN-B-04481:1988.

**Granice plastyczności** oznacza się według procedur określonych w normach: PN-B-04481:1988, ASTM D4318-05, NS 8003:1982, BS 1377-2:1990 i ISO/TS 17892-12:2004.

**Granice skurczalności** oznacza się według norm: PN-B-04481:1988 i ASTM D427-04.

#### Gęstość właściwa

Oznaczenia wykonuje się w piknometrze (kolbie), stosując procedurę zgodną z normami: PN-B-04481:1988, ASTM D854-06, NS 8012:1982, BS 1377-2:1990 lub DIN 18124:2007-11. W opisie procedury należy podać sposób ewentualnego suszenia próbki przed badaniem.

#### Gęstość objętościowa

Do wyznaczania gęstości objętościowej gruntu stosuje się najczęściej jedną z 3 metod: w wodzie, w pierścieniu lub w cylindrze, przy czym wybór metody zależy od rodzaju, wielkości i stanu próbki. Oznaczeń dokonuje się według procedur określonych w normach: PN-B-04481:1988, NS 8011:1982, BS 1377-2:1990 lub DIN 18125-1:1997-08, różniących się szczegółami technicznymi.

**Zagęszczenie gruntu.** W celu określenia tego parametru należy laboratoryjnie wyznaczyć gęstość objętościową szkieletu gruntowego przy jego najmniejszym lub największym zagęszczeniu. Procedura oznaczania tych wartości zgodnie z normą PN-B-04481:1988 jest inna niż według standardów zachodnich: ASTM D4253-00(2006), ASTM D4254-00(2006)e1, BS 1377-4:1990 i DIN 18126:1996. Różnice procedur w stosowanych metodach zagęszczania wpływają dość istotnie na otrzymane wyniki. Z tego powodu bezwzględnie należy powoływać się na normę, według której było wykonywane oznaczenie. Norma norweska G-001 (2004) dotycząca badań gruntów morskich zaleca, aby do raportu badań dołączać każdorazowo wyniki oznaczeń tych parametrów, wykonane na jednym z dobrze znanych na świecie piasków tzw. referencyjnych.

## Zawartość części organicznych

Na świecie istnieje wiele kryteriów kwalifikujących grunt jako organiczny. W większości kwalifikację przeprowadza się na podstawie udziału części organicznych. Dolna granica tej zawartości zmienia się od 2 do 10%, co należy uwzględnić posługując się standardami narodowymi. Jedynie standardy ASTM (ASTM D2487-06e1) kwalifikują grunt jako organiczny w zupełnie inny sposób, tj. na podstawie stosunku granicy płynności, oznaczonej metodą Cassagrande'a dla próbki wysuszonej w temperaturze 105°C, do granicy płynności próbki w stanie naturalnym. Grunt kwalifikowany jest jako organiczny, jeżeli stosunek ten jest mniejszy niż 0,75. Norma PN-EN ISO 14688-1:2006 wprowadza zasadę rozróżniania gruntów organicznych oraz ich podział (*ibidem*, Tabl. 2) wyłącznie na podstawie obserwacji organoleptycznych, bez jakichkolwiek kryteriów liczbowych, a norma PN-EN ISO 14688-2:2006 wyróżnia grunty niskoorganiczne ( $I_{OM} = 2-6\%$ ), organiczne ( $I_{OM} = 6-20\%$ ) oraz wysokoorganiczne ( $I_{OM} > 20\%$ ). Zgodnie z dotychczasową klasyfikacją polską, torfy odpowiadające gruntom wysokoorganicznym powinny zawierać więcej niż 30% części organicznych.

Substancje organiczne dostają się do gruntów w wyniku obumierania roślin i zwierząt. Z czasem ulegają one mineralizacji lub przekształcają się w próchnicę (około 25% substancji organicznej). Powierzchniowe warstwy osadów morskich, zarówno piaszczystych, jak i spoistych, z uwagi na zachodzącą nieustannie sedymentację produktów rozpadu materii organicznej, często zawierają jej więcej niż odpowiadające im osady lądowe. W sposób oczywisty wpływa to na właściwości wytrzymałościowe wierzchnich warstw podłoża, a także, w przypadku przybrzeżnych złóż piasków, może niekiedy dyskwalifikować te utwory jako kruszywo budowlane, łatwe do pozyskania metodą refulacji. Z tego względu zawartość części organicznych jest bardzo istotną informacją przy ocenie warunków geologiczno-inżynierskich.

Oznaczanie zawartości części organicznych w gruncie wykonuje się najczęściej metodą utleniania przez oddziaływanie na próbkę 30% roztworem nadtlenu wodoru lub przez oznaczanie ilości węgla metodą utleniania do CO<sub>2</sub> w procesie prażenia. Obie te metody opisane są w normie PN-B-04481:1988.

Metoda utleniania nadtlakiem wodoru ograniczona jest do gruntów o zawartości części organicznych < 10%, niezawierających węglanów ani makroskopowo widocznych części drewna i roślin. Uniwersalną metodą utleniania, choć nieuwzględnioną w normie PN-B-04481:1988, jest metoda Tiurina, polegająca na określeniu zawartości węgla organicznego w substancji organicznej przez utlenianie go za pomocą dwuchromianu potasu. Zaletą tej metody jest stwierdzona doświadczalnie zgodność klasyfikacji gruntu jako organicznego (przy założeniu granicznej wartości  $I_{OM} = 2\%$  zgodnie z poprzednimi i aktualnymi standardami polskimi) z klasyfikacją ASTM (Myślińska, 2006).

Metoda prażenia, zwłaszcza przy niewielkiej zawartości części organicznych, wymaga uwzględnienia szeregu poprawek i dlatego nie należy z niej korzystać do kwalifikowania

gruntu jako organiczny. Metodę tę z uwagi na znacznie mniejszą pracochłonność można stosować zgodnie z normą DIN 18128:2002-12.

## Zawartość węglanu wapnia

Przybliżoną zawartość węglanu wapnia określa się na podstawie reakcji gruntu na 20% roztwór kwasu solnego, zgodnie z normą PN-B-04481:1988. Zawartość węglanu wapnia można oznaczać według ASTM D4373-02(2007), DIN 18129:1996-11 i BS 1377-3:1990 lub stosując metodę opisaną przez E. Myślińską (2006).

### 7.4.4. Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu – badania indeksowe

Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu ( $c_u$ ) jest parametrem pomocniczym do klasyfikacji gruntów drobnoziarnistych (spoiстых), którą wprowadza norma PN-EN ISO 14688-2:2006 (tab. 7.12).

W przypadku współpracy z krajami anglosaskimi należy zwrócić uwagę na tradycyjnie stosowaną praktykę wykorzystywania wytrzymałości na ścinanie bez odpływu do określenia konsystencji gruntów drobnoziarnistych, co może być mylące w świetle nowych normatywów europejskich. Obecnie należy odchodzić od tej praktyki. Niemniej jednak kryteria takie (tab. 7.13) stosowane są dotychczas przy interpreta-

Tabela 7.12

Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu ( $c_u$ ) gruntów drobnoziarnistych

Wytrzymałość	$c_u$ (kPa)
Nadzwyczaj mała	< 10
Bardzo mała	10–20
Mała	20–40
Średnia	40–75
Duża	75–150
Bardzo duża	150–300
Nadzwyczaj duża (jak dla słabych skał)	> 300

Tabela 7.13

Określenie konsystencji gruntów drobnoziarnistych jako wytrzymałość na ścinanie bez odpływu ( $c_u$ ) stosowane w krajach anglosaskich

Konsystencja	$c_u$ (kPa)
Liquid	< 2
Very soft	2–12,5
Soft	12,5–25
Medium stiff	25–50
Stiff	50–100
Very stiff	100–200
Hard	> 200

cji wyników badań wykonywanych w polskiej strefie ekonomicznej dla PPIEZRiG Petrobaltic S.A.

Do badania wytrzymałości na ścinanie bez odpływu służą: penetrometr stożkowy, penetrometr tłoczkowy, ścinarka obrotowa, sonda krzyżakowa laboratoryjna, aparat do jednoosiowego ściskania oraz aparat do trójosiowego ściskania bez konsolidacji i bez odpływu.

#### Penetrometr stożkowy

Badanie należy wykonywać zgodnie z procedurą opisaną w PN-B-04481:1988, BS 1377-7:1990, ISO/TS 17892-6:2004 bądź NS 8015: 1982. Opis aparatu oraz krzywe kalibracyjne stożków powinny być dostępne na żądanie, podobnie jak opis przyjętej procedury badania.

#### Penetrometr tłoczkowy

Oznaczenie można wykonywać zgodnie z PN-B-04481:1988, przy czym dopuszczalne jest stosowanie penetrometrów o rozmaitych średnicach końcówek, co pozwala badać grunty o różnej wytrzymałości.

#### Ścinarka obrotowa

Wyznaczanie wytrzymałości gruntu na ścinanie bez odpływu przy użyciu ścinarki obrotowej stosuje się jako uzupełniające przy badaniach makroskopowych gruntu. Badanie można wykonywać według PN-B-04481:1988 lub BS 1377-7:1990.

#### Sonda krzyżakowa laboratoryjna

Oznaczenie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu laboratoryjną sondą krzyżakową przeprowadza się na tej samej zasadzie co połowe badanie sondą FVT, zgodnie z procedurą podaną w ASTM D4648-00 albo BS 1377-7:1990.

#### Aparat jednoosiowego ściskania (UCT)

Oznaczenie wytrzymałości na ścinanie bez odpływu w warunkach jednoosiowego ściskania (UCT – *unconfined compression test*) nie jest ujęte w polskiej normie laboratoryjnej, lecz stanowi powszechnie stosowaną metodę dla gruntów spoistych (głównie glin i ilów oraz skał). Wytrzymałość na ścinanie bez odpływu odpowiada połowie wytrzymałości na jednoosiowe ściskanie. Badanie przeprowadza się zgodnie z procedurą podaną w ISO/TS 17892-7:2004, ASTM D2166-06, BS 1377-7:1990 albo NS 8016:1982. Można je wykonywać korzystając z ramy i prasy aparatu trójosiowego ściskania, a w przypadku skał – z prasy hydraulicznej. Badanie należy udokumentować w postaci wykresu naprężenia ścinającego w funkcji odkształcenia osiowego. Do wyniku trzeba dołączyć zdjęcie bądź szkic próbki po zniszczeniu.

#### Aparat trójosiowego ściskania bez konsolidacji i bez odpływu (UU)

Badanie trójosiowego ściskania bez konsolidacji i bez odpływu (UU – *unconsolidated undrained*) można wykonywać zgodnie z ASTM D2850-03a(2007), ISO/TS 17892-8:2004 lub z zaleceniami ISSMGE (1998).

### 7.4.5. Odkształcalność gruntów (ściśliwość i konsolidacja)

Grunty charakteryzują się zróżnicowaną zdolnością do zmniejszania swojej objętości pod wpływem obciążenia przede wszystkim kosztem objętości porów. Zdolność tę określa się mianem ściśliwości. Zależy ona zarówno od rodzaju gruntu, jak i zakresu oraz czasu trwania obciążenia, a także dotychczasowej historii naprężenia. Badania konsolidacji jednoosiowej (edometryczne bądź konsolidometryczne) przy braku możliwości rozszerzalności bocznej wykonuje się zarówno w celu określenia ściśliwości gruntu, jak również dla próbek kategorii A (dawnej NNS), co praktycznie zawsze jest stosowane w badaniach gruntów morskich w celu poznania historii naprężenia gruntu. Istnieją dwie podstawowe metody badań edometrycznych:

- przy zastosowaniu kolejnych przyrostów (stopni) obciążeń (standardowe badanie według PN-B-04481:1988, ASTM D2435-04, NS 8017:1982 i BS 1377-5:1990);
- przy zastosowaniu ciągłego wzrostu obciążeń (NS 8018:1982).

### 7.4.6. Wskaźnik ściśliwości i stopień przekonsolidowania

Zgodnie z większością standardów zachodnich (por. ASTM D2435-04), oprócz modułu ściśliwości wyznaczonego zgodnie z praktyką stosowaną w Polsce, ściśliwość gruntu określa się za pomocą współczynnika zmiany objętości ( $m_v$ ), który jest odwrotnością modułu ściśliwości, a także w postaci przedstawionej graficznie zależności wskaźnika porowatości ( $e$ ) od logarytmu naprężenia normalnego ( $\log \sigma$ ) oraz wyznaczonych na tej podstawie zależności:

- wskaźnika ściśliwości ( $C_c$ ),
- naprężenia prekonsolidacyjnego ( $\sigma'_{pmax}$ ) i stopnia prekonsolidacji ( $OCR$ ).

W warunkach Morza Bałtyckiego niemal regułą jest występowanie przekonsolidowanych gruntów morenowych w postaci ilów, glin pylastych i glin zwięzłych z otoczkami, które lokalnie wychodzą na powierzchnię, a w nieckach pokryte są warstwą normalnie konsolidowanych bądź jeszcze nieskonsolidowanych osadów młodszych nawet do 20 m miąższości. Zróżnicowanie stopnia przekonsolidowania dotyczy też piasków występujących na powierzchni. Określenie stopnia przekonsolidowania poszczególnych warstw gruntu jest bardzo przydatne przy interpretacji wyników badań polowych, np. CPTU, które są podstawą dokumentacji warunków geologiczno-inżynierskich na Morzu Bałtyckim. Wartość  $OCR$  wchodzi bowiem w skład większości związków korelacyjnych, pozwalających – na podstawie charakterystyk sondowania – sporządzić przykładowo profil zagęszczenia utworów piaszczystych bądź profil wytrzymałości na ścinanie bez odpływu dla gruntów spoistych.



### 7.4.7. Ciśnienie pęcznienia

Ciśnienie pęcznienia gruntu ( $p_c$ ) jest to wartość obciążenia jednostkowego, przy którym próbka w edometrze nie zmienia wysokości w warunkach dostępu wody. Badanie ciśnienia pęcznienia przeprowadza się jedynie na gruntach makroskopowo jednorodnych, gdy wilgotność próbek nie przekracza 5%. Można je wykonywać według ASTM D4546-03, która definiuje trzy metody: A, B i C. Najczęściej stosowana jest metoda C, polegająca na określeniu pionowego naprężenia potrzebnego do utrzymania stałej wysokości próbki zamkniętej w pierścieniu i pionowo obciążanej. Idea badania zasadniczo pokrywa się z zasadą stosowaną w PN-B-04481:1988. Pomocnicze do pomiaru ciśnienia pęcznienia jest oznaczenie wilgotności. Pomiar ciśnienia pęcznienia często towarzyszy badaniom wytrzymałościowym, zwłaszcza w aparacie trójosiowego ściskania, prowadzonym na próbkach nasyconych, pobranych z dużych głębokości, celem ustalenia właściwych warunków badania.

### 7.4.8. Wytrzymałość gruntów w warunkach morskich

Przy wyznaczaniu parametrów wytrzymałościowych gruntów morskich absolutnie niedopuszczalne jest, przyjęte w polskiej praktyce inżynierskiej, korzystanie z tablic orientacyjnych i diagramów, zawartych np. w pracy Z. Wiłuna (2001) czy też w polskiej normie PN-B-03020:1981, które pozwalają oszacować parametry wytrzymałościowe tzw. metodą B lub C. Wszystkie te korelacje były bowiem sporządzone dla gruntów lądowych i nie obowiązują w warunkach morskich. Dlatego też wszystkie parametry wytrzymałościowe dla gruntów morskich należy wyznaczać wyłącznie na podstawie badań, starając się możliwie jak najdokładniej odwzo-

rować stan początkowy próbki w warunkach *in situ*. Jednocześnie z powodu wiele wyższego, niż w warunkach lądowych, kosztu pozyskania próbek, należy zwrócić szczególną uwagę na zapewnienie wysokiej jakości badań.

### Aparat skrzynkowy (bezpośredniego ścinania)

Oznaczenie wytrzymałości wykonuje się zgodnie z wymaganiami zawartymi w PN-B-04481:1988, ISO/TS 17892-10:2004, ASTM D3080-04 bądź BS 1377-7:1990. W warunkach polskich aparat skrzynkowy jest wciąż stosowany w zwykłych badaniach inżynierskich, również m.in. na potrzeby posadowienia platform wiertniczych na Morzu Bałtyckim. Związane jest to z prostą metodyką, małą pracochłonnością i relatywnie krótkim czasem realizacji. Niemniej jednak metoda ta ma wiele wad, takich jak: brak możliwości pomiaru ciśnienia wody w porach, nierównomierny rozkład naprężeń stycznych i normalnych w wymuszonej płaszczyźnie ścięcia i wynikający stąd brak możliwości jednoznacznego opisu stanu naprężenia, nierzeczywisty jednoosiowy stan odkształcenia próbki oraz błędy spowodowane klinowaniem się ziarn gruntów drobnoziarnistych przy krawędziach skrzynki. W związku z tym zaleca się ograniczenie stosowania tej metody do szacowania parametrów wytrzymałościowych gruntu w miejscu wystąpienia potencjalnych płaszczyzn ścięcia w strefach tzw. interfejsów, gdzie o wytrzymałości decyduje tarcie grunt-metal, grunt-geosyntezy lub grunt-grunt na granicy warstw. Badanie takie wymaga jednak na ogół stosowania znacznie większych skrzynek niż w aparatach standardowych.

### Aparat trójosiowego ściskania

Generalny podział badań w aparacie trójosiowego ściskania przedstawiono w tabeli 7.14. Szczegółowe wymagania co do przygotowania próbek, procedur konsolidacji

Tabela 7.14

Podział badań w aparacie trójosiowego ściskania

Kryteria podziału		Symbol	
Rodzaj konsolidacji	izotropowa	CI	
	anizotropowa (w tym również konsolidacja $K_o$ )	CA	
	brak konsolidacji	U	
Odpływ wody z porów	bez odpływu	U	
	z odpływem	D	
Droga naprężeń	ściskanie osiowe	$\sigma_1, (\sigma_2 = \sigma_3) = \text{const}$	$K_1$
		$\sigma_1 = \text{const}, (\sigma_2 = \sigma_3)$	$K_2$
		$1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \text{const}, \sigma_1, (\sigma_2 = \sigma_3)$	$K_3$
	ściskanie boczne	$\sigma_1, (\sigma_2 = \sigma_3) = \text{const}$	$E_1$
		$\sigma_1 = \text{const}, (\sigma_2 = \sigma_3)$	$E_2$
		$1/3(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3) = \text{const}, \sigma_1, (\sigma_2 = \sigma_3)$	$E_3$
Ciśnienie w porach	$\sigma_2 = \sigma_3 = \text{const}$ , pomiar ciśnienia w porach $u \neq \text{const}$	U	
	$\sigma_2 = \sigma_3$ regulowane, tak aby zachować ciśnienie w porach $u = \text{const}$	CV	

$\sigma_1$  – naprężenie pionowe,  $\sigma_2, \sigma_3$  – naprężenie boczne

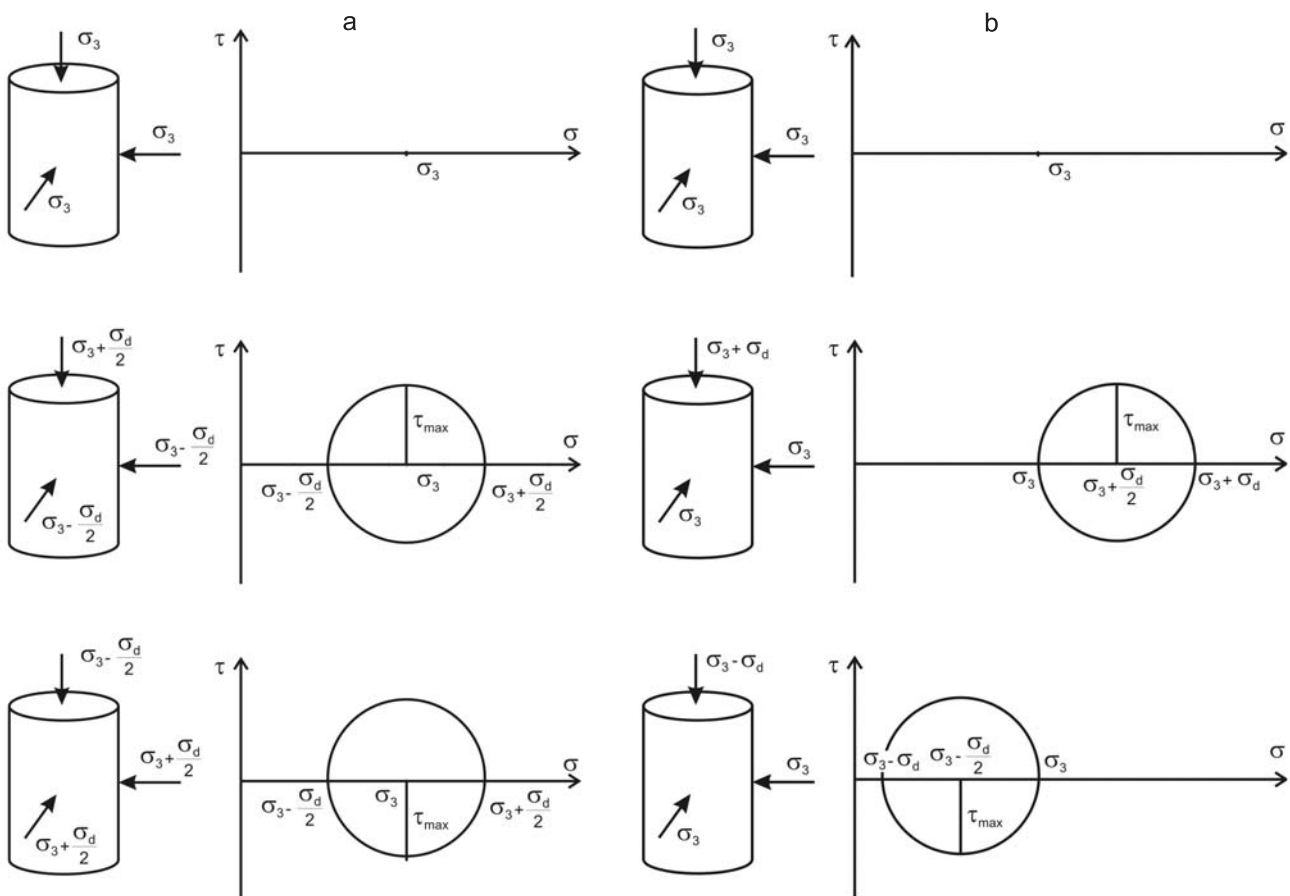
i sposobu ścinania zawarte są w wytycznych ISSMGE (1998). Podstawowe procedury badań z konsolidacją ujęte są w standardach BS 1377-8:1990, ISO/TS 17892-9:2004 i ASTM D4767-04.

**Stacyjne badania trójosiowe.** Stosowanie procedury badania ciśnienia wyrównawczego jest bardzo istotne szczególnie w przypadku drobnoziarnistych (spoiстых) gruntów morskich o małej wodoprzepuszczalności, dla których w warunkach *in situ*, zwłaszcza przy dużej głębokości morza, występują relatywnie wysokie ciśnienia porowe. Po wyciągnięciu próbki na powierzchnię ulega ona odprężeniu, wskutek czego do porów gruntu dostaje się powietrze, co zmienia warunki badania i powoduje istotne błędy odczytu ciśnienia porowego.

Po zakończeniu nasączenia próbka poddawana jest konsolidacji przy założonym stanie naprężeń, zależnie od wybranego rodzaju badania (tab. 7.14), która kończy się w momencie ustania wypływu wody z próbki. Zakładając brak odkształceń bocznych w tej fazie badania, możliwe jest oszacowanie czasu konsolidacji na podstawie zmian objętości wypływającej wody czasie, analogicznie jak w przypadku badań edometrycznych. Oznaczenie to służy przyjęciu właściwej prędkości ścinania w badaniach z odpływem.

**Cykliczne badania trójosiowe.** W przypadku obiektów budownictwa morskiego i zabezpieczenia brzegu morskiego może się okazać konieczne przeprowadzenie dodatkowych badań próbek gruntu w warunkach obciążeń cyklicznych. Wyznaczanie parametrów wytrzymałościowych oraz symulację stanu naprężenia i odkształcenia w próbce gruntu, poddanej obciążeniom zmiennym (np. falowania), wykonuje się wówczas w warunkach laboratoryjnych najczęściej w przystosowanym do tego celu nowoczesnym aparacie trójosiowego ściskania. W aparacie tym, gdzie naprężenia ścinające wymuszane są przez odpowiedni układ naprężeń głównych, możliwe są dwa sposoby stosowania obciążeń cyklicznych. Pierwszy polega na cyklicznej zmianie naprężenia bocznego (odpowiadającego ciśnieniu w komorze aparatu) w fazie przeciwniej do naprężenia dewiatorowego –  $\sigma_d$  (rys. 7.54a). Przy drugim sposobie zmienia się jedynie dewiator naprężenia, zaś ciśnienie w komorze pozostaje stałe (rys. 7.54b). Przy obu sposobach obciążenia maksymalne naprężenie ścinające jest równe połowie naprężenia dewiatorowego:  $\tau_{max} = 1/2\sigma_d$ .

W przypadku badania całkowicie nawodnionej próbki, w warunkach bez odpływu wody z porów, stan naprężeń efektywnych dla obu sposobów obciążania jest identyczny, gdyż zmiana wszechstronnego ciśnienia działającego na próbkę



Rys. 7.54. Stan naprężenia w próbce poddanej cyklicznej zmianie:

a – ciśnienia w komorze trójosiowej, b – dewiatora naprężenia przy stałym ciśnieniu w komorze trójosiowej

$\sigma$  – naprężenie normalne, w przypadku aparatu trójosiowego odpowiadające naprężeniu głównemu,  $\sigma_3$  – naprężenie izotropowe,  $\sigma_d$  – naprężenie dewiatorowe (różnica między naprężeniem pionowym i bocznym),  $\tau$  – naprężenie ścinające,  $\tau_{max}$  – maksymalne naprężenie ścinające

wpływa jedynie na zmiany ciśnienia porowego ( $u$ ), a nie na naprężenie efektywne ( $\sigma'$ ).

Cykliczne badania trójosiowe gruntu są najczęściej stosowaną metodą do oceny zdolności gruntu do bezpiecznego przenoszenia naprężeń ścinających w masywie gruntowym, wygenerowanych w wyniku działania obciążeń cyklicznych. Ich wyniki służą również do wyznaczania parametrów wytrzymałościowych nawodnionego gruntu w warunkach zmiennych obciążeń. W tym przypadku wytrzymałość gruntu na ścinanie zależy m.in. od liczby cykli, amplitudy i zmian obciążenia cyklicznego oraz naprężenia bocznego, historii obciążenia, uziarnienia, zagęszczenia gruntu itp. Dlatego w takich sytuacjach ze szczególną starannością należy opracować program badań oraz odpowiednio przygotować próbki gruntu i aparaturę. Badania standardowe ASTM D5311-92(2004) przeprowadza się w warunkach bez odpływu wody z porów, przy częstotliwości obciążeń odpowiednio dobranej do analizowanego problemu. W przypadku badań niszczących, destrukcję próbki definiuje się liczbą cykli konieczną do osiągnięcia odkształcenia granicznego lub takim przyrostem ciśnienia porowego, przy którym naprężenia efektywne w gruncie są równe zero. Trójosiowe badania cykliczne wykonuje się zasadniczo dla gruntów niespoistych o stosunkowo wysokiej wodoprzepuszczalności. W przypadku badań gruntów drobnoziarnistych, namulów i ilów należy pamiętać, że ciśnienie wody w porach na brzegach próbki może się istotnie różnić od ciśnienia w jej wnętrzu.

#### **Aparat prostego ścinania**

Badania prostego ścinania można wykonywać zgodnie z ASTM D6528-07 lub stosując się do wymagań zawartych w G-001 (2004).

#### **Aparat pierścieniowy**

Aparat pierścieniowy, podobnie jak aparat skrzynkowy bezpośredniego ścinania, ma wymuszoną płaszczyznę ścicia, co ogranicza jego zastosowanie do badania rezydualnej wytrzymałości gruntu przy dużych odkształceniach, szacowania wytrzymałości wzdłuż dawnych płaszczyzn poślizgu lub naprężeń na styku gruntu z elementami strukturalnymi. Był stosowany m.in. do projektowania pali w warunkach

morskich (Ramsey i in., 1998). W stosunku do aparatu skrzynkowego bezpośredniego ścinania ma tę zaletę, że pozwala uniknąć problemów z nierównomiernym rozkładem naprężeń pionowych i blokowaniem się karetki. Wadą jest niemożność uzyskania jednorodnego rozkładu naprężeń ścinających na zewnątrz i wewnątrz próbki. Badanie może być wykonywane zgodnie z ASTM D6467-06a.

**Dynamiczne parametry gruntu.** Znajomość parametrów dynamicznych gruntu w warunkach morskich jest bardzo istotna nie tylko na terenach sejsmicznych, do których dotychczas nie zaliczano Morza Bałtyckiego, lecz również przy projektowaniu posadowień konstrukcji poddanych drganiom pracy maszyn, a także zwykłym obciążeniom środowiska morskiego – falowanie (Werno i in., 1985). Reakcję gruntu na obciążenie dynamiczne można przewidzieć m.in. na podstawie znajomości maksymalnego modułu odkształcenia postaciowego (modułu ścinania) –  $G_{max}$  oraz modułu tłumienia ( $\lambda$ ) przy małych odkształceniach. Moduł tłumienia, zwany również zdolnością tłumienia, jest to stosunek energii traconej w czasie jednego cyklu odkształcenia (odpowiadającej powierzchni pętli histerezy) do energii odkształcenia sprężystego. Badania gruntu w warunkach obciążeń cyklicznych w aparacie prostego ścinania i w aparacie trójosiowym prowadzą na ogół do zniszczenia próbki. Wykonywane są przy stosunkowo małych częstotliwościach i nie określają parametrów dynamicznych dla małych odkształceń.

#### **7.4.9. Przewodność cieplna**

Przepływ ciepła przez materiał porowaty, jakim jest ośrodek gruntowy, oraz towarzyszące mu zmiany wilgotności mogą być istotne dla wielu obiektów inżynierskich posadowionych na dnie morskim (rurociągów i kabli podmorskich), których naprawa w przypadku awarii jest bardzo kosztowna i kłopotliwa. Z tego względu w badaniach gruntów morskich określenie przewodności cieplnej osadów dennych może mieć duże znaczenie dla poprawności ich zaprojektowania. W laboratorium przewodność termiczną można określić bezpośrednio na próbkach kategorii A (o strukturze nienaruszonej) bądź na próbkach przerobionych, przy zastosowaniu czujnika igłowego, zgodnie z procedurą podaną w ASTM D5334-08.



## 8. ZAGOSPODAROWANIE OBSZARÓW MORSKICH I STREFY BRZEGOWEJ ORAZ OCHRONA ŚRODOWISKA

Elementem, który powinien być uwzględniony już przy planowaniu prac geologiczno-inżynierskich, a następnie w fazie prowadzenia tych prac dla sporządzenia dokumentacji geologiczno-inżynierskiej pod różnego rodzaju inwestycje na morzu i w strefie brzegowej, jest infrastruktura obszaru, w tym obiekty posadowione na dnie, takie jak: kable energetyczne i rurociągi, oraz wszelkiego rodzaju przeszkody. Mogą to być wraki, pozostałości po wrakach, zatopiona amunicja, głazy, pnie, korzenie oraz resztki różnorodnych urządzeń czy budowli hydrotechnicznych. Większa część przeszkód zaznaczona jest na mapach nawigacyjnych, ze względu na bezpośrednie zagrożenie dla żeglugi, połowów trałowych i środowiska morskiego, a lokalizacja wraków znajduje się w „Wykazie Wraków” urzędów morskich w Gdyni, Słupsku i Szczecinie. Znaczna część pojedynczych elementów wraków, głazów, zanieczyszczeń lub innych, tzw. zaczepów, nie jest opisana. Tego rodzaju przeszkody mogą stanowić pewne zagrożenie przy prowadzeniu prac wiertniczych i sondowań, przy czym tylko niewielka ich część znajduje się w strefie do 30 m głębokości. Ważniejsze elementy związane z zagospodarowaniem obszaru morskiego i strefy brzegowej pokazano na [rysunku 8.1](#).

### 8.1. ELEMENTY ZAGOSPODAROWANIA OBSZARÓW MORSKICH I STREFY BRZEGOWEJ

**Redy, tory wodne, kotwiczowiska.** W obszarze podległym administracyjnie Urzędowi Morskiemu w Szczecinie znajdują się redy portów Szczecina i Świnoujścia. Zgrupowane są one w zachodniej części tego obszaru wzdłuż toru podejściowego do portu w Świnoujściu. Po tym torze odbywa się najintensywniejszy ruch statków w całym rejonie. Ze względu na niewielki ruch jednostek, reda portu w Dziwnowie i tor podejściowy do tego portu mają niewielkie znaczenie.

W obszarze działania Urzędu Morskiego w Słupsku znajdują się redy sześciu portów morskich. Redy portów: Kołobrzeg, Darłowo, Ustka i Łeba są ograniczone linią kołową o promieniu 1,5 Mm, natomiast redy portów: Dźwierzyno i Rowy – linią kołową 0,5 Mm (licząc od jednej z latarni wejściowej do portu). Podobnie kotwiczowiska dla tych portów wyznaczone są jako rejony o głębokości od 12–14 do 16–17 m w bezpośrednim sąsiedztwie punktów wyznaczonych z namiarów na brzeg. Z powodu niekorzystnych warunków pogodowych na południowym wybrzeżu Bałtyku (silne wiatry i falowania z sektora północnego i zachodnie-

go), nieosłonięte kotwiczowiska są rzadko wykorzystywane. Niewielkie rozmiary tych akwenów i położenie ich w bezpośrednim sąsiedztwie brzegu (redy znajdują się niemal w całości w obrębie strefy ochrony brzegu) powodują, że nie są istotną przeszkodą dla zlokalizowania obszarów perspektywicznych występowania piasków do zasilania brzegu. Tory podejściowe do tych portów są wyznaczone jako linie łączące odpowiednie boje z wejściem do portu lub namiary na obiekty lądowe i światła. Podobnie jak redy i kotwiczowiska, znajdują się one w bezpośrednim sąsiedztwie brzegu, w strefie, w której dość często planowane są różnego rodzaju prace związane z zagospodarowaniem brzegu lub jego zabezpieczeniem.

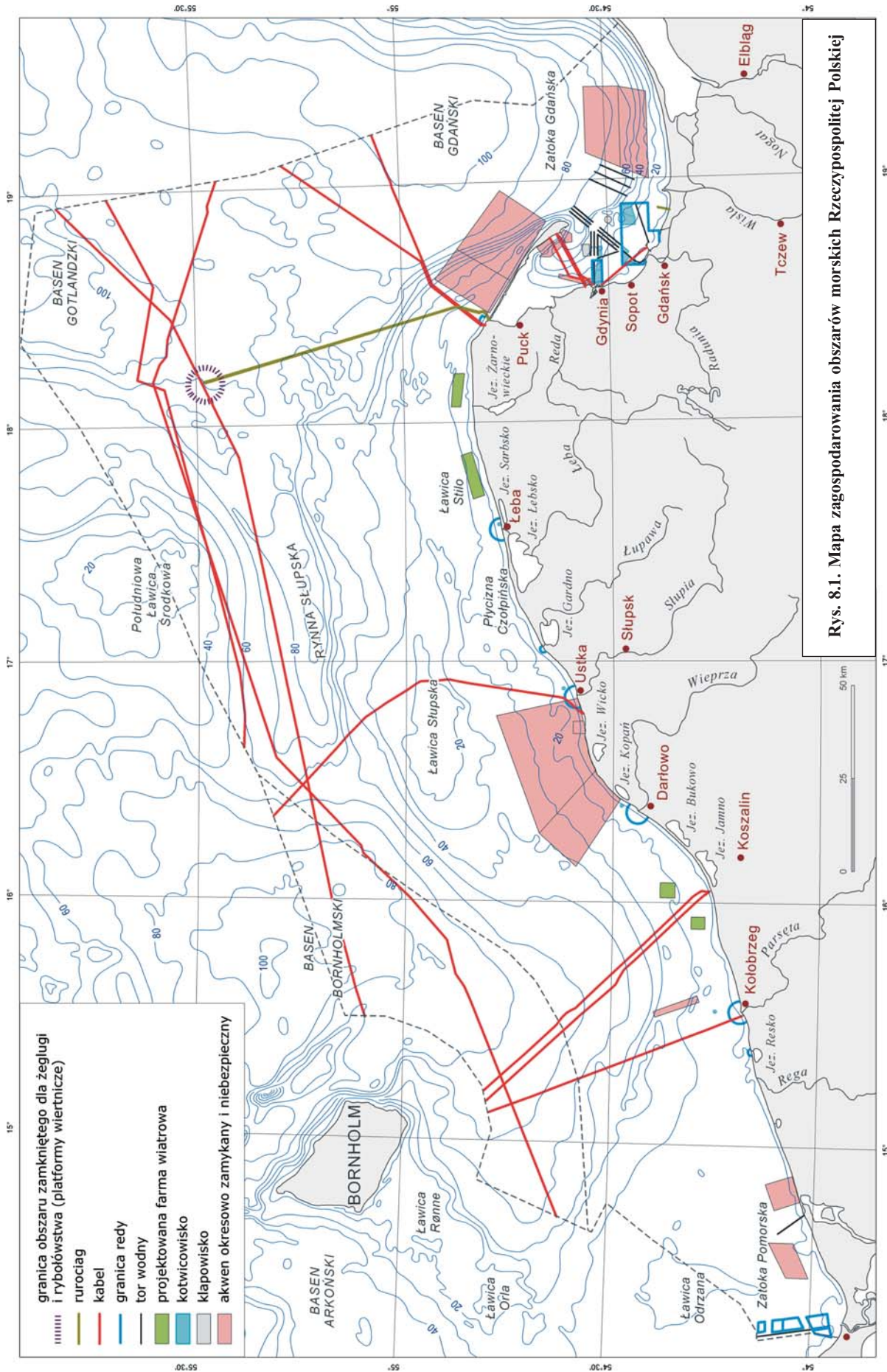
W rejonie podległym Urzędowi Morskiemu w Gdyni znajdują się redy portów Gdańska, Gdyni i Władysławowa. Reda Portu Gdańskiego i Północnego rozciąga się na północ i wschód od wejść do tych portów. Tworzy ona pas szerokości 6,5 km w odległości 6 km od brzegu. W obrębie redy wyznaczono pięć kotwiczowisk. Obszar przecinają tory podejściowe do Portu Gdańskiego, Północnego i wejścia na wody Wisły Śmiałej.

Reda Portu Gdyńskiego ciągnie się od brzegu w kierunku wschodnim pasem szerokości 3,5 km między 85. i 89. km brzegu. W jej obrębie znajduje się tor podejściowy do Gdyni i dwa kotwiczowiska. Trzecie kotwiczowisko Portu Gdyńskiego zlokalizowane jest dalej na wschód poza torem wodnym łączącym porty Gdańska i Gdyni i zajmuje obszar 1 x 4 km.

Reda Portu Władysławowo położona jest między 123. i 126. km brzegu i oddalona jest maksymalnie do 2 km od linii brzegowej.

Oprócz wspomnianych torów podejściowych do portów i toru wodnego łączącego porty Gdyni i Gdańska, w omawianym rejonie znajdują się tory wodne od portów do boi GN zlokalizowanej naprzeciwko cypla Mierzei Helskiej. Po torach tych odbywa się intensywny ruch statków.

**Akweny okresowo zamykane.** Są to przeważnie poligony wojskowe, na których odbywa się strzelanie amunicją. Resztki jej pozostają na dnie akwenów. W omawianym obszarze znajdują się dwa takie poligony: jeden między Międzyzdrojami a Międzywodziem, w odległości około 5 km od brzegu, w kształcie czworokąta o długości około 10 km i szerokości około 5 km, i drugi – między Dziwnowem a Pobierowem (między 381. i 388. km brzegu), zbliżony do kwadratu, rozciągający się od brzegu w odległości około 8 km.



Rys. 8.1. Mapa zagospodarowania obszarów morskich Rzeczypospolitej Polskiej



W obszarze działania Urzędu Morskiego w Słupsku mieści się ważny i często używany wojskowy poligon morski. W zależności od rodzaju zadań wykonywanych przez wojsko, granica jego zmienia się od około 10 do 15 km od brzegu; otoczony jest obszarami niebezpiecznymi dla żeglugi. Zamykany i niebezpieczny akwen rozciąga się na zachód od Portu Ustka (linia ograniczająca go biegnie w kierunku północy z niewielkim odchyleniem na zachód począwszy od 234. km brzegu) do połowy mierzei jeziora Kopań (tu linia ograniczająca akwen biegnie od około 236,5. km brzegu w kierunku północno-zachodnim). Oprócz wymienionych, istnieją dwa mniejsze obszary: jeden między Ustką a Jarosławcem (od 240,5. do 244. km brzegu, sięgający w morze na około 3,5 km), i drugi na wschód od Kołobrzegu, na którym zabronione jest kotwiczenie i rybołówstwo. Akwen ten zaczyna się około 11 km od lądu w rejonie 327. km brzegu i rozciąga się w kierunku NWN na długości około 12 km pasem o szerokości około 2 km.

Na obszarze podległym administracyjnie Urzędowi Morskiemu w Gdyni do akwenów okresowo zamykanych należą generalnie poligony wojskowe. Największy akwen niedostępny okresowo dla żeglugi i rybołówstwa znajduje się na północ od Mierzei Helskiej poza izobatą 30 m.

W obrębie Zatoki Puckiej dwa akwenty okresowo zamykane ciągną się od portu wojennego w Helu po okolice Jastarni. Kolejny akwen w Zatoce Puckiej, często zamykany, tworzy pas o szerokości 1 km od tzw. torpedowni (89–90. km brzegu) ku NE w odległości 9 km od wybrzeża.

Po zewnętrznej stronie Mierzei Helskiej znajdują się dwa duże poligony – akwen 10 i 11. W akwencie 11 zachowały się szczególnie liczne wraki, miny i amunicja.

**Wysypiska.** W Zatoce Gdańskiej wydzielone są dwa obszary kłapowisk (wysypisk). Wysypisko Gdańska ma kształt kolisty o średnicy 2 km i leży 16 km na północ od 55. km brzegu. Wysypisko Gdyni, o powierzchni 1,5 x 4 km, zlokalizowane jest na północ od toru wodnego łączącego redę portu w Gdyni z boją GN. Wysypiska te znajdują się na głębokości około 30 m. Na obszarach administrowanych przez urzędy morskie w Słupsku i Szczecinie nie ma wyznaczonych kłapowisk.

**Farmy wiatrowe.** Dotychczas w obszarach morskich nie ma posadowionej żadnej farmy wiatrowej. Budowa dwu farm planowana jest w bezpośrednim sąsiedztwie brzegu między Władysławowem a Łebą. Jedna z nich ma być zlokalizowana między 140. i 149. km brzegu w pasie o szerokości 1,5 km oddalonym od wybrzeża od 2 do 3 km. Druga farma planowana jest między 161. i 174. km brzegu również w pasie o szerokości około 1,5 km położonym około 2 km od brzegu.

Dwie farmy wiatrowe planowane są obecnie na wybrzeżu środkowym. Jedna ma być zlokalizowana naprzeciwko mierzei jeziora Jamno (na NW od 294. km brzegu), w odległości około 8 km od wybrzeża, na obszarze o wymiarach około 4 x 4 km. Druga farma ma się znajdować na południowy zachód od poprzedniej (między 307. i 311. km brzegu) w odległości około 3 km od wybrzeża.

**Kable, rurociągi i kolektory podmorskie.** Największa liczba kabli łączy Mierzeję Helską z rejonem Gdyni Oksywie. Dochodzą one do wybrzeża między 89. i 91. km brzegu.

Kolejny kabel łączy porty Gdańska i Gdyni. Na zachód od Władysławowa i dalej w kierunku północno-wschodnim planowana jest budowa kabla światłowodowego, który ma dochodzić do brzegu w sąsiedztwie 126. km.

Do rejonu portu we Władysławowie dochodzi z północy rurociąg gazowy doprowadzający do miasta gaz ziemny z platformy wydobywczej Petrobaltic S.A. Inny rurociąg, znajdujący się w południowej części Zatoki Gdańskiej, jest to kolektor oczyszczalni ścieków Gdańsk-Wschód. Odchodzi on do morza z Wyspy Sobieszewskiej między 53. i 54. km brzegu na odległość około 3 km. Obecnie planowane są dwa kolektory w południowo-zachodniej części Zatoki Gdańskiej na wysokości miejscowości Mechelinki: jeden ma odprowadzać do morza oczyszczone ścieki z oczyszczalni Dębogórze na odległość około 3 km, drugi zaś, biegnący równoległe do poprzedniego, będzie odprowadzał solankę wypłukaną ze złóż soli kamiennej.

Kable telekomunikacyjne łączące Bornholm z wybrzeżem polskim dochodzą do brzegu w rejonie Kołobrzegu (około 335. km brzegu) i w okolicy południowego krańca jeziora Jamno (300. km brzegu). Przez Ławicę Słupską w kierunku Ustki biegnie kabel energetyczny ze Szwecji. Wyjście jego na ląd znajduje się w okolicach 238. km brzegu. W rejonie podległym Urzędowi Morskiemu w Słupsku rurociągi podmorskie (kolektory) dotychczas nie były budowane. Przewiduje się poprowadzenie rurociągu na Bornholm, jednak jest to jeszcze na etapie uzgodnień. Prawdopodobne są dwie wersje dojścia tego rurociągu do brzegu: w pobliżu Mrzeżyna (350. km brzegu) lub na wschód od Niechorza (361. km brzegu). Strefę ochronną wzdłuż tego typu technicznych obiektów liniowych ustalono na 2 x 500 m.

**Wraki i inne przeszkody.** Lokalizacja głównych wraków zamieszczona jest na mapach nawigacyjnych i w „Wykazie Wraków” urzędów morskich. W wykazach urzędów morskich rejestrowane są także liczne przeszkody nieznanego pochodzenia i wielkości, tzw. zaczepy napotymane zwykle podczas połowów sieciowych.

## 8.2. OBSZARY CHRONIONE

Określając uwarunkowania środowiskowo-biocenotyczne obszarów morskich podległych urzędowi morskiemu w aspekcie planowania i prowadzenia prac dla sporządzenia dokumentacji geologiczno-inżynierskiej, konieczne jest uwzględnienie konfliktów wynikających z tej działalności w odniesieniu do obszarów chronionych. Obecnie w rejonach podległych urzędowi morskiemu znajdują się obszary chronione w systemie HELCOM BSPA (Bałtycki System Obszarów Chronionych). Są to: Zatoka Pucka oraz akwenty graniczące z Wolińskim Parkiem Narodowym i Słowińskim Parkiem Narodowym do izobaty 10 m, włączone do sieci HELCOM BSPA. Wśród obszarów zaproponowanych do Bałtyckiego Systemu Obszarów Chronionych z polskiej strefy ekonomicznej należą:

- wody przylegające do Parku Krajobrazowego Mierzeja Wiśłana,
- wody przylegające do rezerwatu przyrody „Kępa Redłowska”,





- wody przylegające do Nadmorskiego Parku Krajobrazowego,
- Ławica Słupska,
- Ławica Odrzana.

Oprócz Bałtyckiego Systemu Obszarów Chronionych, powołanego w celu ograniczenia przemian antropogennych w najcenniejszych obszarach Morza Bałtyckiego, stworzono Europejską Sieć Ekologiczną NATURA 2000 dla ochrony poszczególnych cennych i zagrożonych składników różnorodności biologicznej kontynentu, obejmującą siedliska przyrodnicze oraz dziką faunę i florę (dyrektywa siedliskowa), oraz dla ochrony dzikich ptaków (dyrektywa ptasia).

Rozporządzeniem Ministra Środowiska z dnia 21 lipca 2004 r. w sprawie obszarów specjalnej ochrony ptaków Natura 2000 (Dz.U. Nr 229 z 2004 r., poz. 2313) oraz na podstawie art. 28 ust. 1 Ustawy z dnia 16 kwietnia 2004 r. o ochronie przyrody (Dz. U. Nr 92 z 2004 r., poz. 880) wyznaczono następujące obszary specjalnej ochrony ptaków Natura 2000 pod nazwą:

- Ujście Wisły (kod obszaru PLB220004), obejmujące obszar 1014,7 ha, w tym 174,5 ha położonych na wodach przybrzeżnych Morza Bałtyckiego;

- Zatoka Pucka (kod obszaru PLB220005), obejmująca obszar 62 045,5 ha o współrzędnych 18°39'E i 54°36'N, w tym 61 107,6 ha położonych na wodach przybrzeżnych Morza Bałtyckiego;
- Ławica Słupska (kod obszaru PLB990001), obejmująca obszar 76 594,0 ha o współrzędnych 16°57'E i 54°57'N położony na Morzu Bałtyckim;
- Przybrzeżne Wody Bałtyku (kod obszaru PLB990002), obejmujące obszar 211 741,2 ha o współrzędnych 18°17'E i 54°49'N, w tym 211 735,9 ha położonych na wodach przybrzeżnych Morza Bałtyckiego;
- Zatoka Pomorska (kod obszaru PLB990003), obejmująca obszar 591 112,8 ha o współrzędnych 14°32'E i 54°24'N, w tym 591 063,7 ha położonych na wodach przybrzeżnych Morza Bałtyckiego.

Zatoka Pucka (kod obszaru PLH 220032) należy do Specjalnych Obszarów Ochrony (została uznana za ostoję siedliskową).

W bezpośrednim sąsiedztwie brzegu znajdują się również takie obszary chronione jak: rezerваты przyrody, parki krajobrazowe i obszary krajobrazu chronionego (rys. 8.2).

## 9. MONITORING STREFY BRZEGOWEJ POŁUDNIOWEGO BAŁTYKU

Brzeg morski jest obszarem, na którym w krótkim czasie dochodzi do wielu zmian hydrologicznych i geomorfologicznych. Niezbędnych danych do planowania i zarządzania w obszarach przybrzeżnych oraz projektowania zabezpieczeń brzegu i różnych budowli hydrotechnicznych dostarcza ciągły monitoring. Pomiary te wykorzystywane są do oceny funkcjonowania systemu brzegowego.

Od 1957 r. Instytut Morski w Gdańsku oraz urzędy morskie gromadzą szczegółowe wyniki pomiarów niwelacyjno-batymetrycznych, które zostaną wprowadzone do banku danych o strefie brzegowej – BRZEG (Dubrawski i in., 2006). Informacje te były wykorzystane do projektowania budowli hydrotechnicznych oraz opracowań przedprojektowych dla zabezpieczeń brzegów morskich. W banku danych BRZEG są gromadzone informacje dotyczące topografii, geologii, geomorfologii, sedimentologii, meteorologii, hydrografii, hydrodynamiki oraz biologii.

Obecnie prowadzony monitoring skupia się na pomiarach na profilach prostopadłych do linii brzegowej. Obejmują one batymetrię przybrzeża do głębokości 15 m oraz niwelację pasa łądu do zasięgu przewidywanego oddziaływania morza. Celem prowadzonych systematycznie badań jest określenie zasięgu i tendencji zmian aktywnej strefy brzegu oraz form występujących na tym obszarze. Zaprojektowany w ten sposób monitoring umożliwi wykonanie pomiarów morfometrycznych form brzegu i przybrzeża oraz wyznaczenie odcinków erozyjno-akumulacyjnych. Uzyskane dane wykorzystywane są do określenia deficytu osadów na erozyjnych odcinkach brzegu.

### 9.1. ZAŁOŻENIA SYSTEMU MONITORINGU STREFY BRZEGOWEJ I UMOCNIEŃ BRZEGOWYCH

Monitoring wybranych obszarów nadmorskich ma na celu określenie rzeźby brzegu i przybrzeża oraz ustalenie warunków hydrodynamicznych. Program monitoringu strefy brzegowej do 2023 r. został szczegółowo przedstawiony w pracy R. Dubrawskiego i in. (2006). Zakłada on wykonanie po około 1100 profili: niwelacyjnych, batymetrycznych i sejsmoakustycznych. Na profilach zostanie pobranych około 3300 rdzeni do głębokości 3 m pod powierzchnią dna oraz około 16 tys. próbek osadów powierzchniowych. Podstawo-

wy krok w pomiarach kartometrycznych planowanych do 2023 r., podobnie jak w ubiegłym stuleciu, będzie wynosił 500 m.

Zadaniem monitoringu brzegu jest dostarczenie danych, na podstawie których będzie możliwe ustalenie oddziaływania umocnień w różnych warunkach hydrodynamicznych i geomorfologicznych. Realizacja prac pozwoli także na ocenę procesów geodynamicznych w strefie brzegowej.

W różnych okresach zostaną wykonane pomiary batymetryczne, geodezyjne, sejsmoakustyczne i pobrane próbki osadów.

### 9.2. OGÓLNE KIERUNKI WYKORZYSTANIA POMIARÓW MONITORINGU STREFY BRZEGOWEJ

Przeprowadzone pomiary mogą mieć zastosowanie w:

- opracowaniu planów topograficzno-batymetrycznych, przydatnych w planowaniu przestrzennym, ocenie morfologii brzegu i przybrzeża, odporności brzegu na zmienne warunki hydrodynamiczne, określeniu granic bezpiecznego zagospodarowania,
- weryfikacji stanu systemu brzegowego, opracowaniu planów przeciwpowodziowych,
- lokalizacji obszarów szczególnie zagrożonych erozją,
- ocenie miąższości osadów warstwy dynamicznej (czynnej warstwy dna),
- ocenie bilansu osadów w obrębie rejonów morfodynamicznych, jednostek litodynamicznych, zatok abrazyjnych i wypukłości akumulacyjnych,
- wyznaczaniu rejonów będących źródłem osadów dla brzegów i przybrzeża,
- określeniu kierunku transportu osadów,
- kontroli efektywności sztucznego zasilania.

### 9.3. REALIZACJA MONITORINGU STREFY BRZEGOWEJ

Na podstawie zgromadzonych danych wykonana zostanie baza danych BRZEG obejmująca całkowity monitoring strefy brzegowej. W kolejnych latach (2009–2013) profilowania sejsmoakustyczne i pobieranie próbek rdzeniowych zostaną ogra-



niczone do odcinków, na których występują awarie brzegowe. Po roku 2020 zostaną przeprowadzone kolejne pomiary sejsmologiczne i pobrane próbki rdzeniowe.

Najistotniejszym elementem monitoringu jest ocena zmian w strefie brzegowej przez pomiary batymetryczno-niwelacyjne oraz przez określenie zmian morfologicznych i litologicznych. W przypadku wzrostu poziomu morza w okresie trwania monitoringu będzie możliwe zaplanowanie ochrony brzegów.

Porównanie wyników pomiarów z różnych profilów brzegowych oraz odpowiadających im skutków oddziaływania morza umożliwi przewidywanie wpływu morza na strukturę zabudowy brzegu i ułatwi ochronę brzegów zagrożonych.

Odpowiednie zabezpieczenie strefy brzegowej jest istotnym elementem bezpieczeństwa ludności zamieszkującej zagrożone tereny. Brzegi południowego Bałtyku narażone są na erozję i powódzie. Niektóre mierzeje mogą zostać przerwane, a wybrzeża klifowe podlegać intensywnemu niszczeniu.

## 10. PRZYKŁADY REALIZACJI W WARUNKACH POLSKICH

### 10.1. POSADOWIENIE MORSKICH PLATFORM WIERTNICZYCH NA PRZYKŁADZIE PLATFORMY PETROBALTIC

Od 1980 roku na Morzu Bałtyckim prowadzone są przez Przedsiębiorstwo Poszukiwań i Eksploatacji Złóż Ropy i Gazu Petrobaltic S.A. prace poszukiwawcze złóż gazu i ropy naftowej, przy wykorzystaniu samopodnoszących pływających platform wiertniczych, które zostały opisane w rozdziale 1.1. Należy zaznaczyć, że platformy tego typu stanowią jedyne na świecie rodzaj konstrukcji, której fundamenty w ciągu kilku zaledwie godzin zagłębiają się w podłoże na głębokość przekraczającą niejednokrotnie ich wymiar poziomy, a po stonkowo krótkim, na ogół kilkumiesięcznym okresie pracy, są wyciągane z podłoża, celem przeholowania platformy na inną lokalizację. Dlatego też posadowienie platformy na każdym z punktów poszukiwawczych wymaga sporządzenia prognozy penetracji jej fundamentów w dno morskie. Prognoza taka ma na celu zmniejszenie ryzyka awarii podczas wierceń, a przede wszystkim podczas instalacji platformy, która stanowi praktycznie najbardziej niebezpieczną fazę operacji platformy na morzu. Ponadto każdorazowe podniesienie platformy do stanu pływalności na opuszczanej lokalizacji, holowanie do kolejnego miejsca przeznaczenia i jej posadowienie wymaga uzyskania *certyfikatu zgody* (Certificate of Approval) ze strony niezależnej firmy konsultingowej nadzorującej wymienione operacje w imieniu ubezpieczyciela. Podstawą uzyskania *certyfikatu zgody* jest raport zawierający wspomnianą prognozę opracowany w języku angielskim.

Wykonanie prognozy w formie raportu poprzedzone jest szeregiem badań i pomiarów, przeprowadzanych w rejonie określonej lokalizacji zgodnie z programem badań, który w zakresie zbliżony jest do projektu prac geologicznych. Wszystkie prace na morzu wykonywane są przez Przedsiębiorstwo Petrobaltic z pokładu statku badawczego, aktualnie – m/v ST. Barbara. Wyniki pomiarów i badań oraz próbki gruntu przeznaczone do badań laboratoryjnych dostarczane są do Przedsiębiorstwa Badawczego GEOSTAB Sp. z o.o., które opracowuje raport, oparty na własnych autorskich rozwiązaniach dotyczących prognozy penetracji nóg platformy w dno morza.

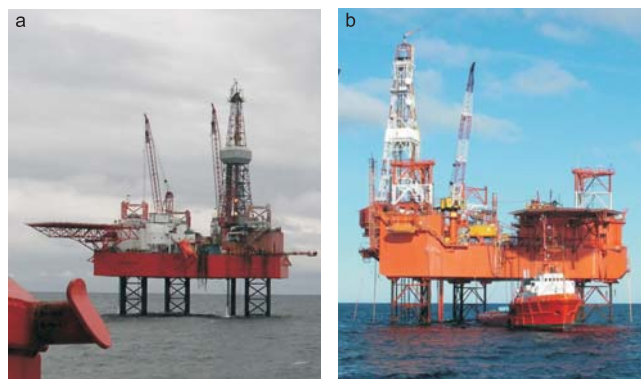
Procedurę dokumentowania warunków geologiczno-inżynierskich posadowienia, łącznie z opracowaniem prognozy zachowania się samopodnoszącej się pływającej platformy wiertniczej, omówiono na przykładzie posadowienia platformy Petrobaltic na strukturze geologicznej oznaczonej jako B3-21, gdzie głębokość wody wynosi około 80,0 m.

#### 10.1.1. Dane techniczne platform należących do Petrobaltic S.A.

Przedsiębiorstwo Poszukiwań i Eksploatacji Złóż Ropy i Gazu Petrobaltic S.A. posiada dwie samopodnoszące mobilne jednostki wiertnicze: PETROBALTIC (rys. 10.1a) i BALTIC BETA (rys. 10.1b), stanowiące konstrukcje stalowe złożone z kadłuba i trzech ruchomych podpór (nóg). Platformy nie posiadają własnego napędu, do ich przemieszczania służą holowniki.

Podstawowe kryteria eksploatacyjne dla obu platform zestawiono w tabeli 10.1.

W fazie pływalności platformy nogi są całkowicie podniesione, tak że ich fundamenty znajdują się bezpośrednio pod kadłubem. Po przeholowaniu platformy na żądaną lokalizację, rozpoczyna się procedura posadowiania platformy, którą prowadzi się według instrukcji producenta, tj. w przypadku platformy PETROBALTIC według „Instruction Book for Mobile Self-Elevating Drilling Unit Petrobaltic”. W pierwszej fazie nogi są stopniowo opuszczane w dół, aż do momentu, gdy zaczynają dotykać dna morskiego. Następnie opuszczanie nóg jest kontynuowane, czemu towarzyszy zagłębianie się fundamentów w podłoże przy równoczesnym wynurzaniu się kadłuba. Aby zapewnić równomierność wynurzania się kadłuba, opuszczanie każdej nogi jest sterowane niezależnie. Średnia szybkość opuszczania nóg wynosi około 30 cm na minutę. Penetracja fundamentów następuje aż do momentu spełnienia warunku równowagi granicznej podłoża, tzn. aż do nośności granicznej gruntu pod fundamentami zrównoważy naprężenia wynikające z ciężaru przenoszonego przez fundament. Po całkowitym wynurzeniu się kadłuba, zostaje on podniesiony nieznacznie powyżej powierzchni wody, w celu wy-



Rys. 10.1. Samopodnoszące platformy wiertnicze

a – PETROBALTIC, b – BALTIC BETA

Tabela 10.1

## Podstawowe kryteria eksploatacyjne

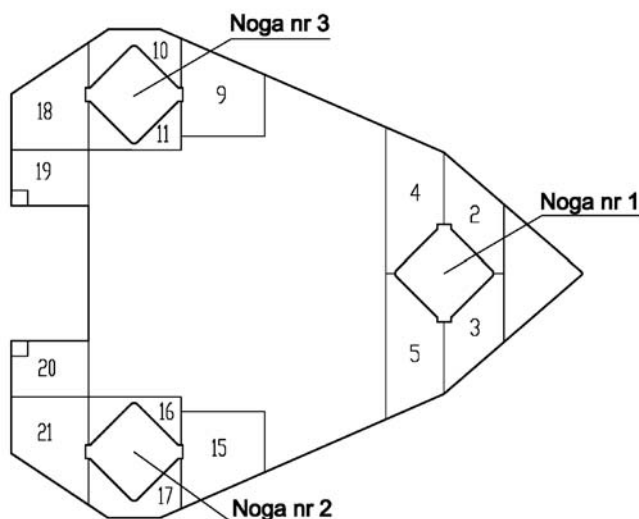
Kryterium	PETROBALTIC	BALTIC BETA
Maksymalna głębokość morza	91,44 m (90 m)*	90 m
Maksymalna penetracja nóg dla maksymalnej głębokości morza	7,92 m	15,2 m
Światło platformy	11,58 m	–
Maksymalna prędkość wiatru stałego	56,0 m/s (50 m)*	51,4 m/s
Maksymalna prędkość prądu morskiego	0,5 m/s (1 m/s)*	1,0 m/s
Maksymalna wysokość fali	15,24 m (13,5 m)*	21,3 m
Okres fali	12,0 s (10,7 s)*	15,5 s
Maksymalne obciążenie jednostkowe gruntu (dna morskiego)	238 kPa	336 kPa
Maksymalne obciążenie zmienne platformy w trakcie przechodzenia na pozycję i podnoszenia	1360 ton (1538 ton)*	2240 ton
Maksymalne obciążenie zmienne platformy w trakcie wiercenia**	1360 ton (1764 ton)*	3613 ton

\* kryteria eksploatacyjne na Morzu Bałtyckim

\*\* na obciążenie zmienne platformy składają się wszystkie ładunki konieczne do pracy platformy: ludzie, żywność, woda pitna, woda przemysłowa, paliwo, sprzęt wiertniczy, materiały konieczne do wykonywania wiercenia, części zamienne do urządzeń itp.

konania wstępnego przeciążenia nóg platformy. Zadaniem wstępnego przeciążenia jest wymuszenie dodatkowej penetracji fundamentów, a tym samym wyeliminowanie osiadań, które wystąpiłyby w fazie eksploatacji platformy w wyniku zwiększenia jej ciężaru (dodatkowe obciążenie zmienne od ładunków) oraz pod wpływem obciążeń środowiskowych, powodowanych przez wiatr, prąd i falowanie morza. Dlatego też siłę z jaką przeciąża się poszczególne nogi platformy dobiera się w zależności od przewidywanego obciążenia zmiennego oraz głębokości morza, dla najgorszych obciążeń środowiskowych.

Przeciążenie wstępne wykonuje się po kolei dla każdej nogi platformy, za pomocą balastu wodnego. Zbiorniki przeciążeniowe zlokalizowane są w kadłubie platformy i przylegają do jej nóg (rys. 10.2). Na rysunku 10.2 podano maksymalną łączną pojemność zbiorników, a więc maksymalną siłę z jaką można przeciążyć niezależnie każdą nogę platformy.



W trakcie przeciążenia wstępnego każdej z nóg platformy, w miarę postępu penetracji fundamentu nogi w podłoże gruntowe, wyrównuje się sukcesywnie poziom kadłuba. Po zakończeniu całej procedury kadłub podnoszony jest na wysokość powyżej wysokości fali stuletniej, przy założeniu maksymalnego poziomu morza, tj. z uwzględnieniem wznieśnienia sztormowego.

Zbliżona procedura stosowana jest dla platformy BALTIC BETA.

## 10.1.2. Program badań

Badania na morzu zrealizowano na podstawie programu badań, sporządzonego przez służbę geologiczną Przedsiębiorstwa Petrobaltic S.A. według przyjętego schematu, obejmującego część tekstową i załączniki graficzne.

Noga nr 1 – zbiorniki przeciążeniowe nr 2, 3, 4 i 5, łącznie do **1860** ton wody

Noga nr 2 – zbiorniki przeciążeniowe nr 15, 16, 17, 20 i 21, łącznie do **1900** ton wody

Noga nr 2 – zbiorniki przeciążeniowe nr 9, 10, 11, 18 i 19, łącznie do **1900** ton wody

Rys. 10.2. Lokalizacja zbiorników przeciążeniowych w kadłubie platformy PETROBALTIC



Cześć tekstowa opisuje szczegółowo takie zagadnienia, jak:

- Dane ogólne:
  - Podstawa projektu,
  - Położenie geograficzne rejonu badań,
  - Warunki hydrometeorologiczne,
  - Batymetryczna charakterystyka rejonu badań,
  - Charakterystyka projektowanej inwestycji.
- Warunki geotechniczne rejonu badań
- Zakres projektowanych badań geotechnicznych:
  - Prace geofizyczne i batymetryczne,
  - Pobór rdzeni i sondowania.
- Określenie kolejności wykonywania badań
- Sposób pobierania próbek
- Radiogeodezyjne zabezpieczenie robót
- Badania laboratoryjne
- Prace kameralne, obejmujące:
  - opracowanie radiogeodezyjnego zabezpieczenia badań,
  - opracowanie prac geofizycznych i batymetrycznych,
  - prace dokumentacyjne.
- Harmonogram prac
- Ochrona środowiska
- Bezpieczeństwo i higiena pracy
- Spis literatury

W skład załączników graficznych do projektu badań wchodzi:

1. Mapa projektowanych badań geotechnicznych na obiekcie B3-21, skala 1:5000;
2. Mapa projektowanych profili batymetrycznych na obiekcie B3-21, skala 1:5000;
3. Mapa projektowanych profili sonarowych na obiekcie B3-21, skala 1:5000;
4. Mapa projektowanych profili magnetometrycznych na obiekcie B3-21, skala 1:2000;
5. Przekroje sejsmiczne nr 1/2, 1', 16/10;
6. Profil geotechniczny otworu archiwalnego.

### 10.1.3. Rozpoznanie dna morskiego

Rozpoznanie dna morskiego w rejonie projektowanego posadowienia platformy, wykonane przez Petrobaltic S.A. obejmowało pomiary batymetryczne sondą wielowiązkową SEABAT-8108 (RESON) i badania powierzchni dna scan sonarem typu DF 1000 (EDGE TECH). Pomiary batymetryczne wykazały, że w kole o promieniu 100 m od lokalizacji B3-21 powierzchnia dna znajduje się na głębokości około 80,0 m. Wyniki badań scan sonarem w kole o promieniu 100 m, nie wykazały występowania żadnych wraków i innych obiektów, które mogłyby spowodować zniszczenie nóg platformy. Wyniki rozpoznania dna morskiego zostały udokumentowane na mapie w skali 1:5000.

### 10.1.4. Badania gruntów oraz interpretacja wyników

Miąższość osadów czwartorzędowych, które w rejonie posadowienia platformy występowały w postaci namulów,

iłów i glin morenowych, wykształconych jako gliny, gliny pylaste i zwięzłe z kamieniami, określona została na obszarze około 1,0 kilometra kwadratowego wokół projektowanego miejsca posadowienia platformy na podstawie wykonanych przez Petrobaltic S.A. badań sejsmicznych przy wykorzystaniu urządzenia X-Star 0512 i udokumentowana w postaci izolinii na mapie w skali 1:5000 wraz z wynikami rozpoznania dna morskiego. Ponadto profile sejsmiczne przechodzące przez projektowany punkt posadowienia, dokumentowane są w sposób pokazany na [rys. 10.4](#). Przeprowadzone badania sejsmiczne wykazały, że w kole o promieniu 100 m wokół lokalizacji B3-21, miąższość osadów czwartorzędowych zmienia się od 7,0 do 8,0 m. Górna warstwa tych osadów składa się z namulów holocenijskich (namulów i iłów), które również zostały udokumentowane w postaci izolinii. Poniżej zalegają osady plejstocenijskie zawierające ropy i gliny morenowe. Pod osadami czwartorzędowymi występują utwory sylurskie w postaci zwartych iłowców. Strop utworów sylurskich układa się na głębokości od około 87,0 do 88,0 m.

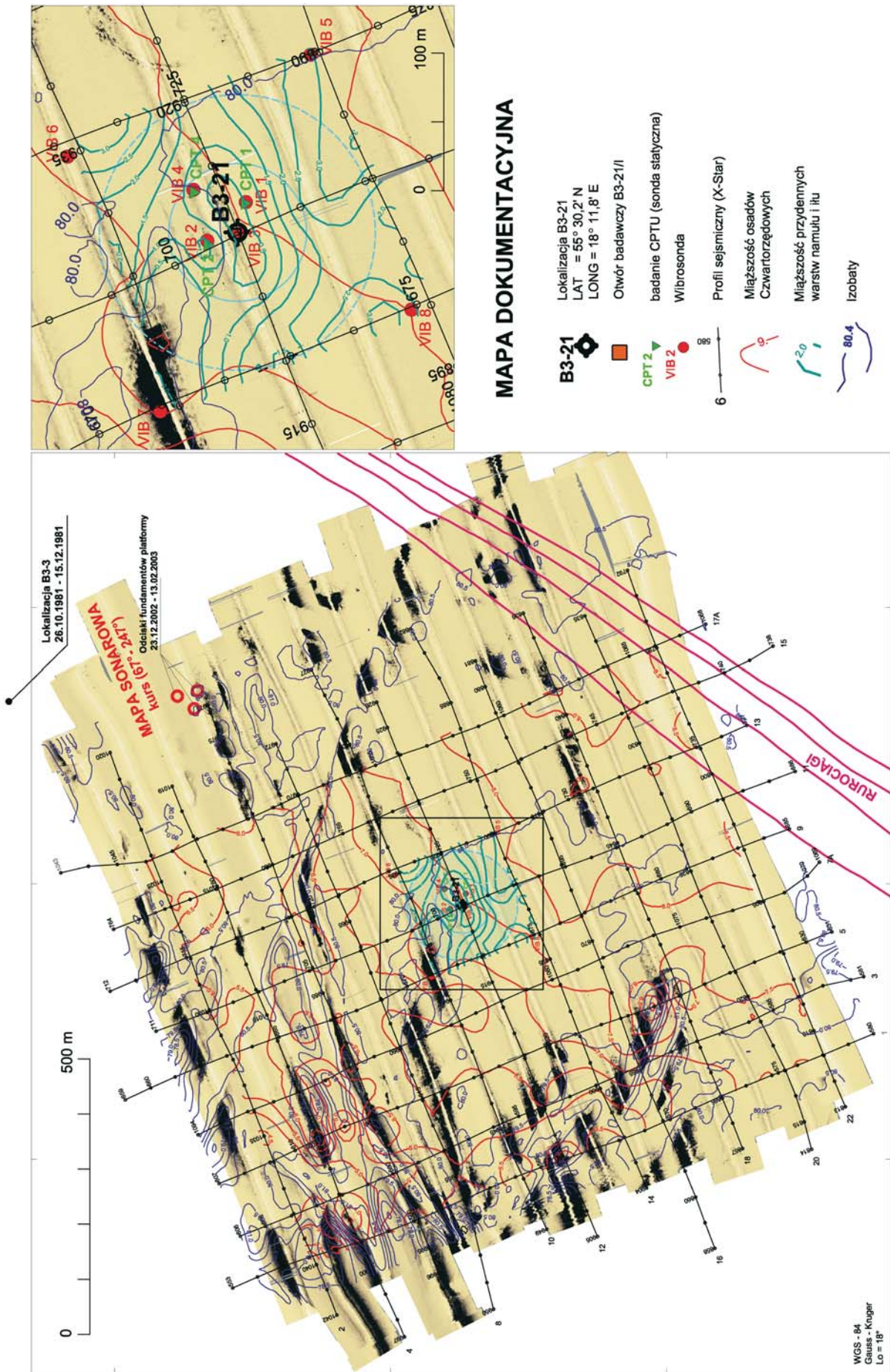
W miejscach wskazanych na [rysunku 10.3](#) zostały pobrane próbki gruntu do badań laboratoryjnych za pomocą wibrosondy (średnica rdzenia 98 mm) i z otworu badawczego (średnica rdzenia 85 mm). Przykładowy profil gruntowy dla jednej z wibrosond z naniesionymi wynikami badań laboratoryjnych pokazano na [rys. 10.5](#). Zakres badań laboratoryjnych ustalany jest dla każdej wibrosondy indywidualnie, biorąc pod uwagę opis makroskopowy oraz profil wytrzymałościowy, oszacowany wstępnie na podstawie badań sondką krzyżakową, wykonywanych bezpośrednio po pobraniu próbki przez Petrobaltic S.A., a także wiedzę dotyczącą sposobu zachowania się fundamentów danej platformy w różnych warunkach gruntowych.

Dodatkowo, w 3 projektowanych miejscach posadowienia nóg platformy wskazanych na [rysunku 10.3](#), wykonano sondowania statyczne z pomiarem ciśnienia porowego CPTU, w celu bardziej dokładnego określenia warstw podłoża, jak i ich właściwości wytrzymałościowych.

Wyniki sondowań dokumentowane są przez Petrobaltic S.A. w sposób opisany w rozdziale 7.3.4. Stosowane powszechnie sposoby interpretacji sondowań CPTU w różnych zagadnieniach geotechnicznych opisane zostały w pracy Lunne i inni (1997). W warunkach morskich dla potrzeb posadowienia platform wiertniczych wykorzystuje się głównie pokazane na [rys. 10.7a–10.7c](#) diagramy klasyfikacyjne Robertsona (1986), oparte na następujących charakterystykach sondowania:

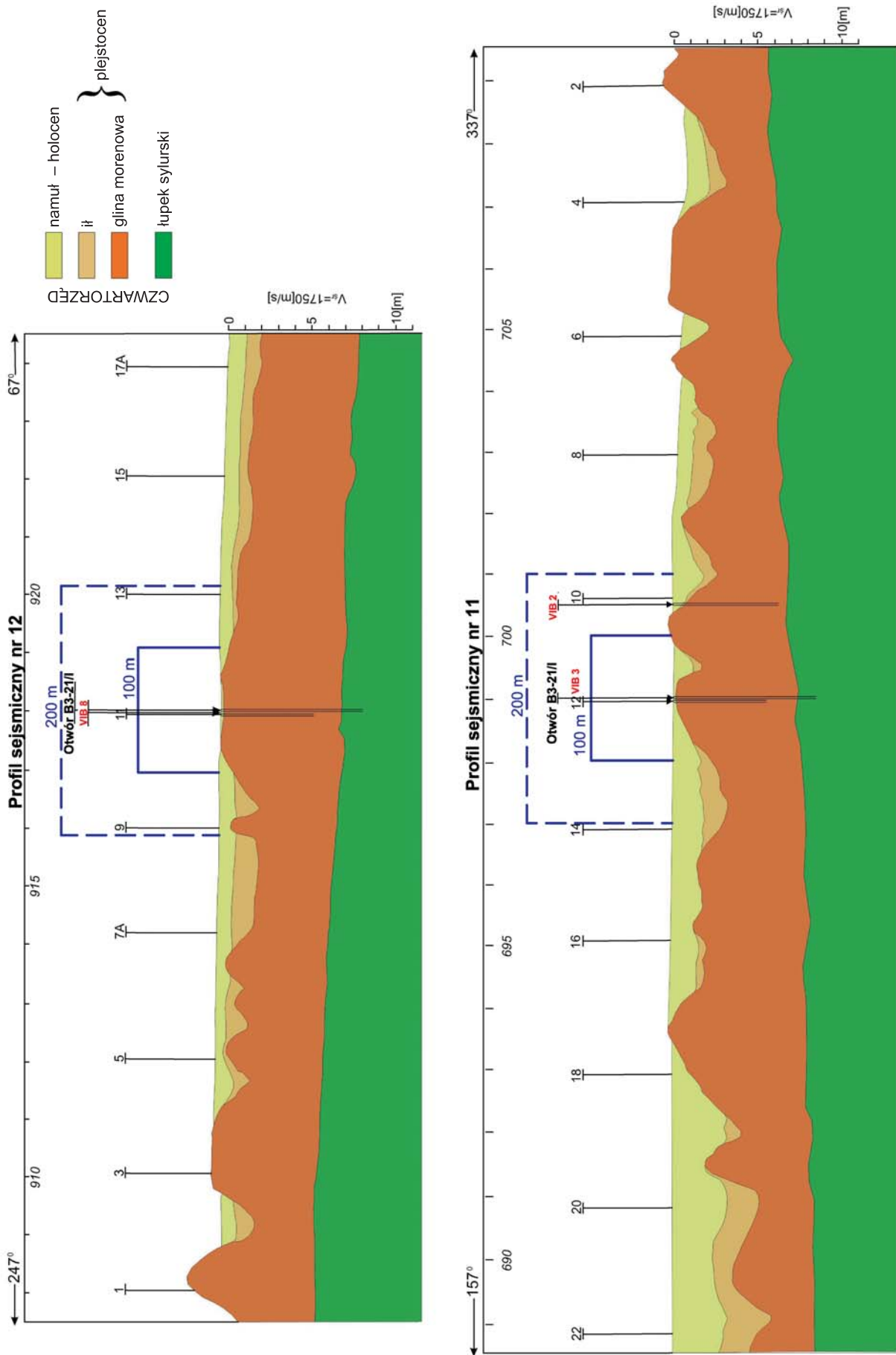
- $q_t$  – skorygowany opór stożka (z uwzględnieniem wpływu ciśnienia wody w porach gruntu),
- $R_f$  – współczynnik tarcia (stosunek tarcia na poboczniczy do oporu stożka wyrażony w procentach),
- $B_q$  – stosunek nadwyżki ciśnienia wody w porach gruntu do różnicy poprawionego oporu na stożku i naprężenia pionowego,

biorąc pod uwagę opis makroskopowy rdzeni wibrosond w bezpośrednim sąsiedztwie sondowań, a także wyniki badań sejsmoakustycznych.



Rys. 10.3. Sposób udokumentowania wyników rozpoznania dna morskiego oraz wyników badań sejsmicznych na mapie dokumentacyjnej





Rys. 10.4. Prezentacja profili sejsmicznych przechodzących przez projektowany punkt posadowienia



GEOSTAB PB Sp. z o.o. ul. Rodzenna 17, 80-260 Gdańsk		WYNIKI BADAŃ LABORATORYJNYCH W PROFILU OTWORU Profil nr: 2																								
Rejon: Struktura B3		System wiercenia: Wibrosonda (VIB 2) Rzędna: -80.50 m n.p.m. Skala 1 : 100 Data wiercenia: 2005-10-10																								
Obiekt: B3-21 Inwestor: PPIEZRIG "PETROBALTIC" S.A. Wiercenie: PPIEZRIG "PETROBALTIC" S.A.																										
Głębokość zwierciadła wody [m.p.p.t]	Stratygrafia	Profil litologiczny		Przelot [m]	Opis litologiczny	Głębokość pobr. próby	Wateczkowanie	Stan gruntu	Zawartość CaCO <sub>3</sub> %	Uziarnienie				Symbol gruntu	Zawartość części org. %	Włgistość naturalna %	Ciężar objętościowy kN/m <sup>3</sup>	Konsystencja				Wytrzymałość				
		[m]	[m]							Frakcja ziarna %	Frakcja płaskowa %	Frakcja pyłowa %	Frakcja iłowa %					Granica płynności %	Granica plastyczności %	Stopień plastyczności %	Wskaźnik plastyczności %	Sonda lab. kPa	B - ap. bezpośr. T - trójosiowy	Spójność kPa	Kąt tarcia wewn. (°)	
1		3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24	25	26	27
						namul, zielonkawy	0.25	rozm	pl	<1					Nm								1			
			-1.0		0.70	ił, szaro-brązowy	1.35	rozm	pl	<1					I							1				
			-2.0				2.45	rozm	pl	<1					I							2				
			-3.0				3.45	10/10	mpl	1-3					I		35.2	18.1				12				
			-4.0		4.15	głina zwięzła, brązowa z okruchami łupka i pojedynczymi kamieniami	4.30	3/2	tpl	1-3	2.4	24.2	48.7	24.7	Gz		20.4	20.5	32.8	16.5	0.24	16.3	34	B	40	13
			-5.0				5.15	1/2	tpl	3-5	4.5	23.3	47.2	25.0	Gz		18.3	21.1				54				
			-6.0		6.20		5.70	1/2	tpl	3-5	4.5	23.3	47.2	25.0	Gz		19.3	21.1	35.8	17.2	0.11	18.6	52	B	41	15

Rys. 10.5. Przykład prezentacji wyników badań laboratoryjnych w profilu otworu

Szczególnie cenną informacją dla posadowienia platform, którą można uzyskać na podstawie interpretacji charakterystyk sondowań CPT i CPTU jest zależność wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odpływu ( $s_u$ ) od głębokości. Na podstawie tej zależności można określić, czy w trakcie posadowienia platformy należy spodziewać się wystąpienia zjawiska „punch-through” (przebite warstwy mocnej znajdującej się pomiędzy warstwami słabymi). Należy jednak podkreślić, że określenie wartości  $s_u$  wymaga znajomości współczynników empirycznych  $N_k$  bądź  $N_{kt}$ , które na ogół mieszczą się w przedziale wartości 10 do 20. Z uwagi na duży przedział tych wartości, poprawne obliczenie wytrzymałości na ścinanie  $s_u$  wymaga dokonania korelacji na podstawie porównania z wynikami badań laboratoryjnych. W praktyce dla badań prowadzonych na morzu korelację taką wykonuje się przynajmniej dla trzech sondowań statycznych dla danego rejonu, i na tej podstawie określa się charakterystyczne dla danego obszaru wartości współczynników stożka  $N_k$  i  $N_{kt}$ . Jeżeli badania dotyczą długich obiektów liniowych (np. trasy rurociągów podmorskich), korelacji takiej należy dokonywać dla dobranych odpowiednio odcinków.

Przy dokonywaniu korelacji należy też zwrócić uwagę na częste zjawisko pograżania się opuszczanego na dno ciężkiego urządzenia pomiarowego w występujących często na Morzu Bałtyckim bardzo słabych warstwach osadów powierzchniowych, które niekiedy mają znaczne miąższości. Może to prowadzić do istotnego zafałszowania wyników interpretacji właściwości osadów dennych. Zjawisko to wymaga kontroli zarówno w trakcie samych badań terenowych, jak również na etapie interpretacji. Teoretycznie w przypadku końcówki CPTU, głębokość położenia ramy urządzenia względem poziomu morza powinna być określana na podstawie pomiaru ciśnienia w momencie rozpoczęcia badania. Ponieważ jednak pierwsze 1,4 m pomiaru przebiega w rurze osłonowej powyżej dna ramy, jej częściowe zatkanie podczas zagłębienia się ramy w dnie zmienia początkowe wartości ciśnienia, uniemożliwiając precyzyjną ocenę głębokości. Dlatego też, w przypadku badań wykonywanych na Morzu Bałtyckim, Petrobaltic S.A. odnotowuje wartość zanurzenia ramy Rosona w dnie wyłącznie na podstawie śladów szlamu pozostających po podniesieniu urządzenia w kieszeniach rozmieszczonych na ramie w odcinkach 10 cm (rys. 10.6). Jak wykazują doświadczenia przy interpretacji badań, jest to jednak również metoda mało dokładna, gdyż część szlamu ulega wypłukaniu podczas podnoszenia ramy Rosona, zwłaszcza przy dużych głębokościach morza. Dlatego też z zasady zanurzenie ramy korygowane jest dodatkowo na podstawie porównania charakterystyk sondowania, a przede wszystkim jego profilu wytrzymałościowego, z wynikami otrzymanymi w sąsiadujących wibrosondach.

W przypadku pozycji B3-21, odnotowane w terenie zanurzenie ramy wyniosło odpowiednio: 0,25 m dla nogi prawej i lewej, a 0,35 m dla nogi dziobowej. Dla nogi lewej wartość 0,25 m uznano za prawidłową. W przypadku nogi dziobowej wibrosonda pokazywała zupełnie nieprzystający do wyników CPTU profil wytrzymałościowy, skutkiem cze-



Rys. 10.6. Resztki gruntu pozostające na dnie ramy Rosona oraz w rozmieszczonych co 10 cm kieszeniach, służących do oceny głębokości zanurzenia ramy w słabych osadach dennych

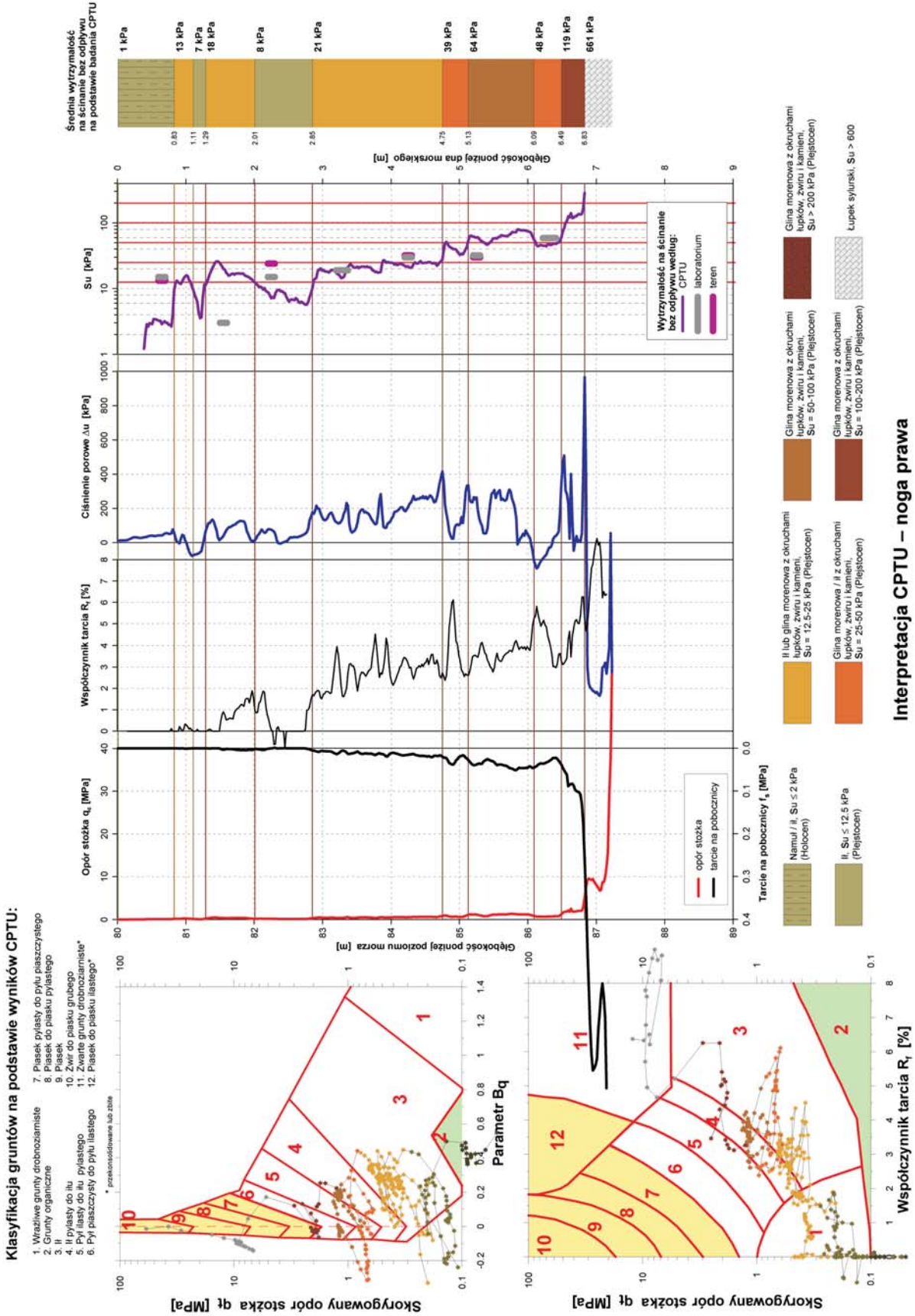
go również nie korygowano zagłębienia ramy Rosona, a jedynie dla nogi tej przyjęto do interpretacji dwa różne profile podłoża, uznając za prawdopodobne przesunięcie punktów badań w terenie. Najwięcej wątpliwości budziło zagłębienie ramy Rosona dla nogi lewej, gdzie występowała bardzo słaba warstwa powierzchniowa osadów o znacznej miąższości, a wyniki badań dostarczonych przez Petrobaltic S.A. próbek pobranych z rdzenia wibrosondy, nie pozwalały na jednoznaczną ocenę zagłębienia ramy. Dlatego w tym przypadku również postanowiono nie dokonywać dodatkowej korekty.

Wyniki badań CPTU wykonanych na lokalizacji B3-21 oraz ich interpretację, przedstawiono na rys. 10.7a–10.7c, stanowiących oryginalne rysunki z raportu. Na rysunkach tych, obliczone z sondowań wartości wytrzymałości na ścinanie, porównano z wynikami badań wytrzymałościowych wykonanych laboratoryjną sondą krzyżakową na próbkach pochodzących z wibrosond, zlokalizowanych w pobliżu miejsc sondowań CPTU. Profile wytrzymałościowe pokazane na rysunkach stanowią podstawę do określenia litologii podłoża poszczególnych fundamentów platformy.

### 10.1.5. Określenie warunków geotechnicznych

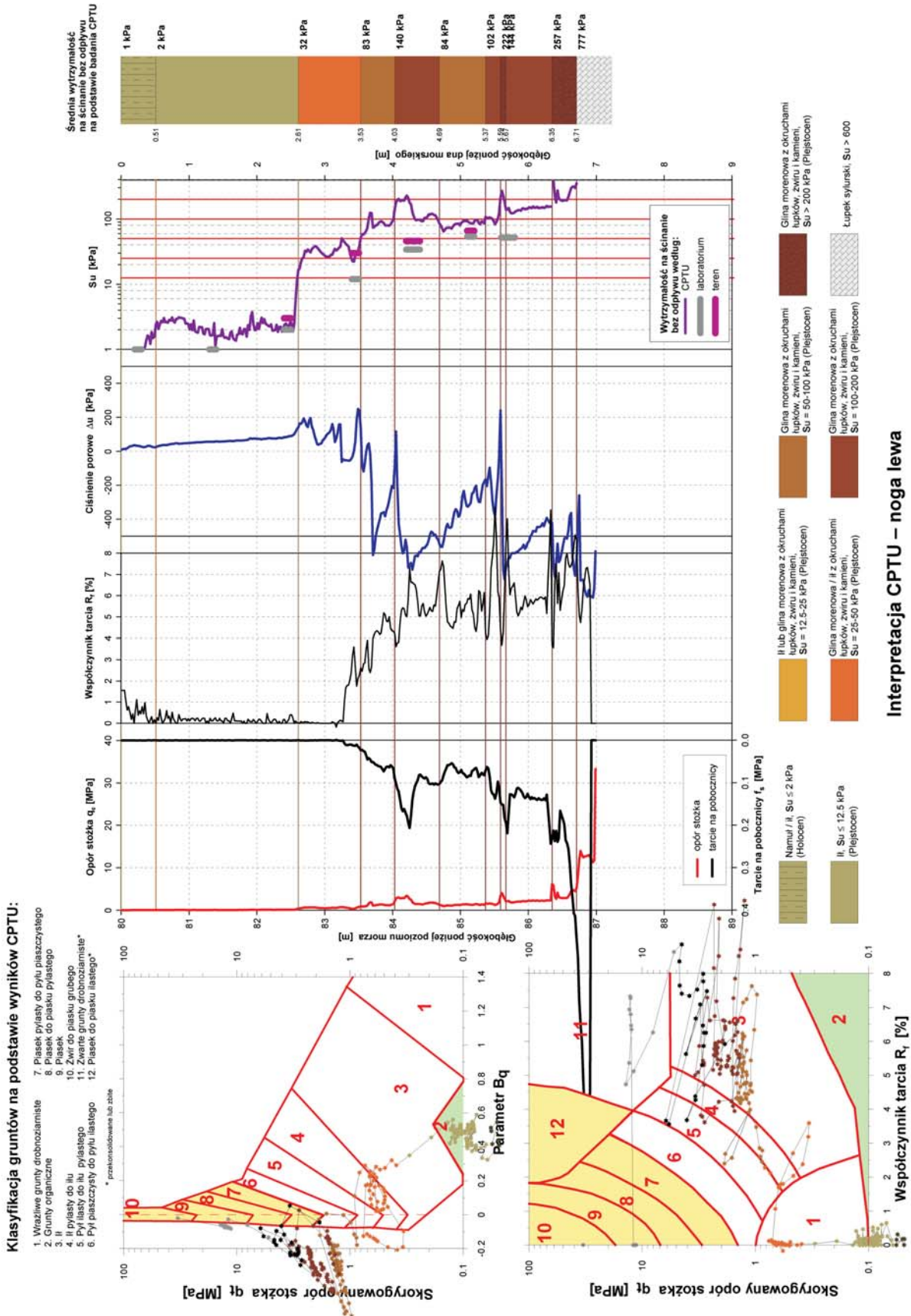
Warunki geotechniczne w obszarze posadowienia platformy na pozycji B3-21 określono na podstawie wyników badań sejsmicznych, sondowań CPTU, wibrosond, otworu badawczego oraz badań laboratoryjnych pobranych próbek gruntu.

Ze względu na występującą wokół pozycji B3-21 dużą zmienność właściwości osadów holoceniskich i plejstoceńskich, do obliczeń penetracji fundamentów nóg platformy przyjęto niezależne profile gruntowe dla każdej nogi. Przedstawiono je w tabeli 10.2.

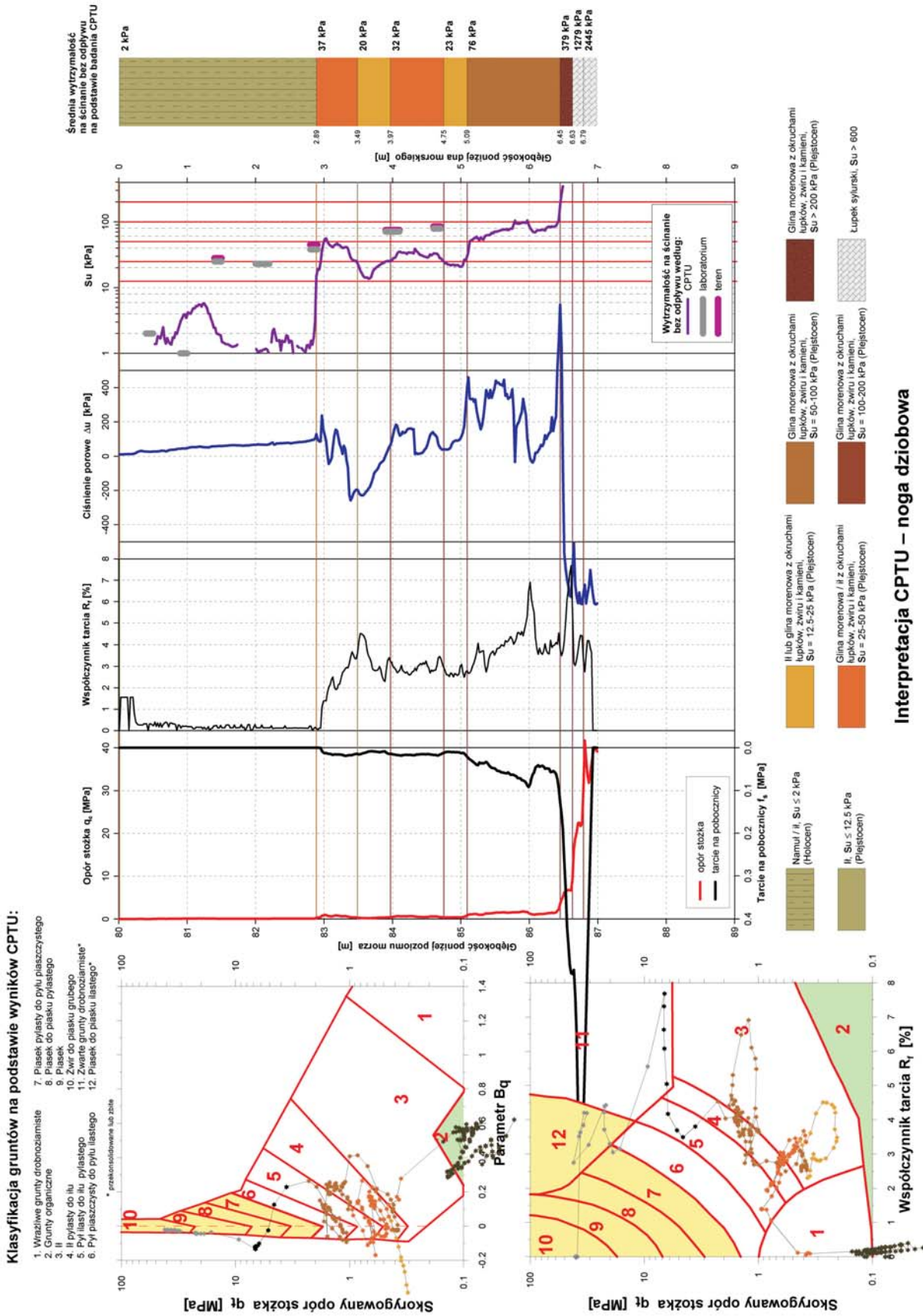


Rys 10.7a. Interpretacja wyników sondowania statycznego z pomiarem ciśnienia wody w porach (punkt CPTU) w powiązaniu z wynikami badań laboratoryjnych





Rys. 10.7b. Interpretacja wyników sondowania statycznego z pomiarem ciśnienia wody w porach (punkt CPT2) w powiązaniu z wynikami badań laboratoryjnych



Rys. 10.7c. Interpretacja wyników sondowania statycznego z pomiarem ciśnienia wody w porach (punkt CPT4) w powiązaniu z wynikami badań laboratoryjnych

Tabela 10.2

## Profile gruntowe w pozycji posadowienia platformy

<b>Profil 1</b> CPT 1 Noga prawa	<b>Profil 2</b> CPT 2 Noga lewa	<b>Profil 3a</b> CPT 4 Noga dziobowa	<b>Profil 3b</b> CPT 4, VIB 4 Noga dziobowa	<b>Właściwości gruntu</b>
$\frac{80,0-80,8}{(0,0-0,8)}$	$\frac{80,0-80,5}{(0,0-0,5)}$	$\frac{80,0-82,9}{(0,0-2,9)}$	$\frac{80,0-81,5}{(0,0-1,5)}$	namuł, ił, płynny do miękkoplastycznego, szary do brązowego $\gamma_o = 15,5 \text{ kN/m}^3$ , $w_n = 80\%$ $S_u = 1-2 \text{ kPa}$
$\frac{80,8-82,9}{(0,8-2,9)}$	$\frac{80,5-82,6}{(0,5-2,6)}$	(-)	(-)	ił, miękkoplastyczny, brązowy $\gamma_o = 17,0-19,0 \text{ kN/m}^3$ $w_n = 40-29\%$ , $S_u = 2-18 \text{ kPa}$
(-)	$\frac{82,6-83,5}{(2,6-3,5)}$	(-)	$\frac{81,5-82,9}{(1,5-2,9)}$	ił z okruchami łupków, plastyczny, brązowy $\gamma_o = 18,0 \text{ kN/m}^3$ $w_n = 32-27\%$ , $S_u = 25-32 \text{ kPa}$ $c = 18-25 \text{ kPa}$ , $\phi = 9-11^\circ$
$\frac{82,9-85,1}{(2,9-5,1)}$	(-)	$\frac{82,9-85,1}{(2,9-5,1)}$	$\frac{82,9-85,1}{(2,9-5,1)}$	glina morenowa z okruchami łupków, żwiru i kamieni, miękkoplastyczna do plastycznej, brązowa $\gamma_o = 19,0-20,0 \text{ kN/m}^3$ $w_n = 29-22\%$ , $S_u = 22-29 \text{ kPa}$ $c = 16-25 \text{ kPa}$ , $\phi = 8-12^\circ$
$\frac{85,1-86,8}{(5,1-6,8)}$	$\frac{83,5-86,7}{(3,5-6,7)}$	$\frac{85,1-86,6}{(5,1-6,6)}$	$\frac{85,1-86,6}{(5,1-6,6)}$	glina morenowa z okruchami łupków, żwiru i kamieni, twardoplastyczna do półzwarłej, brązowa $\gamma_o = 20,0-21,0 \text{ kN/m}^3$ $w_n = 23-18\%$ , $S_u = 64-260 \text{ kPa}$ $c = 40-120 \text{ kPa}$ , $\phi = 13-33^\circ$
$\frac{86,8-(-)}{(6,8-(-))}$	$\frac{86,7-(-)}{(6,7-(-))}$	$\frac{86,6-(-)}{(6,6-(-))}$	$\frac{86,6-(-)}{(6,6-(-))}$	łupek sylurski, zwarty, szarozielony $\gamma_o = 21,5-22,0 \text{ kN/m}^3$ $w_n = 16,6 - 15,0\%$ , $S_u > 600 \text{ kPa}$

Głębokość poniżej powierzchni morza [m]

(Głębokość poniżej powierzchni dna [m])

Oznaczenia:  $\gamma_o$  – ciężar objętościowy;  $w_n$  – wilgotność;  $S_u$  – wytrzymałość na ścinanie bez odpływu;  $c$  – spójność;  $\phi$  – kąt tarcia wewnętrznego.

Należy zaznaczyć, że biorąc pod uwagę precyzję pomiaru przy dużych głębokościach morza, dla wszystkich profili gruntowych przyjęto stałą głębokość morza równą 80 m zgodnie z mapą batymetryczną pokazaną na rysunku 10.3, mimo iż według wibrosond głębokość ta wynosiła odpowiednio 80,0, 80,5 oraz 81,0 m.

#### 10.1.6. Naprężenia pod fundamentem nogi platformy

Naprężenia pod fundamentem nogi platformy zależą od ciężaru platformy oraz od obciążeń środowiskowych. Szacuje się je na podstawie obliczeń statycznych trójwymiarowej ramy podpartej sprężystości i obciążonej siłami pochodzącymi od fali, wiatru i prądu. W rejonie pozycji B3-21 dla parametrów 100-letniego sztormu (wysokość fali  $H_{1\%} = 14,3 \text{ m}$ , maksymalny okres fali  $T_{max} = 11,1 \text{ s}$ , długość fali  $L_{max} = 185,3 \text{ m}$ , prędkość

wiatru = 43 m/s, prędkość prądu = 1 m/s), średnia całkowita siła pozioma pochodząca od fali stuletniej, wiatru i prądu wynosi  $P = 3015 \text{ kN}$  na jedną nogę platformy. W obciążeniach środowiskowych nie uwzględnia się ewentualnych wpływów trzęsienia ziemi, gdyż na Południowym Bałtyku w czasie ostatnich 200 lat nie zanotowano wstrząsów sejsmicznych większych niż 5 stopni w skali Richtera.

Maksymalne naprężenia pod fundamentem stopy w przypadku całkowitego zagłębienia stożka w gruncie, oszacowano według *Operation Manual*, zgodnie z zaleceniami producenta platformy:

- dla ciężaru własnego platformy – 166 kPa,
- dla całkowitego ciężaru platformy i obciążenia wstępnego – 244 kPa,
- dla ciężaru maksymalnego oraz obciążenia wiatrem, falą i prądem – 258 kPa.



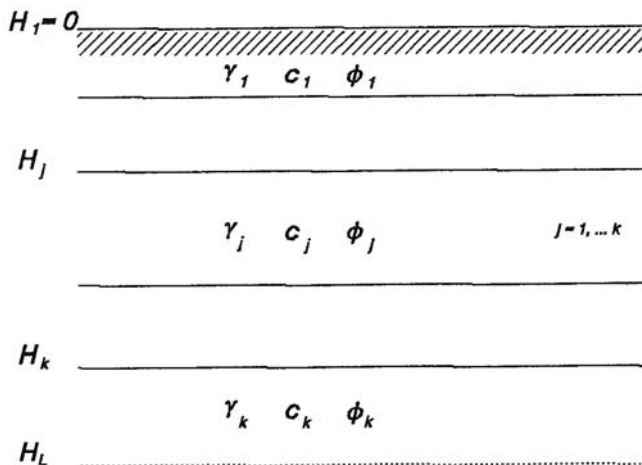
### 10.1.7. Obliczenia penetracji fundamentów platformy w dno morskie

Penetracja fundamentów platformy w dno morskie następuje wskutek przekroczenia nośności granicznej. Proces ten zachodzi do momentu uzyskania równowagi pomiędzy nośnością graniczną podłoża, a wartością naprężenia pod fundamentem, które pochodzi od:

- części całkowitego ciężaru platformy przenoszonej przez dany fundament,
- ciężaru gruntu ponad fundamentem w przypadku głębokich penetracji,
- wartości obciążenia wstępnego, mającego za zadanie wymusić dodatkową penetrację w fazie instalacji platformy,
- składowej pionowej obciążeń środowiskowych (obciążenie falą, wiatrem i prądem) w fazie jej eksploatacji.

Dlatego też, w celu obliczenia przebiegu penetracji fundamentu platformy w dno morskie dla przyjętych profili gruntowych należy dokonać obliczenia nośności granicznej jako funkcji zagłębienia fundamentu w podłoże. Biorąc pod uwagę charakterystyczne dla południowego Bałtyku warunki gruntowe, cechujące się występowaniem licznych warstw oraz dużą zmiennością właściwości gruntów (widać to wyraźnie na przykładowych profilach gruntów, które dla lokalizacji B3-21 opisano w rozdziale 1.5), obliczenia nośności granicznej muszą uwzględniać zarówno uwarstwienie podłoża, jak też rzeczywisty skomplikowany kształt fundamentu platformy (rys. 10.2 i 10.3, tab. 10.2).

Rozwój metody prognozowania penetracji fundamentów platform na Morzu Bałtyckim opisano w pracach: Juskiewicz i in. (1986), Inerowicz i in. (1986), Werno i in. (1986, 1987, 1988). Doświadczenia autorów przy posadawianiu platform będących własnością Petrobaltic S.A. na Morzu Bałtyckim, w warunkach penetracji o wartości od jednego do kilkunastu metrów, doprowadziły do opracowania ogólnej metody obliczeniowej dla podłoża uwarstwowionego (rys. 10.8) i fundamentów, których bryła da się zastąpić przez układ ułożonych osiowo symetrycznie walców o różnych



Rys. 10.8. Schemat podłoża uwarstwowionego

wysokościach i średnicach (rys. 10.9), tak dobranych, aby zachować powierzchnię rzutu poziomego fundamentu oraz jak najdokładniej odwzorować zmianę powierzchni przekroju poziomego fundamentu wraz z głębokością.

Metoda obliczeń oparta jest na następujących założeniach:

1. Obciążenie graniczne całego fundamentu stanowi sumę obciążeń granicznych poszczególnych elementów fundamentu, znajdujących się na różnych głębokościach, przy czym sumowanie odbywa się następująco:

$$Q_f = \sum_{i=1}^{n-1} (Q(2r_i, D_i) - Q(2r_{i+1}, D_i)),$$

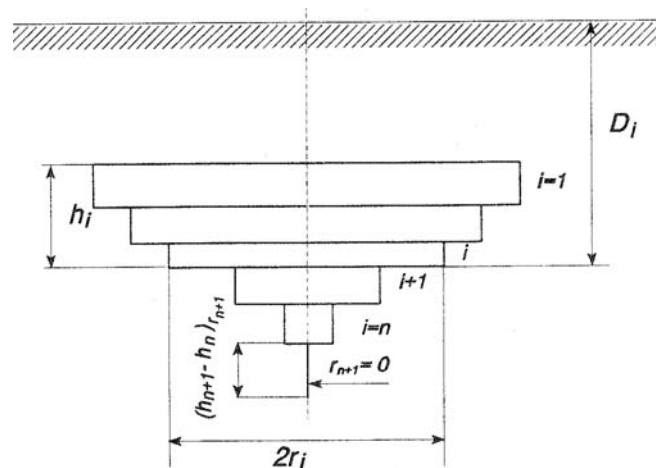
gdzie:  $Q(2r_i, D_i)$  stanowi obciążenie graniczne fundamentu będącego płytą w kształcie walca o średnicy  $2r_i$ , posadzonego na głębokości  $D_i$ , a  $Q(2r_{i+1}, D_i)$  stanowi obciążenie graniczne fundamentu będącego płytą w kształcie walca o średnicy  $2r_{i+1}$ , posadzonego na tej samej głębokości.

2. Dla każdego  $i$ -tego elementu pierścieniowego jego obciążenie graniczne:

$$Q_f(i) = Q(2r_i, D_i) - Q(2r_{i+1}, D_i),$$

jest liczone w taki sposób, jakby obie płyty walcowe były zanurzone w podłożu o właściwościach, które występują na głębokości podstawy płyty  $D_i$ , przy czym:

- w przypadku, gdy warstwa podłoża występująca poniżej warstwy, w której znajduje się  $i$ -ty element pierścieniowy posiada nośność graniczną większą lub równą od nośności granicznej bieżącej warstwy, obliczenia dla  $i$ -tego elementu wykonywane są za pomocą ogólnej formuły Hansena (1961, 1980), w taki sposób, jakby bieżąca warstwa była ostatnią warstwą opisującą podłoże (nieskończona miąższość);
- w przypadku, gdy warstwa podłoża znajdująca się poniżej warstwy, w której znajduje się  $i$ -ty element pierścieniowy posiada nośność graniczną



Rys. 10.9. Schemat fundamentu obliczeniowego

mniejszą od nośności granicznej bieżącej warstwy, obliczenia dla i-tego elementu wykonywane są jak dla podłoża dwuwarstwowego, w którym warstwę górną stanowi warstwa bieżąca, a warstwę dolną (o nieskończonej miąższości) – warstwa słabsza.

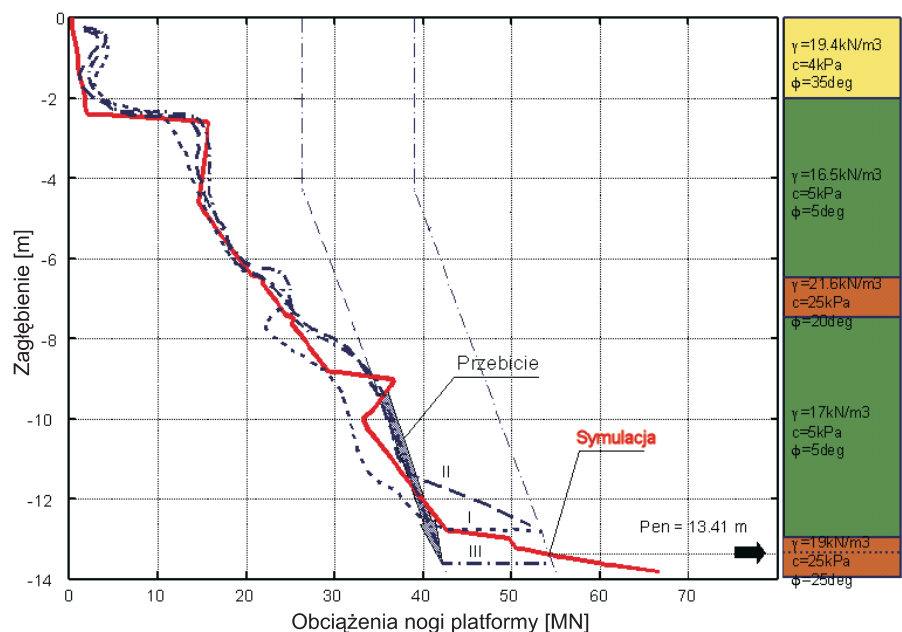
3. Obliczenia dla podłoża dwuwarstwowego z możliwością przebicia, przeprowadza się, w zależności od właściwości geotechnicznych obu warstw, jedną z trzech metod:

- Browna i Meyerhofa (1969), jeżeli obie warstwy opisane są wartością spójności – np. ilt twardo plastyczny nad ilt miękko plastycznym;
- Hanny i Meyerhofa (1980), jeżeli warstwa piasku, opisana kątem tarcia wewnętrznego mieszczącego się w zakresie  $30^\circ \leq \Phi_1 \leq 50^\circ$ , zalega nad warstwą gruntu spoistego, opisanego spójnością mieszczącą się w zakresie  $5 \text{ kPa} \leq c_2 \leq 35 \text{ kPa}$ .
- Meyerhofa (1974), jeżeli obie warstwy opisane są zarówno parametrem spójności, jak też kąta tarcia wewnętrznego, przy czym  $20^\circ \leq \Phi_1 \leq 50^\circ$ .

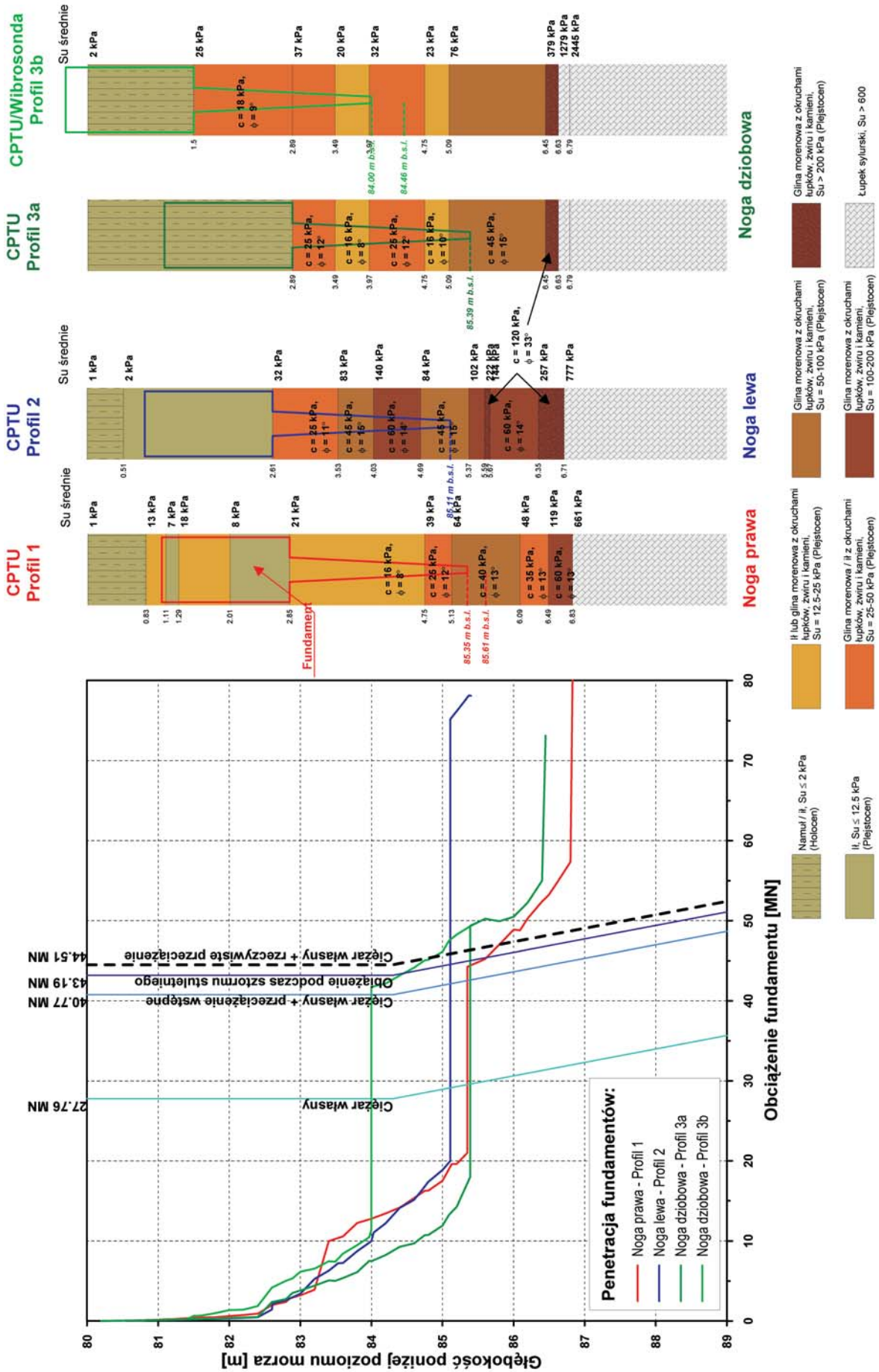
Obliczenia nośności granicznej według podanych założeń wykonywane są komputerowo aż do określonej głębokości poniżej dna co 0,2 m. Opisana metoda obliczeniowa została wykorzystana do prognozy penetracji fundamentów obu platform będących własnością Petrobaltic S.A. na kilkudziesięciu punktach ich posadowienia, dając dobrą zgodność prognozy z pomiarami penetracji fundamentów w trakcie instalacji platformy. Pozwoliła ona także bardzo dokładnie odtworzyć zjawisko przebicia, które wystąpiło na jednej z lokalizacji platformy PETROBALTIC w latach osiemdziesiątych (Inerowicz i in., 1986). Zjawisko przebicia zostało przewidziane w raporcie, dzięki czemu w trakcie instalacji platformy prowadzono dokładny pomiar przebiegu procesu penetracji, co pozwoliło na późniejsze przeprowadzenie symulacji. Tym niemniej duża zmienność warunków gruntowych i słabe rozpoznanie podłoża znajdującego się poza zasięgiem wibrosond poniżej warstwy mocnej (brak sondowań statycznych oraz niedostateczna liczba próbek gruntu poddanych badaniom laboratoryjnym), końcowa wartość penetracji w przypadku jednego z fundamentów została przekroczona aż o 3,4 m w stosunku do prognozy, co nastąpiło jeszcze przed rozpoczęciem procedury przeciążenia wstępnego, godzinę po wynurzeniu kadłuba. Zjawisku towarzyszyło gwałtowne przechylenie się platformy, które na szczęście nie spowodowało poważniejszych konsekwencji, gdyż kadłub

znajdował się zaledwie 2 m nad poziomem morza. Dodatkowe analizy i badania przeprowadzone w celu wyjaśnienia przyczyn zdarzenia potwierdziły braki rozpoznania litologii podłoża i stały się ostatecznym argumentem, uzasadniającym konieczność włączenia sondowań statycznych do programu badań poprzedzających posadowienie platformy. Wyniki symulacji komputerowej pokazano na **rys. 10.10** łącznie z przebiegiem procesu penetracji wszystkich trzech fundamentów.

Na **rysunku 10.11** pokazano wyniki obliczeń penetracji na pozycji B3-21, wykonane dla uogólnionych profili gruntów oraz przewidywany nacisk na podłoże pod fundamentem (z uwzględnieniem obciążenia pochodzącego od nadkładu gruntu) pochodzący od ciężaru własnego platformy, ciężaru platformy z uwzględnieniem obciążenia wstępnego a także w trakcie eksploatacji platformy przy najbardziej niekorzystnych obciążeniach środowiskowych, zdefiniowanych jak podano w rozdziale 1.6. Zgodnie z **rysunkiem 10.11** w trakcie instalacji platformy na pozycji B3-21, penetracja jej fundamentów, licząc od powierzchni dna do końca stożka, powinna zmieścić się w przedziale od 4,0 m do 5,4 m, przy czym – mimo występowania w podłożu przewarstwień mocniejszych – stwierdzono, że nie stanowią one zagrożenia dla ciągłości procesu penetracji fundamentów, jak jest to w klasycznym zjawisku przebicia, pokazanym na **rys. 10.10**. Jednocześnie, przy zastosowaniu obciążenia wstępnego zgodnego z wartością podaną przez producenta platformy w *Operation Manual*, stwierdzono, że podczas 100-letniego sztormu może wystąpić dodatkowe osiadanie platformy o wartości nie większej niż 0,5 m.



**Rys. 10.10.** Symulacja zjawiska przebicia warstwy mocnej, które wystąpiło w latach 80. na jednej z lokalizacji platformy PETROBALTIC



Rys. 10.11. Prognoza penetracji fundamentów platformy PETROBALTIC w dno morskie na pozycji B3-21



## 10.2. OKREŚLENIE WARUNKÓW GRUNTOWYCH NA TRASIE RUROCIĄGU PODMORSKIEGO

Procedurę określenia warunków gruntowych dla ułożenia rurociągu na dnie morza przedstawiono na przykładzie opracowania wykonanego dla potrzeb rurociągu PPIEZRiG Petrobaltic, łączącego Morskie Kopalnie Ropy Naftowej B3 i B8 (rys. 10.12). Zadaniem rurociągu jest transport ropy naftowej na odcinku 35 300 m od platformy produkcyjnej na terenie B3 do stanowiska boi cumowniczo-przelewowej, zlokalizowanej na terenie złoża B8.

Warunki gruntowe dla potrzeb posadowienia rurociągu opracowane zostały na podstawie pomiarów sonarowych, sejsmoakustycznych i sejsmicznych oraz pomiarów batymetrycznych, a także wibrosond oraz sondowań statycznych CPTU wykonanych na trasie rurociągu przez PPIEZRiG Petrobaltic S.A., pomiarów anomalii pola indukcji magnetycznej wzdłuż projektowanej trasy rurociągu wykonanych przez Instytut Morski w Gdańsku, a także badań laboratoryjnych próbek gruntu z rdzeni wibrosond oraz interpretacji sondowań statycznych wykonanych przez Przedsiębiorstwo Badawcze Geostab Sp. z o.o.

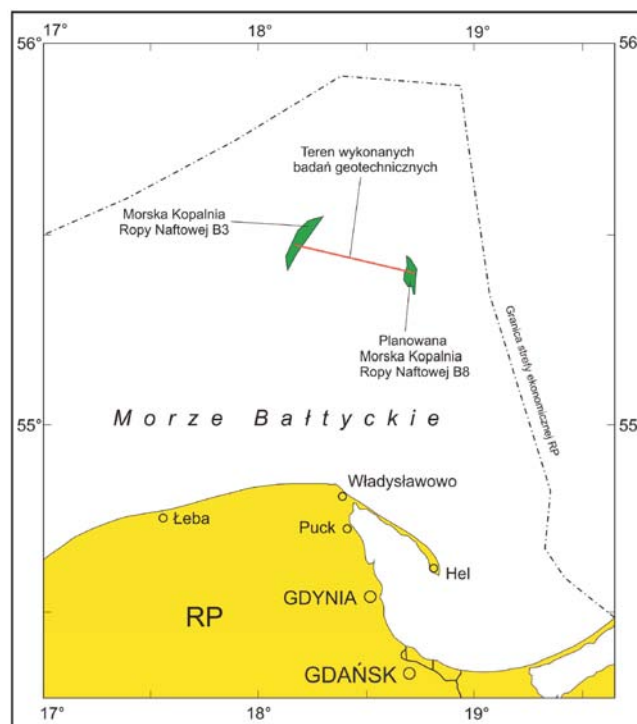
### 10.2.1. Techniczna charakterystyka rurociągu

Rurociąg o długości 35 300 m (rys. 10.12), stanowi podatna rura stalowa o średnicy 114,3 mm i grubości ścianki 6,35 mm, ułożona bezpośrednio na dnie morza, a następnie zakopana w dnie na głębokości około 1 m. Ciężar rury wypełnionej wodą morską z wyporem wynosi 14,2 kg na 1 m długości. W pobliżu instalacji naftowych B8-2 i BB rurociąg łączy się z instalacjami naftowymi nad powierzchnią morza za pomocą zbrojonego węża gumowego o średnicy 198 mm i ciężarze z wyporem – 41 kG na 1 m długości rury.

### 10.2.2. Rozpoznanie powierzchni dna morskiego

Rozpoznanie dna morskiego obejmowało pomiary batymetryczne sondą wielowiązkową SEABAT-8108 (RESOON), obserwacje czystości dna za pomocą scan sonara DF 1000 (EDGE TECH) i magnetometru SeaSpy (MARINE MAGNETICS) oraz badania geofizyczne urządzeniem X-Star (EDGE TECH), wykonane w pasie o szerokości około 300 m wzdłuż planowanej trasy rurociągu.

Zgodnie z wynikami pomiarów batymetrycznych, na obszarze planowanego ułożenia rurociągów powierzchnia dna zmienia się od 79,5 m do 87,0 m poniżej poziomu morza. Badania sonarowe oraz magnetometryczne wykazały, że na trasie rurociągu występują obiekty ferromagnetyczne, jak i obiekty antropogeniczne (niemagnetyczne) potencjalnie niebezpieczne przy układaniu rurociągu. Obiekty te występują jako anomalie magnetyczne punktowe, liniowe lub powierzchniowe, bądź zlokalizowane za pomocą scan sonara. Nie są to jednak obiekty o znacznych rozmiarach, takie jak wraki czy wysypiska amunicji.



Rys. 10.12. Lokalizacja rurociągu

Wyniki rozpoznania dna morskiego pokazane zostały na mapie geotechnicznej w skali 1:5000. Fragment tej mapy przedstawia rys. 10.13.

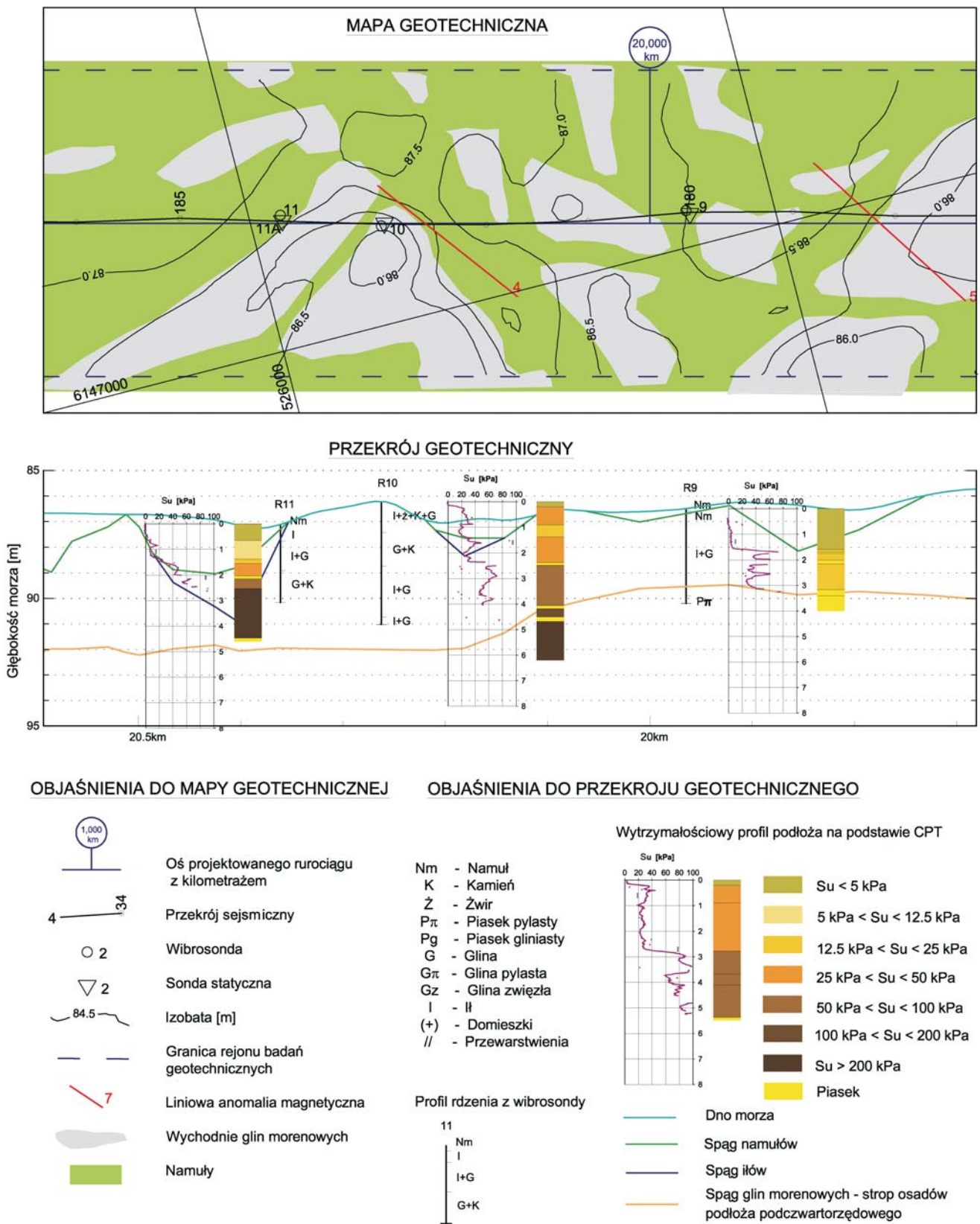
### 10.2.3. Badania gruntów

Mięszość stropowych warstw osadów dna morskiego wzdłuż planowanej trasy rurociągu określona została na podstawie badań sejsmicznych przy wykorzystaniu urządzenia X-Star (EDGE TECH).

Ponadto w miejscach wskazanych na mapie geotechnicznej (rys. 10.13) zostały za pomocą wibrosondy pobrane rdzenie gruntowe (średnica rdzenia 98 mm), z których wytypowano próbki gruntu do badań laboratoryjnych właściwości fizycznych i wytrzymałościowych. Wyniki badań laboratoryjnych na tle opisu rdzenia gruntowego wibrosondy udokumentowano w sposób analogiczny, jak w przypadku badań prowadzonych dla celów posadowienia platform wiertniczych na morzu.

Dodatkowo w miejscach lokalizacji wibrosond wykonano badania sondą statyczną CPTU ROSON 10T (A.P. VAN DEN BERG), których interpretacja wykonywana była w powiązaniu z wynikami wibrosond, przez PB GEOSTAB Sp. z o.o. i dokumentowana w sposób pokazany na rys. 10.7a do 10.7c, a ponadto na profilu geotechnicznym wzdłuż osi rurociągu w skali 1:1000/5000, pokazanym na jednym rysunku wraz z mapą geotechniczną.

Na profilu geotechnicznym pokazano zmianę linii dna morza, spągu namulów, spągu ilów oraz spągu glin moreno-



Rys. 10.13. Fragment mapy geotechnicznej i przekroju geotechnicznego

wych, tym samym określając miąższość osadów holoceńskich i plejstocieńskich. W miejscach wykonania wibrosond i sond statycznych załączono opis rdzeni z tych wibrosond oraz wykresy zmiany wytrzymałości gruntu na ścinanie ( $S_u$ ) w zakresie do 100 kPa wraz z głębokością, wynikające z przeprowadzonej interpretacji pomiarów CPTU, a także określone z interpretacji CPTU uogólnione profile wytrzymałościowe do głębokości wykonanych badań. Kolorem żółtym na tych profilach zaznaczono miejsca występowania piasków.

Badania sonarowe dna pozwoliły również na określenie wychodni glin morenowych. Obszary wychodni glin morenowych pokazano na mapie geotechnicznej (rys. 10.13).

#### 10.2.4. Warunki geotechniczne

Na zbadanym odcinku 35,3 km projektowanej trasy rurociągu układ stropowych warstw osadów dna morskiego jest zmienny (rys.10.13).

Najczęściej wierzchnią warstwę dna stanowi namuł w stanie płynnym lub miękkoplastycznym o wytrzymałości na ścinanie nie większej niż 12,5 kPa. Przy powierzchni dna wartość wytrzymałości na ścinanie namułu nie przekracza 5 kPa.

Bezpośrednio pod namułem występuje warstwa ilów miękkoplastycznych do plastycznych o wytrzymałości na ścinanie od 12,5 kPa do 25 kPa. Warstwa ta często zanika, a w jej miejsce pojawia się glina morenowa. Gлина morenowa, w miejscach pokazanych na mapie geotechnicznej (rys. 10.13), wypiętrza się do powierzchni dna.

Gлина morenowa, stanowiąca najniższą położoną warstwę stropowych warstw osadów dna morskiego, zbudowana jest z gliny, gliny pylastej lub gliny zwięzłej w stanie od plastycznego do zwartego, o wytrzymałości na ścinanie dochodzącej do 200 kPa. Jednakże przy powierzchni dna, w

przypadku jej wypiętrzenia, wartość wytrzymałości na ścinanie nie przekracza 50 kPa.

Należy pamiętać, iż podane wartości wytrzymałości na ścinanie odnoszą się do punktów badawczych zlokalizowanych średnio co 2 km projektowanej trasy rurociągu i nie stanowią podstawy do jednoznacznego określenia wytrzymałości na ścinanie podłoża pomiędzy tymi punktami.

Z wykonanych badań punktowych wynikało, iż maksymalna wytrzymałość na ścinanie gruntu do głębokości 1 m, dla wychodni glin morenowych, nie przekracza wartości 50 kPa, co umożliwia zakopanie rurociągu. Zagrożenie dla posadowienia i zakopania rurociągu w dnie stanowiły wykryte obiekty pokazane na mapie geotechnicznej, które należało usunąć bądź ominąć.

### 10.3. WYKORZYSTANIE BADAŃ GEOLOGICZNO-INŻYNIERSKICH DO INSTALACJI MORSKICH BOI CUMOWNICZO-PRZELEWOWYCH

W celu ułatwienia transportu ropy naftowej wydobywanej ze złoża w Polskiej Strefie Ekonomicznej PPIEZRiG Petrobaltic S.A. stosuje specjalne boje cumowniczo-przelewowe CALM (Catenary Anchor Leg Mooring), pokazane na rys. 10.14.

#### 10.3.1. Opis boi CALM

Boja CALM (rys. 10.15) umożliwia:

- obrotowe w pionie połączenie rurociągu przesyłowego ropy naftowej biegnącego po dnie morskim od platformy wydobywczej do boji z rurociągiem pływającym boja-tankowiec;
- ustawianie się przycumowanego tankowca dziobem pod wiatr i utrzymywanie go przy wietrze o sile do 10B;



Rys. 10.14. Boja cumowniczo-przelewowa z tankowcem oraz utrzymującym jego pozycję holownikiem na Morzu Bałtyckim w Morskiej Kopalni Ropy na złożu B8





**Rys. 10.15.** Boja cumowniczo-przelewowa PPIEZRiG Petrobaltic z łańcuchami kotwicznymi, miejscem cumowania tankowca, króćcem i odcinkiem węża pływającego do przesyłu ropy naftowej na tankowiec

Boja CALM jest to pływająca stalowa „beczka” o średnicy 11 m, a u podstawy o średnicy 15,1 m. Wysokość boku boi wynosi 5,3 m zaś masa około 185 ton. Boja składa się z kadłuba i ułożyskowanej w nim górnej ruchomej części z pionową osią obrotu. Kadłub boi posiada w centrum stały, pionowy króćciec. Do króćca od dołu podłącza się rurociąg przesyłowy ropy naftowej z platformy wydobywczej. Górna ruchoma część boi posiada zaczep do zamocowania cumy tankowca oraz króćciec do zamocowania węża pływającego do przesyłu ropy naftowej z boi do tankowca.

Kadłub boi zakotwiczony jest do dna morskiego przy użyciu 6 kotwic. Kotwice umieszcza się na dnie morskim co około 60°, na obwodzie koła o promieniu około 360 m. W jego centrum położona jest boja CALM. Do łączenia boi z kotwicami służą łańcuchy kotwiczne o średnicy 3". Każda z kotwic zaciągana jest przez holownik, do uzyskania siły nośnej równej 80 ton.

Obszary zaciągania sześciu kotwic morskich zlokalizowane są w odległości od 340 m do 359 m od punktu centralnego instalacji boi przelewowej na strukturze B8, w miejscach pokazanych na mapie dokumentacyjnej (rys. 10.16). Długość odcinków zaciągania kotwic wynosi około 60 m. Opracowanie warunków geotechnicznych wykonane zostało na podstawie wyników badań batymetrycznych, sejsmoakustycznych i badań geofizycznych oraz wyników sondowań statycznych CPTU i badań laboratoryjnych rdzeni gruntowych pobranych za pomocą wibrosond.

W każdym przypadku podstawą właściwego doboru kotwic jest dobre rozpoznanie warunków gruntowych w obszarze kotwiczania. W przeciwnym przypadku bezpieczeństwo będzie wymagało konserwatywnego przyjęcia wymiarów kotwic (przewymiarowania). Badania powinny dostarczyć informacji na temat: topografii oraz cech powierzchni dna morskiego, uwarstwienia i rodzaju podłoża oraz istotnych parametrów geotechnicznych wszystkich warstw podłoża do

określonej głębokości rozpoznania. Zgodnie z zaleceniami Det Norske Veritas (2000) głębokość szczegółowego rozpoznania podłoża powinna odpowiadać przynajmniej dwukrotnej długości łapy kotwicy w piaskach i twardych gruntach spoistych, a ośmio- lub dziesięciokrotnej – w słabych gruntach spoistych i obejmować badania terenowe (badania geofizyczne, wiercenia, wibrosondy, sondowania statyczne) oraz laboratoryjne właściwości fizycznych i mechanicznych nienaruszonych i naruszonych próbek gruntu. W większości przypadków wystarczające jest rozpoznanie do głębokości 8–10 m, chociaż w przypadku bardzo słabych gruntów spoistych konieczne będzie niekiedy zbadanie podłoża aż do 20–30 m poniżej powierzchni dna.

### 10.3.2. Rozpoznanie dna morskiego

Wszystkie dane dotyczące rozpoznania dna morskiego w rejonie projektowanej instalacji boi przelewowej podane zostały przez PPIEZRiG Petrobaltic. Badania obejmowały pomiary batymetryczne sondą DESO 20 i geofizyczne, scan sonarem typu X - STAR.

Pomiary batymetryczne wykazały, że powierzchnia dna w obszarach zaciągania kotwic wykazuje nieznaczne deniwelacje, a głębokość wody zmienia się od 85,2 m do 85,8 m.

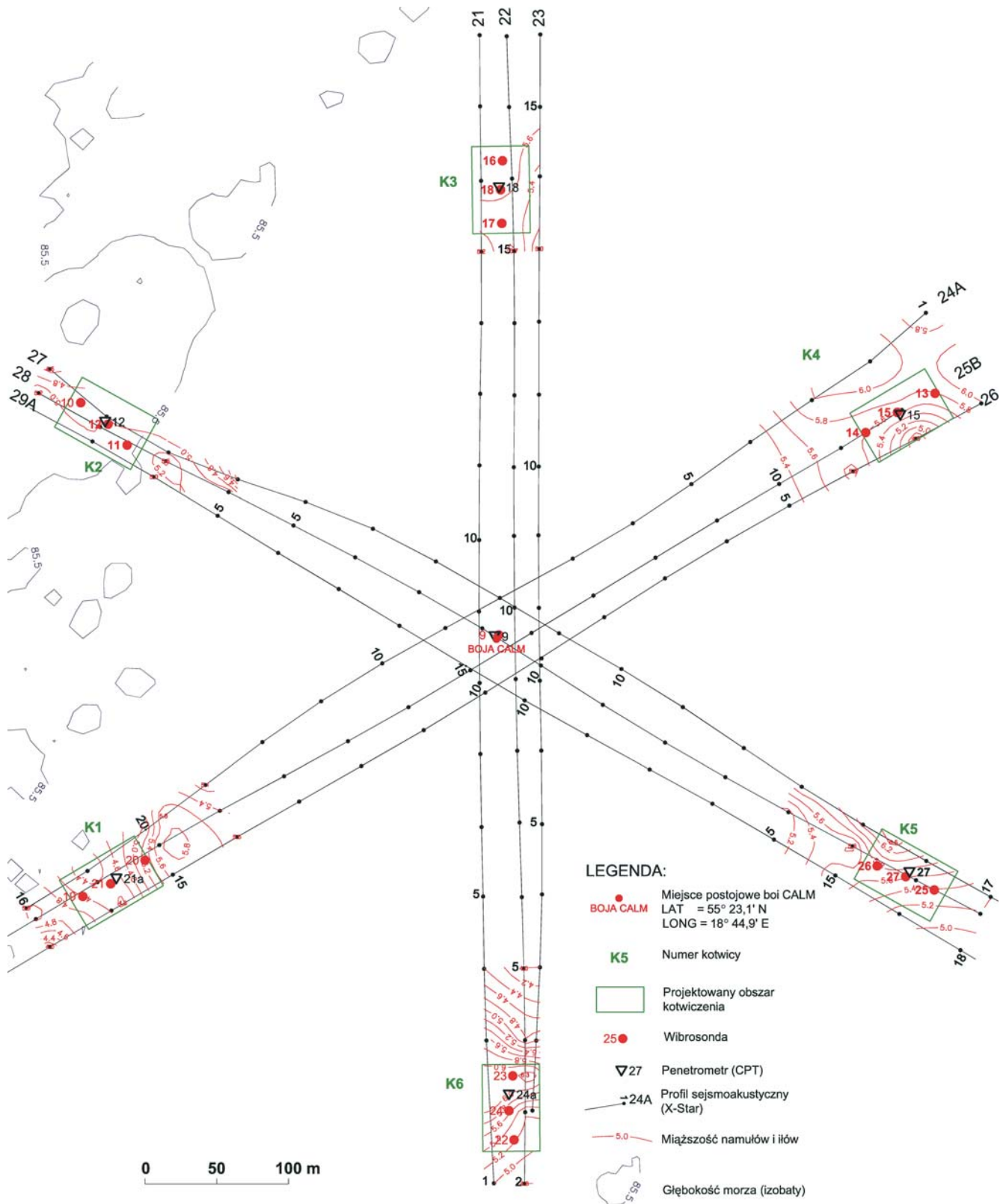
Wyniki badań czystości dna wykonane sonarem DF 1000 nie wykazały występowania żadnych wraków i innych obiektów.

### 10.3.3. Badania gruntów

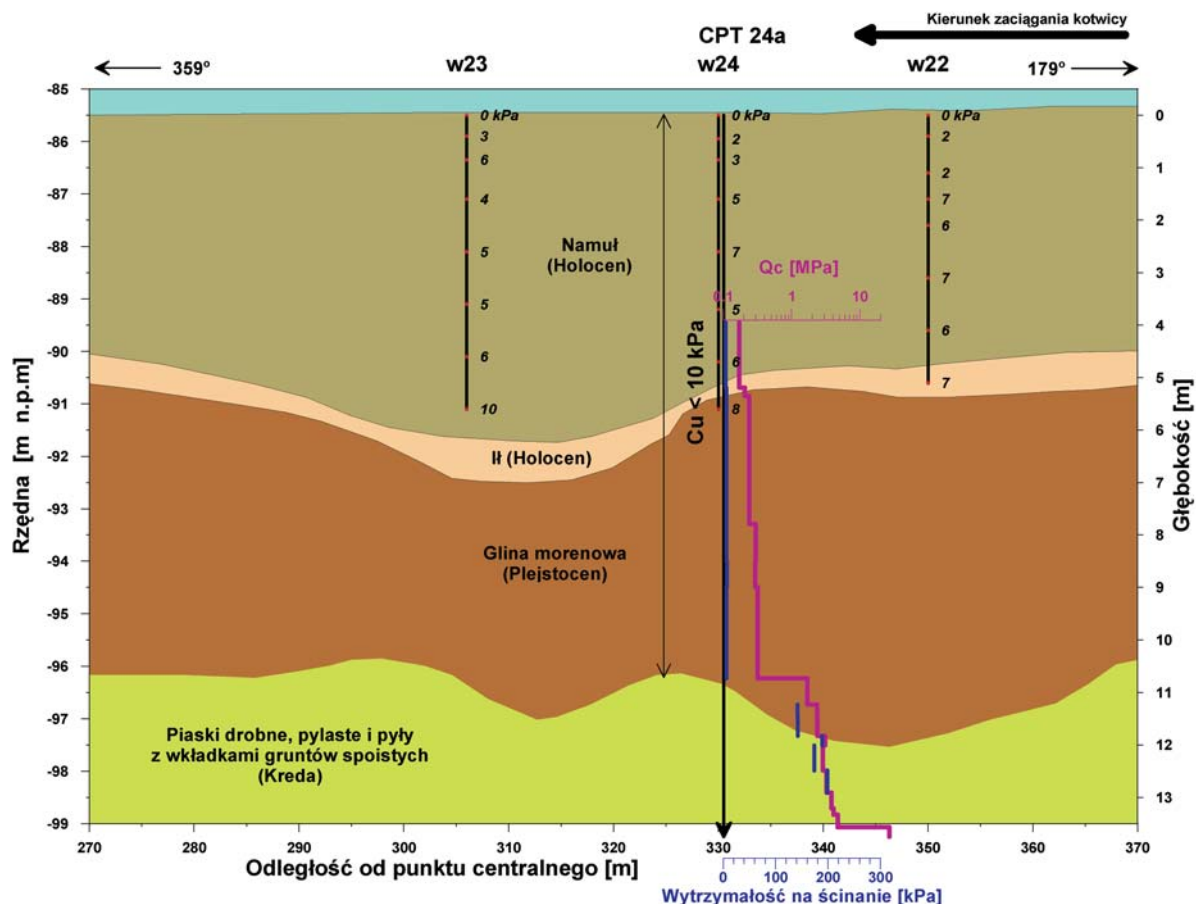
W celu określenia miąższości osadów czwartorzędowych przeprowadzono badania sejsmoakustyczne przy wykorzystaniu urządzenia X - STAR. Jak wynika z profili sejsmoakustycznych, całkowita miąższość tych osadów w obszarach zaciągania kotwic, zmienia się od 9,5 do 11,4 m. Przydenne, nienośne warstwy utworów holocenów zbudowane są z namulów w stanie płynnym, a ich łączna miąższość w obszarach zaciągania kotwic zmienia się od 4,8 m do 6,2 m (rys. 10.17). Poniżej, aż do stropu utworów kredowych, występują utwory plejstoceńskie w postaci łu i gliny morenowej w stanie miękkoplastycznym. Jedynie, w przypadku obszaru utwierdzenia kotwicy nr 1, w pobliżu stropu utworów kredowych, glina morenowa występuje w stanie plastycznym. Strop utworów kredowych w postaci piasków i pyłów z wkładkami gruntów spoistych, układa się na głębokości od 9,5 m do 11,4 m poniżej powierzchni dna.

W miejscach wskazanych na rysunku 10.16, w rejonie utwierdzenia każdej kotwicy, wykonano po jednym sondowaniu statycznym oraz pobrano za pomocą wibrosondy trzy rdzenie gruntowe, z których wytypowano próbki gruntu do badań laboratoryjnych.

We wszystkich obszarach utwierdzenia kotwic, rdzenie gruntowe pobrane za pomocą wibrosondy zawierały głównie bardzo słabe płynne namuły oraz w niektórych przypadkach, tak samo słabe łu występujące w strefie dolnej rdzenia gruntowego.



Rys. 10.16. Instalacja boi CALM na strukturze B8. Mapa dokumentacyjna



Rys. 10.17. Przekrój podłoża w strefie zaciągania kotwicy K-6

W tej sytuacji określenie głębokości strefy utwardzenia kotwic wykonano na podstawie analizy wyników sondowań statycznych CPT, które pozwalają na wydzielenie uogólnionych warstw gruntowych, jak również określenie uogólnionych parametrów wytrzymałościowych tych warstw. Należy zaznaczyć, że podział warstw według interpretacji wyników sondowań statycznych nie w pełni pokrywał się z wydzieleniem warstw gruntowych według badań sejsmicznych.

#### 10.3.4. Określenie warunków zaciągania kotwic

Na podstawie profili sejsmoakustycznych, wyników sondowań statycznych CPT oraz badań wykonanych na próbkach pobranych z wibrosond, w przekrojach odpowiadających linii zaciągania kotwic określono głębokość zalegania gruntów słabych oraz wyznaczono strefę, w której kotwica powinna być utwardzona. Dla każdego obszaru zaciągania kotwic sporządzono niezależny przekrój podłoża. Przykład takiego przekroju pokazano na rys. 10.17.

Na każdym przekroju na tle warstw gruntowych wydzielonych na podstawie badań sejsmicznych przedstawiono wyniki sondowań CPT w postaci zmiany oporu gruntu na stożku sondy wraz z głębokością oraz dla gruntów spoistych – zmiany wytrzymałości na ścinanie wraz z głębokością.

Na podstawie otrzymanych danych w polu zaciągania każdej kotwicy wydzielono dwie strefy podłoża, tj.:

**Grunty słabe** – utwory holocenu i plejstocenu w postaci namułu, iłu i gliny morenowej w stanie płynnym do miękkoplastycznego:

$$\gamma_o = 13,0\text{--}18,0 \text{ kN/m}^3, Su < 10 \text{ kPa}$$

**Strefę utwardzenia kotwicy** – utwory kredowe w postaci piasków drobnych, pylastych i pyłów z wkładkami gruntów spoistych:

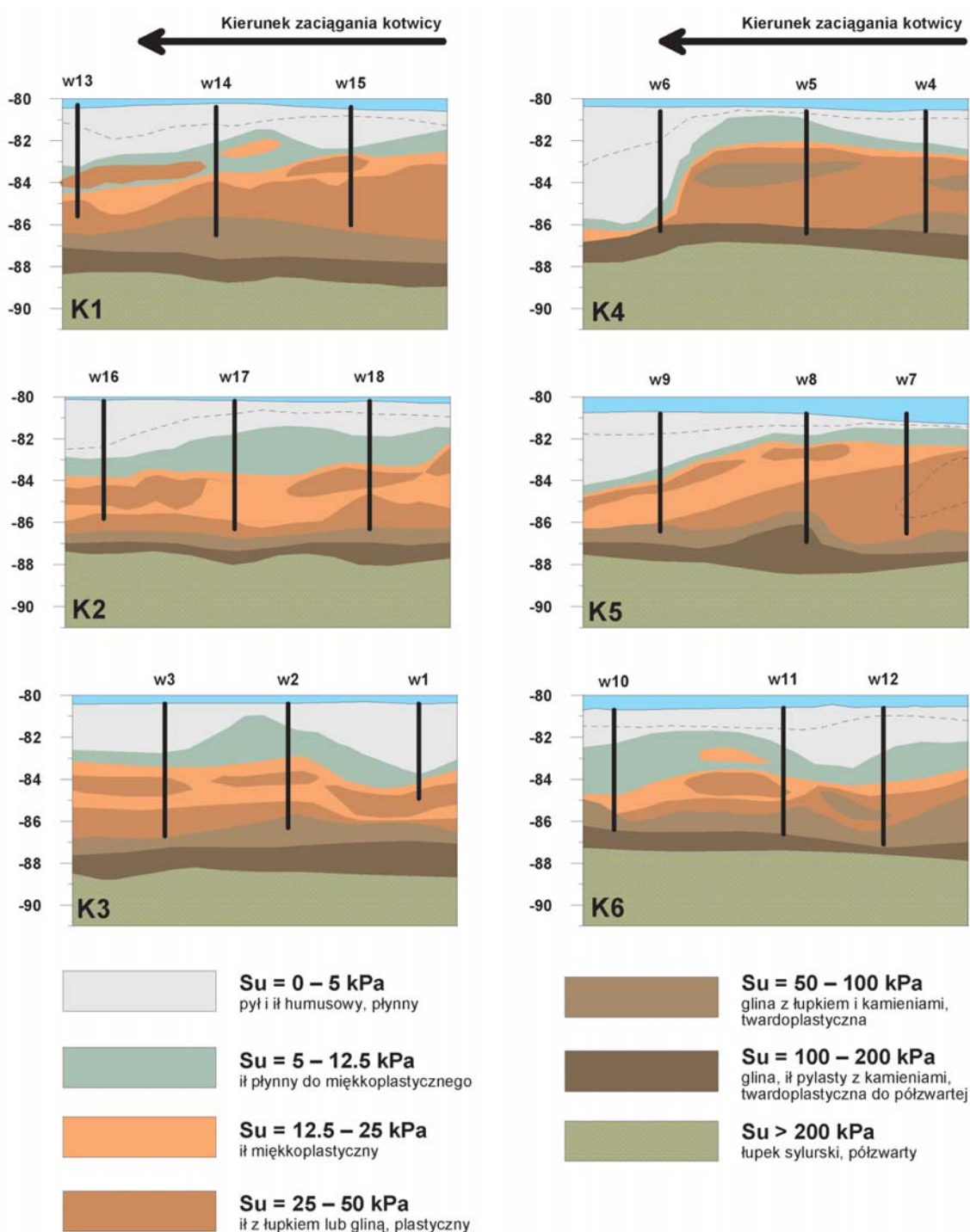
$$\gamma_o = 19,0\text{--}21,0 \text{ kN/m}^3, qc > 2 \text{ MPa}, Su > 100 \text{ kPa}$$

gdzie:  $\gamma_o$  – ciężar objętościowy,  $Su$  – wytrzymałość na ścinanie bez odpływu,  $qc$  – opór na stożku sondy statycznej.

W istniejących warunkach gruntowych pokazanych przykładowo na rysunku 10.18, w celu pewnego utwardzenia kotwic wymagane było ich zagłębienie w utworach kredowych. Z uwagi na głębokość występowania utworów kredowych stanowiących strefę utwardzenia kotwic, kąt pomiędzy łapą kotwicy a jej trzonem określony został jako  $50^\circ$ .

Na strukturze B8 panowały stosunkowo jednorodne warunki gruntowe, bardzo zbliżone dla wszystkich kotwic. Strefa utwardzenia występowała na podobnych głębokościach i brak było istotnych zmian jej położenia na kierunku





**Rys. 10.18. Zmiana warunków gruntowych na kierunku zaciągania kotwic boi cumowniczo-przelewowej na strukturze B3**

zaciągania. W warunkach Morza Bałtyckiego występuje jednak generalnie znaczna zmienność warunków gruntowych.

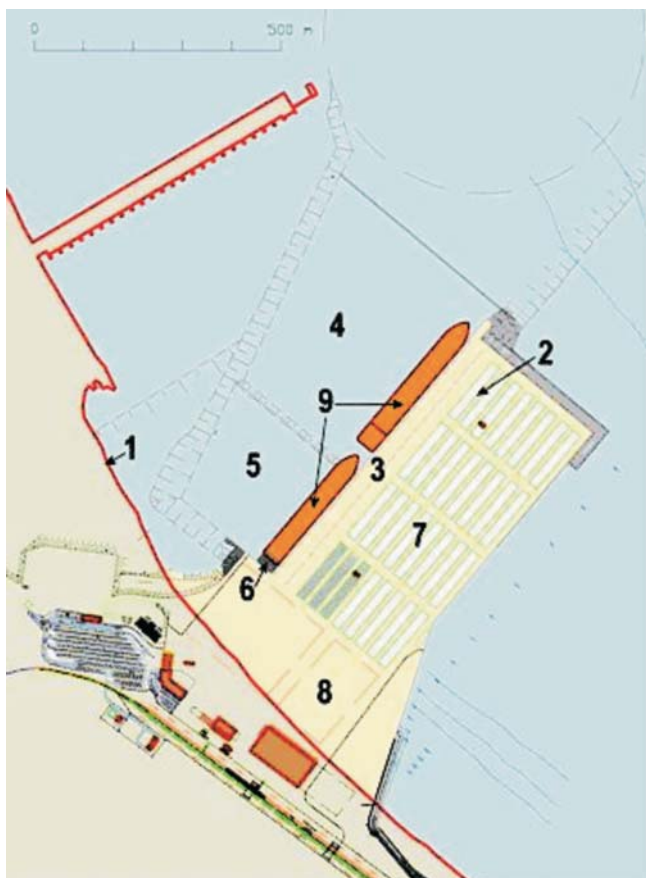
Na rysunku 10.18 pokazano przykładowo rozkłady wytrzymałości na ścinanie bez odpływu na odcinkach zaciągania kotwic drugiej boi cumowniczo-przelewowej PPIEZRiG Petrolbaltic S.A., zlokalizowanej na strukturze B3. Widoczna jest duża zmienność wytrzymałości, zwłaszcza w przypadku kotwi-

cy K4, gdzie pod koniec projektowanego odcinka zaciągania kotwicy wyklinowują się warstwy glin występujące ponad łupkiem sylurskim, co przy niedostatecznym utwierdzeniu kotwicy w łupku mogło skutkować jej wyrwaniem. Dlatego właśnie, aby uniknąć takich sytuacji, bardzo istotne jest rozpoznanie położenia warstw gruntowych charakteryzujących się różną wytrzymałością wzdłuż całej drogi zaciągania na podstawie ciągłych profili wytrzymałościowych podłoża.

#### 10.4. BUDOWA GŁĘBOKOWODNEGO TERMINALU KONTENEROWEGO DCT W GDAŃSKU

Dla potrzeb nowego Głębokowodnego Terminalu Kontenerowego DCT (*Deepwater Container Terminal*), otwartego w roku 2007 w Gdańsku, wybudowany został na południowy wschód od pirsu rudowego Portu Północnego, potężny, sztucznie usypany pirs o wysokości ok. 3 m n.p.m., szerokości 315 m, sięgający około 800 m od istniejącej linii brzoowej, na którym powstały 2 stanowiska do przeładunku kontenerów, o maksymalnej głębokości wody 16,5 m (385 m nabrzeża) oraz 13,5 m (265 m nabrzeża) wraz z rampą RoRo (rys. 10.19). Parametry terminalu pozwalają na obsługę największych kontenerowców, jakie mogą wpływać na Morze Bałtyckie.

Rozpoznanie podłoża dna morskiego objęło badania geologiczno-inżynierskie poprzedzające wykonanie projektu budowlanego w roku 2004 oraz dodatkowe badania uzupełniające dla celów projektu wykonawczego, wykonane w roku 2005.



Rys. 10.19. Głębokowodny Terminal Kontenerowy w Gdańsku

1 – zarys pierwotnej linii brzoowej; 2 – pirs o szerokości 315 m i długości 800 m; 3 – nabrzeże z przeładunkowymi suwnicami bramowymi na torach; 4 – akwen pogłębiony do 16,5 m; 5 – akwen pogłębiony do 13,5 m; 6 – rampa RoRo; 7 – place składowe kontenerów obsługiwane przez suwnice bramowe poruszające się na kołach; 8 – place manewrowe i składowe; 9 – kontenerowce.

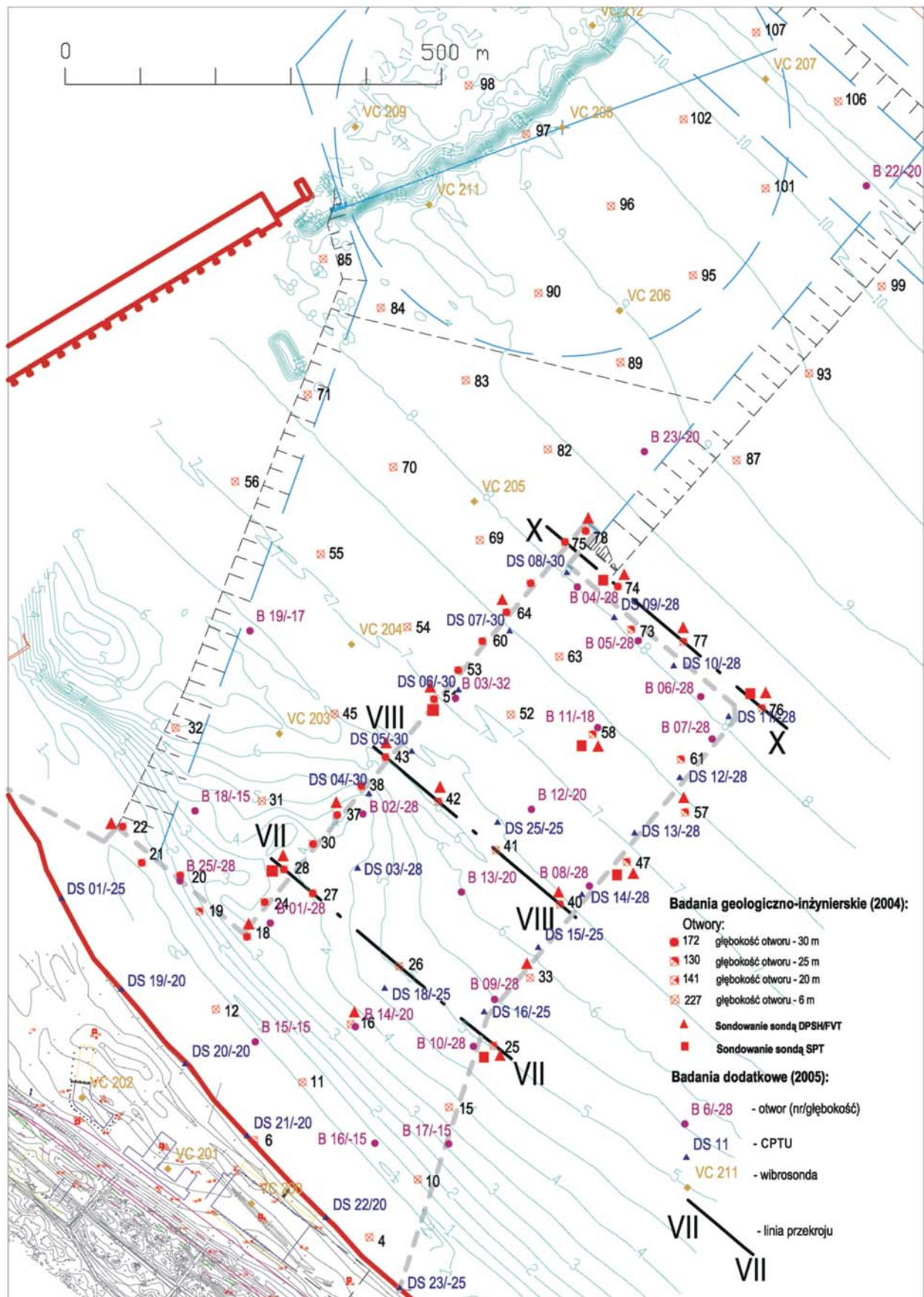
##### 10.4.1. Badania geologiczno-inżynierskie

Wykonawcą projektu prac morskich a także dokumentacji geologiczno-inżynierskiej był Oddział Geologii Morza Państwowego Instytutu Geologicznego. W ramach prac wstępnych wykonano pomiary batymetryczne, anomalii magnetycznych, sejsmoakustyczne i sonarowe. Pomiary te zostały wykonane przez Instytut Morski w Gdańsku ze statku badawczego r/v „Dr Lubecki”, pod nadzorem merytorycznym pracowników Oddziału. Pomiary batymetryczne na głębokościach większych niż 5 m wykonano sondą wielowiązkową SeaBat 8101 firmy Reson, na pozostałych głębokościach echosondą DESO 15, firmy Atlas. Wyniki tych pomiarów zostały wykorzystane do sporządzenia mapy batymetrycznej badanego obszaru (rys. 10.20) oraz do zaprojektowania otworów badawczych. Profile sonarowe wykonano dwuczęstotliwościowym sonarem bocznym DF 1000 firmy EdgeTech. Profilowanie sejsmoakustyczne wykonano przy użyciu urządzenia *subbottom profiler* typu 3010S firmy Ore-Tech. Badania wykonano wzdłuż piętnastu profili badawczych. Dziewięć zasadniczych profili o przebiegu SSW-NNE, trzy profile wzdłuż krawędzi i osi projektowanego pirsu i trzy dodatkowe profile wiążące. Pomiary anomalii magnetycznych wykonano zestawem 2 magnetometrów protonowych wykorzystujących efekt Overhausera, typu SeaSpy kanadyjskiej firmy Marine Magnetics. Pomiary magnetometrem wykonywane były na profilach odległych od siebie o 50 metrów.

Wiercenia oraz sondowania DPSH/FVT i SPT prowadzono z platformy UNIGEO, przy użyciu trójnogu i wyciągarki spalinowej oraz klasycznego sprzętu wiertniczego. Do holowania pontonów i ich ubezpieczenia w czasie prac na morzu użyto jednostki holowniczo-asekuracyjnej. Prace wykonywano przy stanie morza nie przekraczającym 2° w skali Buforta i sile wiatru 4°B. W przypadku prognozy o pogorszeniu warunków na morzu prace przerywano, a pontony odholowywano do portu. Konstrukcja pontonów umożliwia ich rozpięcie w taki sposób, aby można było je bezpiecznie odholować pozostawiając oznakowane rury wiertnicze na miejscu wiercenia, umożliwiające kontynuowanie wiercenia. Otwory wiertnicze wykonano w rurach osłonowych o średnicy  $\varnothing$  160 mm i  $\varnothing$  133 mm. Rury osłonowe składały się z odcinków o długości 1,5 m i 2,0 m łączonych w kolumnę.

Wiercenie otworów rozpoczynano po opuszczeniu kolumny rur na dno morza i po dokładnym pomiarze głębokości wody. Do wykonania otworu wiertniczego zastosowano system udarowo-okrętny. Wiercenia w nawodnionych gruntach niespoistych wykonano po uprzednim ustaleniu poziomu piezometrycznego w każdej warstwie wodonośnej, zgodnie z normą PN-B-04452:2002. Rury osłonowe zagłębiano poniżej aktualnego dna otworu. Wiercenia w gruntach spoistych poniżej poziomu piezometrycznego wykonywano po odcięciu dopływu wody z wyższych warstw nawodnionych przy użyciu rur osłonowych, a narzędzie wiertnicze wyprzedzało poziom zagłębienia kolumny rur. W sumie wykonano 71 otworów badawczych (rys. 10.20) do głębokości 6, 20, 25 i 30 m poniżej dna morza, o łącznej





Rys. 10.20. Lokalizacja badań geologiczno-inżynierskich oraz badań dodatkowych wykonanych dla potrzeb budowy pirsu Głębokowodnego Terminalu Kontenerowego w Gdańsku



długości 1241 mb. W trakcie prowadzenia wierceń z każdego otworu pobierano próbki gruntu do skrzynek w odstępach 1-metrowych oraz przy każdej zmianie rodzaju gruntu, w celu wykonania opisu makroskopowego gruntu. Rodzaj i stan gruntu określono na podstawie oceny makroskopowej i wyników sondowań, a następnie dokonano korekty danych identyfikacyjnych i klasyfikacyjnych w oparciu o wyniki badań laboratoryjnych próbek gruntu, które wykonywane były przez PB Geostab Sp. z o.o. Do badań laboratoryjnych gruntów niespoistych próbki pobrano o naturalnej wilgotności NW do worków foliowych, a z każdej warstwy gruntów spoistych – próbki NNS do cylindrów stalowych o średnicy 10 cm i długości 30 cm, które uszczelniano gumowymi kapturkami. W celu identyfikacji kompleksu namułowo-piaszczystego, w otworze 21 pobrano sondą podciśnieniową rdzeń gruntu o nienaruszonej strukturze, o średnicy 4 cm w odcinkach o długości 1 m, zabezpieczonych rękawem foliowym.

Ponadto z wytypowanych otworów pobierano po dwie uśrednione próbki osadu do badań geochemicznych – jedną na oznaczenia metali ciężkich, drugą na oznaczenia węglowodorów. Przyrząd do pobierania wody opuszczano do głębokości bezpośrednio nad dnem wykonywanego otworu, a pobraną próbkę zabezpieczano w czystym chemicznie szklanym naczyniu.

W miejscach pokazanych na rys. 10.20 wykonano również 19 sondowań DPSH dla określenia stopnia zagęszczenia gruntów niespoistych do głębokości 25 m p.p.m., 14 sondowań SPT w 10 otworach dla określenia stanu gruntów spoistych oraz sondowania sondą krzyżakową (FVT) dla określenia wytrzymałości na ścinanie w warunkach bez odwodnienia gruntów organicznych. Łącznie wykonano 45 badań przy 17 otworach badawczych.

W ramach badań laboratoryjnych pobranych próbek gruntu oznaczano cechy fizyczne i mechaniczne. Wszystkie badania wykonano na sprężce i przy zastosowaniu procedur zgodnie z wymaganiami PN-B-04481:1988. Badania właściwości mechanicznych dotyczyły próbek gruntów spoistych i organicznych o strukturze nienaruszonej. Podstawą do zaprojektowania tych badań były warunki współpracy podłoża gruntowego z projektowanymi konstrukcjami hydrotechnicznymi przy uwzględnieniu sposobu i szybkości obciążenia gruntu. Badania te objęły:

- wytrzymałość na ścinanie sondą laboratoryjną przy szybkim ścinaniu,
- kąt tarcia wewnętrznego i spójność z konsolidacją i bez odwodnienia w aparacie trójosiowego ściskania,
- moduł odkształcenia w aparacie trójosiowym,
- kąt tarcia wewnętrznego i spójność w aparacie bezpośredniego ścinania,
- badania ściśliwości w edometrze z określeniem współczynnika wodoprzepuszczalności oraz współczynnika konsolidacji pierwotnej i wtórnej gruntów spoistych.

Ponadto badaniami objęto współczynnik wodoprzepuszczalności namułu w kierunku pionowym i w kierunku poziomym.

#### 10.4.2. Budowa geologiczna

Budowa geologiczna obszaru Zatoki Gdańskiej, w którym zlokalizowany jest Głębokowodny Terminal Kontenerowy podobna jest do sąsiadujących z brzegiem Żuław Wiślanych i wiąże się z rozwojem delty Wisły w późnym glacie i holocenie oraz z transgresją atlantycką Morza Bałtyckiego. W rejonie badań spąg osadów deltowych sięga kilkunastu metrów poniżej poziomu morza, a miąższość tych osadów wynosi kilka metrów. Prawie cały obszar badań położony jest w obszarze wychodni utworów deltowych, ciągnących się na wschód od Portu Północnego (Frankowski, Zachowicz, 2006).

Utwory deltowe są tu reprezentowane przez piaski, piaski z zawartością części organicznych, niekiedy z kilku- lub kilkudziesięciocentymetrowymi przewarstwieniami namułów. Namuły charakteryzują się niejednorodną strukturą i zawierają liczne, nieregularne przewarstwienia piaszczyste, niekiedy przewarstwienia torfów. Miąższość warstwy osadów organicznych jest najwyższa w południowo-wschodniej części badanego obszaru (około 10 m) i maleje ku północnemu wschodowi, gdzie nie przekracza 2 m. Młodsza, morska część pokrywy holocenijskiej w dnie Zatoki Gdańskiej obejmującej rejon badań złożona jest z piasków drobnych z muszlami, głównie *Cardium* sp. i detrytusem muszlowym, wśród których występują izolowane pola piasków średnich. Miąższość pokrywy piaszczystej jest zróżnicowana, od kilku centymetrów do około 6 m w strefie przybrzeżnej. Osady plejstocenijskie, reprezentowane przez gliny i żwiry, nawiercono jedynie w południowo-zachodniej części obszaru.

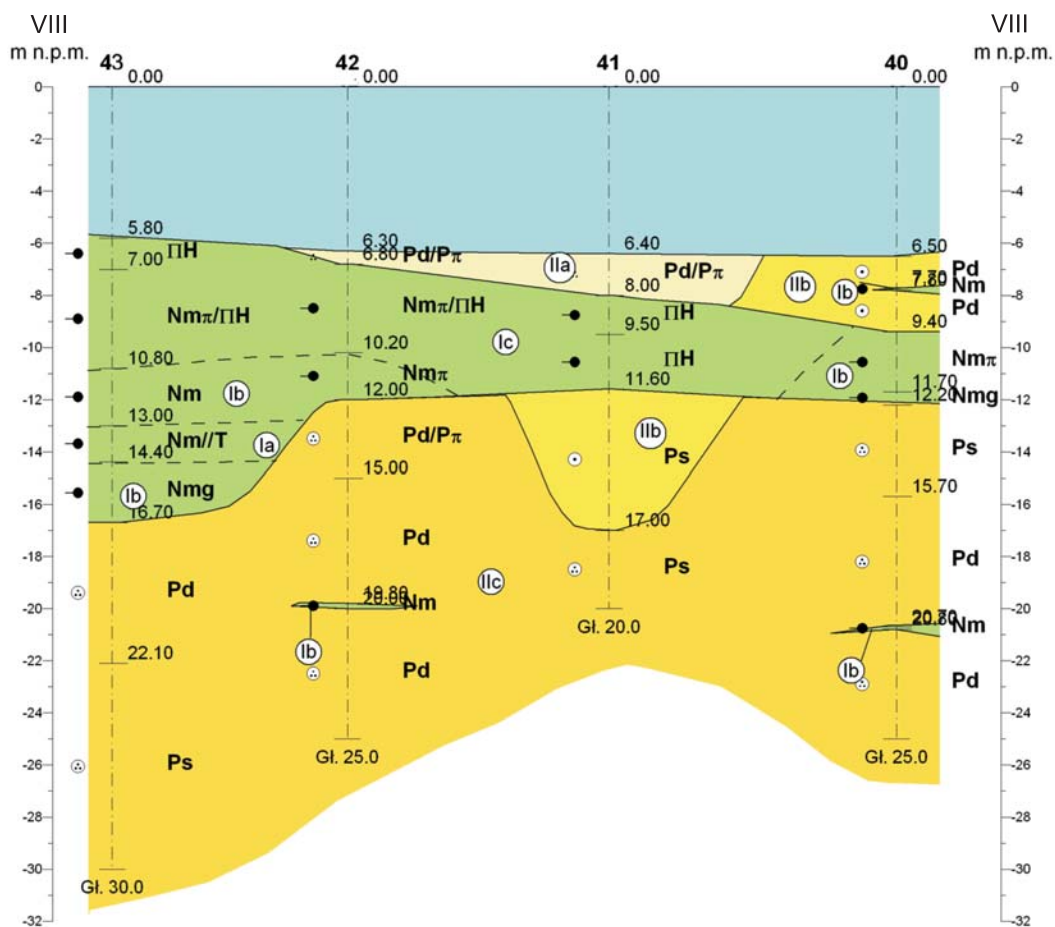
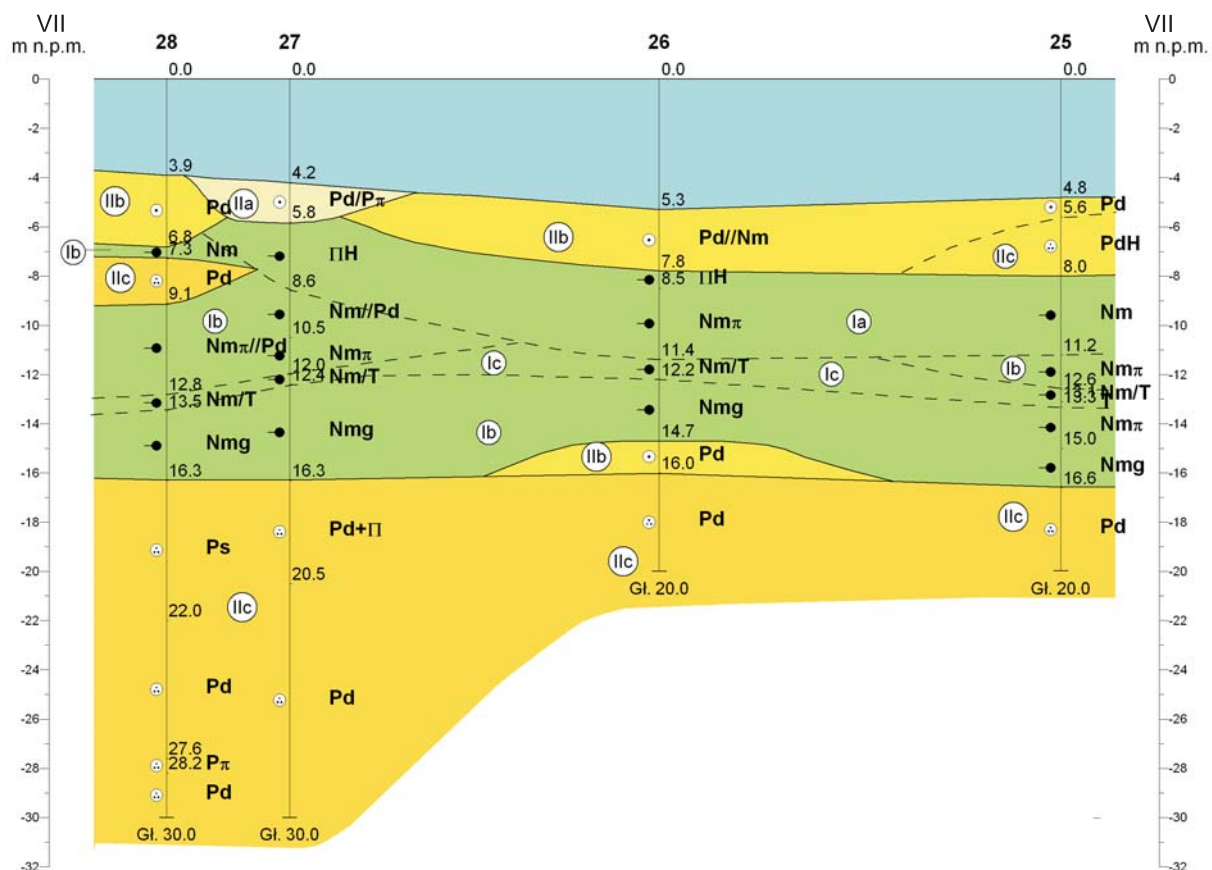
#### 10.4.3. Warunki hydrogeologiczne

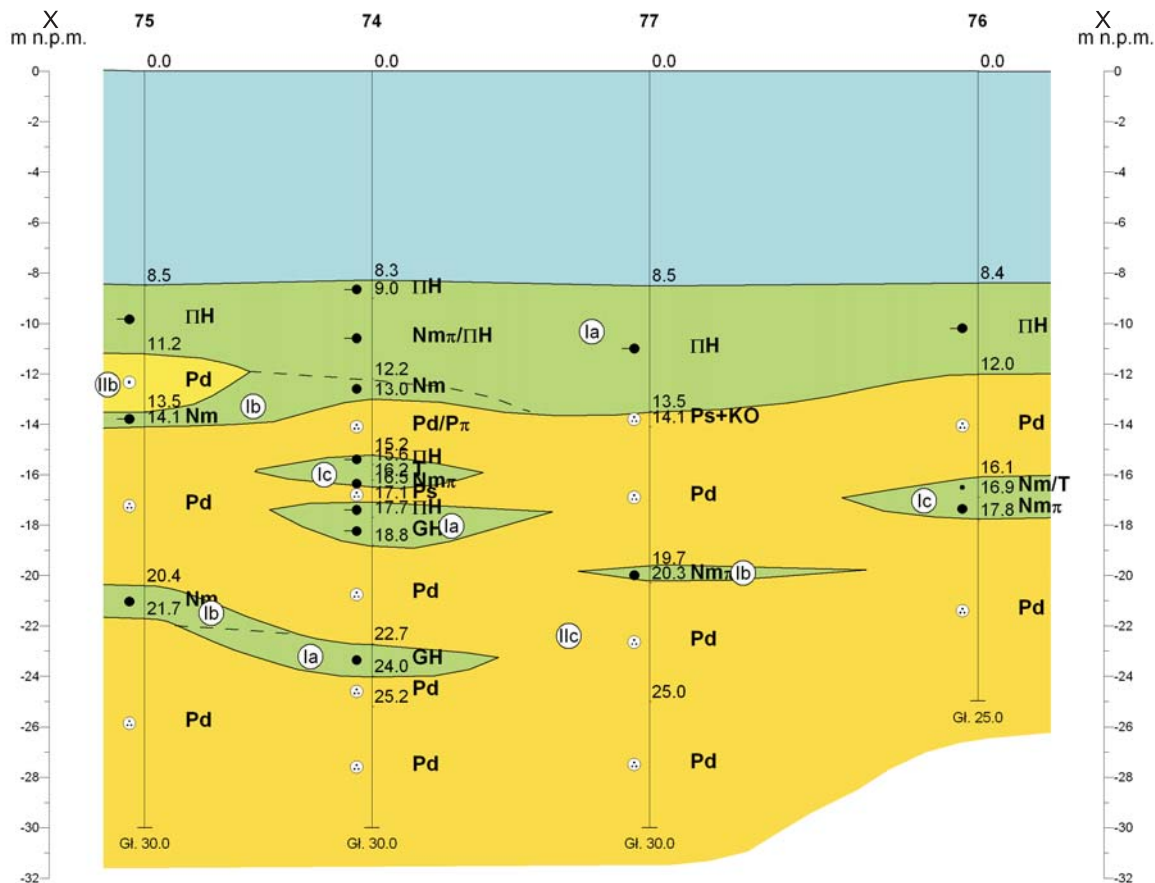
W podłożu omawianego obszaru występują dwa poziomy wód podziemnych. Poziom pierwszy, posiadający bezpośredni kontakt z wodą morską, występuje w utworach piaszczystych i pyłach humusowych zalegających poniżej powierzchni dna morskiego. Poziom drugi tworzą wody występujące poniżej namułów, w osadach piaszczystych. Wody te pozostają pod ciśnieniem i stabilizują się w ciągu 3–4 godzin na poziomie morza.

Woda morska z Zatoki Gdańskiej posiada silne właściwości agresywne względem betonu, związane z wysoką zawartością jonów  $SO_4$ . Zwiększone właściwości agresywne w stosunku do żeliwa i stali posiada woda pierwszego poziomu, występująca w utworach piaszczystych mających bezpośredni kontakt z wodą morską badanego akwenu. Wody tego poziomu wykazują słabą agresywność w stosunku do betonu. Wody drugiego poziomu występujące pod namułami nie posiadają właściwości agresywnych, poza miejscami, gdzie na skutek braku ciągłości warstwy kompleksu namułów, oba poziomy łączą się i pozostają w kontakcie z wodą morską.

#### 10.4.4. Budowa podłoża dna morskiego

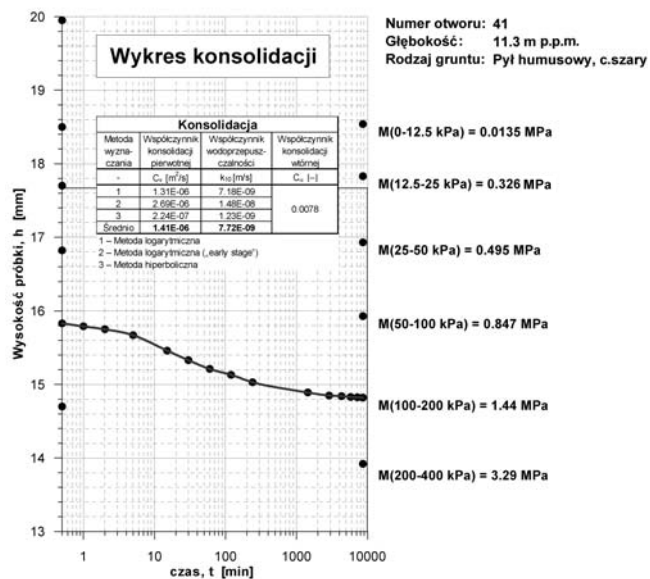
Na rysunku 10.21 pokazano charakterystyczne przekroje geologiczno-inżynierskie podłoża pirsu DCT. Należy podkreślić znaczne zróżnicowanie warstwy gruntów humuso-





Rys. 10.21. Przykładowe przekroje geologiczno-inżynierskie (lokalizacja przekrojów na rys. 10.20)

wych i organicznych zarówno jeśli chodzi o zawartość części organicznych, jak też skład ziarnowy, a także właściwości wytrzymałościowe. Przeprowadzone badania terenowe i laboratoryjne wykazały celowość wydzielenia w obrębie tej warstwy namulów pylastych, traktowanych łącznie z pyłami humusowymi (Ic), mimo iż stanowi to odstępstwo od przyjętego w Polsce systemu klasyfikacyjnego. Wydzielenie to uzasadnia dodatkowo fakt, że są to osady deltowe, które charakteryzują się znaczną domieszką frakcji pylastej, a przy tym dużą ściśliwością oraz niższymi parametrami wytrzymałościowymi, mimo stosunkowo niewielkiej zawartości części organicznych (średnia zawartość części organicznej dla całej tej warstwy wynosiła zaledwie 3,5%). Ponadto, dla warstwy namulów charakteryzującej się najwyższą zawartością części organicznych (średnio 18%), głównie w postaci licznych domieszek torfu, wprowadzono pojęcie namułu torfiastego (Ia). Charakterystyczne jest, iż w pobliżu linii brzegowej wyraźnie wzrastał udział namulów o większej zawartości części organicznych, podczas gdy w miarę oddalania się od linii brzegowej (a zatem na obszarze pirsu DCT), w obrębie warstwy organicznej dominowały właśnie osady warstwy Ic. Charakterystyczny wynik badania ściśliwości oraz konsolidacji dla próbki pyłu humusowego z tej warstwy pokazano na rys. 10.22.



Rys. 10.22. Charakterystyczny wynik badania modułu ściśliwości oraz współczynnika konsolidacji pierwotnej i wtórnej, dla próbki pyłu humusowego o  $I_{om} = 2,8\%$



#### 10.4.5. Badania dodatkowe

Badania dodatkowe wykonane dla celów projektu wykonawczego, wynikały głównie ze zmiany koncepcji konstrukcji nabrzeża oraz technologii budowy pirsu. Miały one na celu uściślenie zakresu wymaganej wymiany gruntu, a potwierdzenie przydatności gruntów piaszczystych wybieranych w ramach pogłębiania akwenu do budowy pirsu. Badania te prowadzone były przez PB Geostab Sp. z o.o., przy czym otwory wykonywano podobnie jak poprzednio z platformy UNIGEO, wibros sondy i sondowania CPTU na morzu – ze statku „Santa Barbara” we współpracy z PPIE-ZRiG Petrobaltic S.A., a sondowania CPTU wzdłuż linii brzegowej – we współpracy z HEBO Poznań. Zakres wszystkich wykonanych badań terenowych pokazany został na [rys. 10.20](#).

#### 10.4.6. Prace budowlane

Autorem projektu wykonawczego, a zarazem generalnym wykonawcą prac budowlanych był koncern Hochtief Construction AG.

Projekt wykonawczy opracowany na podstawie kompleksowych badań podłoża zakładał budowę pirsu poprzez refulację piasku w obszarze akwenu wydzielonego za pomocą:

- kombinowanej ścianki szczelnej, składającej się z wbijanych pali głównych o długości 28,5 m (profil DB HZ 775) oraz grodzic wypełniających (profil DB AZ 25), zakotwionej w gruncie nośnym za pomocą kotew kłapowych (od strony nabrzeża),
- harmonijkowej ścianki szczelnej, również zakotwionej za pomocą kotew kłapowych (od strony zewnętrznej pirsu).

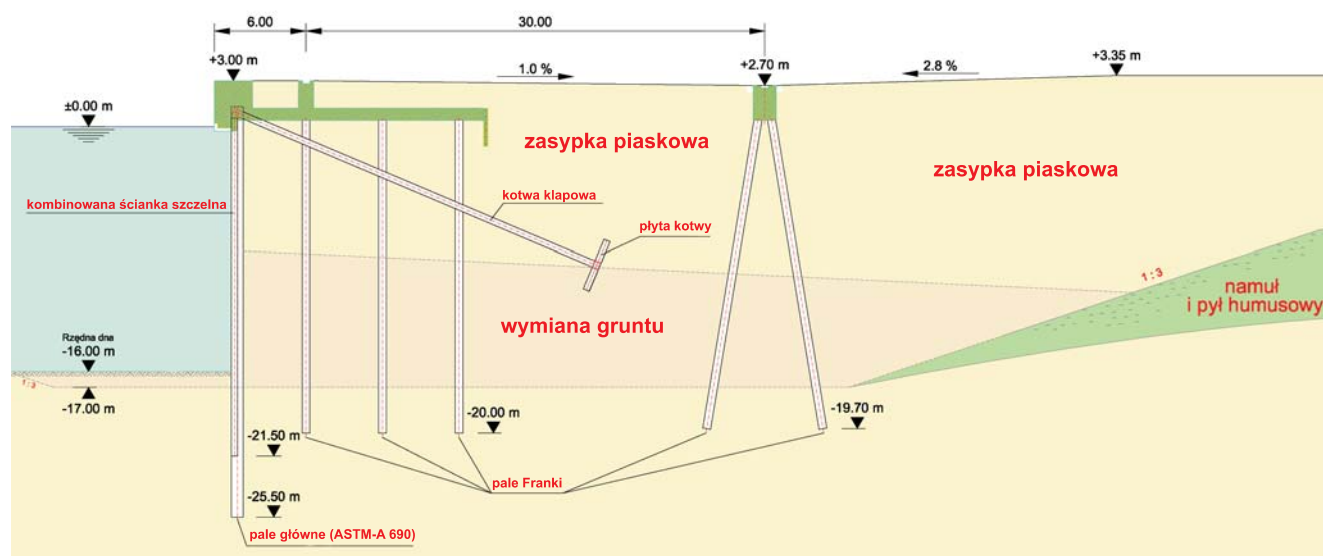
Konstrukcja nabrzeża pokazana została na [rys. 10.23](#). Ponieważ na całym obszarze projektowanego pirsu występowała warstwa bardzo słabych gruntów humusowych i organicznych,

w pierwszej kolejności została ona usunięta wzdłuż projektowanych ścianek szczelnych do głębokości około 15–16 m za pomocą pogłębiarki czerpakowej, a następnie wykop został zasypany piaskiem nośnym, refulowanym przez pogłębiarki ssące do rzędnej około –9 m n.p.m., tak aby uzyskać stabilne podłoże, umożliwiające instalację ścianki szczelnej. Metoda ta była wykorzystywana już wcześniej przy realizacji inwestycji portowych na niemieckim wybrzeżu Morza Północnego.

Po zakończeniu robót czerpalno-refulacyjnych wzdłuż projektowanej ścianki szczelnej, nastąpiło jej pogrążenie, przy czym wszystkie roboty palowe oraz osadzanie grodzic prowadzone były z wielofunkcyjnej platformy samopodnoszącej się Odin ([rys. 10.24a, b](#)), będącej własnością generalnego wykonawcy. Po pogrążeniu ścianki szczelnej została ona zakotwiona, przy czym głowice kotwy były wstępnie osadzone w gruncie nośnym, a następnie wwibrowywane na pożądaną głębokość.

Po wykonaniu zamykającego odcinka ścianki szczelnej obszar pirsu został wypełniony warstwami refulowanego piasku, bez wymiany pozostających wewnątrz obszaru warstw organicznych, przy czym, w celu uzyskania kontrolowanych osiadań w rejonie robót refulacyjnych, w niektórych miejscach konieczne było zastosowanie drenów pionowych, przyspieszających konsolidację. Po osiągnięciu docelowej rzędnej +1,30 m n.p.m., zostały wykonane 3 rzędy wbijanych pali Franki o średnicy 56 cm pod żelbetową konstrukcję płyty nabrzeża, w której zainstalowano jedną belkę szyny toru jezdniowego bramowych suwnic przeładunkowych, a także rząd usytuowanych parami skośnych pali Franki pod drugą belkę szyny. Do obudowy odwodnej ściany nabrzeża użyto licowych elementów prefabrykowanych.

Po zakończeniu robót żelbetowych teren nabrzeża został uzbrojony w sieci i instalacje, a na powierzchni terminalu wykonano wzmocnienie pod nawierzchnię placów składowych kontenerów.



Rys. 10.23. Schemat konstrukcji nabrzeża



**Rys. 10.24. Widok kolejnych etapów budowy pirsu**

a – kwiecień 2006 – prace pogłębiarskie i początek budowy ścianki szczelnej; b – czerwiec 2006 – budowa ścianek szczelnych; c – sierpień 2006 – początek refulacji; d – luty 2007 – budowa nabrzeża przeładunkowego; e – kwiecień 2008 – montaż przeładunkowych suwnic bramowych i budowa nawierzchni na obszarze RoRo; f – sierpień 2007 – końcowa faza budowy

Podsumowując, w trakcie budowy pirsu wykonano około 2 km stalowej ścianki szczelnej, a prace refulacyjne objęły przeniesienie około 5 mln m<sup>3</sup> gruntu z pogłębienia akwenów na obszar pirsu oraz częściowo na plażę. Ponadto w części lądowej terminalu, która obejmuje 190 000 m<sup>2</sup>, wybudowane zostało zaplecze w postaci budynków administracyjnych, warsztatów, magazynów, trafostacji oraz kompleksów bramowych. Wykonano również nowe drogi dojazdowe i linię kolejową o długości ponad 2 km, łączące terminal z istniejącą już infrastrukturą.

Widok placu budowy w kolejnych etapach pokazano na rys. 10.24. Z kolei na rys. 10.25a przedstawiono przekrój poprzeczny pirsu (w miejscu omawianego przekroju geologiczno-inżynierskiego VIII), charakterystyczny dla całej jego konstrukcji, a na rys. 10.25b – zakres zrealizowanych prac ziemnych na tle przekroju geologiczno-inżynierskiego).

Prace budowlane trwały od października 2005 roku, a zostały ostatecznie ukończone jesienią 2007.







## 10.5. PRZYKŁADY ODBUDOWY I ZABEZPIECZENIA ZBOCZY KLIFOWYCH OD STRONY ŁĄDU

Opisane w niniejszym rozdziale przykłady rozwiązań odbudowy i zabezpieczenia brzegów klifowych w Polsce, stanowią rozwiązania autorskie zespołu: M. Inerowicz, B. Juskiewicz-Bednarczyk, M. Werno (Werno i in., 2002). Dotyczą one brzegów klifowych w Jastrzębiej Górze oraz w Rozewiu, zlokalizowanych w obrębie Kępy Swarzewskiej. Oprócz zdjęć własnych w rozdziale wykorzystano zdjęcia lotnicze wykonywane przez Urząd Morski w Szczecinie, autorstwa Piotra Domaradzkiego.

### 10.5.1. Budowa geologiczna Kępy Swarzewskiej

Podłoże czwartorzędu w obrębie Kępy Swarzewskiej, na której położony jest Przylądek Rozewie oraz Jastrzębia Góra stanowią osady trzeciorzędowe. Są to mułki, czasami z domieszką węgla brunatnego oraz piaski drobno- i średnioziarniste, w spągu warstwy często z domieszką mułków.

W obrębie Kępy Swarzewskiej występują trzy poziomy glin zwałowych przewarstwione osadami piaszczystymi i łąkami zastoiskowymi.

Plejstocenijskie osady piaszczyste występują na różnych poziomach, łącząc się w jedną warstwę ku południowemu wschodowi, od 128 km brzegu. Ich wspólną cechą jest znaczna zawartość węglanu wapnia. Są to piaski o zróżnicowanej granulacji – od piasków mulistych po piaski gruboziarniste – a ich deluwia występują lokalnie w dnach parowów rozcinających zbocza. Piaski te odsłaniają się w zboczach klifów w rejonie Chłapowa i wielu miejscach na powierzchni Kępy Swarzewskiej – szczególnie w rejonie Jastrzębiej Góry.

Osady zastoiskowe – łąki i muły lokalnie laminowane – odsłaniają się w klifie w rejonie Jastrzębiej Góry.

Plejstocenijsko-holocenijskie osady różnych środowisk lądowych występują jedynie lokalnie na niewielkich obszarach, wypełniając dna zagłębień bezodpływowych. Są to niewielkiej miąższości torfy i namuły.

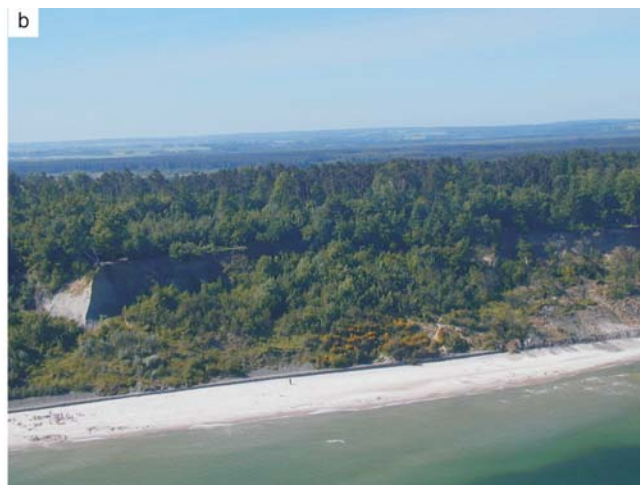
Piaski morskie o zróżnicowanej granulacji, głównie drobnoziarniste lokalnie ze żwirem i otoczkami, występują w strefie plaży i podbrzeża. W strefie plaży miąższość ich jest niewielka przeważnie mniejsza niż 1 m. Osady eoliczne występują na niewielkich obszarach w postaci pokrywy eolicznych. Zalegają one bezpośrednio na osadach wodnolodowcowych, a lokalnie na glinach.

### 10.5.2. Klif w Jastrzębiej Górze

Klif w Jastrzębiej Górze stanowi jeden z najpiękniejszych odcinków brzegu morskiego w Polsce i jest wielką atrakcją turystyczną. Powierzchnia terenu, wypiętrzona na długości jednego kilometra do wysokości około 30 m n.p.m. urywa się nagle w odległości około 40 do 80 m od linii brzegowej i opada ku morzu dziką, miejscami prawie pionową skarpą o licznych, starych i nowych, stopniach osuwiskowych i okresowo pojawiających się intensywnych wyciekach wód gruntowych, będących zarówno wynikiem opadów atmosferycznych, jak też nieuporządkowanej gospodarki wodno-ściekowej na koronie klifu (rys. 10.26).

Zasadniczą część masywu klifu tworzą przewarstwione piaskami, silnie laminowane grunty spoiste – łąki i gliny zwięzłe. Na skrajach wypiętrzenia łąki zastępowane są w coraz większym stopniu przez gliny piaszczyste i piaski gliniaste, a wysokość klifu obniża się, przechodząc stopniowo w piaszczysty brzeg wydmy.

Następujący od wieków proces niszczenia klifu jest spletem dwóch zjawisk – abrazji morskiej u podnóża klifu, która w okresie lat 1987–1992 przyjęła maksymalne tempo 1,6 m/rok oraz zsuwów górnych partii klifu po powierzchniach gruntów spoistych, osłabionych w wyniku nawodnienia wodami infiltrującymi z górnych partii klifu przez niewielkie przewarstwienia piaszczyste. Pierwszy czynnik niszczenia klifu został praktycznie wyeliminowany dzięki wykonaniu opaski brzegowej z gabionów wraz z materacem przeciwoerozyjnym. Mimo tego, po jej wybudowaniu, nastąpiły dalsze zsuwy powierzchniowe i obrywy, obejmujące



Rys. 10.26. Widok klifu w Jastrzębiej Górze

a – początek opaski brzegowej w km 133.675; b – odcinek leśny klifu (km 134.000 – km 134.200)

swym zasięgiem wyłącznie górną część klifu, co dowodzi, że obecnie jedyną przyczyną niszczenia klifu jest infiltracja wód gruntowych.

### Rozwój procesów osuwiskowych

W roku 1988 wystąpiło poważne osuwisko w rejonie ówczesnego Domu Wypoczynkowego „Horyzont” (km 133.710), którego bezpośrednią przyczyną była awaria instalacji wodnej przebiegającej w ciągu Bulwaru Nadmorskiego położonego na koronie klifu. Osuwisko spowodowało całkowite zniszczenie bulwaru i przybliżenie się krawędzi klifu do budynku na odległość 8–15 m, co spowodowało zamknięcie domu wypoczynkowego.

Przez następne dziesięć lat dalsze procesy osuwiskowe koncentrowały się przede wszystkim w rejonie zalesionej, niezabudowanej części klifu. Zasadnicze uaktywnienie klifu na odcinku zabudowanym nastąpiło na wiosnę 1998 roku na jego zachodnim krańcu, gdzie rzędna korony zmienia się od 30 m n.p.m. od strony wschodniej przy willi „Mewa” do 20 m n.p.m. w rejonie ulicy Bałtyckiej. Pierwsze duże osuwisko wystąpiło w rejonie ul. Bałtyckiej i spowodowało cofnięcie się krawędzi klifu na wylocie ulicy o około 5 m. Następnie zaczęły się uaktywniać odcinki przylegające i wystąpił szereg zsuwów powierzchniowych o niewielkim zasięgu, a na wiosnę roku 1999 nastąpiło znaczne cofnięcie się krawędzi w rejonie km 134.315, które doprowadziło do całkowitego przerwania drogi spacerowej, położonej na koronie klifu. Ponadto, w wyniku intensywnego cofania się krawędzi klifu najbliższy budynek – willa „Mewa”, znalazł się w odległości około 13 m od urwiska (rys. 10.27). Tempo i zasięg cofania się krawędzi klifu w latach 1998–1999 stworzyły bezpośrednie zagrożenie zarówno dla willi „Mewa”, jak i ścieżki spacerowej na koronie klifu wzdłuż pensjonatu „Viktor”, co spowodowało konieczność podjęcia prac zabezpieczających oraz odbudowy zbocza na odcinku od km 134.265 do km 134.465.

Kolejne zsuwy wystąpiły na odcinku leśnym niezabudowanej części klifu, pomiędzy Promenadą Światowida, a ulicą Bałtycką, po czym w roku 2002 ponownie uaktywnił się rejon dawnego DW „Horyzont”. Postępujący w czasie

kilku tygodni proces osuwiskowy spowodował w końcowej fazie osunięcie się części remontowanego właśnie budynku (rys. 10.28).

### Osuwisko w rejonie willi „Mewa”

Po wystąpieniu pierwszego osuwiska w roku 1998 w trybie awaryjnym wykonane zostały sondowania penetracyjne, mające na celu głównie określenie miąższości i stanu koluwium oraz górnych warstw nienaruszonego zbocza klifu, a także zainstalowano piezometry do obserwacji poziomu wód gruntowych. Tempo rozwoju osuwiska w latach 1998–1999 spowodowało konieczność szybkiego podjęcia działań mających na celu uratowanie znajdującego się na koronie klifu budynku, w związku z czym odstąpiono od wykonywania badań geologiczno-inżynierskich, a warunki panujące w podłożu określono wyłącznie na podstawie danych archiwalnych oraz obserwacji bieżących i doraźnych sondowań w koluwium.

**Proces niszczenia klifu.** Jak stwierdzono na podstawie istniejącego rozpoznania gruntowego, na osuwającym się odcinku klifu następuje wyklinowanie się warstwy iłów zastoiszkowych, z których zbudowana jest zasadnicza część masywu klifu jastrzębskiego. Generalnie górna część klifu do głębokości około 12 m n.p.m. zbudowana jest z dwóch warstw twaroplastycznych piasków gliniastych. Gdyby klif zbudowany był wyłącznie z takich gruntów, to stateczność jego byłaby zachowana, nawet przy istniejącym, bardzo dużym pochyleniu powierzchni klifu. Jednakże w podstawie każdej z warstw piasku gliniastego znajduje się cienka warstewka piasków, okresowo wyprowadzająca na powierzchnię skarpy duże ilości wody gruntowej. Okresowe intensywne przepływy wody powodują wypłukiwanie drobnych cząsteczek piasku oraz uplastycznienie powierzchni sąsiadujących z nimi warstw gruntów spoistych, pod wpływem podwyższonego lokalnie ciśnienia. W rezultacie, przy relatywnie wysokich parametrach wytrzymałościowych całego masywu, następuje lokalne, lecz radykalne obniżenie tych parametrów zarówno w samym piasku, jak i w cienkiej warstewce gruntów spoistych, znajdujących się na kontakcie z warstwą wodonośną. W wyni-



Rys. 10.27. Osuwisko w rejonie willi „Mewa” w km 134.315 (wiosna 1999)

a – widoczne przerwanie ścieżki spacerowej wzdłuż korony klifu; b – widok osuwiska z poziomu koluwium





**Rys. 10.28. Widok klifu w rejonie km 133.710**

a – stan w roku 2000; b – po wystąpieniu osuwiska w roku 2002

ku utraty wytrzymałości w podstawie warstw piasków gliniastych następuje ścięcie tych warstw w formie klina odłamu i przemieszczenie się po poziomych powierzchniach uplastycznionych gruntów spoistych. Po oddzieleniu się klina odłamu od masywu klifu opisany proces utraty stateczności górnej części klifu rozpoczyna się od początku. Jest to jedyne racjonalne uzasadnienie występowania procesu osuwiskowego na tym odcinku brzegu klifowego. Należy jednocześnie zaznaczyć, iż z uwagi na okresowe pojawianie się wody w bardzo cienkich przewarstwieniach, niemożliwe praktycznie do uchwycenia pomiarami piezometrycznymi, zjawisko to można było potwierdzić jedynie na drodze modelowania matematycznego.

Obliczenia stateczności zbocza klifu wykonano w najbardziej niekorzystnym przekroju w km 134.315, gdzie odległość krawędzi klifu od istniejącego budynku wynosiła według stanu na dzień 22 czerwca 1999 jedynie 13 m, a wysokość klifu około 29 m n.p.m.

Obliczenia wykonano metodą Morgenstern'a-Price'a programem SLOPE/W, zakładając łamaną linię poślizgu, odzwierciedlającą obserwowane powierzchnie ścięć, przebiegającą w dolnej partii poziomo wzdłuż osłabień wywołanych infiltracją wody w przewarstwiach piaszczystych. Każdorazowo analizowano kilkaset potencjalnych powierzchni poślizgu. Parametry poszczególnych warstw gruntowych przyjęto na podstawie wykonanych badań laboratoryjnych, przy czym nieznane z badań parametry w obrębie osłabienia (w podstawie klina odłamu) dobierano tak, aby doprowadzić do utraty stateczności obliczeniowej.

Obliczenia wykonano dla podstawy klina odłamu na rzędnej +17,2 m n.p.m. w cienkim przewarstwieniu ilastym bezpośrednio pod górną warstwą wodonośną stwierdzoną w czasie wierceń oraz pod występującą niżej warstwą wodonośną, tj. na rzędnej 10,85 m n.p.m. w obrębie piasku gliniastego, przewarstwiającego gliny pylaste zwięzłe. Dla parametrów wytrzymałościowych gruntów w podstawie klina odłamu przyjętych jak dla stanu miękkoplastycznego,

tj.  $c = 25$  kPa,  $\Phi = 0^\circ$  w ile, a  $c = 6$  kPa,  $\Phi = 11^\circ$  w piasku gliniastym, obliczeniowe współczynniki stateczności wyniosły:

- $F_{min} = 1,000$  (pow. poślizgu w rejonie pierwszej warstwy wodonośnej),
- $F_{min} = 1,079$  (pow. poślizgu w rejonie drugiej warstwy wodonośnej).

Oznacza to, że zbocze klifu, dla tak przyjętych parametrów wytrzymałościowych warstw, po których przemieszcza się klin odłamu, znajduje się w stanie niestabilnym.

Należy zaznaczyć, że obserwowany zasięg kolejnych zsuwów w rejonie willi „Mewa”, po kilka metrów w kierunku jej fundamentów, potwierdzał prawidłowość modelu mechanizmu niszczenia klifu przyjętego na podstawie poprzednio obserwowanych obrywów i zsuwów, jak również poprawność przyjętych parametrów wytrzymałościowych.

Dodatkowe obliczenia stateczności klifu w km 134.365, w miejscu, gdzie sąsiedni budynek ośrodka wypoczynkowego jest usytuowany najbliżej krawędzi klifu, przy zachowaniu takiego samego układu warstw gruntowych i takich samych parametrów wytrzymałościowych, jak w przekroju obliczeniowym w km 134.315 wykazały minimalny obliczeniowy współczynnik stateczności  $F_{min} = 1,092$ . Należy zaznaczyć, że w tym miejscu wysokość klifu jest około 6 m niższa w porównaniu do wysokości klifu w poprzednim przekroju obliczeniowym. W tym przypadku powierzchnia poślizgu oddalona była od krawędzi klifu około 5 m, gdy w przypadku obliczeń stateczności dla klifu wyższego powierzchnia poślizgu o około 10 m.

Przeprowadzone obliczenia stateczności potwierdziły, że podstawową przyczyną niszczenia klifu na analizowanym odcinku brzegu jest uplastycznianie się warstw gruntów spoistych na kontakcie z cienkimi warstwami wodonośnymi gruntów piaszczystych zasilanych wodą infiltrującą z powierzchni klifu.

Jednoznaczne określenie zasięgu strefy zagrożenia korony klifu przez zsuwy i obrywy było niemożliwe, ze względu



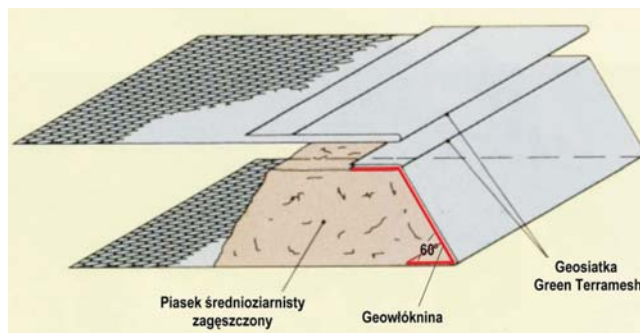
na skomplikowaną budowę geotechniczną analizowanego odcinka klifu jastrzębskiego, nieznajomość dróg filtracji do wychodni w skarpię klifu, jak również brak możliwości przewidzenia ilości wody infiltrującej w masę klifu. Z całą pewnością stwierdzono, że zagrożony był budynek „Mewa”, jak i ścieżka wzdłuż pensjonatu „Viktor”, a proces niszczenia klifu bez podjęcia radykalnych działań zapobiegawczych, postępowałby nadal.

**Wybór metody zabezpieczenia klifu.** Ze względu na to, że wykonana w latach ubiegłych opaska brzegowa z gabionów wyeliminowała całkowicie zjawisko abrazji, powodujące niszczenie podnoża klifu, celem zabezpieczenia klifu było wyłącznie wyeliminowanie zsuwów występujących w górnych partiach zbocza. Rozważano następujące sposoby zabezpieczenia:

1. Uregulowanie warunków wodnych w celu podwyższenia wytrzymałości warstw miękkoplastycznych gruntów spoistych, po których przebiega powierzchnia ścięcia bez zmiany geometrii skarpy klifu;
2. Zmiana pochylenia górnej części skarpy klifu wraz z pracami drenażowymi i zabezpieczającymi na obszarze koluwium;
3. Kotwienie lub gwoździowanie górnej części klifu wraz z pracami drenażowymi i zabezpieczającymi na obszarze koluwium;
4. Mury oporowe, palisady lub kaskady betonowe wraz z drenażem;
5. Odbudowa skarpy klifu z zastosowaniem siatek zbrojeniowych w sposób pokazany schematycznie na [rys. 10.29](#), po usunięciu części koluwium i wykonaniu drenażu na całej powierzchni gruntu rodzimego odbudowywanej skarpy klifu.

Uregulowanie warunków wodnych wymagałoby wykonania skomplikowanego układu drenażu poziomego sięgającego w głąb masywu klifu poza obszar potencjalnych linii poślizgu. Drenaż ten przejmowałby wodę gruntową wewnątrz masywu i wyprowadzał ją na zewnątrz skarpy klifu, eliminując w ten sposób zjawisko uplastyczniania się powierzchni gruntów spoistych na kontakcie z wodonośnymi warstewkami piasku. Wykonanie podstawowego drenażu, tj. drenażu poziomego na głębokość około 20 m w głąb masywu klifu byłoby technicznie bardzo trudne. Należy zaznaczyć, że prace te wykonywane byłyby zawsze w strefie zagrożenia osuwiskiem, a prowadzenie prac wiertniczych mogłoby przyspieszyć ten proces. Przy tak skomplikowanym układzie przewarstwień wodonośnych, a co za tym idzie przy nieznanym drogach filtracji wody, istniałaby również obawa, że nie wszystkie poziomy wodonośne zostałyby przejęte przez wykonane drejny, a zatem metoda nie dawała pewności co do całkowitego wyeliminowania zjawisk osuwiskowych na skarpię klifu.

Stabilizacja klifu metodą złagodzenia jego nachylenia wymagałaby co najmniej ścięcia górnej części klifu do pochylenia skarpy do około 30°. Zlikwidowane zostałyby ścieżki spacerowe na koronie klifu, krawędź klifu znacznie zbliżyłaby się do istniejących budynków, włącznie z częścią likwidacją tarasu widokowego pensjonatu „Viktor”,



**Rys. 10.29. Schemat budowy skarpy z zastosowaniem siatek zbrojeniowych**

willa „Mewa” musiałaby być rozebrana. Ponadto geometria klifu na tym odcinku znacznie odbiegałaby od kształtu klifu na odcinkach sąsiednich, tracąc całkowicie naturalne walory krajobrazowe. Ponadto i tak konieczne byłoby dodatkowe zabezpieczenie skarpy przed erozją powierzchniową.

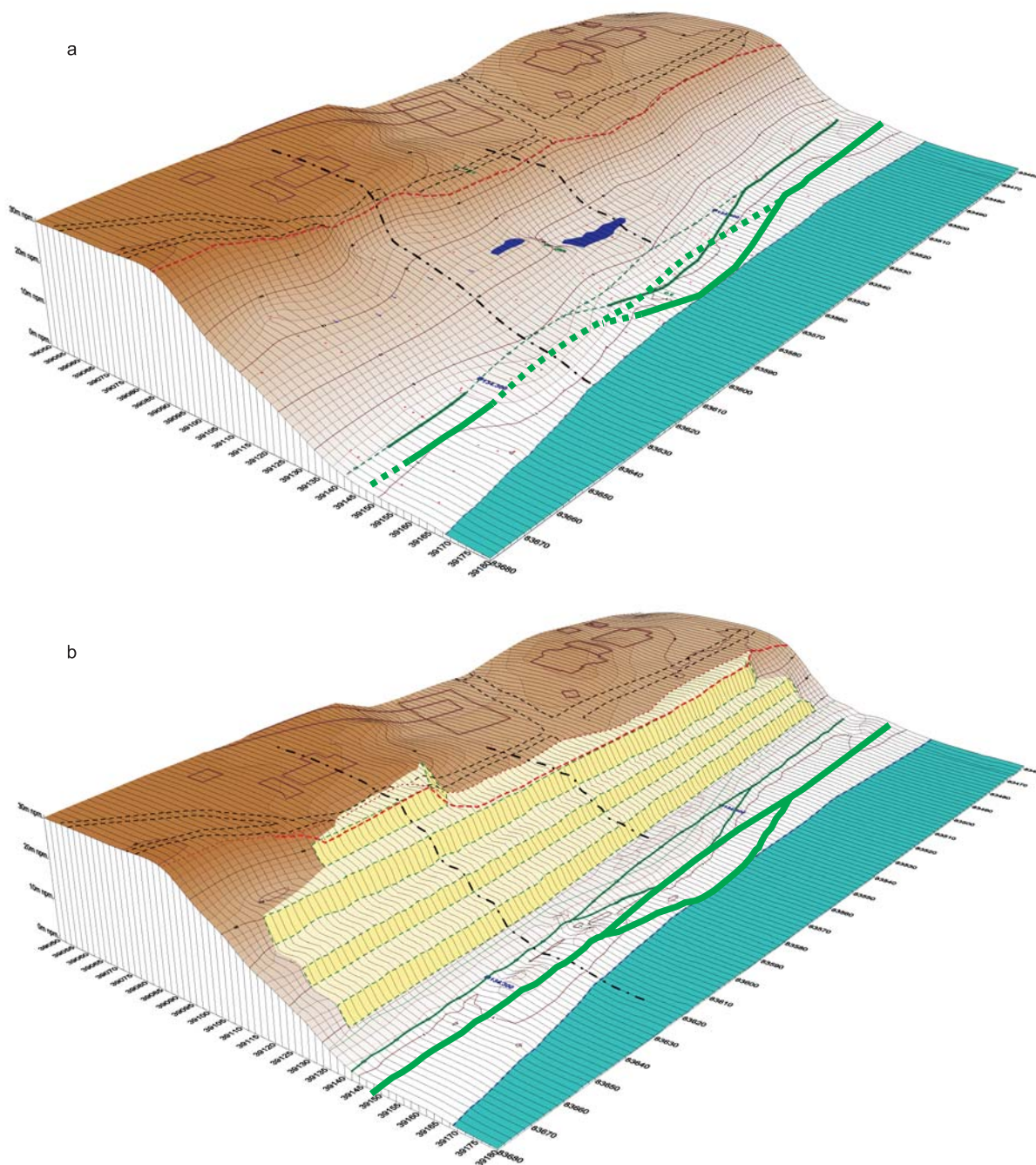
Koncepcja gwoździowania wymagałaby osuszenia strefy gwoździowania przed instalacją gwoździ. Pomijając trudności techniczne związane z odwodnieniem, już samo odwodnienie górnej części klifu doprowadziłoby do wzrostu parametrów wytrzymałościowych miękkoplastycznych przewarstwień gruntów spoistych, a tym samym prawdopodobnie do zapewnienia stateczności górnej części klifu. W tej sytuacji gwoździowanie okazałoby się zupełnie zbędne. Podobne problemy wystąpiłyby w koncepcji kotew, która wymaga wyprofilowania skarpy klifu oraz wykonania oczepu z warstwą drenującą, w celu zapewnienia odpływu wody z przewarstwień wodonośnych. Wykonywanie takich prac w przypadku nieustannego zagrożenia dalszym obrywem powoduje poważne trudności wykonawcze.

Koncepcja murów oporowych i palisad, ze względów technicznych, ekonomicznych i bezpieczeństwa pracy, jak również z uwagi na utratę walorów krajobrazowych klifu, została odrzucona.

W tej sytuacji za najbardziej racjonalną i pewną w warunkach omawianego odcinka klifu jastrzębskiego uznano zastosowanie drenażu płaszczyznowego na całej powierzchni gruntu rodzimego i odtworzenie naturalnego kształtu klifu o dwóch, bądź trzech stopniach osuwiskowych ([rys. 10.30](#)) poprzez odbudowę skarpy klifu z piasku średniego i grubego, zabezpieczoną od strony zewnętrznej za pomocą trzech lub czterech bloków gruntu zbrojonego o wysokości około 6 m, szerokości 6 m i nachyleniu każdego bloku 60° ([rys. 10.31](#)).

Na [rysunku 10.30](#) pokazano opracowany model istniejącej powierzchni zbocza klifu oraz powierzchni projektowanej po odbudowie, a na [rysunku 10.31](#) – najbardziej niekorzystny przekrój obliczeniowy przez odbudowaną skarpe klifu.

Długość zbrojenia (szerokość bloku) wynikała z warunku utrzymania stateczności skarpy bloku o takim nachyleniu.



**Rys. 10.30. Model powierzchni klifu przed (a) i po (b) odbudowie**

Pokazane jest położenie budynków oraz dróg na koronie klifu, lokalizacja przekrojów obliczeniowych, zastoiska wody w kolumium, położenie opaski brzegowej (linia zielona) oraz krawędź klifu (linia czerwona przerywana).

Półki pomiędzy kolejnymi blokami, modelowały kolejne stopnie osuwiskowe, występujące w klifie naturalnym, co dało możliwość krajobrazowego wkomponowania odbudowanego odcinka.

Przy takim sposobie odbudowy na zachowanie stateczności skarpy klifu wpływa splot trzech elementów:

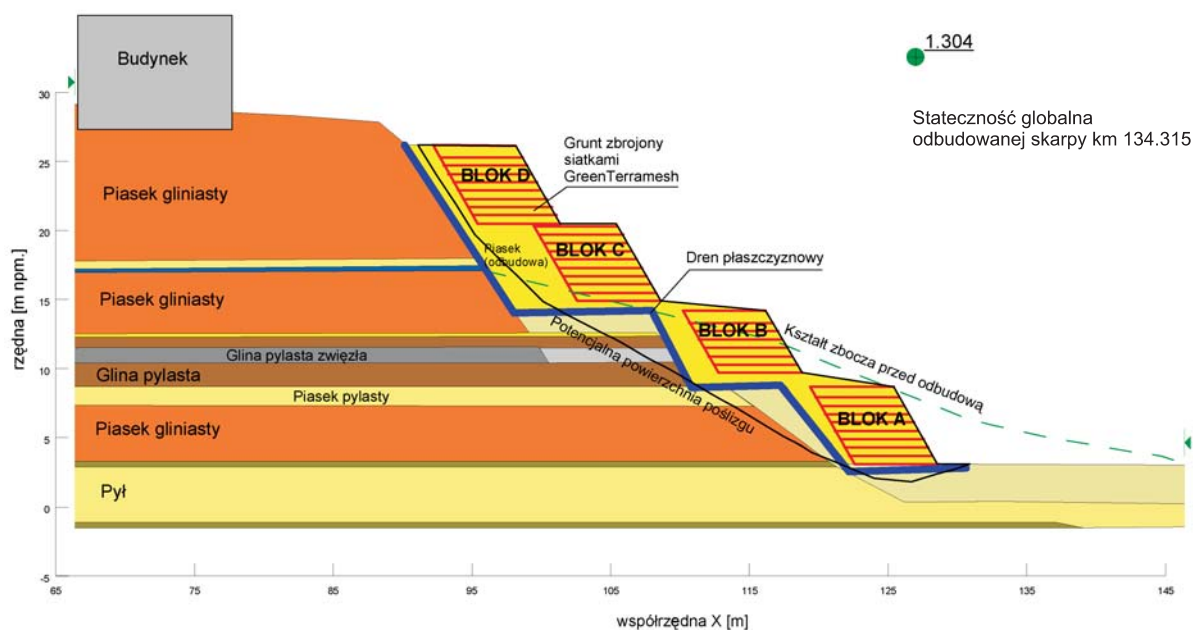
- drenaż płaszczyznowy rozdzielający grunt rodzimy od odbudowanej skarpy wraz z wcinkami drenażowymi, sprowadzający wszystkie wypływy i sączenia z czoła

klifu i poprawiający wytrzymałościowe parametry gruntów spoistych na kontakcie z przewarstwieniami wodonośnymi;

- dociążenie skarpy klifu wskutek odbudowy;
- przebrojenie czołowej części skarpy.

Zaletą przyjętej koncepcji odbudowy było:

- zapewnienie stateczności zbocza, niezależnie od stosunków wodnych, które mogą wystąpić w masywie klifu;



Rys. 10.31. Schemat odbudowy klifu pokazany na przekroju obliczeniowym

- poszerzenie korony klifu i zachowanie naturalnych walorów widokowych, wskutek utrzymania kształtu maksymalnie zbliżonego do kształtu klifu naturalnego i możliwość odbudowy zniszczonych ścieżek spacerowych wzdłuż korony klifu;
- zapewnienie bezpieczeństwa istniejących obiektów;
- zabezpieczenie powierzchni odbudowanej skarpy przed erozją powierzchniową.
- prostota technologii wykonania i łatwy do pozyskania materiał wymagany do odbudowy;
- możliwość stosunkowo bezpiecznego prowadzenia prac budowlanych, ponieważ stateczność klifu wzrasta w miarę zwiększania wysokości odbudowywanej skarpy.

**Opis rozwiązania konstrukcyjnego.** Podstawowym elementem konstrukcyjnym są bloki gruntu zbrojonego (z zastosowaniem siatek GreenTerramesh o podwójnym splocie z drutu ocynkowanego w otulinie z PCW i żywotności w warunkach morskich około 120 lat), drenażu na kontakcie gruntu rodzimego klifu z gruntem wbudowywanym, wypełnienia materiałem piaszczystym przestrzeni pomiędzy blokami gruntu zbrojonego a drenażem.

Z uwagi na zmienną wysokość klifu zaprojektowano konstrukcję składającą się z 3 lub 4 bloków gruntu zbrojonego (A, B, C, D) o pochyleniu czoła  $60^\circ$ , szerokości (długości zbrojenia) = 6 m i wysokości 6 m. Każdy blok składał się z 10 warstw piasku zagęszczonych do wskaźnika zagęszczenia  $I_s \geq 0,95$ , otoczonych siatką stalową na długości 6 m w głąb odbudowywanego zbocza. Pięć dolnych warstw dolnego bloku A, narażonych na działanie wody ma ściankę czołową wyłożoną geowłókniną, a wszystkie pozostałe warstwy wszystkich bloków – matą kokosową, która rozkładając się stymuluje szybki rozwój roślinności. Podnoże pierwszego bloku A znajdowało się w odległości około 8 m od czoła opaski istniejącej opaski brzegowej z gabionów

od strony lądu. Szerokość pólek pomiędzy poszczególnymi blokami zmieniała się w zależności od odległości pomiędzy koroną klifu a opaską brzegową. Długość zbrojenia przyjęto tak, aby uzyskać wystarczający współczynnik stateczności w obrębie zbrojenia skarpy, a wysokość bloków i szerokość pólek, aby uzyskać wystarczający współczynnik stateczności dla klinów odłamu oraz dla całej wysokości klifu.

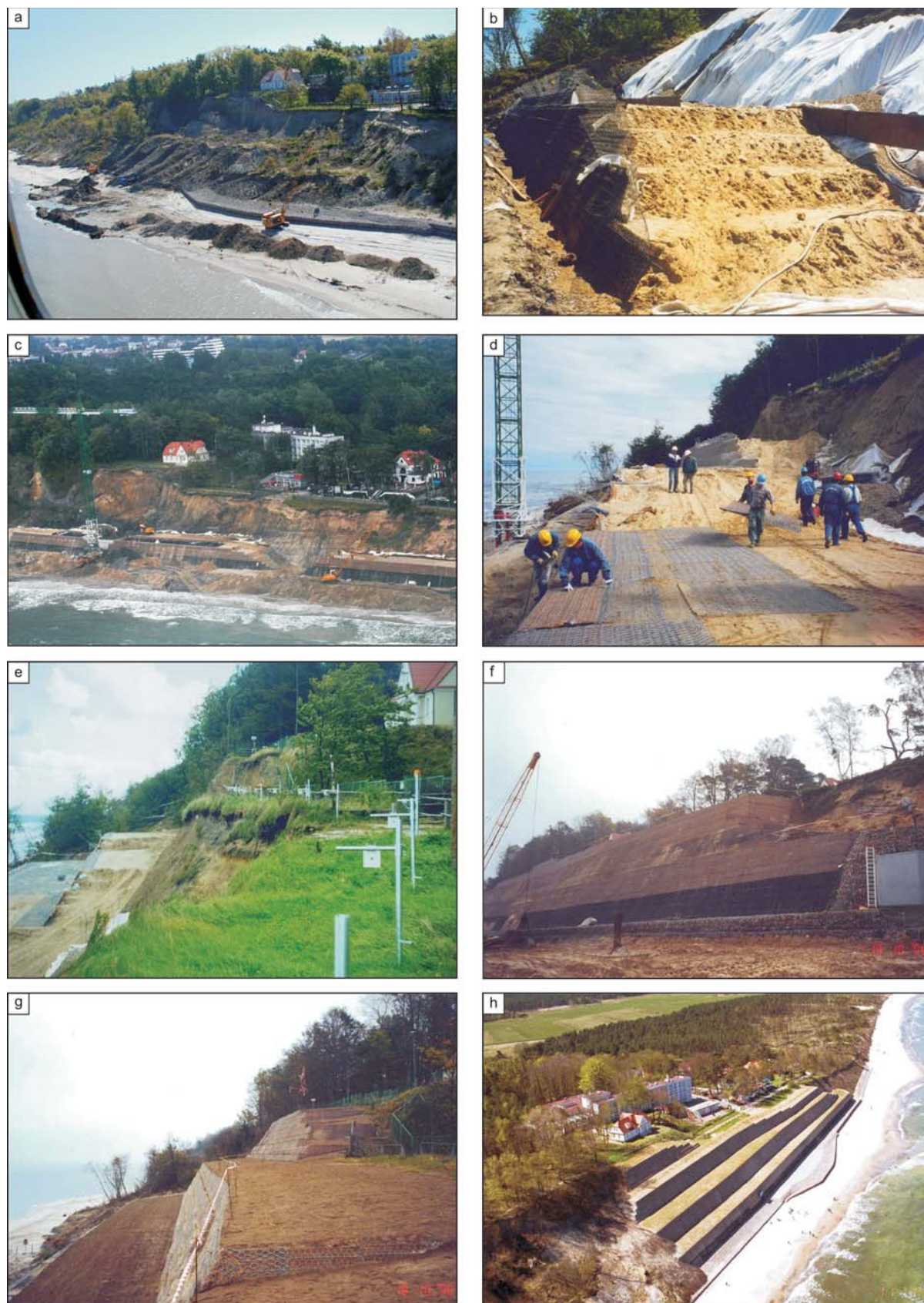
System drenażowy obejmuje drenaż płaszczyznowy w postaci ciągłej warstwy filtracyjnej o grubości 1 m z kamienia łamanego w obu stronach otulinie geowłókniny, sięgającej od korony klifu do opaski brzegowej, ułożonej na wyprofilowanej powierzchni gruntu rodzimego klifu oraz wciniki drenażowe usytuowanych poniżej bloków B i C pod powierzchnią drenażu płaszczyznowego w kierunku prostopadłym do opaski brzegowej, wykonane w rozstawie 10 m z kamienia łamanego w otulinie geowłókniny o szerokości minimum 0,5 m, sięgających od 2 m do maksimum 5 m w grunt rodzimy klifu.

Przestrzeń między drenażem płaszczyznowym a blokami gruntu zbrojonego wypełniona jest takim samym materiałem piaszczystym, z zagęszczeniem, jak w obrębie bloków zbrojonych.

Dla tak przyjętego rozwiązania konstrukcyjnego obliczeniowe współczynniki stateczności w obrębie zbrojenia skarpy zmieniały się dla poszczególnych bloków gruntu zbrojonego od 1,46 do 2,59, a współczynniki stateczności dla klinów odłamu wynosiły odpowiednio 1,98 i 1,46. Obliczenia stateczności globalnej dla powierzchni poślizgu przebiegających poza obrysem zbrojenia skarpy wykazały minimalny współczynnik stateczności  $F_{min} = 1,3$  (rys. 10.31).

**Przebieg prac.** Prace budowlane, prowadzone przez Hydrobudowę S.A. pod nadzorem zespołu autorskiego, trwały od maja do listopada 2000 roku. Kolejne fazy prac pokazano na rys. 10.32. Do prac budowlanych wykorzysta-





**Rys. 10.32. Kolejne etapy budowy**

a – wciniki drenażowe do osuszenia koluwium; b – początek budowy bloku A i drenu płaszczyznowego po usunięciu osuszonego koluwium; c – końcowa faza budowy bloku A; d – koniec budowy bloku B i początek D; e – system ostrzegawczy zainstalowany na koronie klifu; f – końcowa faza budowy; g – ukończona budowa bloku D; h – widok odbudowanego zbocza wiosną 2001



no żuraw wieżowy z chwytakiem elektryczno-hydraulicznym, koparki gąsienicowe Brawal, spycharki i ładowarki kołowe, samochody samowładawcze z napędem terenowym oraz walce i płyty wibracyjne. Koluwium gruntu usuwane z terenu budowy i sukcesywnie zrzucane do wody wzdłuż linii brzegowej było zabierane przez morze. W połowie lipca, po rozpoczęciu budowy bloku B, gdy front robót zbliżył się bezpośrednio do podnóża urwiska, w celu zapewnienia bezpieczeństwa ludzi pracujących bezpośrednio pod odsłoniętą skarpią klifu, zainstalowano zaprojektowany specjalnie laserowy system ostrzegawczy (rys. 10.32e). Zasada działania systemu polegała na uruchomieniu wizualnego, dźwiękowego i telefonicznego sygnału w momencie pojawienia się przemieszczeń krawędzi korony klifu, świadczących o możliwości wystąpienia osuwiska. Sygnały generowane były w momencie wystąpienia przerwy w odbiorze promienia laserowego w jednej z kilku sekcji pomiarowych zainstalowanych na koronie klifu wzdłuż jego krawędzi.

#### Zabezpieczenie klifu na odcinku od km 133.855 do km 134.245

Obszar zabezpieczenia zbocza klifu obejmuje odcinek niezabudowanej korony klifu, na której lokalnie występują procesy osuwiskowe (km 133.915 do km 134.245), a także obszar w rejonie istniejącego zejścia na plażę (km 133.835 do km 133.915).

Na rysunku 10.33 pokazano typowy widok zsuwów koluwium powstających na tym odcinku. Po okresie sztormowym materiał koluwium zasypujący opaskę brzegową był za każdym razem wynoszony przez morze, podczas gdy w zagłębieniach słaboprzepuszczalnego koluwium przez cały czas utrzymywały się zastoiska gromadzące wody infiltrujące przez przewarstwienia piaszczyste w masywie klifu, a także wody opadowe.

Zarówno materiały archiwalne, jak i wyniki kontrolnych badań geotechnicznych wskazywały, że masyw kolu-

wium poniżej urwiska mobilizuje ciśnienie wody gruntowej, które w konsekwencji uruchamia proces wynoszenia gruntu z niżej położonych warstw piaszczystych i powoduje kolejne procesy osuwiskowe górnej partii klifu. W tych warunkach za jedyne uzasadnione rozwiązanie uznano wykonanie drenażu poprzecznego i podłużnego w obrębie koluwium. Drenaż podłużny zlokalizowany u podnóża urwiska zapewnić ma ciągły odbiór wody gruntowej z masywu klifu, uniemożliwiając tym samym wynoszenie gruntu. Drenaż poprzeczny z jednej strony pozwoli osuszyć koluwium, a z drugiej strony w sposób ciągły zapewni odprowadzanie wody gruntowej z drenażu podłużnego. Ewentualne wystąpienie dalszych zsuwów górnej partii klifu może jedynie spowodować przykrycie proponowanego systemu drenażowego, który nadal będzie spełniał funkcje odwodnieniowe i osuszające. Dzięki temu zsunięty materiał nie będzie służył w kierunku morza, lecz będzie stanowił podparcie górnej części klifu zwiększając z biegiem czasu jego stateczność. Na obszarze zabudowanym w rejonie schodów, gdzie obserwowano szczególnie intensywne wypływy wód gruntowych, zakładano początkowo również wykonanie poziomych drenaży wgłębnych, od których jednak odstąpiono w dalszym etapie prac.

Na rysunku 10.34 pokazano końcową fazę prac na niezabudowanym odcinku klifu oraz widok odbudowanej skarpy klifu. Prace na tym odcinku ukończone zostały w czerwcu 2007 roku. Drenaże poprzeczne w postaci wcinek z tłucznia w otulinie z geowłókniny filtracyjnej, od powierzchni nienaruszonego zbocza klifu do powierzchni koluwium wykonano w rozstawie od 10 do 15 m, w zależności od lokalizacji i intensywności występujących sączków. Połączone są one w pobliżu dolnej krawędzi skarpy urwiska podłużną wcinką drenażową, zapewniającą ciągły odbiór wody ze skarpy. Na pozostałej części odcinka (od km 133.835 do km 133.915) prace planuje się zakończyć w roku 2009.



Rys. 10.33. Typowy widok osuwisk klifu na odcinku leśnym (maj 2002)

a – zasypana opaska brzegowa; b – widoczne wycieki wód gruntowych i zastoiska wody w zagłębieniach koluwium



Rys. 10.34. Zabezpieczenie zbocza klifu na odcinku leśnym

a – końcowa faza prac; b – końcowy stan skarpy – koniec czerwca 2007

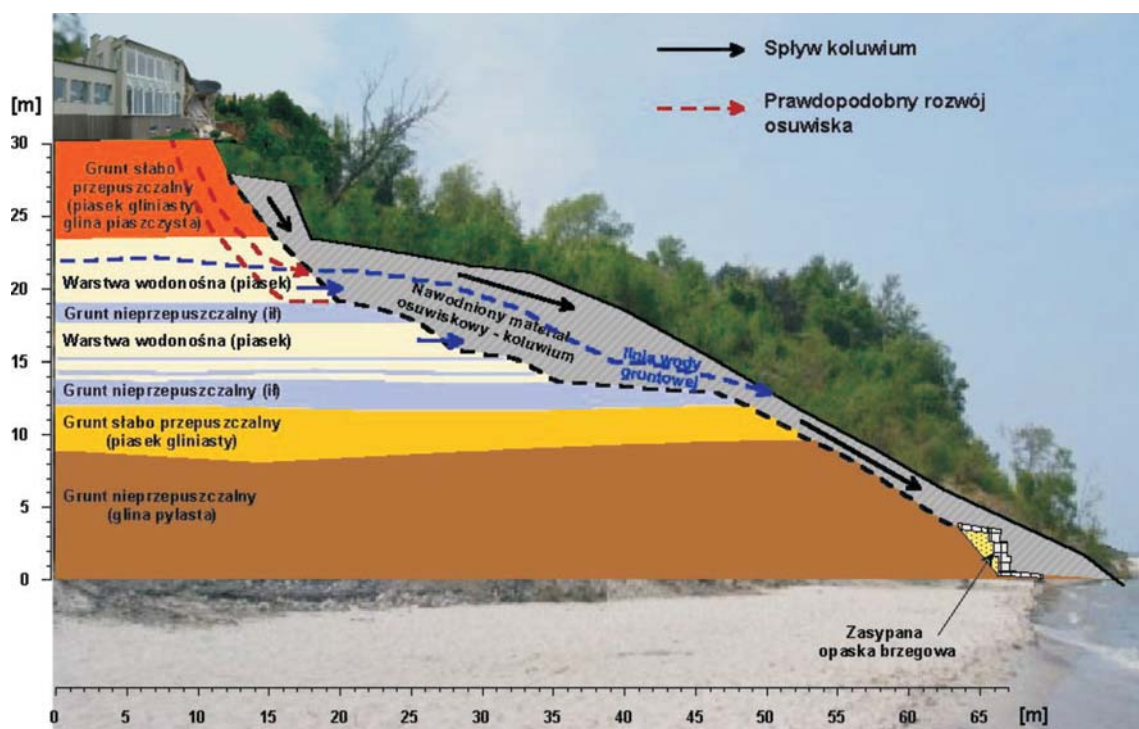
### Osuwisko w rejonie dawnego DW „Horyzont”

Na rysunku 10.35 pokazano w sposób schematyczny, określoną zgodnie z posiadanym rozpoznaniem warunków gruntowo-wodnych, budowę klifu oraz przyjęty mechanizm zniszczenia klifu, a także prawdopodobny dalszy rozwój osuwiska.

Klif posiada w tym miejscu wysokość około 30 m. Od poziomu morza do rzędnej około 15 m n.p.m. zbudowany jest z gruntów słabo przepuszczalnych, nie przewodzących wody, co zapewnia stateczność tej części klifu. Powyżej wy-

stępuje piaszczysta warstwa wodonośna o łącznej miąższości kilku metrów, poprzedzielana licznymi cienkimi przewarstwieniami nieprzepuszczalnymi. Warstwa ta, w zależności od pory roku i intensywności opadów, wyprowadza na powierzchnię klifu różne ilości wody. Górną część klifu stanowi jednolita półzwarta warstwa gruntu słabo przepuszczalnego o grubości 6–7 m.

Udział w procesie osuwiskowym bierze jedynie górna połowa klifu. Mechanizm zniszczenia jest bardzo podobny jak dla osuwiska przy willi „Mewa”, mimo iż tam występowały jedynie bardzo cienkie przewarstwienia piaszczyste.



Rys. 10.35. Schemat budowy zbocza klifu oraz postępującego mechanizmu zniszczenia (km 133.710)



Polega on na tym, że powierzchniowa warstwa zbocza, obejmująca glebę, roślinność i grunty osunięte wcześniej z górnych partii klifu, blokuje wypływ wody z piaszczystych warstw wodonośnych. Skutkiem tego wzrasta ciśnienie wody w warstwach piaszczystych i następuje zwiększenie prędkości wypływu przez istniejące szczeliny. Powoduje to wypłukiwanie gruntu piaszczystego bezpośrednio spod wyżej położonej warstwy słabo przepuszczalnej oraz osłabienie gruntów nieprzepuszczalnych na kontakcie z warstwą piaszczystą. Gdy zmiany te zajdą na pewną odległość w głąb klifu, następuje niemal pionowe ścięcie górnej warstwy i powolne, lecz systematyczne osunięcie się odłamu klifu w dół zbocza, jak pokazano na fotografii dokumentującej pierwszy etap osuwiska (rys. 10.36). Ponadto grunt, który się osunął, tworzący tzw. koluwium, jest potem stopniowo nawadniany przez intensywny wypływ z odblokowanej chwilowo piaszczystej warstwy wodonośnej. W końcu koluwium upływnia się i spływa w kierunku morza po stabilnej, dolnej części klifu. Jednocześnie część koluwium pozostająca na zboczu powoduje ponowne uszczelnienie piaszczystej warstwy wodonośnej. Po pewnym czasie, gdy nastąpi ponowne wypełnienie się warstw wodonośnych i wzrost ciśnienia wody, która nie może już swobodnie z nich wypływać, proces osuwiskowy uruchamia się ponownie. W tym konkretnym przypadku proces osuwania się kolejnych klinów odłamu zatrzymał się po kilku tygodniach, powodując zniszczenie części budynku (rys. 10.35).



**Rys. 10.36. Pierwsza faza osuwiska (maj 2002)**

Widoczne osunięcie się sztywnego bloku gruntowego szerokości około 4 m, licząc od czoła skarpy

W celu zapewnienia stateczności zbocza w rejonie wystąpienia w roku 2002 osuwiska na obszarze zabudowanym klifu rozpatrywano dwa podstawowe warianty stabilizacji zbocza:

- odbudowę zbocza z wykorzystaniem gruntu z koluwium warstwami naprzemiennymi z dobrze filtrującym piaskiem i zbrojonego geosiatkami, po uprzednim osuszeniu koluwium za pomocą tłuczniowych wcinek drenażowych (rys. 10.37),

- złagodzenie zbocza klifu powyżej uprzednio osuszonego koluwium za pomocą tłuczniowych wcinek drenażowych.

Ostatecznie na całym odcinku od km 133.660 do km 133.915 wybrano wariant pierwszy, głównie z uwagi na uniknięcie konieczności wyburzenia części obiektów na koronie klifu. Nie da się jedynie uniknąć wyburzenia już częściowo zniszczonego budynku. Projektowany widok skarpy po odbudowie pokazano na rys. 10.38. Koncepcja ta czeka na realizację.

### 10.5.3. Klif w Rozewiu

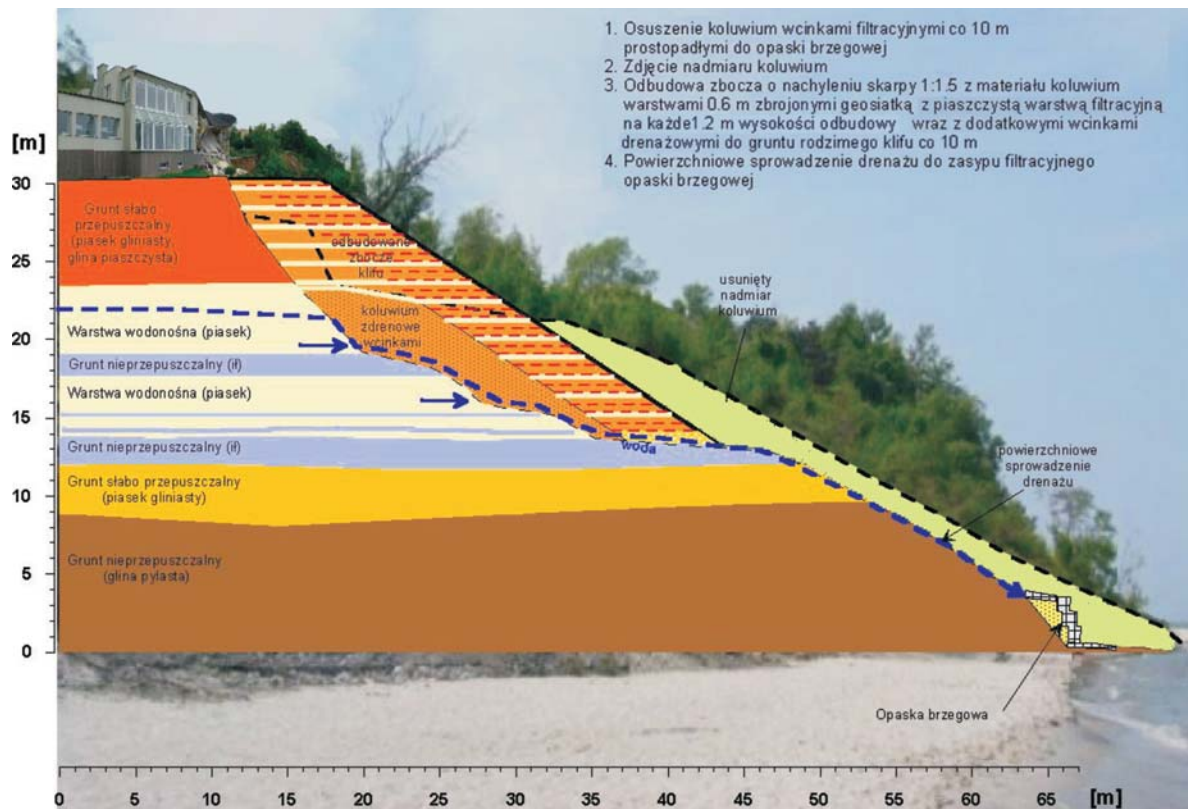
Odcinek brzegu klifowego Kępy Swarzewskiej, na którym wystąpiły ostatnio procesy osuwiskowe sięga od km 131.2 do km 131.5 i znajduje się w granicach utworzonego w 1957 roku rezerwatu krajobrazowego „Przylądek Rozewski”, obejmującego powierzchnię 12,15 ha, który wchodzi w skład Nadmorskiego Parku Krajobrazowego, powstałego w 1978 roku. Ochronie na tym terenie podlega strome zbocze klifowe, porośnięte lasami bukowymi ze stuletnimi, a miejscami nawet stusześdziesięcioletnimi drzewostanami. Jest to żyzna buczyna pomorska i kwaśna buczyna niżowa, a w najniższej części zbocza, gdzie występują wysięki wody, żyzny las mieszany z drzewostanem budowanym przez klony i jawory (rys. 10.39).

Z uwagi na występujący w przeszłości intensywny proces niszczenia brzegu klifowego i konieczność zabezpieczenia zlokalizowanej na jego koronie w km 131.35 latarni morskiej, około 1896 roku podnóże najbardziej aktywnego odcinka klifu zostało zabezpieczone kamienną, a następnie kamienno-betonową opaską brzegową o długości około 800 m, poczynając od km 130.75 w kierunku północno-zachodnim (rys. 10.40).

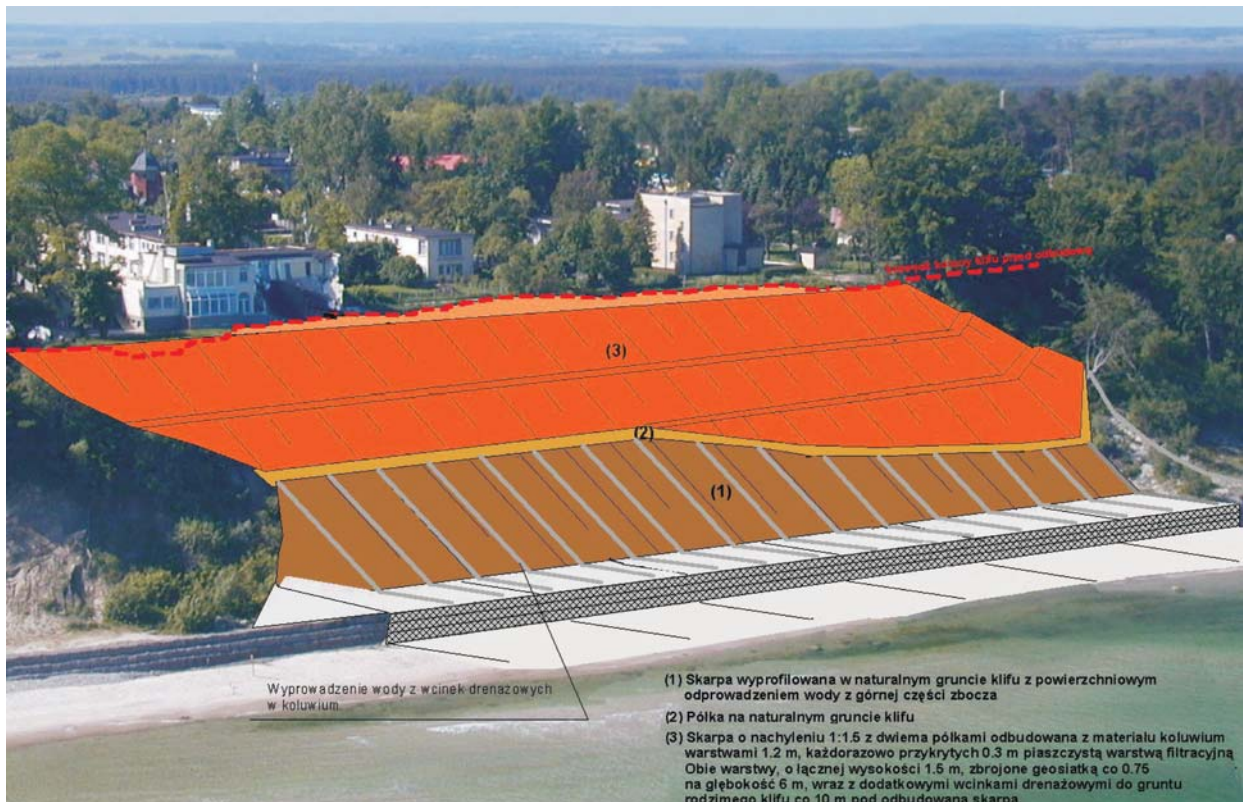
Ponadto, aby odprowadzić wody gruntowe wypływające z przewarstwień piaszczystych, w zboczu klifu w rejonie latarni morskiej został wykonany, prawdopodobnie w okresie przed II wojną światową system drenażowy, który przez lata nie był poddawany renowacji i uległ ostatecznemu zniszczeniu w czasie procesów osuwiskowych po 2004 roku.

Omówione zabezpieczenia powstrzymały proces degradacji brzegu na około 100 lat. Aż do 2004 roku ten odcinek brzegu uważany był za nieaktywny. Procesy osuwiskowe na omawianym terenie zaczęły się uaktywniać na wiosnę 2004 roku po okresie intensywnych opadów.

Rok później, w dniu 13.04.2005, poniżej latarni morskiej, na zboczu klifu w połowie jego wysokości, na odcinku około 100 m, powstało osuwisko o wysokości uskołu 3 m. Wywróceniu uległo kilkanaście starych buków, zostało częściowo zniszczone zejście obudowane drewnianymi schodami i powstały pęknięcia w opasce brzegowej z lokalnymi przemieszczeniami (rys. 10.41a). U podstawy klifu pojawiły się szczeliny długości do 1,5 m, szerokości 0,2–0,5 m i głębokości 0,2–0,3 m (rys. 10.41b). Drobne pęknięcia pokazały się też na plaży. Na całej długości osuwiska, w wodzie tuż przy linii brzegu, nastąpiło wypiętrzenie gruntu szerokości do 2 m i wysokości około 0,8 m (rys. 10.41c).



Rys. 10.37. Zaakceptowana koncepcja odbudowy i zabezpieczenia zbocza klifu na całym odcinku zabudowanym



Rys. 10.38. Projektowany widok skarpy





**Rys. 10.39. Zbocze klifu poniżej latarni morskiej w Rozewiu (widoczny jeden z uskoków osuwiskowych)**



**Rys. 10.40. Betonowa opaska brzegowa w Rozewiu**

Kolejne osuwisko wystąpiło na południowy wschód od latarni Rozewie, w nocy 2 na 3.12.2005, na obszarze, który znajduje się poza zasięgiem opaski brzegowej (około 200 m). Górna krawędź klifu (około 3 m) długości 250 m od km 130.30 do km 130.55, obsunęła się około 9 m w dół (rys.

10.42). Do końca grudnia 2005 osuwisko to rozszerzyło się około 50 m w kierunku południowo-wschodnim. Wraz z gruntem obsunęło się około 40 drzew, przeważnie sosen. Tym razem osuwisko nie sięgnęło plaży, na której nie zaobserwowano żadnych zmian.



**Rys. 10.41. Skutki osuwiska z 13.04.2005**

a – pęknięcia opaski brzegowej; b – szczeliny u podstawy klifu; c – wypiętrzenie gruntu wzdłuż linii brzegowej





Rys. 10.42. Osuwisko w Rozewiu, 3.12.2005 r.

### Osuwisko w rejonie latarni morskiej (km 131.20 do km 131.80)

Na rysunku 10.43 pokazano na planie sytuacyjnym zarys osuwiska, które wystąpiło w dniu 13.04.2005 poniżej latarni morskiej Rozewie wraz z lokalizacją badań terenowych, wykonanych przez UNIGEO w 2006 roku, a także zdjęcia geodezyjne dwóch przekrojów obliczeniowych przyjętych do analizy stateczności, pokrywających się zasadniczo z przekrojami geologiczno-inżynierskimi, pokazanymi na rys. 10.44a i 10.44b. Na każdym przekroju geologiczno-inżynierskim zamieszczono również tabelę parametrów charakterystycznych, w której zaznaczono, które warstwy gruntu występują w danym przekroju.

Jak wykazały badania terenowe i laboratoryjne w rejonie latarni morskiej Rozewie zasadniczym budulcem nienaruszonego zbocza klifu są grunty średnio i mało spoiste oraz spoiste: gliny, gliny pylaste, gliny pylaste zwięzłe oraz ily pylaste, a także piaski gliniaste, pyły piaszczyste i pyły. Grunty te występują zasadniczo w dwóch poziomach, rozdzielonych warstwami piasków i żwirów.

Woda gruntowa na omawianym terenie występuje w formie sączeń z przewarstwień piaszczystych w gruntach spoistych, średnio i mało spoistych, a w podnózu klifu w postaci zwierciadła swobodnego w obrębie gruntów piaszczystych, stabilizującego się zasadniczo na poziomie morza. W gruntach gruboziarnistych tworzących środkową część masywu klifu, mimo ich znacznej miąższości, wynoszącej około 25 m, wodę gruntową nawiercono jedynie w otworze nr 6 na rzędnej około 23 m n.p.m. w postaci intensywnych sączeń występujących w warstwie żwirów z kamieniami. Wszystkie pozostałe otwory były prawdopodobnie zbyt krótkie.

Biorąc pod uwagę bliskość latarni Rozewie oraz obserwowany bardziej gwałtowny niż w przypadku osuwisk w Jastrzębiej Górze przebieg procesu osuwiskowego, który wystąpił w rejonie będącym dużą atrakcją turystyczną, oba zbadane przekroje poddano szczegółowej analizie stateczno-

ści. Analizowano możliwe powierzchnie poślizgu obejmujące cały masyw zbocza, przechodzące przez górną bądź dolną krawędź klifu, a także, w przypadku przekroju II, wychodzące spod fundamentów latarni morskiej.

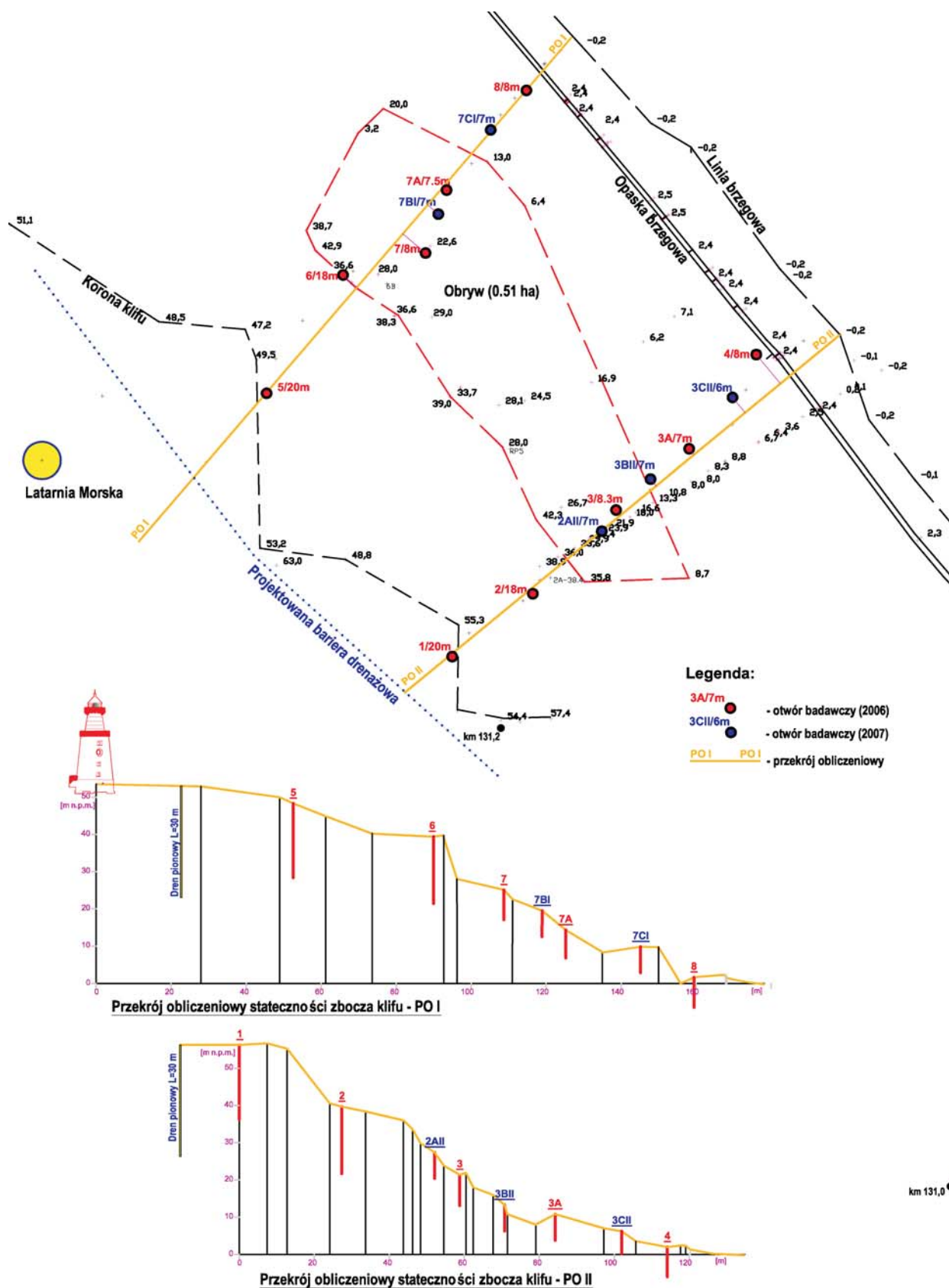
Wykonane obliczenia wykazały, że nie istnieje zagrożenie osunięcia się gruntu spod fundamentów latarni morskiej (rys. 10.44a), ani też możliwość globalnej utraty stateczności zbocza klifu od górnej krawędzi do jego podnóża. Obliczeniowe minimalne wartości współczynnika stateczności  $F_{min}$  wynosiły w tym przypadku odpowiednio 1,64 oraz 1,38, a zatem były wyższe od dopuszczalnego na tym obszarze współczynnika bezpieczeństwa  $m = 1,2$ . W przekroju I–I najbardziej niestateczna część zbocza klifu występowała pomiędzy rzędnymi +40 m n.p.m. a +27 m n.p.m., tj. w miejscu, gdzie posiada on największe nachylenie i gdzie wystąpiło ostatnie osuwisko w kwietniu 2005 roku.

Wszystkie obliczeniowe powierzchnie poślizgu występujące pomiędzy rzędnymi +40 m n.p.m. a +27 m n.p.m. wykazywały minimalne obliczeniowe współczynniki stateczności  $\leq 1,0$ . Oznacza to, iż rejon ten znajduje się w stanie równowagi chwiejnej i w dalszym ciągu mogą występować tu lokalne osunięcia skarpy (głównie w postaci zsuwów powierzchniowych), nie powodujące jednak zagrożenia utraty stateczności całego zbocza klifu.

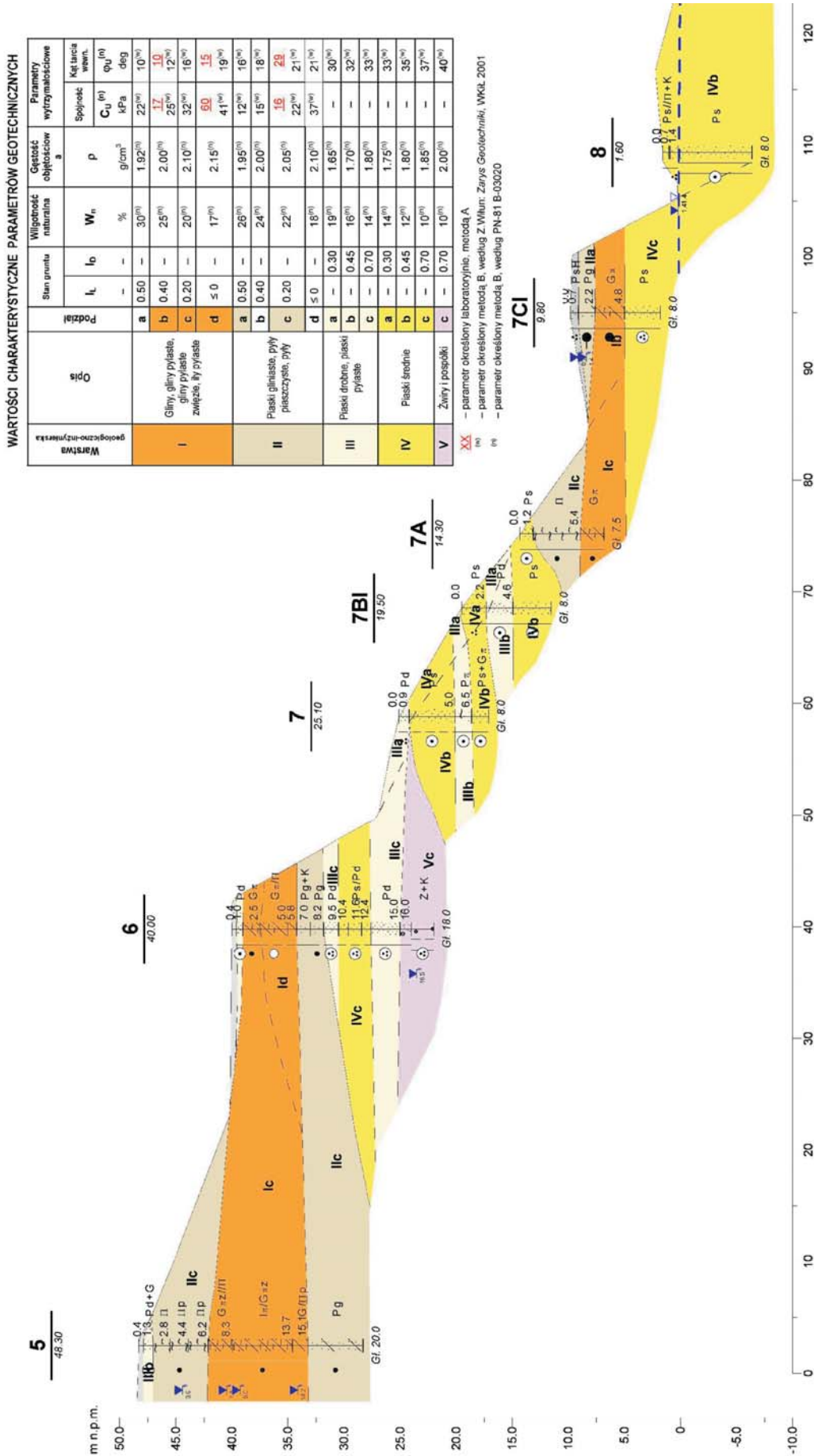
Z kolei w przekroju II–II (rys. 10.44b) obliczenia wykazały, iż w stanie równowagi chwiejnej znajduje się część zbocza w obszarze od rzędnej około +35 m n.p.m. do rzędnej około +10 m n.p.m., gdzie w dalszym ciągu można się spodziewać powierzchniowych zsuwów zbocza klifu. Prognozowane zsuwy nie stanowią obecnie zagrożenia utraty stateczności całego zbocza klifu. Tym niemniej, przy stosunkowo niskim obliczeniowym współczynniku stateczności dla powierzchni poślizgu obejmującej całe zbocze, po kolejnych zsuwach powierzchniowych w obrębie rzędnych +10 m n.p.m. do +35 m n.p.m., takie zagrożenie może pojawić się w dalszej perspektywie czasowej. Przeprowadzona analiza wykazała, że każda zmiana parametrów wytrzymałościowych gruntów spoistych usytuowanych w górnej części zbocza klifu, np. poprzez ich nawodnienie, może prowadzić do utraty stateczności i powstania osuwiska obejmującego swym zasięgiem całe zbocze klifu. W tej sytuacji stwierdzono, że zbocze klifu wymaga stabilizacji, zabezpieczającej przed możliwością wystąpienia tego typu zjawisk.

Przy rozważaniu koncepcji stabilizacji zbocza klifu wzięto pod uwagę fakt, że analizowany odcinek stabilizacji zbocza klifu znajduje się w obszarze rezerwatu krajobrazowego „Przylądek Rozewski” co skutkuje tym, iż na obszarze tego rezerwatu nie można prowadzić żadnych poważnych robót ziemnych ani budowlanych. Ponadto przyjęto, z tego samego powodu, że nie należy całkowicie eliminować występowania lokalnych osuwisk klifu, ponieważ te zjawiska są integralną częścią przyrody i jako takie stanowią element procesów zachodzących w rezerwacie krajobrazowym.

W tej sytuacji, biorąc pod uwagę fakt, że wybudowany przed 100 laty drenaż stabilizował skutecznie zbocze klifu do momentu jego zniszczenia, a także wykazany przez obliczenia stateczności brak zagrożenia dla latarni morskiej w



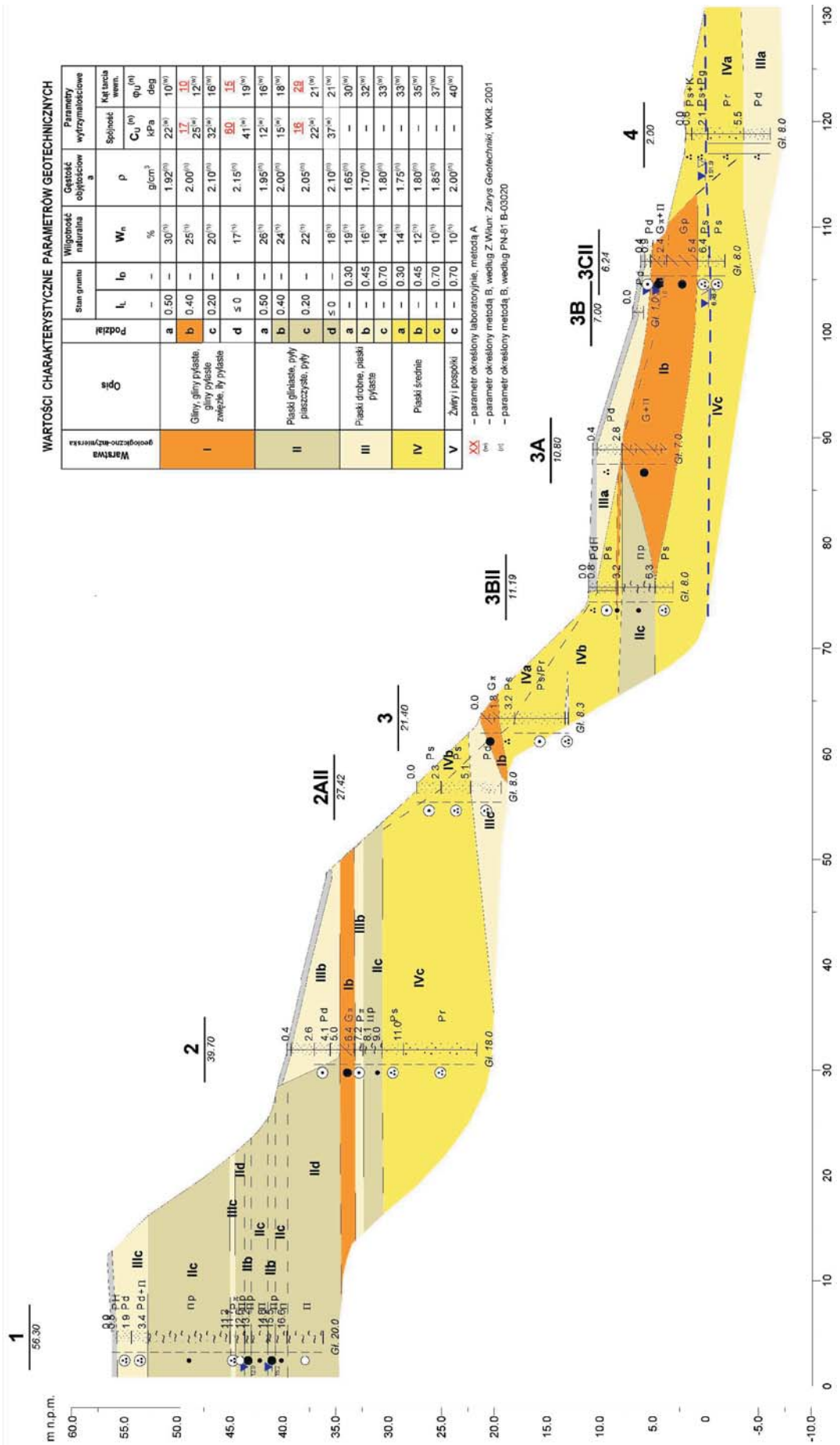
Rys. 10.43. Plan badań terenowych wykonanych w latach 2006–2007 w obrębie osuwiska poniżej latarni morskiej Rozewie, wraz z profilami obliczeniowych przekrojów stateczności



**Rys. 10.44a. Przekrój geologiczno-inżynierski I-I w km 131.35 bezpośrednio pod latarnią morską Rozewie**

W tabeli parametrów charakterystycznych zaznaczono warstwy, występujące w tym przekroju





Rys. 10.44b. Przekrój geologiczno-inżynierski II-II w km 131.22.

W tabeli parametrów charakterystycznych zaznaczono warstwy, występujące w tym przekroju

wyniku osunięcia się zbocza klifu przyjęto koncepcję stabilizacji zbocza klifu poprzez kompleksową odbudowę zniszczonego powierzchniowego systemu drenażowego w oparciu o opracowany uprzednio projekt odbudowy drenażu, poprzedzony inwentaryzacją pozostałości starego drenażu powierzchniowego oraz ewentualnych zaobserwowanych wpływów wody gruntowej na powierzchnię zbocza. Ewentualne zsuwy zbocza klifu z poziomu półki nie zagrażają utracie globalnej stateczności zbocza klifu, a po zadziałaniu prawidłowo zaprojektowanego i wykonanego drenażu również powinny się ustabilizować.

Ponadto, w celu zabezpieczenia górnej części masywu klifu przed nawodnieniem, a tym samym uplastycznieniem warstw spoiстых, zaproponowano osuszenie tej części klifu poprzez budowę bariery drenażowej w formie drenów pionowych wykonanych z korony klifu poza obszarem rezerwatu krajobrazowego. Lokalizację zaproponowanej bariery drenażowej pokazano na [rysunku 10.43](#). Dreny pionowe w postaci otworów wierconych, wypełnionych kruszywem, wykonanych od powierzchni korony klifu do warstw wodonośnych w masywie klifu, tj. około 30 m p.p.t. zatrzymywałyby wodę gruntową przemieszczającą się w piaszczystych przewarstwiach w obrębie gruntów spoiстых i sprowadzałyby ją do głęboko położonych warstw wodonośnych, skąd woda wypływałaby na powierzchnię zbocza klifu u jego podnóża. Dreny pionowe należałoby wykonać wzdłuż wyznaczonej linii na koronie klifu w określonych odstępach. Rozpoznany układ warstw gruntowych masywu klifu pozwala na takie rozwiązanie. W wyniku zastosowania drenów nastąpiłoby osuszenie warstw gruntów spoiстых w górnej części klifu od bariery drenażowej do powierzchni zbocza, co będzie skutkowało polepszeniem stateczności zbocza klifu, szczególnie w jego górnej części. W celu sprawdzenia tej koncepcji wykonano dodatkowe obliczenia stateczności zbocza klifu, zakładając osuszenie warstw gruntów spoiстых pomiędzy barierą drenażową a powierzchnią skarpy klifu. Przyjęto, że w wyniku osuszenia plastyczne warstwy gruntów spoiстых osiągną konsystencję gruntów twardoplastycznych do zwartych. Dla tak przyjętego założenia dobrano odpowiednie parametry geotechniczne tych warstw.

Wyniki obliczeń globalnej stateczności zbocza klifu po zdrenowaniu jego górnej części wykazały poprawę stateczności zbocza klifu w obu przekrojach obliczeniowych, a zwłaszcza w przekroju II–II. Należy zaznaczyć, że zastosowanie bariery drenażowej, co prawda nie wyeliminuje powierzchniowych zsuwów zbocza, natomiast znacznie polepszy globalną stateczność klifu, dotyczącą powierzchni pośliżgu przechodzących przez cały masyw zbocza.

Wykonanie bariery wymagałoby instalacji 93 wierconych drenów pionowych o średnicy 0,40 m i długości około

30 m w rozstawie co 2 m wzdłuż linii, pokazanej na [rysunku 10.43](#). Łączna długość drenów wyniosłaby 2790 m. Podstawą do zaprojektowania bariery drenów pionowych powinny być badania hydrogeologiczne w obszarze proponowanej bariery, mające na celu określenie warunków filtracyjnych w warstwach spoiстых, które mają zostać osuszone oraz w niżej leżących warstwach piaszczystych.

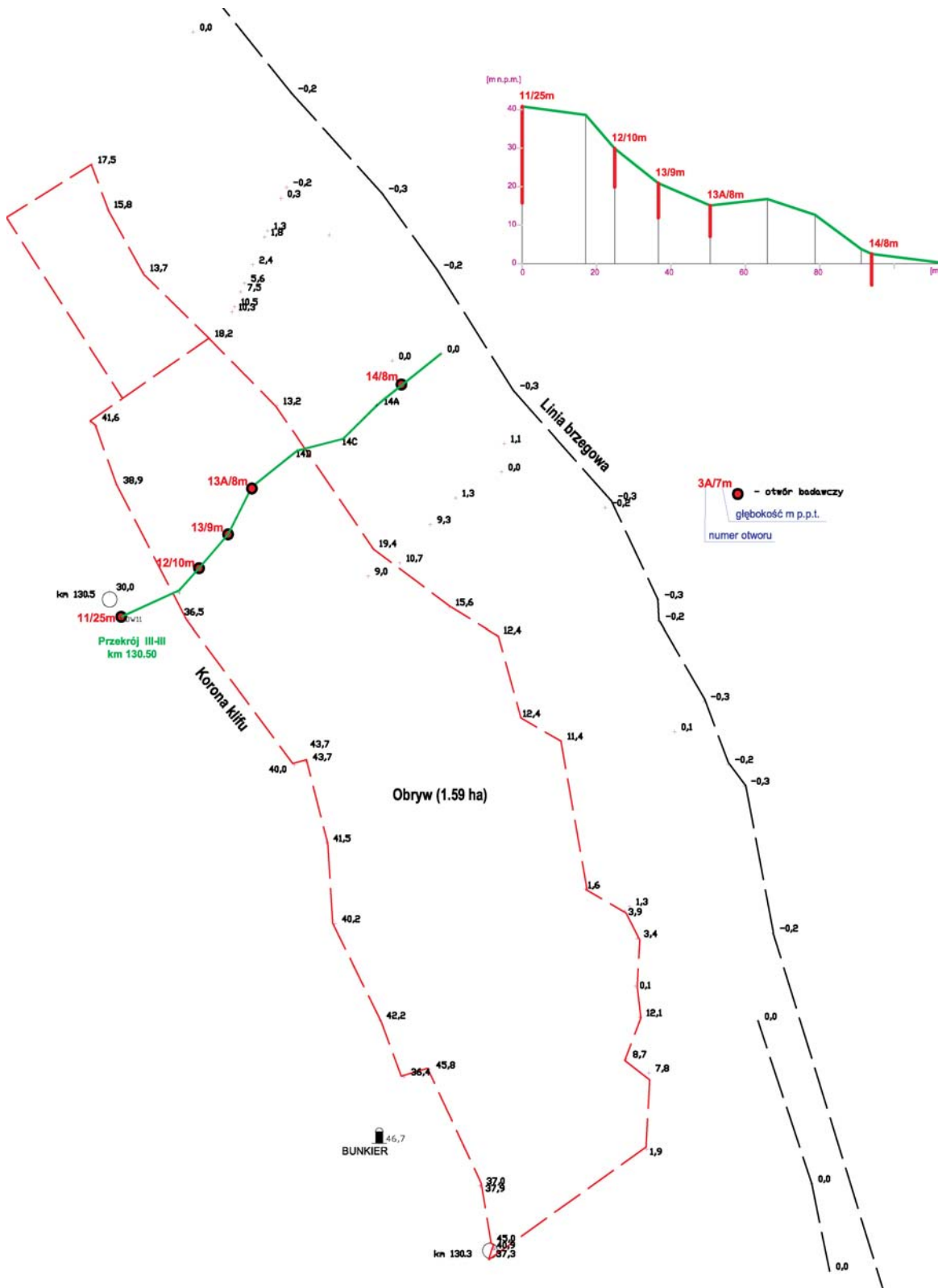
Niezależnie od realizacji wybranej koncepcji stabilizacji klifu, w każdym przypadku należy dokonać renowacji uszkodzonej opaski brzegowej, która spełnia istotną rolę w zabezpieczeniu podnóża zbocza klifu, chroniąc go przed niszczącym działaniem środowiska morskiego.

Przedstawiona koncepcja została zaakceptowana przez Urząd Morski w Gdyni, w jurysdykcji którego leży wymieniony obszar. W drugiej połowie roku 2008 w dalszym ciągu trwały uzgodnienia i przygotowania do jej realizacji.

### **Osuwisko od km 130.30 do km 130.55**

Jednocześnie z badaniami prowadzonymi w rejonie latarni Rozewie, przeprowadzono w roku 2007 badania drugiego osuwiska, które wystąpiło w grudniu 2005 roku na południowy wschód od latarni morskiej. Jego obrys oraz lokalizację otworów pokazano na [rysunku 10.45](#), a opracowany przekrój geologiczno-inżynierski – na [rysunku 10.46](#). Analogicznie jak poprzednio, w tabeli parametrów charakterystycznych umieszczonych na przekroju (wspólnej dla obu osuwisk) zaznaczono warstwy, które występują w tym przekroju.

Jak wykazały badania, górna warstwa gruntów mało spoiстых ulega wyklinowaniu i ma stosunkowo niewielką miąższość, a zasadnicza część masywu klifu zbudowana jest ze średnio zagęszczonych piasków średnich i grubych. W przekroju tym również nie występują gliny, gliny pylaste i iły. Woda gruntowa pojawia się w zasadzie wyłącznie w podnóżu klifu w postaci zwierciadła napiętego w obrębie przewarstwień piaszczystych i stabilizuje się od 0 do 3,5 m nad poziomem morza. Pokazany na [rysunku 10.46](#) układ warstw gruntowych i wyniki wykonanych badań wskazują, iż osuwisko, które wystąpiło w tym rejonie w roku 2005 stanowi przy istniejącym pochyleniu skarpy klifu naturalny zsuw powierzchniowy, który mógł być wynikiem wzmoczonej erozji powierzchniowej po dłuższym okresie opadów. Podobne zjawiska, bez bardzo kosztownych prac zabezpieczających, całkowicie niszczących przy tym naturalne walory krajobrazowe klifu, są absolutnie nie do uniknięcia przy takiej budowie geologicznej. Dlatego też, biorąc pod uwagę fakt, że osuwisko dotyczy wyłącznie górnej części stromego zbocza ([rys. 10.42](#)) i znajduje się na terenie byłej jednostki wojskowej, w miejscu praktycznie niedostępnym dla przypadkowych osób, w chwili obecnej zaniechano podejmowania jakichkolwiek działań zmierzających do jego ewentualnej stabilizacji.



Rys. 10.45. Plan badań terenowych wykonanych w latach 2006–2007 w obrębie osuwiska, które wystąpiło na południowy wschód od latarni Rozewie





## **11. PRZEPISY PRAWNE**

### **OBOWIĄZUJĄCE W BUDOWNICTWIE MORSKIM – STAN NA 31.12.2008**

Podstawową regulacją ustalającą zasady dokumentowania geologiczno-inżynierskich warunków posadowienia obiektów budowlanych jest ustawa z dnia 4 lutego 1994 r. Prawo geologiczne i górnicze (tekst jednolity Dz.U. Nr 228 z 2005 r., poz. 1947 z późn. zm.) oraz wynikające z niej akty wykonawcze, w szczególności:

- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 3 października 2005 r. w sprawie szczegółowych wymagań, jakim powinny odpowiadać dokumentacje hydrogeologiczne i geologiczno-inżynierskie (Dz.U. Nr 201 z 2005 r., poz. 1673);
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 23 czerwca 2005 r. w sprawie określenia przypadków, w których jest konieczne sporządzenie innej dokumentacji geologicznej (Dz.U. Nr 116 z 2005 r., poz. 983);
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 22 czerwca 2005 r. w sprawie rozporządzania prawem do informacji geologicznej za wynagrodzeniem oraz udostępniania informacji geologicznej wykorzystywanej nieodpłatnie (Dz.U. Nr 116 z 2005 r., poz. 982, zm. Dz.U. Nr 164 z 2006 r., poz. 1159, zm. Dz.U. Nr 207 z 2007 r., poz. 1501);
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 19 grudnia 2001 r. w sprawie sposobu i zakresu wykonywania obowiązku udostępniania i przekazywania informacji oraz próbek organom administracji geologicznej przez wykonawcę prac geologicznych (Dz.U. Nr 153 z 2001 r., poz. 1781);
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 19 grudnia 2001 r. w sprawie gromadzenia i udostępniania próbek i dokumentacji geologicznych (Dz.U. Nr 153 z 2001 r., poz. 1780);
- Rozporządzenie Ministra Środowiska z dnia 19 grudnia 2001 r. w sprawie projektów prac geologicznych (Dz.U. Nr 153 z 2001 r., poz. 1777).

Ustawa Prawo geologiczne i górnicze jest również generalną regulacją ustawową na obszarach morskich RP, odnoszącą się do zagadnień geologiczno-inżynierskich.

**Art. 4.** Ustawy nie stosuje się do:

- 4) ustalania geotechnicznych warunków posadowiania obiektów budowlanych bez wykonywania robót geologicznych;
- 5) wykonywania robót związanych ze sztucznym zasilaniem strefy brzegowej piaskiem, pochodzącym z osadów dennych obszarów morskich Rzeczypospolitej Polskiej.

**Art. 14.1.** Przepisy rozdziału stosuje się odpowiednio do innych części górotworu niż złoża kopaliny.

2. W odniesieniu do działalności, na którą ustawa nie wymaga koncesji, uprawnienia Skarbu Państwa, określone w art. 7 ust. 2, wykonują zarządy województw. W odniesieniu do takiej działalności, lecz prowadzonej w granicach obszarów morskich Rzeczypospolitej Polskiej, organem właściwym jest minister właściwy do spraw środowiska, działający w porozumieniu z ministrem właściwym do spraw gospodarki morskiej.

**Art. 35.1.** Wykonawca prac geologicznych jest obowiązany zgłosić zamiar przystąpienia do wykonywania robót geologicznych właściwemu organowi administracji geologicznej, organowi nadzoru górniczego oraz wójtowi, burmistrzowi lub prezydentowi miasta właściwym ze względu na miejsce wykonywanych robót.

2. Jeżeli prace geologiczne mają być prowadzone na obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej, zamiar przystąpienia do wykonywania tych prac należy zgłosić właściwemu organowi administracji morskiej.
4. W zgłoszeniu należy określić zamierzone terminy rozpoczęcia i zakończenia robót, ich rodzaj, podstawowe dane dotyczące prac geologicznych oraz dane dotyczące osób sprawujących dozór i kierownictwo tych prac.
5. Zgłoszenia dokonuje się na piśmie najpóźniej na dwa tygodnie przed zamierzonym terminem rozpoczęcia prac.

**Art. 103.2.** Do właściwości ministra właściwego do spraw środowiska, jako organu pierwszej instancji, należą sprawy:

- l) zatwierdzania projektów prac geologicznych i działania w sprawach określonych w art. 45 ust. 1 i 1a, dotyczących:
- h) badań geologiczno-inżynierskich do projektowania i wykonywania obiektów budowlanych w granicach obszarów morskich Rzeczypospolitej Polskiej.

**Art. 105.** W odniesieniu do obszarów morskich Rzeczypospolitej Polskiej organy administracji geologicznej podejmują czynności określone ustawą, działając w porozumieniu z organami administracji morskiej.

**Art. 117.1.** W razie zbiegu właściwości innych organów nadzoru i kontroli z właściwością organów nadzoru górniczego, z zastrzeżeniem przepisu ust. 2, wydanie decyzji dotyczącej zakładu górniczego wymaga uzgodnienia z właściwym organem nadzoru górniczego.

2. W odniesieniu do obszarów morskich Rzeczypospolitej Polskiej art. 105 stosuje się odpowiednio.

Zgodnie z Ustawą z dnia 21 marca 1991 r. o obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej i administracji morskiej (tekst jednolity Dz.U. Nr 153 z 2003 r., poz. 1502 z późn. zm.) jurysdykcja administracji morskiej, związana z zagadnieniami dotyczącymi projektowania i wykonywania konstrukcji (obiektów budowlanych) oraz związanymi z tym zagadnieniami geologiczno-inżynierskich warunków posadowienia obiektów budowlanych, obejmuje:

- obszary morskie;
- obszary portów i przystani morskich;
- obszary pasa nadbrzeżnego (w szczególności dotyczy to tzw. pasa technicznego stanowiącego części pasa nadbrzeżnego przylegającą bezpośrednio do obszarów morskich).

Obszary morskie określa art. 2 ust. 1 oraz szczegółowo art. 4, art. 5 i art. 14 ustawy.

**Art. 2.1.** Obszarami morskimi Rzeczypospolitej Polskiej są:

- morskie wody wewnętrzne,
- morze terytorialne,
- wyłączna strefa ekonomiczna.

Morskie wody wewnętrzne i morze terytorialne wchodzi w skład terytorium Rzeczypospolitej Polskiej.

**Art. 4.** Morskimi wodami wewnętrznymi są:

- 1) część Jeziora Nowowarpieńskiego i część Zalewu Szczecińskiego wraz ze Świną i Dziwną oraz Zalewem Kamieńskim,
- 2) część Zatoki Gdańskiej,
- 3) część Zalewu Wiślanego,
- 4) wody portów określone od strony morza linią łączącą najdalej wysunięte w morze stałe urządzenia portowe, stanowiące integralną część systemu portowego.

**Art. 5.** Morzem terytorialnym Rzeczypospolitej Polskiej jest obszar wód morskich o szerokości 12 mil morskich (22 224 m), liczonych od linii podstawowej tego morza.

**Art. 15.** Wyłączna strefa ekonomiczna jest położona na zewnątrz morza terytorialnego i przylega do tego morza. Obejmuje ona wody, dno morza i znajdujące się pod nim wnętrze ziemi.

**Art. 22.** W obrębie wyłącznej strefy ekonomicznej Polska ma wyłączne prawo między innymi do: wznoszenia i wykorzystywania sztucznych wysp, wszelkiego rodzaju konstrukcji i urządzeń przeznaczonych do przeprowadzania badań naukowych oraz do rozpoznawania lub eksploatacji zasobów.

**Art. 31.** Na terenie polskich obszarów morskich badania naukowe bez pozwolenia mogą prowadzić polskie osoby prawne i fizyczne. Osoby te obowiązane są do informowania właściwego urzędu morskiego o rejonie, sposobie i terminie prowadzenia badań na 14 dni przed ich rozpoczęciem.

**Art. 34.** Poszukiwanie, rozpoznawanie i wydobywanie zasobów mineralnych w polskich obszarach morskich prowadzi się zgodnie z wytycznymi zawartymi w prawie geolo-

gicznym i górniczym oraz zgodnie z przepisami dotyczącymi ochrony środowiska morskiego.

**Art. 36.1.** Pasm nadbrzeżnym jest obszar lądowy przyległy do brzegu morskiego.

2. W skład pasa nadbrzeżnego wchodzi:

- 1) pas techniczny – stanowiący strefę wzajemnego bezpośredniego oddziaływania morza i lądu; jest on obszarem przeznaczonym do utrzymania brzegu w stanie zgodnym z wymogami bezpieczeństwa i ochrony środowiska;
- 2) pas ochronny – obejmujący obszar, w którym działalność człowieka wywiera bezpośredni wpływ na stan pasa technicznego.

5. Dyrektor właściwego urzędu morskiego, w drodze zarządzenia, określa:

- 1) granice pasa technicznego,
- 2) granice pasa ochronnego.

Granice są wyznaczane zgodnie z zasadami określonymi w Rozporządzeniu Rady Ministrów z dnia 29 kwietnia 2003 r. w sprawie określenia minimalnej i maksymalnej szerokości pasa technicznego i ochronnego oraz sposobu wyznaczania ich granic (Dz.U. Nr 89 z 2003 r., poz. 820).

Powszechnie dostępne są obowiązujące akty prawne określające granice portów i przystani morskich oraz pasa technicznego w obszarze właściwości danego dyrektora urzędu morskiego (<http://isip.sejm.gov.pl/prawo/index.html>).

**Art. 37.3.** Pozwolenia wodnoprawne, decyzje o warunkach zabudowy i zagospodarowania terenu, decyzje o pozwoleniu na budowę oraz decyzje w sprawie zmian w zalesianiu, zadrzewianiu, tworzeniu obwodów łowieckich, a także projekty studium uwarunkowań i kierunków zagospodarowania przestrzennego gminy, miejscowych planów zagospodarowania przestrzennego i planów zagospodarowania przestrzennego województwa, dotyczące pasa technicznego, pasa ochronnego oraz morskich portów i przystani, wymagają uzgodnienia z dyrektorem właściwego urzędu morskiego.

4. Wszystkie plany i projekty związane z zagospodarowaniem morskich wód wewnętrznych i morza terytorialnego są zatwierdzane przez organy administracji morskiej w uzgodnieniu z właściwymi gminami nadmorskimi.

Prawnie obowiązującą granicą między obszarem morskim a obszarem lądowym jest linia brzegu morskiego, ustalana zgodnie z art. 15 ust. 2 ustawy Prawo wodne (tekst jednolity Dz.U. Nr 239 z 2005 r., poz. 2019 z późn. zm.) przez dyrektora właściwego urzędu morskiego.

Wymogi związane z warunkami posadowienia obiektów budownictwa morskiego określone są przez:

- Rozporządzenie Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz.U. Nr 126 z 1998 r., poz. 839);
- Rozporządzenie Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 1 czerwca 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać mor-



skie budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 101 z 1998 r., poz. 645);

- Rozporządzenie Ministra Gospodarki Morskiej z dnia 23 października 2006 r. w sprawie warunków technicznych użytkowania oraz szczegółowego zakresu kontroli morskich budowli hydrotechnicznych (Dz.U. Nr 206 z 2006 r., poz. 1516).

Badania zanieczyszczeń osadów morskich i wód w portach prowadzone są zgodnie z zasadami określonymi w:

- Rozporządzeniu Ministra Środowiska z dnia 16 kwietnia 2002 r. w sprawie rodzajów oraz stężeń substan-

cji, które powodują, że urobek jest zanieczyszczony (Dz.U. Nr 55 z 2002 r., poz. 498);

- Ustawie z dnia 13 czerwca 2008 r. o ratyfikacji Konwencji Sztokholmskiej w sprawie trwałych zanieczyszczeń organicznych, sporządzonej w Sztokholmie dnia 22 maja 2001 r. (Dz.U. Nr 138 z 2008 r., poz. 864);
- Rozporządzeniu Ministra Środowiska w sprawie wymagań w zakresie prowadzenia pomiarów poziomów w środowisku substancji lub energii przez zarządzającego drogą, linią kolejową, linią tramwajową, lotniskiem, portem (Dz.U. Nr 192 z 2007 r., poz. 1392).

## LITERATURA

- ADAMSKI Z., 1977 – Port rybacki w Wielkiej Wsi. *Studia i materiały oceanologiczne*, 18: 5–35.
- BASIŃSKI T., PRUSZAK Z., TARŃSKA M., ZEIDLER R., 1993 – Ochrona brzegów morskich. Wyd. IBW PAN, Gdańsk.
- BEGEMANN H.K.S.Ph., 1971 – Soil sampler for taking an undisturbed sample 66 mm in diameter and with a maximum length of 17 metres. 4th Asian Conference, ISSMFE, Bangkok.
- BLASCHISHIN A., 1976 – Typy donnych osadkow. *W: Geologia Bałtyjskiego Morza* (red. V.K. Gudelis, E.M. Emelianov): 187–212. Izd. Mosklas, Vilnius.
- BROWN J.D., MEYERHOF G.G., 1969 – Experimental study of bearing capacity in layered clays. Proc. of the 7th Intern. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Mexico City, vol. 2.
- CASAGRANDE A., 1947 – Classification and identification of soils. Proc. of the American Society of Civil Engineers, vol. 73, no 6, part I.
- CIEŚLAK A., 2001 – Zarys strategii ochrony brzegów morskich. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 2: 65–73.
- DADLEZ R., 1995 – Mezozoik. *W: Atlas geologiczny południowego Bałtyku w skali 1:500 000* (red. J.E. Mojski): 16–19. Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- DEMBICKI E., 1987 – Zagadnienia geotechniczne budowli morskich. Wyd. Morskie, Gdańsk.
- DUBRAWSKI R., BONIECKA H., GAWLIK W., ZAWADZKA E., 2006 – Monitoring strefy brzegowej południowego Bałtyku. *Inżynieria Morska i Geotechnika*, 3.
- DUBRAWSKI R., ZAWADZKA-KAHLAU E., 2006 – Przyszłość ochrony polskich brzegów morskich. Wyd. Morskie, Gdańsk.
- FINKL C., 2004 – Coastal classification: systematic approaches to consider in the development of a comprehensive scheme. *Journal of Coastal Research*, 20, 1: 166–213.
- FRANKOWSKI Z., ZACHOWICZ J., 2006 – Geologiczno-inżynierska ocena osadów delty Wisły w rejonie Portu Północnego w Gdańsku. XIV Seminarium Naukowe z cyklu „Regionalne problemy ochrony środowiska”: 63–68. Międzyzdroje.
- GAJEWSKI L., ZAWADZKA E., GAJEWSKI J., LEWANDOWSKI A., 1995 – Modeling of hydro- and lithodynamic processes in Kołobrzeg region. *Coastal Dynamics'95*: 891–902. Gdynia.
- GOŁĘBIEWSKA A., 2007 – Klasyfikacja gruntów według normy PN-EN ISO cz. 1. *Inżynier budownictwa*, 12 (46).
- GOŁĘBIEWSKA A., 2008 – Klasyfikacja gruntów według normy PN-EN ISO cz. 1. *Inżynier budownictwa*, 1 (47).
- HANNA A.M., MEYERHOF G.G., 1980 – Design charts for ultimate bearing capacity of foundation on sand overlying soft clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 17, 2.
- HANSEN J.B., 1961 – A general formula for bearing capacity. *The Danish Geotechnical Institute, Bulletin*, 11.
- HANSEN J.B., 1980 – A revised and extended formula for bearing capacity. *The Danish Geotechnical Institute, Bulletin*, 28.
- HÜCKEL S., 1967 – Zarys fundamentowania dla geologów. Wydanie II. Wyd. Geol., Warszawa.
- HÜCKEL S., 1972 – Budowle morskie. T. I. Wiadomości ogólne. Wyd. Morskie, Gdańsk.
- HÜCKEL S., 1974 – Budowle morskie. T. II. Budowle portowe. Falochrony. Nabrzeża i pomosty. Wydanie II. Wyd. Morskie, Gdańsk.
- HÜCKEL S., 1975a – Budowle morskie. T. III. Hydrotechniczne urządzenia stoczniowe. Budowle specjalne. Wydanie II. Wyd. Morskie, Gdańsk.
- HÜCKEL S., 1975b – Budowle morskie. T. IV. Wykonawstwo robót morskich. Przykłady obliczeń. Wydanie II. Wyd. Morskie, Gdańsk.
- INEROWICZ M., JUSZKIEWICZ-BEDNARCZYK B., WERNO M., 1986 – Penetracja platformy wiertniczej w wyniku przebiccia warstwy mocnej. *Inżynieria Morska*, 5: 149–150.
- INEROWICZ M., JUSZKIEWICZ-BEDNARCZYK B., WERNO M., 2000 – Odbudowa odcinka klifu w Jastrzębiej Górze. Mat. Konferencji Nauk.-Techn. z okazji 50-lecia Instytutu Morskiego: 89–99. Gdańsk.
- INSTRUKCJA ITB, 427/2007 – Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlanych. Cz. A. Roboty ziemne i konstrukcyjne, z. 1. Roboty ziemne. Warszawa.
- JASKOWIAK-SCHOENEICHOVA M., POŻARYSKI W., 1979 – Kreda górna polskiej części Bałtyku. *Kwart. Geol.*, 23, 2: 421–427.
- JUSZKIEWICZ-BEDNARCZYK B., WERNO M., INEROWICZ M., 1986 – Bezpieczeństwo pływających, samopodnoszących wiertniczych platform poszukiwawczych. *Inżynieria Morska*, 1: 13–15.
- KASZUBOWSKI L.J., COUFAL R., 2008 – Wstępny podział geologiczno-inżynierski dna zachodniej części polskiego Bałtyku w świetle map geologicznych dna Morza Bałtyckiego i badań sejsmoakustycznych. XVI Seminarium Naukowe „Regionalne problemy ochrony środowiska”, „Geotechnika w projektach regionalnych Unii Europejskiej na obszarze estuariowym”.
- KOLP O., 1966 – Rezenten Fazies der westlichen und südlichen Ostsee. *Petermanns geographische Mitteilungen* 110, 1 Quartalsheft: 1–18. Leipzig.
- KORDALSKI Z., JEGLIŃSKI W., KAULBARSZ D., 2007 – Skutki zmian klimatu w rejonie Gdańsk a zagospodarowanie przestrzenne. Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- KRAMARSKA R., 1995 – Trzeciorzęd. Tablica XI. *W: Atlas geologiczny południowego Bałtyku w skali 1:500 000* (red. J.E. Mojski). Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- KRAMARSKA R., 1998 – Origin and development of the Odra Bank in the light of the geological structure and radiocarbon dating. *Kwart. Geol.*, 42, 3: 277–288.
- KRAMARSKA R., 2006 – Paleogen i neogen południowego Bałtyku i jego wybrzeża. *Centr. Arch. Geol. Państw. Inst. Geol., Oddz. Geologii Morza*, Gdańsk.
- KRAMARSKA R. (red.), 1999 – Mapa geologiczna dna Bałtyku bez utworów czwartorzędowych 1:500 000. Państw. Inst. Geol., Warszawa.

- KRAMARSKA R., JEGLIŃSKI W., 2001 – Cyfrowa mapa batymetryczna południowego Bałtyku. *Prz. Geol.*, **49**, 6: 504–507.
- KRAMARSKA R., UŚCINOWICZ S., ZACHOWICZ J., 2002 – Kenozoik południowego Bałtyku – wybrane zagadnienia. *Prz. Geol.*, **50**, 8: 709–716.
- KRISTOFFERSEN Y., LIEN E., FERSTERVOLL K., REE S., AARDAHL K., HOSOY O., 2006 – The hydrostatic corer Selcore – a tool for sediment sampling and geophysical site characterization. *Marine Geology*, **229**.
- LUNNE T., 2001 – In situ testing in offshore geotechnical investigation. Proc. Intern. Conf. on In Situ Measurement of Soil Properties and Case Histories, Bali: 61–81.
- LUNNE T., 2007 – Interpretation of CPT in compressible sands. Intern. Workshop. Soil Characterization and Relative Topics. NGI Oslo, 21–22nd March (niepublikowane).
- LUNNE T., ROBERTSON P.K., POWELL J.J.M., 1997 – Cone penetration testing in geotechnical practice. Blackie Academic & Professional, London.
- ŁOMNIEWSKI K., MAŃKOWSKI W., ZALEWSKI., 1975 – Morze Bałtyckie. PWN, Warszawa.
- MAGDA W., 2004 – Rurociągi podmorskie. Zasady projektowania. WNT, Kraków.
- MAZURKIEWICZ B., 1979a – Hydrotechniczne konstrukcje stoczniowe. Cz. I. Wyd. Morskie, Gdańsk.
- MAZURKIEWICZ B., 1979b – Doki suche. Gdańskie Tow. Nauk., Gdańsk.
- MAZURKIEWICZ B., 1983 – Fundamenty budowli morskich. Politechnika Gdańska, Gdańsk.
- MAZURKIEWICZ B., 1986 – Encyklopedia inżynierii morskiej. Wyd. Morskie, Gdańsk.
- MAZURKIEWICZ B. (red.), 2006 – Morskie budowle hydrotechniczne. Zalecenia do projektowania i wykonywania. Wyd. IV. Fundacja Promocji Przemysłu Okrętowego i Gospodarki Morskiej, Gdańsk.
- MEYERHOF G.G., 1974 – Ultimate bearing capacity of footings on sand overlaying clay. *Canad. Geotech. Journal*, **11** 2.
- MŁYNAREK Z., WIERZBICKI J., 2007 – Nowe możliwości i problemy interpretacyjne polowych badań gruntów. *Geologos*, **11**.
- MOJSKI J.E. (red.), 1989–1995 – Mapa geologiczna dna Południowego Bałtyku, 1:200 000. Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- MYŚLIŃSKA E., 2006 – Laboratoryjne badania gruntów. Wyd. UW, Warszawa.
- OSTROWSKI R., 2006 – Zmienność wielorewowej brzozy morskiej pod wpływem oddziaływania fal asymetrycznych i prądów pochodzenia falowego. *Inż. Morska i Geotech.* : 209–217.
- PIKIES R., 2005 – Procesy erozji i akumulacji glacialnej w południowej części Basenu Gotlandzkiego w zapisie rzeźby podłoża czwartorzędu oraz rozprzestrzenienia osadów plejstoceńskich. *Biul. Państw. Inst. Geol.*, **416**: 81–114.
- PIKIES R., JUROWSKA Z., 1995 – Objasnienia do Mapy geologicznej dna Bałtyku w skali 1:200 000, ark. Puck. Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- PILARCZYK K., ZEIDLER R., 1996 – Offshore breakwaters and shore evolution control. Balkema, Rotterdam.
- PIWOCKI M., OLKOWICZ-PAPROCKA I., KOSMOWSKA-CE-RANOWICZ B., GRABOWSKA I., ODRZYWOLSKA-BIEŃ-KOWA E., 1985 – Stratygrafia trzeciorzędowych osadów bursztynonowych okolic Chłapowa koło Pucka. *Pr. Muz. Ziemi*, **37**: 61–77.
- PRUSZAK Z., 2003 – Akweny morskie. Zarys procesów fizycznych i inżynierii środowiska. Wyd. IBW PAN, Gdańsk.
- PRUSZAK Z., ZAWADZKA E., 2005 – Vulnerability of Poland's coast to sea-level rise. *Coastal Engineering Journal, World Science*, **47**, 2–3: 131–155.
- PRUSZAK Z., ZAWADZKA E., 2008 – Potential implications of sea-level rise for Poland. *Journal of Coastal Research*, **24**, 2: 410–422.
- RAMSEY N., JARDINE R., RIDLEY 1998 – A review of soil-steel interface testing with the ring apparatus. Proc. Offshore Site Investigation and Foundation Behaviour 'New Frontiers' Conf., Society for Underwater Technology, London.
- RÓŻYŃSKI G., PRUSZAK Z., SZMYTKIEWICZ M., SKAJA M., KACZMAREK J., ZEIDLER R., 1999 – Behavior driven modeling under PACE topic 2. Final Scientific PACE Report, s.12.
- RYKA W., 1990 – Pre-Karelian rocks in Warmia, NE Poland. *Arch. Mineral.*, **46**, 1–2: 37–54.
- SCHOENEICH K., 1962 – Uzależnienie przebiegu linii brzozy południowej części Bałtyku od budowy geologicznej. *Zesz. Nauk. P.Szcz.*, **3**, 1.
- SCHOENEICH K., 1965 – O genezie polskiego brzozy Bałtyku. *Prz. Geol.*, **13**, 5: 196–198.
- STANISZEWSKA M., 2006 – Trwałe zanieczyszczenia organiczne w środowisku morskim w świetle nowych konwencji międzynarodowych. *Inż. Morska i Geotech.*, **2**: 73–79.
- STIVE M., 2003 – Climate change impacts on coastal erosion and stability. ELOISE Conf., Gdańsk.
- SUBOTOWICZ W., 1982 – Litodynamika brzozy klifowych wybrzozy Polski. Ossolineum, Wrocław.
- SUBOTOWICZ W., 2005 – Uwarunkowania litodynamiczne ochrony brzozy morskiej w Polsce. *Inż. Morska i Geotech.*, **3**: 190–193.
- SUBOTOWICZ W., 2007 – O rozwoju i ochronie brzozy morskiej w Polsce. *W: Geologia i geomorfologia podbrzozy i południowego Bałtyku*: 261–270. Akademia Pomorska, Słupsk.
- SZCZEPAŃSKA T., UŚCINOWICZ S., 1994 – Atlas geochemiczny południowego Bałtyku 1:500 000. Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- SZMYTKIEWICZ M., 2003 – Ocena oddziaływania portu we Władysławowie na brzozy Półwyspu Helskiego. *Inż. Morska i Geotech.*, **5**: 287–294.
- SZMYTKIEWICZ M., BIEGOWSKI J., KACZMAREK L.M. i in., 2000 – Coastline changes nearby harbour structures: comparative analysis of one-line models versus field data. *Coastal Engineering*, **40**: 119–139.
- TARNAWSKI M., 2007 – Zastosowanie presjometru w badaniach gruntu. PWN, Warszawa.
- TEJCHMAN A., GWIZDAŁA K., ŚWIDZIŃSKI W., BRZOZOWSKI T., KRASIŃSKI A., 1995 – Stateczność i ochrona klifów polskiego wybrzozy. Politechnika Gdańska, Gdańsk.
- THE BACC AUTOR TEAM, 2008 – Assessment of climate change for the Baltic Sea basin. Springer Verlag, Berlin, Heidelberg.
- TOMCZAK A., 1994 – Kompleksowe opracowanie osadów holocenu z otworu wiertniczego Bór na Półwyspie Helskim. Centr. Arch. Geol. Państw. Inst. Geol., Oddz. Geologii Morza, Gdańsk.
- TOMCZAK A., 1995 – Budowa geologiczna i ewolucja polskiej strefy brzozy. *W: Atlas geologiczny południowego Bałtyku w skali 1:500 000* (red. J.E. Mojski): 48–51. Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- UŚCINOWICZ S., 1995 – Miąższość czwartorzędu. Tablica XIII. *W: Atlas geologiczny południowego Bałtyku w skali 1:500 000* (red. J.E. Mojski). Państw. Inst. Geol., Warszawa.
- UŚCINOWICZ S., KRAMARSKA R., MASŁOWSKA M., PRZEDZIECKI P., ZACHOWICZ J., 2000 – Podstawowe badania geologiczne morza i wybrzozy oraz ich praktyczne znaczenie. *Prz. Geol.*, **48**, 9: 779–784.



- WERNO M., INEROWICZ M., JUSZKIEWICZ B., 2002 – Cliff reconstruction at Jastrzębia Góra. Xth Intern. Conf. and Fieldtrip on Landslides. *Landslide Hazard, Protective Measures Mitigation, Engineering Problems Triggering Mechanisms*: 72–78. Warszawa, Kraków, Gdańsk.
- WERNOWICZ M., JUSZKIEWICZ-BEDNARCZYK B., INEROWICZ M., 1986 – „Prognoza penetracji nóg platformy poszukiwawczej”, *Inżynieria Morska* nr 4, s. 117–119.
- WERNOWICZ M., JUSZKIEWICZ-BEDNARCZYK B., INEROWICZ M., 1987 – Penetration of jack-up platform footings into the seabed. *Marine Geotechnology*, 7, 2: 65–78.
- WERNOWICZ M., JUSZKIEWICZ-BEDNARCZYK B., INEROWICZ M., 1988 – Foundation stability of offshore platform. *Rozpr. Hydrotechniczne*, 50: 265–271.
- WERNOWICZ M., JUSZKIEWICZ-BEDNARCZYK B., ZAWISZA W., INEROWICZ M., 1985 – Podłoże gruntowe obciążone cyklicznie. Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa.
- WIŁUN Z., 2001 – Zarys geotechniki. Wyd. Komunikacji i Łączności, Warszawa.
- WYSOKIŃSKI L., 2007 – Instrukcje, wytyczne, poradniki 428/2007. Komentarz do nowych norm klasyfikacji gruntowej. ITB, Warszawa.
- ZAWADZKA-KAHLAU E., 1994 – Determination of changes of South Baltic spits and cliffs. *Bull. Marine Inst., Gdańsk*, 21, 1: 41–59.
- ZAWADZKA-KAHLAU E., 1999 – Tendencje rozwojowe polskich brzegów Bałtyku. GTN, Gdańsk.

## NORMY

- Skróty: ASTM – American Society for Testing and Materials (Amerykańskie Towarzystwo ds. Badań i Materiałów)  
 BS – British Standard (Norma Brytyjska)  
 DIN – Deutsche Industrienorm (German Industrial Standard. Niemieckie Normy Przemysłowe)  
 ISSMGE – International Society of Soil Mechanics (Międzynarodowe Towarzystwo Mechaniki Skał)
- ASTM D422-63(2007) – Standard Test Method for Particle-Size Analysis of Soils.
- ASTM D427-04 – Test Method for Shrinkage Factors of Soils by the Mercury Method (Withdrawn 2008).
- ASTM D854-06 – Standard Test Methods for Specific Gravity of Soil Solids by Water Pycnometer.
- ASTM D2166-06 – Standard Test Method for Unconfined Compressive Strength of Cohesive Soil.
- ASTM D2216-05 – Standard Test Methods for Laboratory Determination of Water (Moisture) Content of Soil and Rock by Mass.
- ASTM D2435-04 – Standard Test Methods for One-Dimensional Consolidation Properties of Soils Using Incremental Loading.
- ASTM D2487-06e1 – Standard Practice for Classification of Soils for Engineering Purposes (Unified Soil Classification System).
- ASTM D2488-06 – Standard Practice for Description and Identification of Soils (Visual-Manual Procedure).
- ASTM D2850-03a(2007) – Standard Test Method for Unconsolidated-Undrained Triaxial Compression Test on Cohesive Soils.
- ASTM D3080-04 – Standard Test Method for Direct Shear Test of Soils Under Consolidated Drained Conditions.
- ASTM D4015-07 – Standard Test Methods for Modulus and Damping of Soils by Resonant-Column Method.
- ASTM D4253-00(2006) – Standard Test Methods for Maximum Index Density and Unit Weight of Soils Using a Vibratory Table.
- ASTM D4254-00(2006)e1 – Standard Test Methods for Minimum Index Density and Unit Weight of Soils and Calculation of Relative Density.
- ASTM D4318-05 – Standard Test Methods for Liquid Limit, Plastic Limit, and Plasticity Index of Soils.
- ASTM D4373-02(2007) – Standard Test Method for Rapid Determination of Carbonate Content of Soils.
- ASTM D4546-03 – Standard Test Methods for One-Dimensional Swell or Settlement Potential of Cohesive Soils.
- ASTM D4648-00 – Standard Test Method for Laboratory Miniature Vane Shear Test for Saturated Fine-Grained Clayey Soil.
- ASTM D4767-04 – Standard Test Method for Consolidated Undrained Triaxial Compression Test for Cohesive Soils.
- ASTM D5311-92(2004) – Standard Test Method for Load Controlled Cyclic Triaxial Strength of Soil.
- ASTM D5334-08 – Standard Test Method for Determination of Thermal Conductivity of Soil and Soft Rock by Thermal Needle Probe Procedure.
- ASTM D6467-06a – Standard Test Method for Torsional Ring Shear Test to Determine Drained Residual Shear Strength of Cohesive Soils.
- ASTM D6528-07 – Standard Test Method for Consolidated Undrained Direct Simple Shear Testing of Cohesive Soils.
- BS EN 14161:2003 – Petroleum and natural gas industries. Pipeline transportation systems.
- BS PD 8010-2:2004 – Code of practice for pipelines. Subsea pipelines.
- BS 1377-1:1990 – Methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 1: General requirements and sample preparation.
- BS 1377-2:1990 – Methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 2: Classification tests.
- BS 1377-3:1990 – Methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 3: Chemical and electrochemical tests.
- BS 1377-4:1990 – Methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 4: Compaction-related tests.
- BS 1377-5:1990 – Methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 5: Compressibility, permeability and durability tests.
- BS 1377-7:1990 – Methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 7: Shear strength tests (total stress).
- BS 1377-8:1990 – Methods of test for soils for civil engineering purposes. Part 8: Shear strength tests (effective stress).
- BS 5930:1999 – Code of practice for site investigations.
- BSH Bundesamt für Seeschifffahrt und Hydrographie (2003) – Standard for Geotechnical Site and Route Surveys. Minimum Requirements for the Foundation of Offshore Wind Turbine and Power Cable Router Burial assessments. Hamburg–Rostock.
- DET NORSKE VERITAS (2000) – Design and installation of fluke anchors in clay. Recommended Practice RP-E301.

- DET NORSE VERITAS (2007) – Offshore Standard DNV-O-S-J101. Design of offshore wind turbine structures.
- DIN 18121-1:1998-04 – Untersuchung von Bodenproben – Wassergehalt. Teil 1: Bestimmung durch Ofentrocknung (Determination of water content of soil by the oven-drying method).
- DIN 18121-2:2001-08 – Baugrund – Untersuchungen von Bodenproben; Wassergehalt. Teil 2: Bestimmung durch Schnellverfahren (Soil. Investigation and testing; Watercontent. Part 2: Determining the moisture content of soil by rapid methods).
- DIN 18122-1:1997-07 – Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Zustandsgrenzen (Konsistenzgrenzen). Teil 1: Bestimmung der Fließ- und Ausrollgrenze (Soil, investigation and testing – Consistency limits. Part 1: Determination of liquid limit and plastic limit).
- DIN 18124:2007-11 – Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Korndichte – Kapillarpycnometer, Weithalspycnometer, Gaspycnometer (Soil, investigation and testing – Determination of density of solid particles – Capillary pycnometer, wide mouth pycnometer, gas pycnometer).
- DIN 18125-1:1997-08 – Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung der Dichte des Bodens. Teil 1: Laborversuche (Soil, investigation and testing – Determination of density of soil. Part 1: Laboratory tests).
- DIN 18126:1996 – Determination of minimum and maximum dry densities of non-cohesive soil.
- DIN 18128:2002-12 – Baugrund – Untersuchung von Bodenproben – Bestimmung des Glühverlustes (Soil – Investigation and testing – Determination of ignition loss).
- DIN 18129:1996-11 – Baugrund, Untersuchung von Bodenproben – Kalkgehaltsbestimmung (Soil, investigation and testing – Determination of lime content).
- DIN 18196:2006-06 – Erd- und Grundbau – Bodenklassifikation für bautechnische Zwecke (Earthworks and foundations. Soil classification for civil engineering purposes).
- DNV-OS-F101:2007 – Submarine pipeline systems.
- DNV-OS-J101:2007 – Design of offshore wind turbine structures.
- G-001 2004 – Norsok Standard. Marine soil investigation. Rev. 2.
- GL Germanisher Lloyd (2005) – Guideline for the certification of offshore wind turbines. 2nd Edition. Hamburg.
- IEC International Electrotechnical Commission (2008) – Wind turbines. Part 3: Design requirements for offshore wind turbines (project).
- ISO 13623:2000 – Petroleum and natural gas industries – Pipeline transportation systems. 1st edition.
- ISO 19900:2002 – Petroleum and natural gas industries – General requirements for offshore structures (PN-EN ISO 19900:2005 – Przemysł naftowy i gazowniczy. Wymagania ogólne dotyczące konstrukcji morskich).
- ISO 19901-1:2005 – Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures. Part 1: Metocean design and operating considerations (PN-EN ISO 19901-1:2006 – Przemysł naftowy i gazowniczy. Specyficzne wymagania dla konstrukcji przybrzeżnych. Część 1: Wymagania dotyczące projektowania i działania).
- ISO 19901-2:2004 – Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures. Part 2: Seismic design procedures and criteria” (PN-EN ISO 19901-2:2005 – Przemysł naftowy i gazowniczy. Specyficzne wymagania dla konstrukcji przybrzeżnych. Część 2: Sejsmiczne procedury projektowania i kryteria).
- ISO 19901-4:2003 – Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures. Part 4: Geotechnical and foundation design considerations.
- ISO 19901-5:2003 – Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures. Part 5: Weight control during engineering and construction (PN-EN ISO 19901-5:2006 – Przemysł naftowy i gazowniczy. Specyficzne wymagania dla konstrukcji przybrzeżnych. Część 5: Kontrola wagi podczas montażu).
- ISO 19901-7:2005 – Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures. Part 7: Stationkeeping systems for floating offshore structures and mobile offshore units” (PN-EN ISO 19901-7:2006 – Przemysł naftowy i gazowniczy. Szczególne wymagania dla konstrukcji morskich. Część 7: Skoordinowane systemy dla pływających konstrukcji i ruchomych zespołów przybrzeżnych).
- ISO 19902:2007 – Petroleum and natural gas industries – Fixed steel offshore structures (PN-EN ISO 19902:2008 – Przemysł naftowy i gazowniczy. Stałe stalowe konstrukcje przybrzeżne).
- ISO 19903:2006 – Petroleum and natural gas industries – Fixed concrete offshore structures (PN-EN ISO 19903:2007 – Przemysł naftowy i gazowniczy. Stałe betonowe konstrukcje przybrzeżne).
- ISO 19904-1:2006 – Petroleum and natural gas industries – Floating offshore structures. Part 1: Monohulls, semi-submersibles and spars (PN-EN ISO 19904-1:2006 – Przemysł naftowy i gazowniczy. Pływające konstrukcje przybrzeżne. Część 1: Statki jednokadłubowe, półzanurzalne oraz konstrukcje posadowione na palach).
- ISO 3183:2007 – Petroleum and natural gas industries – Steel pipe for pipeline transportation systems. 2nd edition.
- ISO/DIS 19901-3 (2008) – Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures. Part 3: Topsides structure.
- ISO/DIS 19901-6 (2008) – Petroleum and natural gas industries – Specific requirements for offshore structures. Part 6: Marine operations.
- ISO/TS 17892-1:2004 – Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil. Part 1: Determination of water content.
- ISO/TS 17892-5:2004 (Cor. 1:2006) – Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil. Part 5: Incremental loading oedometer test.
- ISO/TS 17892-6:2004 (Cor. 1:2006) – Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil. Part 6: Fall cone test.
- ISO/TS 17892-7:2004 (Cor. 1:2006) – Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil. Part 7: Unconfined compression test on fine-grained soils.
- ISO/TS 17892-8:2004 (Cor. 1:2006) – Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil. Part 8: Unconsolidated undrained triaxial test.
- ISO/TS 17892-9:2004 – Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil. Part 9: Consolidated triaxial compression tests on water-saturated soils.
- ISO/TS 17892-10:2004 (Cor. 1:2006) – Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil. Part 10: Direct shear tests.
- ISO/TS 17892-12:2004 (Cor. 1:2006) – Geotechnical investigation and testing – Laboratory testing of soil. Part 12: Determination of Atterberg limits.

- ISSMGE International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Technical Committee 5 (1998) – Laboratory Testing.
- ISSMGE International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Technical Committee 16 (1999) – International Reference Test Procedure for the Cone Penetration Test (CPT) and the Cone Penetration Test with Pore Pressure (CPTU).
- ISSMGE International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Technical Committee 16 (2001) – The Flat Dilatometer Test (DMT) in Soil Investigations.
- ISSMGE International Society for Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Technical Committee 1 (2005) – Geotechnical & Geophysical Investigations for Offshore and Nearshore Developments.
- NOBLE Denton International Ltd. Report No 0015/NDI (1987) – Concrete offshore gravity structures. General guidelines for approval of construction, towage and instalation.
- NOBLE Denton International Ltd. Report No 0016/NDI (2007) – Seabed and sub-seabed data required for approval of mobile offshore units (MOU).
- NOBLE Denton International Ltd. Report No 0028/NDI (2005) – Guidelines for the transportation and installation of steel jackets.
- NS 8001:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Percussion liquid limit.
- NS 8002:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Fall cone liquid limit.
- NS 8003:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Plastic limit.
- NS 8005:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Grain size analysis of soil samples.
- NS 8011:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Density.
- NS 8012:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Density of soil particles.
- NS 8013:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Water content.
- NS 8015:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Determination of undrained shear strength by fall-cone testing.
- NS 8016:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Determination of undrained shear strength by unconfined pressure testing.
- NS 8017:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Determination of one dimensional consolidation properties by oedometer testing – Method using incremental loading.
- NS 8018:1982 – Geotechnical testing – Laboratory methods – Determination of one dimensional consolidation properties by oedometer testing – Method using continuous loading.
- OSIG Offshore Site Investigation and Geotechnics Committee (2004) – Guidance notes on Geotechnical Investigations for Marine Pipelines. Rev. 03.
- OSIG Offshore Site Investigation and Geotechnics Group of the Society for Underwater Technology (2005) – Guidance notes on site investigation for offshore renewable energy projects.
- PN-B-02479:1998 – Geotechnika. Dokumentowanie geotechniczne. Zasady ogólne.
- PN-B-02480:1986 – Grunty budowlane. Określenia, symbole, podział i opis gruntów.
- PN-B-02481:1998 – Geotechnika. Terminologia podstawowa, symbole literowe i jednostki miar.
- PN-B-03020:1981 – Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednie budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie.
- PN-B-04452:2002 – Geotechnika. Badania polowe.
- PN-B-04481:1988 – Grunty budowlane. Badania próbek gruntu.
- PN-B-06050:1999 – Geotechnika. Roboty ziemne. Wymagania ogólne.
- PN-EN 1997-1:2008 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 1: Zasady ogólne.
- PN-EN 1997-2:2007 Eurokod 7: Projektowanie geotechniczne – Część 2: Badania podłoża gruntowego (oryg.).
- PN-EN ISO 14688-1:2006 – Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 1: Oznaczanie i opis.
- PN-EN ISO 14688-2:2006 – Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie gruntów. Część 2: Zasady klasyfikowania.
- PN-EN ISO 14689-1:2006 – Badania geotechniczne. Oznaczanie i klasyfikowanie skał. Część 1: Oznaczanie i opis.
- PN-EN ISO 19901-4:2006 – Przemysł naftowy i gazowniczy. Szczegółne wymagania dotyczące konstrukcji morskich. Część 4: Uwarunkowania geotechniczne i konstrukcyjne fundamentu.
- PN-EN ISO 22475-1:2006 – Rozpoznanie i badania geotechniczne. Pobieranie próbek metodą wiercenia i odkrywek oraz pomiary wód gruntowych. Część 1: Techniczne zasady wykonania.
- PN-EN ISO 22476-2:2005 – Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania polowe. Część 2: Sondowanie dynamiczne (oryg.).
- PN-EN ISO 22476-3 2005 – Rozpoznanie i badania geotechniczne. Badania polowe. Część 3: Sonda cylindryczna SPT (oryg.).
- VRYHOF ANCHORS B.V., 2005 – Anchor manual.

## USTAWY I ROZPORZĄDZENIA

- USTAWA z dnia 21 marca 1991 r. o obszarach morskich Rzeczypospolitej Polskiej i administracji morskiej (tekst jednolity Dz.U. Nr 153 z 2003 r., poz. 1502 z późn. zm.).
- USTAWA z dnia 4 lutego 1994 r. Prawo geologiczne i górnicze (tekst jednolity Dz.U. Nr 228 z 2005 r., poz. 1947 z późn. zm.).
- USTAWA z dnia 18 lipca 2001 r. Prawo wodne (tekst jednolity Dz.U. Nr 239 z 2005 r., poz. 2019 z późn. zm.).
- USTAWA z dnia 27 marca 2003 r. o planowaniu i zagospodarowaniu przestrzennym (tekst jednolity Dz.U. Nr 156 z 2006 r., poz. 1118 z późn. zm.).
- USTAWA z dnia 28 marca 2003 r. o ustanowieniu programu wieloletniego „Program ochrony brzegów morskich” (Dz.U. Nr 67 z 2003 r., poz. 621).
- USTAWA z dnia 16 kwietnia 2004 r. o ochronie przyrody (Dz.U. Nr 92 z 2004 r., poz. 880).
- USTAWA z dnia 13 czerwca 2008 r. o ratyfikacji Konwencji Sztokholmskiej w sprawie trwałych zanieczyszczeń organicznych (Dz.U. Nr 138 z 2008 r., poz. 864).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Spraw Wewnętrznych i Administracji z dnia 24 września 1998 r. w sprawie ustalania geotechnicznych warunków posadawiania obiektów budowlanych (Dz.U. Nr 126 z 1998 r., poz. 839).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 19 grudnia 2001 r. w sprawie sposobu i zakresu wykonywania obowiązku udostępniania i przekazywania informacji oraz próbek organom administracji geologicznej przez wykonawcę prac geologicznych (Dz.U. Nr 153 z 2001 r., poz. 1781).



- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 19 grudnia 2001 r. w sprawie gromadzenia i udostępniania próbek i dokumentacji geologicznych (Dz.U. Nr 153 z 2001 r., poz. 1780).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 19 grudnia 2001 r. w sprawie projektów prac geologicznych (Dz.U. Nr 153 z 2001 r., poz. 1777).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 16 kwietnia 2002 r. w sprawie rodzajów oraz stężeń substancji, które powodują, że urobek jest zanieczyszczony (Dz.U. Nr 55 z 2002 r., poz. 498).
- ROZPORZĄDZENIE Rady Ministrów z dnia 29 kwietnia 2003 r. w sprawie określenia minimalnej i maksymalnej szerokości pasa technicznego i ochronnego oraz sposobu wyznaczania ich granic (Dz.U. Nr 89 z 2003 r., poz. 820).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 21 lipca 2004 r. w sprawie obszarów specjalnej ochrony ptaków Natura 2000 (Dz.U. Nr 229 z 2004 r., poz. 2313).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 22 czerwca 2005 r. w sprawie rozporządzania prawem do informacji geologicznej za wynagrodzeniem oraz udostępniania informacji geologicznej wykorzystywanej nieodpłatnie (Dz.U. Nr 116 z 2005 r., poz. 982, zm. Dz.U. Nr 164 z 2006 r., poz. 1159, zm. Dz.U. Nr 207 z 2007 r., poz. 1501).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 23 czerwca 2005 r. w sprawie określenia przypadków, w których jest konieczne sporządzenie innej dokumentacji geologicznej (Dz.U. Nr 116 z 2005 r., poz. 983).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 3 października 2005 r. w sprawie szczegółowych wymagań, jakim powinny odpowiadać dokumentacje hydrogeologiczne i geologiczno-inżynierskie (Dz.U. Nr 201 z 2005 r., poz. 1673).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Gospodarki Morskiej z dnia 23 października 2006 r. w sprawie warunków technicznych użytkowania oraz szczegółowego zakresu kontroli morskich budowli hydrotechnicznych (Dz.U. Nr 206 z 2006 r., poz. 1516).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Środowiska z dnia 2 października 2007 r. w sprawie wymagań w zakresie prowadzenia pomiarów poziomów w środowisku substancji lub energii przez zarządzającego drogą, linią kolejową, linią tramwajową, lotniskiem, portem (Dz.U. Nr 192 z 2007 r., poz. 1392).
- ROZPORZĄDZENIE Ministra Transportu i Gospodarki Morskiej z dnia 1 czerwca 1998 r. w sprawie warunków technicznych, jakim powinny odpowiadać morskie budowle hydrotechniczne i ich usytuowanie (Dz.U. Nr 101 z 1998 r., poz. 645).