

POLITECHNIKA BIAŁOSTOCKA

SKRYPTY

Stanisław Paweł Glinicki

BUDOWLE PODZIEMNE

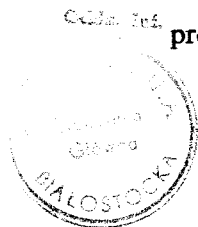
WYDAWNICTWA POLITECHNIKI BIAŁOSTOCKIEJ

Recenzent

prof. dr hab. inż. Stanisław Pisarczyk

Redaktor naukowy działu

prof. dr hab. inż. Rościśław Tribiło



Opracowanie redakcyjne

Jadwiga Żukowska

Skład komputerowy

Teresa Dawidowicz

Rysunki

Wiesława Markowska

Korekta

Maria Antonina Łaniewska

Skład komputerowy w Dziale Wydawnictw Politechniki Białostockiej. Druk w Zakładzie Poligraficznym Politechniki Białostockiej. Nakład 300 egz. Format B-5. Ark. wyd. 7,22. Ark. druk. 11,5. Oddano do druku w maju 1994. Druk ukończono w lipcu 1994. Zam. 61/94.

SPIS TREŚCI

	Strona
Przedmowa	6
1. WIADOMOŚCI WSTĘPNE O BUDOWLACH PODZIEMNYCH	
1.1. Zakres przedmiotu	7
1.2. Podstawowe pojęcia i definicje	8
1.3. Cechy szczególne budowli podziemnych liniowych	10
1.4. Studia ogólne i ekonomiczne	16
1.5. Studia geologiczne	22
1.6. Kryteria wyboru koncepcji trasy podziemnej budowli komunikacyjnej	25
2. OBCIĄŻENIA I OBLICZENIA STATYCZNE TUNELI PŁYTKICH	
2.1. Obciążenia stałe i zmienne długotrwałe tuneli płytkich	28
2.2. Obciążenia naziomu tuneli płytkich	29
2.3. Obciążenia tuneli bez uwzględnienia działań obciążeń dynamicznych	32
2.4. Schematy statyczne tuneli płytkich	34
2.5. Tunel płytki jako rama zamknięta	37
2.6. Tunel płytki prostokątny z wydzieloną płytą dolną	41
3. PRZEWODY PODZIEMNE	
3.1. Rodzaje obciążeń w obliczeniach statycznych przewodów podziemnych	44
3.2. Obliczanie wielkości obciążenia pionowego gruntem zasyпки ...	46
3.3. Obliczanie nacisku gruntu na przewody podziemne metodą Klejna	54
3.3.1. Momenty zginające i siły osiowe działające na przewód	54
3.3.2. Nacisk gruntu na przewód podziemny ułożony w wykopie	60

	Strona
3.3.3. Nacisk gruntu na przewód podziemny ułożony w nasypie	62
3.3.4. Nacisk gruntu na przewód podziemny w zakrytym wyrobisku	63
3.4. Inne metody obliczania nacisków na przewody podziemne	65
3.5. Ocena stopnia bezpieczeństwa przewodów podziemnych	73
3.6. Sposób określenia naprężeń w gruncie wokół przewodu podziemnego z uwzględnieniem współpracy układu przewodów podziemny – grunt; autorka dr inż. M. J. Glinicka	79
4. CIŚNIENIE GÓROTWORU NA OBUDOWĘ TUNELI	
4.1. Graniczna nośność górotworu	87
4.2. Hipoteza Protodiakonowa	91
4.3. Sposób doświadczalny Kommerella	95
4.4. Charakterystyczne wartości obciążeń górotworu na obudowę powłokową	98
4.5. Ciśnienie spągowe	102
4.6. Boczne ciśnienie górotworu	106
4.7. Obciążenie obudowy szybów	108
4.8. Obciążenie nadkładem gruntu tuneli głębokich	110
4.9. Typy obciążeń obudowy budowli podziemnych	112
4.10. Obliczenia statyczne tuneli głębokich	114
5. PRZEGLĄD METOD WYKONANIA OBIEKTÓW PODZIEMNYCH	
5.1. Tymczasowa obudowa wyrobisk podziemnych	119
5.2. Podział konstrukcji obudowy obiektów podziemnych	121
5.3. Metody wykonania obiektów podziemnych	123
5.4. Metoda belgijska	128
5.5. Metoda niemiecka	130
5.6. Metoda włoska	131
5.7. Metoda angielska	132
5.8. Budowa obiektów podziemnych metodą tarczową	133
5.9. Budowa obiektów metodą odkrywkową z zabezpieczeniem ścian wykopu metodą berlińską	137
5.10. Metoda odkrywkowa z zastosowaniem ścian szczelinowych	141
5.11. Wykonawstwo kotew iniekcyjnych i ich projektowanie	146
5.12. Specjalne metody wykonania budowli podziemnych	149

	Strona
6. OBLICZENIA STATYCZNE PRZECISKANYCH PRZEWODÓW	
6.1. Dane wyjściowe do obliczeń przecisków	152
6.2. Obciążenia działające poprzecznie w stosunku do osi przewodu przeciskanego	155
6.3. Obciążenia działające w kierunku osi przecisku	164
6.4. Opis wykonawstwa przeciskanych przewodów	168
7. URZĄDZENIA W BUDOWLACH PODZIEMNYCH	
7.1. Wentylacja budowli podziemnych	172
7.2. Oświetlenie budowli podziemnej	176
7.3. Nawierzchnie w tunelach	178
7.4. Odwodnienie budowli	179
7.5. Urządzenia zabezpieczające	181
LITERATURA	182

PRZEDMOWA

Skrypt ma służyć do nauki przedmiotu „budowle podziemne”. Wykorzystano w nim część poprawionego i uzupełnionego materiału z „Podstaw budowli podziemnych”, wydanych w 1986 roku. Nowością jest w nim dodatkowy rozdział pt. „Obliczenia statyczne przeciskanych przewodów”.

Skrypt ma pomóc studentom w opanowaniu wiadomości z zakresu specjalności drogi, ulice, lotniska oraz konstrukcje budowlane i inżynierskie.

Rozwiązanie problemów z zakresu teorii i praktyki w projektowaniu, w budowie oraz w modernizacji i eksploatacji infrastruktury podziemnej miast wymaga także znajomości problemu ochrony i kształtowania środowiska. Bytowanie człowieka mogą zagrażać następujące czynniki: rozwój urbanistyki, wzrost industrializacji i postęp techniki, zajmowanie pól uprawnych pod inwestycje oraz degradacja gruntów. Ustawa o ochronie i kształtowaniu środowiska obejmuje swoim zasięgiem całą przyrodę. Chroni więc także człowieka przed uciążliwościami, które sam sobie stwarza.

W ochronie środowiska na programowanie zadań składa się sposób wykonania tych zadań, czas oraz potrzebne środki. Szczególne znaczenie mają plany gospodarcze, samorządowe i plany zagospodarowania.

Plany zagospodarowania przestrzennego, spełniające podstawową rolę w ochronie środowiska, są podstawą gospodarki przestrzennej. W gospodarce tej obiekty budowlane powinny być tak zaplanowane, budowane, utrzymywane i użytkowane, aby zapewniały ochronę środowiska.

W ustawie o ochronie i kształtowaniu środowiska są zawarte, między innymi, wskazania o utrzymaniu równowagi przyrodniczej, o prowadzeniu racjonalnej gospodarki zasobami przyrodniczymi oraz o ochronie walorów krajobrazowych i klimatycznych środowiska. Budowle podziemne w miastach, o których mowa w niniejszym skrypcie, powinny być zbudowane tak, aby nie były zagrożeniem dla środowiska.

1. WIADOMOŚCI WSTĘPNE O BUDOWLACH PODZIEMNYCH

1.1. Zakres przedmiotu

Nowoczesne rozwiązania komunikacyjne w miastach średniej i dużej wielkości wymagają zbudowania tuneli komunikacyjnych i przejść podziemnych. Na infrastrukturę podziemną miast składają się także dobrze funkcjonujące przewody podziemne rozprowadzające wodę i gaz. W zakładach przemysłowych wykorzystuje się niejednokrotnie do transportu materiałów sypkich tunele transportowe.

Tunele i przewody podziemne transportowe wykonywało się dotychczas zazwyczaj w wykopie otwartym, co zakłócało w znacznym stopniu życie w mieście i wpływało niekorzystnie na środowisko.

Przedmiot „budowle podziemne” obejmuje wiadomości, które powinien opanować inżynier projektujący płytkie tunele i przejścia podziemne, a także inne budowle podziemne. Przedmiot zawiera także podstawowe informacje o budowie obiektów metodami górniczymi, w tym także informacje o ciśnieniu górotworu na obudowę, i o czynnikach wpływających na wybór konstrukcji obudowy. Wiadomości o wykonaniu i projektowaniu przewodów podziemnych metodą przecisku pod przeszkodami terenowymi są uzupełnieniem programu wykładów. Przedmiotem ćwiczeń projektowych są opracowania: projekt przejścia podziemnego dla pieszych, usytuowanego na odcinku międzywęzłowym i projekt na temat „określenie obciążeń zewnętrznych i siły przeciskającej rurociąg pod nasypem drogowym”.

Wymienione wyżej obiekty podziemne powinny być, zgodnie z prawem budowlanym, projektowane, budowane i utrzymywane tak, aby

zapewniały bezpieczeństwo ludziom i konstrukcji, ochronę środowiska, niezbędne warunki zdrowotne, właściwy układ funkcjonalny i odpowiednie warunki użytkowe, a w szczególności w zakresie ochrony przeciwpożarowej, oświetlenia i wentylacji. Obiekty podziemne, a szczególnie fundamenty, konstrukcja nośna i obudowa tejże konstrukcji są objęte rękojmią, która obecnie w krajach Europy Zachodniej wynosi 10 lat.

1.2. Podstawowe pojęcia i definicje

Budowla podziemna jest to konstrukcja inżynierska zagłębiona poniżej powierzchni terenu. Zasadniczym obciążeniem tej konstrukcji inżynierskiej jest ciężar i parcie gruntu otaczającego budowlę.

Konstrukcja podziemna jest to taka konstrukcja, która służy do obudowy wyrobiska podziemnego.

Wyrobiskiem podziemnym nazywamy pustą przestrzeń w ośrodku gruntowym, wykonaną celowo przez ludzi, powstałą po wydobyciu gruntu.

Tunelem nazywamy budowlę podziemną stanowiącą przejście podziemne dla urządzenia komunikacyjnego lub transportowego. **Tunelem komunikacyjnym** jest budowla służąca do przeprowadzenia drogi, kolei, żeglugi, przejścia dla pieszych lub innego rodzaju komunikacji pod przeszkodą.

Ze względu na przeznaczenie dzielimy tunele komunikacyjne na: kolejowe, drogowe, żeglowne, koleje miejskie (metro) i tunele dla ruchu pieszego.

Tunele komunikacyjne są podzielone ponadto ze względu na:

- a) ich miejsce usytuowania w ciągu komunikacyjnym (liniowe i stacyjne),
- b) ich miejsce usytuowania na stacji (przelotowe i peronowe),
- c) ich miejsce usytuowania w terenie (górskie i nizinne),
- d) rodzaj obudowy (monolityczne, prefabrykowane, tunele o budowie mieszanej),
- e) rodzaj przekraczanych przeszkód (podwodne, podziemne, podperonowe),
- f) ich lokalizację (w terenie zabudowanym, w terenie nie zabudowanym),
- g) ich przekrój podłużny (poziome, wielospadkowe, jednospadkowe),
- h) ich położenie w planie (proste, załamane, krzywoliniowe),
- i) kierunki ruchu w ciągu komunikacyjnym (o ruchu jednokierunkowym i dwukierunkowym),
- j) kształt ich przekroju poprzecznego (prostokątne, kołowe, owalne),
- k) liczbę otworów w przekroju poprzecznym (jednootworowy, dwuotworowy, wielootworowy),

l) sposób ich wykonania (drażone, odkrywkowe, zatapiane),
m) rodzaj użytego materiału obudowy (kamienne, ceglane, żelbetowe, betonowe, metalowe).

Tunel o małym przekroju poprzecznym mniejszym niż 15 m² nazywamy zazwyczaj **sztolnią**. Sztolnię wykonuje się od razu w całym przekroju poprzecznym.

Do budowli podziemnych jednosztolniowych (tj. takich, których wielkość przekroju poprzecznego tunelu jest mniejsza, lub równa, od maksymalnej wielkości przekroju poprzecznego sztolni, możliwego do wykonania w istniejących warunkach gruntowych) zalicza się przede wszystkim prawie wszystkie kanały miejskie. Poszczególne części przekroju tunelu mają następujące nazwy: kalota, sztrośa i spąg. **Kalota** jest to górna część przekroju tunelu, **sztrośa** -- środkowa część przekroju tunelu, **spąg** -- dolna część przekroju tunelu.

Poza tunelami komunikacyjnymi są **tunele transportowe**:

- hydrotechniczne (sztolnie),
- wodociągowe,
- zbiorcze dla urządzeń miejskich (kolektory zbiorcze),
- kanalizacyjne,
- transportowe w zakładach przemysłowych,
- kanały ciepłownicze.

Wszystkie wyżej wymienione budowle podziemne są to **obiekty o charakterze liniowym**. Mają one wspólną cechę, w ich wnętrzu odbywa się ruch urządzeń, ludzi lub ciał znajdujących się w stanie stałym, płynnym lub gazowym.

Konstrukcja wlotu lub wylotu tunelu nazywa się **głowicą**, konstrukcja zaś tunelu przenosząca obciążenie zewnętrzne – **obudową tunelu**.

Długość tunelu jest to odległość między zewnętrznymi płaszczyznami głowic tunelu mierzona w poziomie trasy. **Światłem poziomym tunelu jednootworowego** nazywa się największą poziomą odległość między wewnętrznymi powierzchniami obudowy tunelu. **Światło poziome tunelu wielootworowego** jest to suma światel poziomych pojedynczych otworów tunelu.

1.3. Cechy szczególne budowli podziemnych liniowych

Zasadniczy podział budowli podziemnych, jak podano w rozdziale 1.2, wynika z rozróżnienia ich funkcji.

Innymi cechami umożliwiającymi rozróżnienie typów budowli są: zasadniczy kształt (np. w przekroju poprzecznym), konstrukcja, materiał użyty do budowy i metoda wykonania.

Cechami szczególnymi budowli podziemnych liniowych są:

a) Przekrój podłużny

Przekrój podłużny obiektu podziemnego, jego plan i profil zależą od następujących czynników:

- przebiegu trasy w przypadku tuneli komunikacyjnych,
- parametrów eksploatacyjnych,
- warunków geologicznych i hydrogeologicznych zalegania górotworu,
- sposobów odwodnienia budowli podziemnej,
- systemów przewietrzania obiektu.

Górotworem nazywamy górne warstwy skorupy ziemskiej, w której prowadzi się roboty górnicze. Jest to więc masyw skalny i gruntowy, tworzący jednostkę geologiczno-inżynierską podlegającą bezpośrednim wpływom oddziaływania tych robót. Rozpatrywany masyw dotyczy:

- znacznej części lub całego *nakładu górotworu* nad obiektem podziemnym,
- *ociosów*, czyli górotworu zalegającego po obu stronach obiektu na szerokości kilku lub kilkunastu rozpiętości wyrobiska,
- *spągu* wyrobiska, obejmującego pewną część górotworu pod obiektem podziemnym.

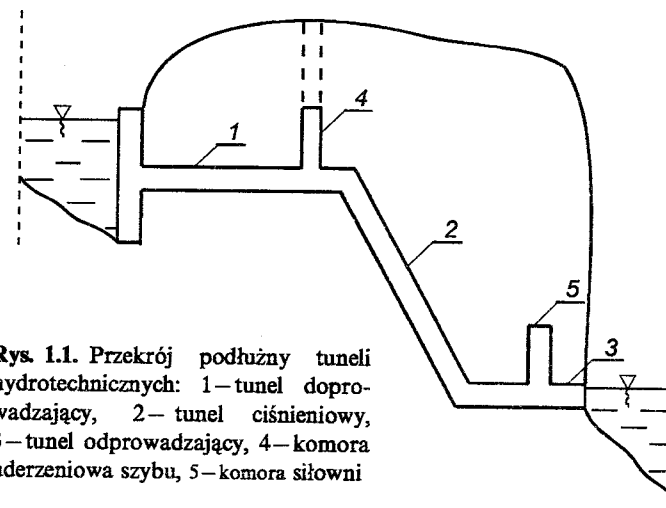
Oś obiektu może przebiegać w poziomie lub ze spadkami.

Obiekty poziome. W poziomie projektuje się *obiekty punktowe* lub *tunele krótkie* do 300 – 400 m długości. Długość obiektów poziomych jest ograniczona warunkami odwodnienia spągu wyrobiska. Dla zbyt długich odcinków tunelu kanały odwadniające, ze spadkami co najmniej 2‰ w kierunku wylotów, musiałyby mieć dużą głębokość, która mogłaby utrudniać ich oczyszczanie.

Spadki budowli podziemnych projektowane są w celu uzyskania niezbędnych efektów eksploatacyjnych, bądź prawidłowego ich odwodnienia.

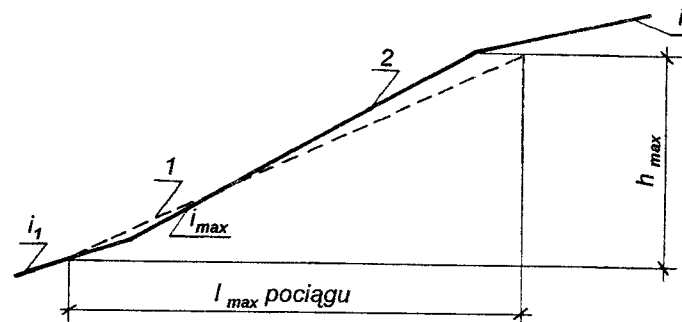
W spadkach w tunelach hydrotechnicznych, uwzględnia się warunki przepływu wody i potrzeby uzyskania maksymalnej energii wody poda-

wanej do turbiny elektrowni w tunelach ciśnieniowych (rys. 1.1). Wielkość minimalnych spadków w dowolnych obiektach powinna wynosić $2 \div 3\text{‰}$, zależnie od długości obiektu i sposobu odwodnienia.



Rys. 1.1. Przekrój podłużny tuneli hydrotechnicznych: 1 – tunel doprowadzający, 2 – tunel ciśnieniowy, 3 – tunel odprowadzający, 4 – komora uderzeniowa szybu, 5 – komora siłowni

Spadki tuneli komunikacyjnych zależą od miarodajnego spadku określonej trasy (rys. 1.2).



Rys. 1.2. Spadek miarodajny: 1 – spadek miarodajny ($h_{max}: l_{max\text{ poc.}}$), 2 – spadek maksymalny (i_1, i_2)

Na drogach samochodowych spadek miarodajny pokrywa się ze spadkiem maksymalnym. Na trasach kolejowych uważa się za miarodajny taki spa-

dek, który jest wyrażony *stosunkiem maksymalnego wzniesienia torów do maksymalnej długości pociągów*.

Spadki w tunelach są o 20÷30‰ łagodniejsze w porównaniu ze spadkami miarodajnymi na otwartym terenie. Konieczność ta wynika z *dotatkowych oporów*, jakie przejeżdżającym pojazdom stawia powietrze zamknięte w tunelu. *W tunelach następuje również spadek przyczepności kół pojazdów do nawierzchni*, spowodowany intensywnym jej wyjeżdżaniem i stałym zawilgoceniem. Im mniejsze są spadki, tym bardziej umiarkowanie pracują silniki i mniejsza ilość spalin wypełnia tunel. Najczęściej przyjmuje się w tunelach następujące **spadki maksymalne**: tunele kolejowe 13‰, metro 40‰, tunele samochodowe 40‰, przejścia podziemne 100‰.

Długość tuneli jednospadowych nie powinna przekraczać 3000 m, ponieważ w długich tunelach jednospadowych następuje zjawisko nadmiernego ciągu naturalnego, czyli tzw. przeciąg szkodliwy dla zdrowia. W czasie prowadzenia robót w tunelach jednospadowych miejsce, tzw. przodek postępujący, ze spadkiem ulega zalewaniu gromadzącymi się wodami.

Tunele podwodne i górskie są wykonywane zwykle jako dwuspadowe. Mogą one mieć profil wklęsły lub wypukły. Profil wklęsły jest korzystny z punktu widzenia przewietrzania. Profil wypukły zapewnia samoczynny odpływ wody w kierunku wylotów tunelu.

b) Ukształtowanie budowli w planie

Projektując tunele należy unikać łuków, ponieważ:

- zmniejszają widoczność pojazdów,
- wymagają poszerzenia przekroju poprzecznego,
- zwiększają objętość wbudowanych materiałów,
- komplikują wykonawstwo,
- utrudniają trasowanie osi,
- zwiększają opór przepływającego przez tunel powietrza.

Nie zawsze udaje się uniknąć łuków, zwłaszcza w złożonych warunkach morfologicznych i geologicznych. Długość promieni zatem powinna być największa, a liczba łuków i ich długość niewielka.

Minimalne promienie łuków nie powinny być mniejsze niż:

- 400 ÷ 150 m w tunelach kolejowych,
- 200 ÷ 80 m w metrze,
- 300 ÷ 100 m w tunelach samochodowych.

Projektując przejścia podziemne pod ulicami należy zastosować rozwiązania, które w konkretnych warunkach charakteryzują się małym kosztem budowy i optymalnymi warunkami dla ruchu pieszego.

Projektując plan sytuacyjny przejścia podziemnego dla pieszych należy dążyć do tego, aby:

- suma długości przejść podziemnych była możliwie mała,
- droga pieszych przekraczających skrzyżowanie była możliwie krótka, prosta, bez zbędnych załamań i wyraźnie widoczna bez specjalnych drogowskazów, dotyczy to zwłaszcza przeważającego potoku ruchu pieszego,
- układ przejścia powinien być dostosowany do przebiegu głównych potoków ruchu pieszego.

W praktyce stosuje się następujące typy przejść podziemnych:

- proste (przez jeden lub więcej wlotów),
- proste z dodatkowymi dojazdami,
- typu pierścień (ruch pieszy odbywa się po obwodni),
- typu gwiazda (stosowane pod rozległymi skrzyżowaniami),
- z hallem centralnym (połączenie układów typu gwiazda i pierścień; jest to rozwiązanie najwygodniejsze dla pieszych, gdyż daje im możliwość wyboru najkrótszej drogi w dowolnym kierunku),
- układy mieszane – układy stosowane indywidualnie, nawiązujące do istniejących warunków ruchowych i technicznych, gdy układ placów lub skrzyżowań jest nieregularny.

c) Przekrój poprzeczny

Optymalne ukształtowanie przekroju poprzecznego budowli podziemnej przystosowuje się do warunków geologicznych i hydrogeologicznych oraz metody wykonania zależnie od przeznaczenia i potrzeb eksploatacyjnych projektowanej budowli. Można odróżnić cztery typy budowli *ze względu na warunki ich posadowienia*. Są to budowle na:

- **małych głębokościach**, posadowione w dobrych warunkach geotechnicznych, o dowolnym kształcie przekroju poprzecznego (najczęściej prostokątne),
- **dowolnej głębokości**, w bardzo małym górotworze, obciążone hydrostatycznie, o przekroju kołowym,
- **znacznej głębokości**, w skałach wywierających *duże ciśnienie pionowe i poziome*, wykonane w kształcie podkowiastego sklepienia, według linii ciśnienia, z gładkim połączeniem krzywizn,

– **znacznej głębokości**, w skałach wywierających głównie *ciśnienie pionowe*; wykonywane są one jako sklepienia ukształtowane zgodnie z linią ciśnień, oparte na ścianach masywnych.

Kształt budowli narzuca metodę wykonania budowli. I tak:

- budowlę o przekroju poprzecznym prostokątnym wykonuje się metodą odkrywkową, ponieważ do posadowienia wymaga ona najpłytszego wykopu,
- budowlę o przekroju poprzecznym kołowym wykonuje się metodą tarczową,
- budowlę o przekroju poprzecznym, w kształcie sklepienia, wykonuje się metodą górniczą.

Warunki eksploatacji budowli podziemnych decydują o wewnętrznym obrysie tych budowli. W obiektach tych mogą być przewidywane przestrzenie na urządzenia, sprzęt, środki transportu, a także przestrzenie na odpowiednie drogi i przejścia dla załogi obsługującej urządzenie. Obrys budowli podziemnej przystosowuje się do skrajni poszczególnych rodzajów taboru bądź wyposażenia eksploatacyjnego.

Tunele kolejowe muszą w swoim obrysie wewnętrznym pomieścić skrajnie taboru, nawierzchnie i odwodnienie. Za wyjściową przyjmuje się skrajnię najbardziej nowoczesną, to jest z obniżoną trakcją elektryczną.

Skrajnia tunelu samochodowego zależy od liczby pasów drogowych przebiegających w tunelu. Szerokość jednego pasa, przyjmowana najczęściej, wynosi 3,5 m, a całkowita szerokość jezdni w tunelu winna obejmować dwa pasy drogowy. W tunelu samochodowym trzeba wykonać, oprócz jezdni, przynajmniej jeden chodnik bezpieczeństwa, szerokości 75 ÷ 125 cm. Zazwyczaj wykonuje się chodniki po obu stronach jezdni. Chodniki te chronią obudowę tunelu przed uderzeniami pojazdów.

Sieć metra składa się z tuneli liniowych i stacji podziemnych. Przekroje poprzeczne tuneli liniowych zależą od skrajni taboru. Tabor metra porusza się w tunelach jednotorowych bądź dwutorowych, ale z konstrukcją działową rozdzielającą tunel na dwa kierunki. W przekrojach tych tuneli często przewiduje się chodnik umożliwiający przejście obsługi metra w czasie ruchu pojazdów.

Przekroje stacji metra zależą od natężenia ruchu pasażerów, usytuowania peronów i rodzaju stacji. Odróżnia się stacje metra typu *pośredniego i stacje węzłowe*. Perony mogą być usytuowane po zewnętrznej stronie torów lub między nimi, jako tzw. perony wypowe. Ze względu

na układ konstrukcyjny tuneli rozróżniamy stacje jedno-, dwu- i trójprzęsłowe. Środkowe przęsło stacji trójprzęsłowej obejmuje hall, w którym następuje przemieszczanie się pasażerów.

Tunele hydrotechniczne mają kształt i wymiary przekroju poprzecznego zależne od ilości i warunków przepływu wody. Z punktu widzenia hydrauliki najkorzystniejszy przekrój powinien mieć możliwie *mały obwód w stosunku do jego powierzchni*. Gwarantuje to minimalne straty w przepływie wody. Z tych względów w tunelach energetycznych, *szczególnie ciśnieniowych*, najwłaściwsze są przekroje kołowe i przekroje o kształcie zbliżonym do koła. W *tunelach bezciśnieniowych* swobodne zwierciadło wody, w ruchu nieustalonym, powinno znajdować się około 25 ÷ 20 cm poniżej poziomu jego stropu.

Przejścia podziemne dla pieszych, zależnie od funkcji przejść i ich położenia w zespole zurbanizowanym, muszą mieć zapewniony odpowiedni poziom swobody ruchu pieszego. Poziomy swobody ruchu pieszego i ich charakterystykę, to jest warunki ruchu, graniczne wartości i prędkości ruchu są podane w "Kryteriach i wytycznych projektowania przejść dla pieszych" – opracowaniu Instytutu Kształtowania Środowiska – Warszawa 1979. Szerokość użyteczną przejścia podziemnego oblicza się ze wzoru

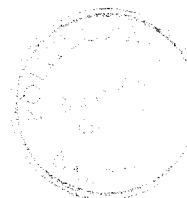
$$B = \frac{N_p}{P_i K} \quad [\text{m}] \quad (1.1)$$

gdzie:

- B – szerokość użyteczna przejścia [m],
- P_i – natężenie krytyczne ruchu pieszego na żądanym poziomie swobody ruchu pieszego [osoby/h],
- K – współczynnik uwzględniający ruch dwukierunkowy; wynosi 0,8,
- N_p – przewidywane lub pomierzone natężenie ruchu pieszych korzystających z przejścia w godzinie szczytu [osoby/h].

W przejściach dla pieszych są wprowadzone cztery poziomy swobody ruchu pieszego:

poziom 1 – warunki zapewniające swobodę ruchu, możliwość wyprzedzenia i mijania; warunki te są możliwe przy średniej prędkości ruchu $v = 1,6 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$,



poziom 2 – warunki nie dające pełnej swobody ruchu, trudniejsze jest wyprzedzenie i mijanie, prędkość przeciętna spada do $v = 1,3 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$,

poziom 3 – ruch musi się odbywać w kolumnie, gęstość ruchu wzrasta, przeciętna prędkość ruchu wynosi $(0,7 \div 1,0) \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$,

poziom 4 – zatłoczenie przejścia, przy którym prędkość ruchu spada do $0,4 \text{ m} \cdot \text{s}^{-1}$.

Przykładowe wartości P_i na 1 m szerokości przejścia są następujące [13]:

poziom 1 – 2800 osób/h, poziom 3 – 5030 osób/h,
poziom 2 – 4680 osób/h, poziom 4 – 5760 osób/h.

Obliczoną szerokość użyteczną tunelu zaokrągla się w górę. Dla uzyskania szerokości przejścia podziemnego w świetle powiększa się szerokość użyteczną:

- o 1,0 m, ze względu na niewykorzystanie przez pieszych pasów 0,5 m przy ścianach tunelu,
- o 1,5 m, jeśli wejścia i witryny pomieszczeń znajdują się po jednej stronie tunelu przejścia,
- o 2,0 m, jeśli wejścia i witryny pomieszczeń znajdują się po obu stronach tunelu przejścia.

Szerokość przejść dwukierunkowych nie powinna być mniejsza niż:

4,5 m – dla przejść podziemnych długości do 30,0 m,
6,0 m – dla przejść podziemnych długości ponad 30,0 m.

Wysokość przejść podziemnych powinna wynosić od 2,5 m do 3,0 m.

1.4. Studia ogólne i ekonomiczne

Budowle podziemne są bardzo kosztowne i dlatego przed podjęciem decyzji o ich budowie należy podjąć wstępne studia ogólne, ekonomiczne i geologiczne.

Do trudniejszych studiów ogólnych, koniecznych w projektowaniu obiektów podziemnych, należą:

- wybór sposobu zasilania taboru energią elektryczną,
- wybór systemu wentylacji,
- wybór sposobów umieszczenia peronów na stacjach miejskich kolei podziemnych,
- szczegółowe badania przed rozpoczęciem budowy np. tunelu podrzecz- nego i porównanie wariantu mostowego z wariantem tunelu podrzecz- nego.

Studia ogólne przeprowadza się również po to, aby spełnione były wymagania związane z właściwym użytkowaniem obiektów podziemnych. Są to warunki następujące:

- zapewnienie właściwych i bezpiecznych warunków poruszania się osób i pojazdów przez zastosowanie specjalnych systemów oświetlenia w warunkach nocnych i dziennych, zastosowanie sygnalizacji oraz urządzeń regulacji ruchu, itp.,
- utrzymanie mikroklimatu i czystości powietrza koniecznych dla zdrowia; można je zapewnić stosując odpowiednie urządzenia wentylacyjne i klimatyzacyjne,
- ochrona obiektów przed zawilgoceniem i zatopieniem przez wody gruntowe i opadowe; jest ona możliwa, gdy będzie zastosowana, między innymi, izolacja przeciwwodna budowli oraz urządzenia do zbierania i oczyszczania wód gromadzących się na dnie pomieszczeń,
- ułatwienia w pionowym transporcie osób i rzeczy; zadanie to spełniają windy, schody ruchome i eskalatory,
- zapewnienie użytkowania obiektu według określonego programu; dotyczy to w szczególności przejść podziemnych dla pieszych (bary szybkiej obsługi, kwiaciarnie, telefony, WC, itp.),
- dostarczanie korzystnych wrażeń estetycznych, stwarzanie warunków wpływających na dobre samopoczucie osób przebywających w obiekcie (plastyczne walory wnętrza, oświetlenia, gabloty, plakaty, tablice informacyjne).

Podstawą rachunku ekonomicznego jest prognozowanie wykorzystania projektowanej drogi. Wykonuje się kilka wariantów rozwiązań planowanego obiektu inżynierskiego podziemnego. Warianty te powinny uwzględniać wyraźne zróżnicowanie podstawowych parametrów technicznych projektowanej budowli podziemnej, a mianowicie:

- lokalizację obiektu (plan i profil osi podłużnej),
- ukształtowanie w układzie poprzecznym,
- różne rodzaje obudowy wyrobiska,
- możliwe metody wykonania budowli.

Ocena kosztów budowli podziemnej i ich amortyzacja, w przypadku budowy i eksploatacji tuneli komunikacyjnych, są podstawą analizy ekonomicznej.

Czas amortyzacji tunelu podrzeczno określa się wzorem

$$T = \frac{C_1 - C_2}{E_2 - E_1} \quad (1.2)$$

gdzie:

- C_1 i C_2 – całkowite koszty inwestycyjne (odpowiednio) wariantu z tunelem i bez tunelu (tzn. wariant mostowy),
- E_1 i E_2 – koszty eksploatacji tych wariantów.

Koszty eksploatacji drogi z tunelem (E_2) i bez tunelu (E_1) określa się uwzględniając następujące składniki kosztów:

- koszty wynikające z natężenia ruchu, to jest z liczby pojazdów przejeżdżających przez przekrój trasy komunikacyjnej w jednostce czasu,
- koszty uzależnione od długości trasy, a także jej wzniesienia oraz liczby i krzywizny łuków,
- koszty utrzymania nawierzchni i obiektów inżynierskich drogi oraz urządzeń zabezpieczenia ruchu,
- koszty zużycia paliwa i utrzymania pojazdów,
- koszty utrzymania ciągłości ruchu w przypadku zagrożenia opadami śniegu lub lawinami śnieżnymi czy kamiennymi,
- koszty związane z zachowaniem niezawodności drogi.

Do każdego rodzaju tunelu dobiera się określoną optymalną długość odcinków zapewniających odpowiednią szybkość postępu robót. Waha się ona w granicach 500 ÷ 2000 m.

Całkowite koszty inwestycyjne wariantu z tunelem podrzeczno oblicza się ze wzoru:

$$C_1 = L_t C_t + L_{1d} C_{1d} \quad (1.3)$$

w którym:

- L_t – długość tunelu,
- L_{1d} – długość drogi (dojazdy do tunelu) według pierwszego wariantu,
- C_t – koszt jednostkowy budowy tunelu podrzeczno,
- C_{1d} – koszt jednostkowy budowy drogi dojazdowej do tunelu według wariantu pierwszego.

Całkowity koszt budowy drogi według wariantu bez tunelu (tzn. wariant mostowy) wynosi

$$C_2 = L_{2d} C_{2d} \quad (1.4)$$

gdzie:

- L_{2d} – długość drogi drugiego wariantu (konstrukcja mostu i dojazdy),
- C_{2d} – koszt jednostkowy budowy drogi według drugiego wariantu.

Ustalając jednostkowe koszty budowy drogi uwzględnia się wszystkie koszty związane z budową w poszczególnych wariantach, dotyczące:

- robót ziemnych wraz z zabezpieczeniami stateczności i odwodnieniem wykopów i nasypów,
- budowli inżynierskich: mostów, wiaduktów, przepustów, ścian oporowych itp.,
- nawierzchni kolejowej wraz z urządzeniami zabezpieczenia i sygnalizacji ruchu.

Określenie kosztów eksploatacji jest sprawą trudną i wymaga przeprowadzenia analiz składników tych kosztów, takich jak:

- natężenie ruchu na drodze,
- długość wzniesienia, liczba i krzywizny łuków trasy,
- utrzymanie nawierzchni i obiektów inżynierskich drogi oraz urządzeń zabezpieczenia ruchu,
- zużycie paliwa i utrzymanie pojazdów,
- niezawodność drogi i ciągłość ruchu w przypadku zagrożenia opadami śniegu lub lawinami śnieżnymi czy kamiennymi.

Projektowanie tuneli komunikacyjnych górskich, podwodnych i metra wymaga dodatkowych specjalistycznych studiów ekonomicznych i technicznych [8].

Przystępując do projektowania podziemnych przejść dla pieszych należy oprzeć się na kryterium wstępnym i łącznym.

Kryterium wstępne przejść podziemnych dla pieszych pod jezdniami arterii miejskich ma zastosowanie w następujących przypadkach:

- wyczerpania przepustowości jednego z wlotów dla ruchu kołowego, bądź przejść dla pieszych w poziomie jezdni,
- przekroczenia średniej rocznej liczby wypadków z pieszymi z okresu 3 lat (tab. 1.1),
- konieczności zapewnienia integralności funkcjonalnej układów ściśle ze sobą współpracujących, rozdzielanych silnym ruchem kołowym (mieszkania – usługi),
- jako rozwiązanie alternatywne, zamiast sygnalizacji świetlnej.

Tabela 1.1
Graniczne liczby wypadków z pieszymi

Wielkość miasta w tysiącach mieszkańców	Średnia roczna liczba wypadków z okresu 3 lat
do 50	2
50 – 250	3
250 – 500	4
500 – 1000	6
ponad 1000	8

Budowę przejścia podziemnego uważa się za uzasadnioną, jeżeli efekt ekonomiczny równoważy poniesione nakłady i koszty eksploatacji w okresie do 5 lat. W celu oceny stopnia potrzeby budowy przejścia podziemnego w miejscach określonych według kryterium wstępnego należy przeprowadzić analizę według kryteriów cząstkowych, które składają się na kryterium łączne.

Kryterium łączne wyrażone jest liczbą punktów, którą oblicza się ze wzoru

$$S_L = S_R + S_U + S_E \quad (1.5)$$

gdzie:

- S_L – liczba punktów kryterium łącznego,
- S_R – liczba punktów kryterium ruchowego,
- S_U – współczynnik kryterium urbanistycznego,
- S_E – współczynnik kryterium ekonomicznego.

Tabela 1.2
Ocena stopnia zapotrzebowania na budowę przejścia

Liczba punktów kryterium łącznego S_L	Ocena
powyżej 80 punktów	przejście konieczne
od 50 do 80 punktów	przejście uzasadnione
poniżej 50 punktów	przejście nieuzasadnione

Tabela 1.2 podaje ocenę stopnia zapotrzebowania na budowę przejścia podziemnego dla pieszych według kryterium łącznego.

Kryteria cząstkowe: S_R – kryterium ruchowe, S_U – kryterium urbanistyczne oraz S_E – kryteria ekonomiczne przejść dla pieszych są określone w pracy pt. „Kryteria i wytyczne projektowania przejść dla pieszych”, wydanej przez Instytut Kształtowania Środowiska w 1979 roku.

Kryterium ruchowe – S_R obejmuje następujące czynniki:

- natężenie ruchu kołowego,
- natężenie ruchu pieszego,
- wielkość miasta,
- elementy związane z bezpieczeństwem pieszych:
 - * liczba wypadków z pieszymi,
 - * prędkość faktyczna ruchu kołowego w rejonie planowanego przejścia,
 - * możliwość utworzenia wyspy rozdzielającej przeciwne kierunki ruchu,
 - * przystanki komunikacji zbiorowej,
- całkowitą odległość do pokonania przez pieszych (z jednej strony na drugą stronę ulicy).

Kryterium urbanistyczne – S_U oceniane jest na podstawie następujących kryteriów cząstkowych:

- podniesienia sprawności funkcjonowania układu urbanistycznego przez zapobieganie kolizjom pieszy – pojazd,
- zapewnienia funkcjonowania układów ściśle ze sobą współpracujących; rozciętych trasą komunikacyjną,
- zwiększenia wygody użytkowników pieszych w przypadku przekraczania ulicy znajdującej się w wąwozie,
- uwzględnienia układu przestrzenno-funkcjonalnego i architektonicznego,
- efektywności użytkowej (stopień wykorzystania przejścia podziemnego).

Kryteria ekonomiczne przejść dla pieszych – S_E przyjmuje się dla porównywania kosztów budowy przejścia podziemnego (łącznie z kosztami eksploatacji) z efektami ekonomicznymi liczonymi jako suma kosztów wypadków drogowych z pieszymi i kosztów spowodowanych okresowym zatrzymaniem ruchu kołowego i pieszego.

1.5. Studia geologiczne

W przepisach ustawy z dnia 9 marca 1991 roku obejmujących zmiany ustawy o prawie geologicznym określone są zasady prowadzenia prac geologicznych, między innymi, dla ustalania przydatności gruntów na potrzeby budownictwa i zagospodarowania przestrzennego.

Pracą geologiczną jest projektowanie i prowadzenie badań geologicznych połączone z wykonaniem robót geologicznych, a także sporządzanie dokumentacji geologicznych.

Robotą geologiczną jest wykonanie wierceń, szybków, sztolni i innych robót górniczych oraz badań geofizycznych. Gdy projektowana głębokość wiercenia przekracza 30 m, stosuje się odpowiednio przepisy prawa górniczego.

Wyniki prac geologicznych przedstawia się w **dokumentacji geologicznej**, która ma zawierać:

- wyniki wykonanych badań oraz ich interpretację,
- stopień osiągnięcia zamierzonego celu prac.

Rozróżnia się dokumentacje: geologiczne, geologiczne złóż kopalin, hydrogeologiczne i geologiczno-inżynierskie. Prace geologiczne obejmujące roboty geologiczne można wykonywać tylko na podstawie zatwierdzonego projektu.

Dokumentację geologiczno-inżynierską sporządza się na potrzeby planowania przestrzennego, a także w celu określenia warunków geologicznych w jakich będą posadowione obiekty budowlane, zlokalizowane wyrobiska górnicze lub składowiska. Właściciel dokumentacji geologicznej może zastrzec ograniczenie dostępności do informacji w niej zawartych na okres nie dłuższy niż pięć lat.

Prace geologiczne mogą być wykonane w trzech etapach – jako prace wstępne, szczegółowe i uzupełniające.

Studia geologiczne, oparte na badaniach wstępnych i analizie ekonomicznej, stanowią wstęp do opracowania projektu technicznego i wyboru odpowiednich metod realizacji, uwzględniających umiejscowienie punktów, w których mogą powstawać trudności i nieprzewidziane przerwy w robotach.

Podczas badań wstępnych źródłem informacji o warunkach geologicznych są mapy geologiczne. Mapa może być przydatna do wyboru ogólnej trasy, wlotów tunelu i wstępnego wyboru wariantów rozwiązań. Ponieważ koszty robót podziemnych zależą w znacznej mierze od układu geologicznego i hydrogeologicznego terenu, istotne jest przeprowadzenie **badania wstępnych** umożliwiających dokonanie:

- klasyfikacji geotechnicznej, a szczególnie oceny przydatności podłoża do przenoszenia obciążeń mechanicznych i obciążeń hydrostatycznych na poziomie pokładów objętych robotami,
- analizy właściwości fizycznych każdego z rozpoznanych pokładów i przygotowanie wniosków dotyczących metod prowadzenia odpowiednich robót [17],
- wstępnego określenia kosztów każdej z wymienionych robót, w zależności od powierzchni przekroju poprzecznego,
- wierceń próbnych i wykonanie na ich podstawie metodami kartografii półautomatycznej map stref geologicznych.

Analiza ekonomiczna i wstępne badania warunków geologicznych stanowią podstawę do opracowania wstępnego projektu budowli podziemnej.

Badania szczegółowe zawarte w dokumentacji geologiczno-inżynierskiej dotyczą parametrów fizycznych i mechanicznych skał i gruntów, ich składu mineralogicznego oraz dokładnych danych o deformacjach tektonicznych. Badania szczegółowe mają na celu dokładne rozpoznanie budowy geologicznej, parametrów fizycznych i mechanicznych skał i gruntów, ich składu mineralogicznego oraz dostarczenie danych o deformacjach tektonicznych i możliwości ich wywołania robotami.

Wiercenia badawcze stanowią podstawowe źródło informacji. Liczbę potrzebnych otworów badawczych ustala się w zależności od zmienności układów geologicznych. Do projektowania tuneli górskich liczba wierceń badawczych waha się w granicach 2÷4 na 1 km długości tunelu.

Budując tunele miejskie w gruntach nieskalistych wykonuje się otwory wiertnicze w liczbie 5÷10 na 1 km długości tunelu. Otwory te muszą sięgać głębiej niż spód budowli. W gruntach skalistych głębokość otworu powinna być większa o 20 do 50 m niż głębokość spodu budowli. W gruntach nieskalistych wystarczy wiercenie głębiej o 10÷15 m niż spód budowli. Tak znaczne różnice głębokości wierceń wynikają z potrzeby dokładnego określenia obrazu budowy geologicznej, a więc ustalenia występowania i układu spękań, uskoków i sfałdowań danego obszaru, a także przesunięć w pionie lub poziomie wzdłuż powierzchni nieciągłości.

Najważniejszymi właściwościami górotworu w miejscu budowy tunelu są:

- orientacja warstw skalnych, ich pochylenie w stosunku do stron świata,
- miąższość poszczególnych warstw i regularność zmian ich grubości,
- struktura krystaliczna skał,
- skład mineralogiczny skał,

- spójność między poszczególnymi ziarnami skał,
- twardość skały z punktu widzenia trudności jej odspajania,
- deformacje powstałe w okresie ruchów górotworu,
- zmienność temperatury górotworu,
- stosunki wodne na projektowanej trasie tunelu,
- możliwość natrafienia na szkodliwe gazy.

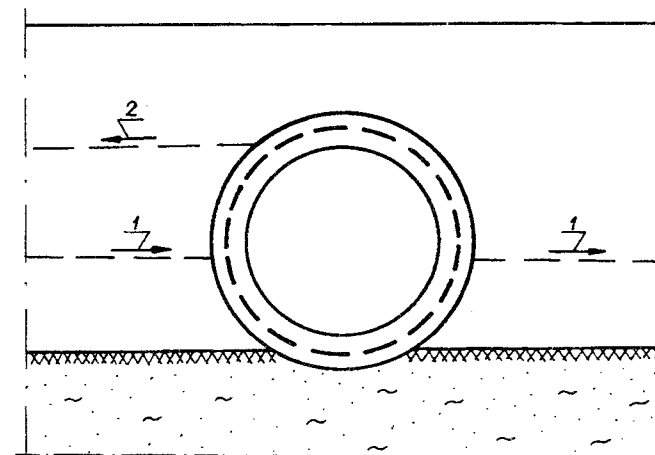
Wyniki wierceń uwidacznia się na przekrojach geologicznych podłużnych (wzdłuż osi trasy) i na poprzecznych, w miejscach o bardziej skomplikowanej budowie geologicznej. Ponadto należy wykonać przekrój geologiczno-stratygraficzny, geotechniczny (z punktu widzenia potrzeb budowlano-inżynierskich) i przekroje hydrogeologiczne (z zaznaczeniem poziomów wody i miejsc występowania gazów oraz wykresy temperatury) [16].

Badań szczegółowych dokonują specjaliści z geologii inżynierskiej. Rozpoznanie terenu na tym etapie obejmuje wykonanie wierceń geologicznych i prace kameralne. Wyniki tych badań są podstawą do opracowania projektu technicznego [6].

Badania uzupełniające podczas budowy (drażenia wyrobiska) dotyczą warunków termicznych skał i wody. Badania te dostarczają informacji, które porównuje się z rezultatami wierceń. W przypadku stwierdzenia znacznych odchyłeń parametrów geotechnicznych, od tych które przyjęto do projektowania, wyniki badań uzupełniających służą do naniesienia bieżących zmian w konstrukcji w opracowanym projekcie technicznym.

Studia hydrogeologiczne wyjaśniają pochodzenie, zasięg, warunki zalegania, skład chemiczny i przepływ wód podziemnych. Studia te należy przeprowadzać starannie, zwłaszcza w przypadku wykonania badawczych wierceń geologicznych. Woda występująca w górotworze, niezależnie od jej poziomu, zagraża budowli, zarówno podczas jej realizacji jak i w czasie eksploatacji. Wody związane z górotworem wpływają na jego właściwości fizyczne i mechaniczne. *Typowym destrukcyjnym* przejawem oddziaływania wód tego typu jest tzw. *pęcznienie górotworu*, które może powodować ciśnienie górotworu na obudowę wyrobiska, trudne do ustalenia co do wielkości.

Jeśli budowla podziemna jest wykonana w zasięgu przepływających wód gruntowych i zabezpieczona na czas eksploatacji, to zastosowanie odwodnienia może spowodować odpowiednie obniżenie poziomu wody, a przegrodzenie naturalnego przepływu wody może wpłynąć na jej spiętrzenie (rys. 1.3).



Rys. 1.3. Naruszenie reżimu wód podziemnych obudową wodoszczelną: 1 – pierwotny poziom i kierunek przepływu, 2 – poziom i kierunek przepływu po spiętrzeniu

1.6. Kryteria wyboru koncepcji trasy podziemnej budowli komunikacyjnej

Trasa tunelu kolejowego lub drogowego musi być zgodna z trasą drogi. Niewielkie odchylenia od trasy drogi mogą być rozpatrywane tylko ze względu na trudności geologiczne.

Wybierając zagłębienie, to jest niweletę, tunelu należy dążyć do umieszczenia budowli w możliwie najkorzystniejszych utworach tworzących górotwór. Jeśli jest to możliwe, należy umieszczać tunel powyżej poziomu wody gruntowej.

W wyborze niwelety drogowej lub kolejowej ważną rolę odgrywa wybór spadków podłużnych. Ze względu na odwodnienie nie należy budować tuneli w poziomie. Niweleta tuneli powinna mieć spadek minimalny około 1,5 ÷ 2‰.

Maksymalny spadek uwarunkowany jest spadkami podłużnymi drogi, której część składową stanowi budowany tunel. Uwzględniając warunki trakcyjne należy w tunelach stosować spadki mniejsze od dopuszczalnych.

nych dla drogi. W tunelu bowiem ulega zmniejszeniu współczynnik tarcia nawierzchni i zwiększają się opory ruchu. W tabeli 1.3 przedstawiono zmniejszenie spadków podłużnych w tunelach.

Tabela 1.3
Spadki na drodze w terenie otwartym i w tunelu

Maksymalny dopuszczalny spadek na drodze [‰]		Zmniejszenie spadków [‰]
odcinki na powierzchni terenu	odcinki w tunelu	
10	8	2
15	12	3
20	16	4
25	20	5
30	24	6
35	27	8
40	30	10

Podczas ruchu pociągów *opór powietrza* zależy od względnych szybkości ruchu powietrza i szybkości pociągów oraz, jeśli chodzi o ruch pociągów w tunelu, od stosunku wielkości przekroju poprzecznego tunelu do przekroju poprzecznego pociągów. Wielkości tego oporu wyznacza się zazwyczaj doświadczalnie na modelach lub przez pomiary w istniejących tunelach.

Tabela 1.4
Opory powietrza na odcinku otwartym i w tunelu

Opór powietrza [Pa]	Szybkość ruchu pociągu [km/h]		
	50	60	70
Na odcinku otwartym	33	41	50
W tunelu – dla ruchu zgodnego z kierunkiem działania wentylacji	50	64	80
W tunelu – dla ruchu przeciwnego niż działanie wentylacji	75	95	120

Podczas ruchu pociągu powstaje *kompresja powietrzna przed czołem pociągu i rozrzedzenie za pociągiem*, co znacznie zwiększa opór powietrza, szczególnie od tarcia o obudowę tunelu. Przykładowy opór powietrza, zmierzony w tunelu, podano w tabeli 1.4.

Opór powstały w czasie ruchu spowodowany krzywizną trasy, nie różni się na odcinkach tunelowych od oporu na odcinkach otwartych.

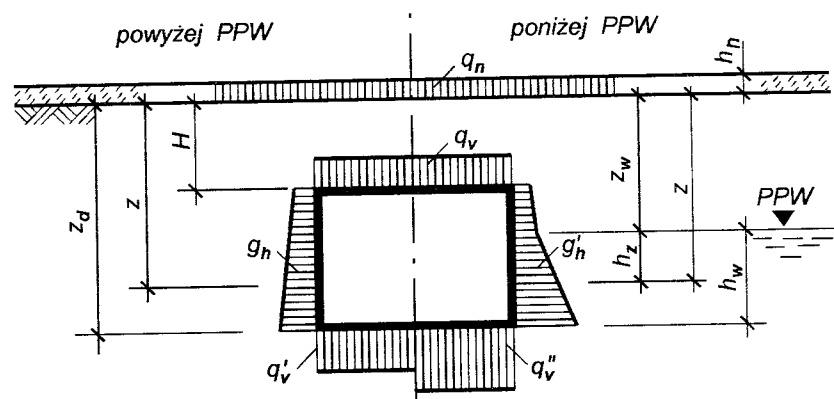
W projektach miejskich kolei podziemnych spadki podłużne trasy powinny być projektowane w taki sposób, aby stacje znajdowały się (jeśli to możliwe) w podniesieniach profilu linii. Uzyskuje się w ten sposób oszczędności trakcyjne, gdyż pociąg ruszając ze stacji nabiera przyspieszenia wyzyskując spadek podłużny trasy.

2. OBCIĄŻENIA I OBLICZENIA STATYCZNE TUNELI PŁYTKICH

2.1. Obciążenia stałe i zmienne długotrwałe tuneli płytkich

Jak zaznaczono w rozdziale 1.3 budowane tunele płytke mają najczęściej przekrój prostokąta i są zazwyczaj zagłębione w gruncie. Na obciążenie takiej budowli składa się:

- obciążenie stałe lub zmienne w całości długotrwałe, spowodowane ciężarem nawierzchni, ciężarem gruntu, ciężarem własnym budowli oraz parciem i wyporem wody gruntowej [14],
- obciążenie zmienne, wynikające z obciążenia naziomu oraz obciążeń technologicznych (użytkowych) budowli.



Rys. 2.1. Schemat tunelu płytkiego (budowli całkowicie zagłębionej w gruncie)

Obciążenia tunelu płytkiego spowodowane ciężarem nawierzchni, gruntu, budowli i wody gruntowej są ustalane według zasad podanych w normie PN-88/B-02014. Obciążenia pionowe stropu tunelu, płyty dolnej oraz obciążenia poziome ścian tunelu są określane w nawiązaniu do schematu pokazanego na rysunku 2.1.

2.2. Obciążenia naziomu tuneli płytkich

Obciążenie tunelu płytkiego wynikające z obciążenia naziomu zależy od sposobu użytkowania terenu. W obliczeniach statycznych takiej budowli obciążenia naziomu przyjmuje się w następujący sposób:

- jeśli teren jest ogólnie dostępny, miejski lub rolniczy, to przyjmuje się obciążenie naziomu nie mniejsze niż pojedynczym samochodem ciężarowym ciężkim, z ładunkiem według PN-82/B-02004, lecz nie mniejszym niż $5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$ w polu o powierzchni nieograniczonej,
- jeśli teren jest przeznaczony na składowiska otwarte i magazyny, to obciążenie naziomu jest przyjmowane według norm PN-85/S-10030 (wydanie 2), lecz nie mniejsze niż według pozycji a),
- jeśli teren jest zamknięty i należy do zakładu przemysłowego, to obciążenie naziomu określone jest zgodnie z projektem zagospodarowania zakładu odpowiednio do technologii produkcji, transportu i składowania, lecz nie mniejsze niż według pozycji a),
- jeśli naziom jest przeznaczony do użytkowania jako droga samochodowa, tramwajowa lub kolejowa, to obciążenie naziomu oblicza się według PN-85/S-10030 (wydanie 2), lecz nie może być ono mniejsze niż według pozycji a).

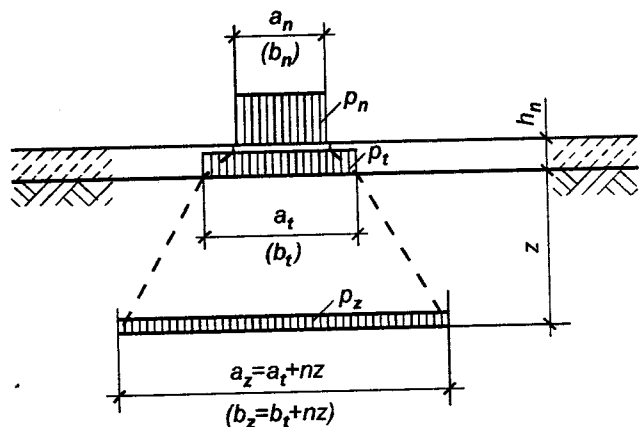
Wymienione wyżej obciążenia naziomu (p_n) w przypadku nawierzchni betonowych lub żelbetowych rozchodzą się poprzez warstwę nawierzchni i inne warstwy na konstrukcję nośną tunelu pod kątem 45° . Jednostkowe charakterystyczne obciążenie p_t równomiernie rozłożone w polu prostokątnym $a_t \cdot b_t$ w poziomie spodu nawierzchni wyznacza się według PN-85/S-10030 (wydanie 2).

Jednostkowe charakterystyczne obciążenie p_z zastępcze równomiernie rozłożone w gruncie na głębokości z w polu $a_z \cdot b_z$ (rys. 2.2) wyznacza się według wzoru:

$$p_z = p_t \frac{a_t \cdot b_t}{(a_t + n z)(b_t + n z)} \quad (2.1)$$

w którym wartości n przyjmuje się następująco:

- $n = 1,6$ – dla żwirów i pospółek,
- $n = 1,4$ – dla piasków grubych i średnich,
- $n = 1,2$ – dla piasków drobnych i pylastych,
- $n = 1,1$ – dla gruntów mało spoiistych,
- $n = 1,0$ – dla gruntów średnio spoiistych.



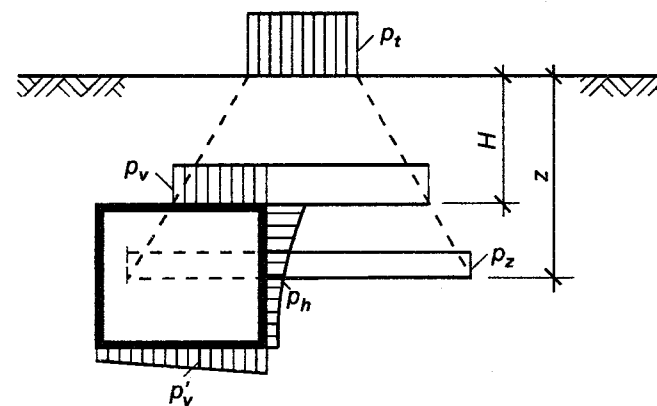
Rys. 2.2. Rozkład obciążeń w gruncie

Jednostkowe charakterystyczne obciążenie p_v płyty górnej tunelu, wynikające z obciążenia naziomu, przyjmuje się jako obciążenie równe obciążeniu zastępczemu p_z , określone według wzoru (2.1) dla $z=H$ (rys. 2.3).

Wymiarując płytę górną tunelu zagłębioną mniej niż 1,0 m uwzględnia się działanie dynamiczne obciążenia naziomu. Jednostkowe charakterystyczne obciążenie dynamiczne p_{vd} na głębokości z oblicza się według wzoru

$$p_{vd} = p_v \beta_z \quad (2.2)$$

w którym β_z – współczynnik dynamiczny dla obciążeń zastępczych p_z .



Rys. 2.3. Obciążenie płyty górnej

Jednostkowe charakterystyczne obciążenie p'_v płyty dolnej tunelu, wynikające z obciążenia naziomu (p_t) dla najniekorzystniejszego usytuowania obciążenia naziomu, wyznacza się w zależności od kształtu budowli i rodzaju konstrukcji. Wartość obciążenia p'_v nie może być mniejsza niż $5 \text{ kN} \cdot \text{m}^{-2}$.

Jednostkowe charakterystyczne obciążenie poziome ścian tunelu (p_h), wynikające z równomiernie rozłożonego obciążenia naziomu (rys. 2.3), oblicza się według wzoru

$$p_h = p_z K_o \quad (2.3)$$

gdzie:

p_z – obciążenie zastępcze równomiernie rozłożone w gruncie na głębokości z , wynikające z obciążenia naziomu, obliczone według wzoru (2.1) i według rysunku 2.2,

K_o – współczynnik parcia spoczynkowego gruntu, którego wartość przyjmuje się według PN-83/B-03010.

Wartości współczynnika dynamicznego β dla obciążeń zmiennych naziomu przyjmuje się, na terenach ogólnie dostępnych, terenach składowisk otwartych i magazynów oraz w obrębie zakładów przemysłowych, według PN-82/B-02003. Obliczając obciążenie dynamiczne p_{vd} (wzór (2.2)), wartość współczynnika dynamicznego (β_z) przyjmuje się w następujący sposób:

- dla $H \leq 0,5 \text{ m}$ $\beta_z = \beta$
- dla $0,5 \text{ m} < H \leq 1,0 \text{ m}$ $\beta_z = 1 + 2(\beta - 1)(1 - H)$
- dla $H > 1,0 \text{ m}$ $\beta_z = 1,0$

Dla tunelu, którego płyta górna pozostaje w zasięgu oddziaływania obciążeń taborem samochodowym, kolejowym lub tramwajowym, wartość współczynnika dynamicznego określa się według PN-85/S-10030 (wydanie 2). W przypadku gdy pod powierzchnią drogową znajduje się warstwa z materiału niekonstrukcyjnego, której grubość H wynosi nie więcej niż 0,5 m, współczynnik dynamiczny przyjmuje się $\beta = 1,35$. Jeśli na konstrukcji tunelu znajduje się warstwa materiału niekonstrukcyjnego grubości $H \geq 1,0 \text{ m}$, to współczynnik dynamiczny otrzymuje wartość $\beta = 1,0$. Dla grubości pośrednich materiału niekonstrukcyjnego, czyli gdy $0,5 \text{ m} < H < 1,0 \text{ m}$, współczynnik dynamiczny określa się według wzoru

$$\beta(H) = 1 + \frac{(1 - H)(\beta - 1,0)}{0,5} \quad (2.4)$$

2.3. Obciążenia tuneli bez uwzględnienia działań obciążeń dynamicznych

Jak zaznaczono w rozdziale 2.2, w przypadku gdy grubość nawierzchni (h_n) wynosi mniej niż 0,5 m, tunele zalicza się, ze względów statycznych i konstrukcyjnych, do wiaduktów. Jeśli grubość nawierzchni (h_n) i grubość warstwy zasypki gruntowej nad płytą stropową wynosi więcej niż 1,0 m, to nie uwzględnia się obciążeń dynamicznych tunelu. Współczynniki dynamicznych nie uwzględnia się także projektując podpory masywne i fundamenty obiektów mostowych, a ponadto określając obciążenia naziomu przy wyznaczaniu parcia i obciążenia tłumem piaskowych.

W przypadku grubości nawierzchni wraz z warstwą zasypki gruntowej $H > 1,0 \text{ m}$ (rys. 2.4) tunelu budowanego w wykopie otwartym rozpatruje się równowagę sił działających na elementarną warstwę gruntu i uzyskuje się równanie różniczkowe, którego rozwiązanie daje wartość wypadkowej pionowego nacisku na tunel.

Dla gruntów niespoistych ta wypadkowa wynosi

$$W = \alpha \rho g s^2 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (2.5)$$

gdzie:

$$\alpha = \frac{1 - e^{-AH}}{As}, \quad [1],$$

$$A = 2 K_a \frac{1}{s} \text{tg} \delta, \quad [\text{m}^{-1}],$$

ρ – gęstość objętościowa gruntu [$\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$],

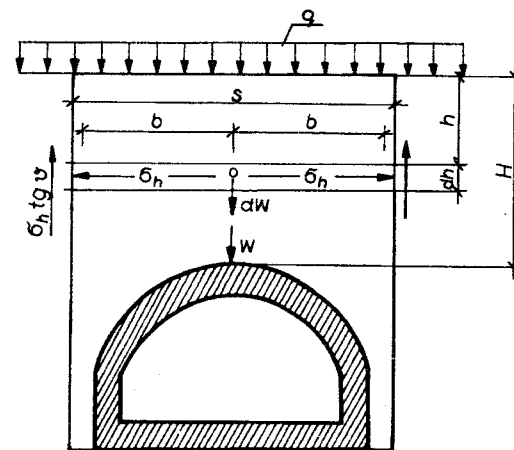
g – przyspieszenie ziemskie [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$],

s, H – szerokość, grubość warstwy zasypki według projektu [m],

$\text{tg} \delta$ – współczynnik tarcia zasypki gruntowej o ściany wykopu,

K_a – współczynnik parcia granicznego (czynnego),

e – podstawa logarytmu naturalnego.



Rys. 2.4. Tunel wykonany w wykopie otwartym przy $H > 1,0 \text{ m}$

Gdy powierzchnia terenu poddana jest obciążeniu o intensywności q [kN/m^2], wypadkowa wynosi

$$W = \rho g \alpha s^2 + q s e^{-AH} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (2.6)$$

Jeśli dla gruntów spoistych wprowadza się do obliczeń wartość spójności c_u (kN/m^2), to dla przypadku bez zewnętrznego obciążenia otrzymuje się wyrażenie

$$W = \alpha s(\rho g s - 2c_u) \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (2.7)$$

Jeśli uwzględni się obciążenie naziomu, to

$$W = \alpha s(\rho g s - 2c_u) + q s e^{-4B} \quad [\text{kN}\cdot\text{m}^{-1}] \quad (2.8)$$

Po dłuższym przebywaniu w gruncie tunele, kolektory i rurociągi ułożone w wykopach doznają obciążeń pionowych i poziomych mniejszych niż początkowe. Ma to szczególne znaczenie, gdy po pewnym czasie od chwili zakończenia budowy podziemnego obiektu istnieje potrzeba dodatkowego obciążenia powierzchni terenu. Superpozycja dodatkowego obciążenia z obciążeniem pierwotnym (początkowym) jest niewłaściwa, gdyż daje wyniki zawyżone. Na przewód rurowy, dawno ułożony, działa obciążenie gruntem w kształcie sklepienia.

Opracowując dokumentację techniczną budowy i przebudowy oraz oceniając nośność istniejących płytkich tuneli pod szlakami komunikacyjnymi, należy stosować normę projektowania obiektów mostowych PN-91/S-10042.

2.4. Schematy statyczne tuneli płytkich

Tunele płytke są budowlami całkowicie zagłębionymi w gruncie. Budowie te są mało odkształcalne i nie mają możliwości poziomych przesunięć. Wykonuje się je w wykopach otwartych. Zagłębienie w gruncie tuneli płytkich jest nieduże i dlatego pomija się efekt przesklepienia gruntu nad stropem tunelu.

W większości przypadków przyjmuje się przekrój jednocentrowy, jednak w przypadku tuneli płytkich drogowych zdarzają się przekroje dwu- lub wielocentrowe. Dla tuneli płytkich zakłada się przekrój prostokątny, układ prętowy, ramowy lub słupowo-ryglowy, poddany obciążeniom zewnętrznym. W niektórych przypadkach należy uwzględnić wpływ zmian temperatury bądź deformację podłoża gruntowego, np. na terenach eksploatacji górniczej.

Tunele posadowione na podłożu nieskalistym można przyjąć do obliczeń statycznych jako tunele zamocowane sprężyscie lub jako tunele posadowione na podłożu odkształcalnym, gdy najwyższy poziom wody gruntowej występuje poniżej podstaw fundamentu tunelu [3]. Model podłoża przyjmuje się według Winklera; dla tego modelu jest określona wartość współczynnika podatności podłoża (C). Możliwe warianty stosowanych schematów statycznych w prostokątnych tunelach płytkich i kolektorach przedstawiają rysunki 2.5 i 2.6. Przykłady realizacji konstrukcji hali peronowej dwu- i trójnawowej przedstawia rysunek 2.7 [12].

Dobór przedstawionych wariantów zależy od przeznaczenia obiektu, warunków wodno-gruntowych oraz od koncepcji konstrukcyjno-realizacyjnej. W przypadkach projektowania stacji metra i hali centralnych przejść podziemnych, ustroje konstrukcyjne traktuje się jako układy przestrzenne w postaci płyt lub tarczownic o różnym kształcie i warunkach podparcia.

Wymiarowanie tuneli wykonanych w wykopie otwartym może być dokonane na podstawie pracy [26].

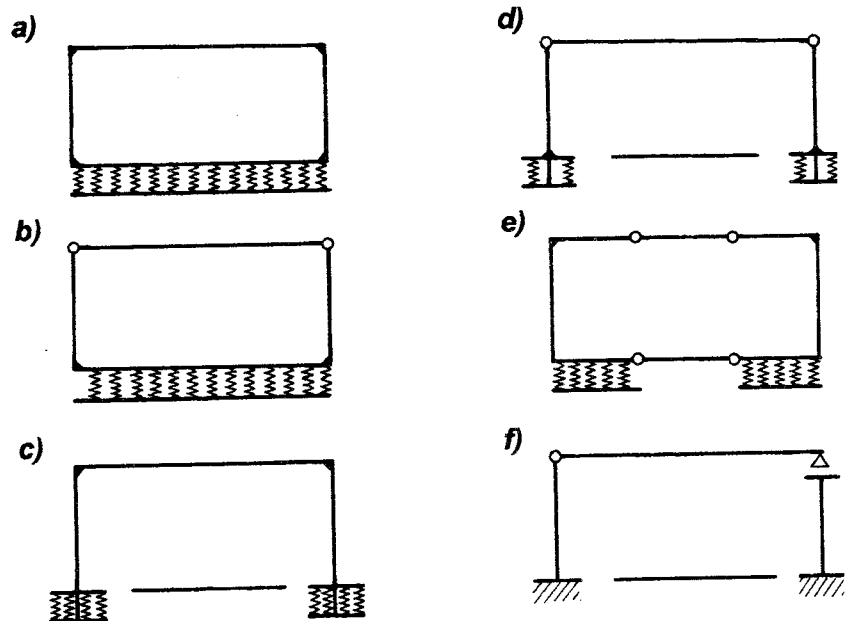
Praca ta podaje, że budując tunel w wykopie otwartym usytuowanym na zboczu (stoku) należy po wykonaniu konstrukcji tunelu wypełnić, po obu jego stronach, przestrzenie gruntem mineralnym odpowiednio zagęszczonym. W trakcie zagęszczania gruntu ułożonego obok konstrukcji tunelu powstają naciski także na ścianę tunelu; nie mogą być one obliczane jak w przypadku konwencjonalnych konstrukcji podpartych.

W związku z tym w obliczeniach, przyjmując model podłoża budowlanego, ustala się **współczynnik obciążenia** ramy tunelu wraz ze sprężystą izotropową półprzestrzenią gruntową, który umożliwia wprowadzenie obciążeń tych do obliczeń ustroju prętowego.

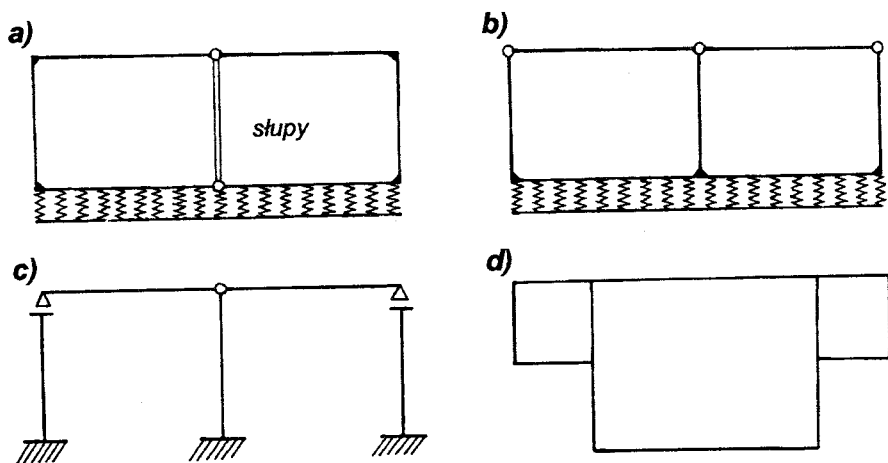
Współczynniki obciążenia są ustalane do metody elementów skończonych dla płaskiego i przestrzennego stanu naprężeń i dla różnych stosunków stanu zagęszczenia gruntu nasypowego do stanu zagęszczenia podłoża rodzimego.

Badania wykazują, że obciążenia obliczone w powyższy sposób mogą być większe niż w przypadku obliczeń przyjętych dla sprężystych prętów rozciąganych i przyłożonego parcia spoczynkowego gruntu lub parcia czynnego.

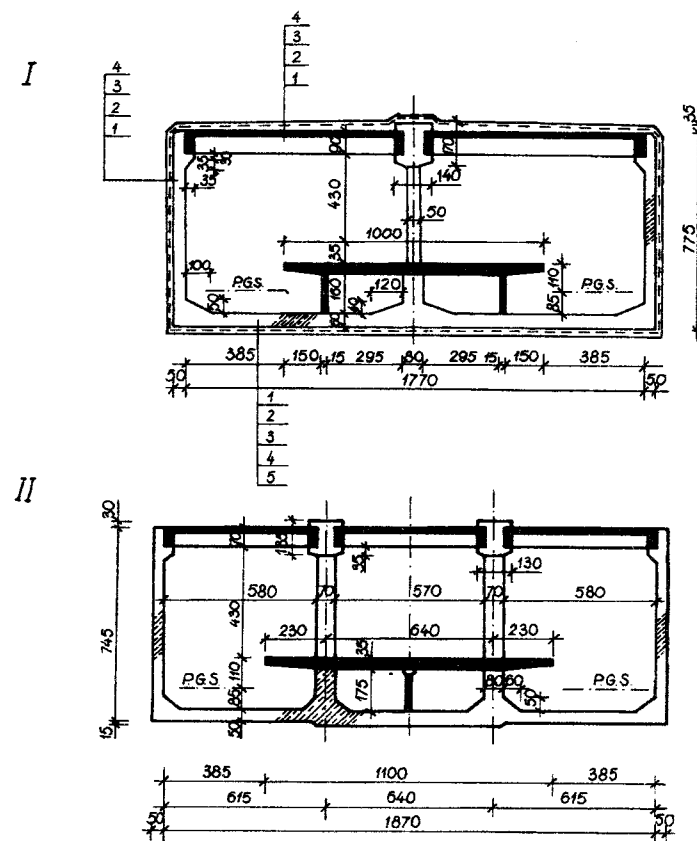
Dla przestrzennego stanu naprężeń stosuje się w analizowaniu metodą elementów skończonych nieliniowość z hiperbolicznym stosunkiem naprężenie-odkształcenie, przy czym powstają w tym przypadku mniejsze naprężenia niż przy liniowej analizie sprężystej. Jeśli dokonuje się obliczeń z zachowaniem warunku nieliniowości, okazuje się, że wartości momentów i sił normalnych są bardzo silnie uzależnione od prawa materiałowego i parametrów materiału.



Rys. 25. Schematy statyczne prostokątnych tuneli płytowych jednonawowych



Rys. 26. Warianty schematów statycznych: a,b,c,d—dla tuneli płytowych wielootworowych

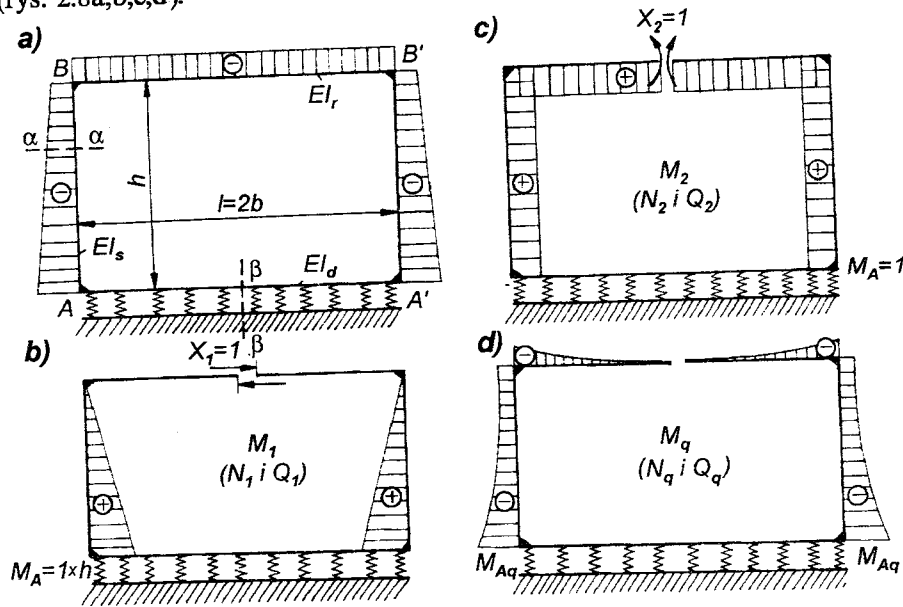


Rys. 27. Przekrój hali peronowej: I—stacji dwunawowej (z jednym rzędem słupów), II—stacji trójnawowej (z dwoma rzędami słupów); 1—konstrukcja, 2—warstwa wyrównawcza z zaprawy cementowo-piaskowej, 3—izolacja przeciwwodna warstwy specjalnej papy typu ciężkiego, 4—warstwa ochronna (pod płytą dolną—podłoże betonowe), 5—warstwa filtracyjna

2.5. Tunel płytki jako rama zamknięta

Tunel płytki, jako rama zamknięta posadowiona na podłożu winklerowskim, jest obciążony od góry równomiernie (q_v) oraz parciem bocznym gruntu (q_h) (rys. 2.8a).

Przedstawioną na rysunku 2.8 ramę zamkniętą można rozwiązać metodą sił. Układ ten jest dwukrotnie statycznie niewyznaczalny (rys. 2.8a,b,c,d).



Rys. 2.8. Obliczeniowe schematy ramy zamkniętej

Równania kanoniczne typu

$$\delta_{ik} X + \Delta = 0 \quad (2.9)$$

zawierają składniki uwzględniające sztywność belki na sprężystym podłożu według teorii belki jednostronnie ograniczonej na podłożu Winklera.

W układzie równań (2.9) składniki macierzy δ_{ik} oblicza się ze wzorów:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= 2 \left(\frac{h^3}{3EI_s} + \frac{h^2}{K_{MM}} \right) \\ \delta_{22} &= 2 \left(\frac{h}{EI_r} + \frac{h}{EI_s} + \frac{1}{K_{MM}} \right) \\ \delta_{21} = \delta_{12} &= 2 \left(\frac{h^2}{2EI_r} + \frac{h}{K_{MM}} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.10)$$

Macierz kolumnowa Δ złożona jest z dwóch wyrazów wyznaczonych ze wzorów:

$$\left. \begin{aligned} \Delta 1q &= 2 \left[\int M_1 M_q \frac{ds}{EI_i} + \frac{1}{K_{MP}} N_{Aq} h + \frac{1}{K_{MM}} M_{Aq} h \right] \\ \Delta 2q &= 2 \left[\int M_2 M_q \frac{ds}{EI_i} + \frac{1}{K_{MP}} N_{Aq} + \frac{1}{K_{MM}} M_{Aq} \right] \end{aligned} \right\} \quad (2.11)$$

w których sztywność K_{MM} i K_{MP} oblicza się ze wzorów:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{MM} &= \frac{1}{K_{MM}} = \frac{1}{LEI_d} \\ \delta_{MP} &= \frac{1}{K_{MP}} = \frac{1}{2L^2EI_d} \end{aligned} \right\} \quad (2.12)$$

We wzorach tych występują sumy całek iloczynów momentów jednostkowych (M_1, M_2) oraz momentów M_q (rys. 2.8d) od obciążeń zewnętrznych q , przy czym całkowanie przebiega na długości rygła górnego ($I_i = I_r$) oraz na długości słupa ($I_i = I_s$). Wartość L , zgodnie z teorią belek na podłożu sprężystym, wyznacza się ze wzoru

$$L = \sqrt[4]{\frac{Cl}{4EI_d}} \quad [1/m] \quad (2.13)$$

w którym:

- L – wielkość pomocnicza [m^{-1}],
- C – współczynnik podatności podłoża [$kN \cdot m^{-3}$],
- l – szerokość rygła dolnego [m],
- E – współczynnik sprężystości materiału dolnego rygła [kPa],
- I_d – moment bezwładności dolnego rygła [m^4].

Wyznaczone z równań (2.9) niewiadome X_1 i X_2 pozwalają znaleźć wartości momentów, sił podłużnych i poprzecznych w dowolnym przekroju ramy.

W przekrojach słupa i rygła górnego wielkości te oblicza się ze wzorów:

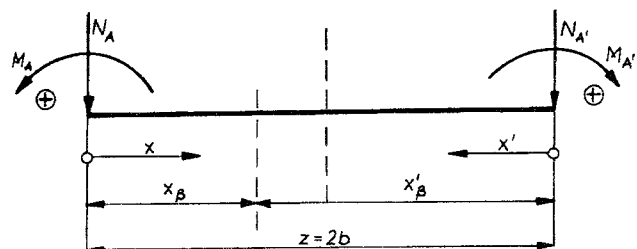
$$K_{\alpha-\alpha} = K_{\alpha-\alpha,q} + X_1 K_{\alpha-\alpha,1} + X_2 K_{\alpha-\alpha,2} \quad (2.14)$$

gdzie:

$K_{\alpha-\alpha}$ może oznaczać moment zginający ($M_{\alpha-\alpha}$), siłę podłużną ($N_{\alpha-\alpha}$) lub siłę poprzeczną ($Q_{\alpha-\alpha}$).

Dla rygła dolnego opartego na podłożu sprężystym stosuje się wzory (rys. 2.9):

$$\left. \begin{aligned} M_{\beta-\beta} &= M_A [e^{-Lx}(\cos Lx + \sin Lx) + e^{-Lx'}(\cos Lx' + \sin Lx')] + \\ &+ N_A \frac{1}{L} [e^{-Lx} \sin Lx + e^{-Lx'} \sin Lx'] \\ Q_{\beta-\beta} &= -2M_A L [e^{-Lx} \sin Lx - e^{-Lx'} \sin Lx'] + \\ &+ N_A [e^{-Lx}(\cos Lx - \sin Lx) - e^{-Lx'}(\cos Lx' - \sin Lx')] \end{aligned} \right\} \quad (2.15)$$



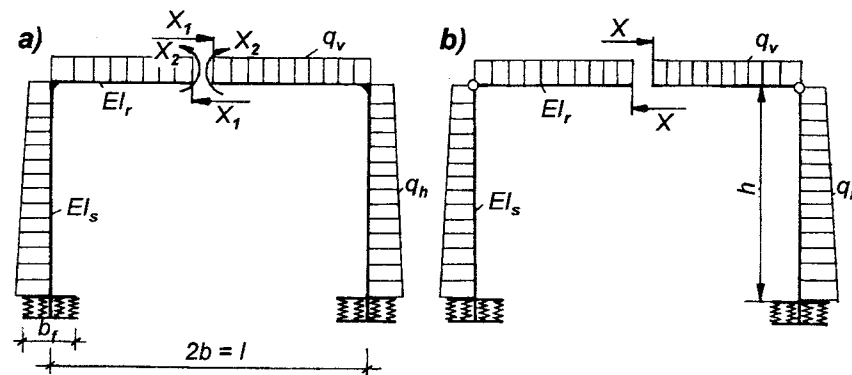
Rys. 2.9. Dolny rygiel ramy

Funkcje wykładniczo-trygonometryczne występujące we wzorach (2.15), są stabelaryzowane w pracy [12], przy czym wartości iloczynów przyjęto następujące: $\zeta = Lx$, $\psi_1 = e^{-Lx} \cos Lx$, $\psi_2 = e^{-Lx} \sin Lx$ dla L obliczonego ze wzoru (2.13).

Wariant schematu statycznego tunelu pokazany na rysunku 2.5b jest jednokrotnie statycznie niewyznaczalny i po wyznaczeniu niewiadomej X (siły podłużnej w górnym ryglu) oblicza się siły wewnętrzne ze wzorów (2.14) i (2.15).

2.6. Tunel płytki prostokątnej z wydzieloną płytą dolną

W praktyce inżynierskiej ma miejsce stosowanie, w tunelach prostokątnych, również ram, których schematy są podane na rysunku 2.10. Przypadek uwidoczony na rysunku 2.10a dotyczy ramy dwukrotnie niewyznaczalnej.



Rys. 2.10. Obliczeniowe schematy ram ze słupami sprężysto zamocowanymi w gruncie

Według metody sił dla ramy na rysunku 2.10a wartości przemieszczeń jednostkowych można wyznaczyć ze wzorów:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= 2h^2 \left(\frac{h}{3EI_s} + \frac{1}{I_f C} \right) \\ \delta_{12} = \delta_{21} &= 2h \left(\frac{h}{2EI_s} + \frac{1}{I_f C} \right) \\ \delta_{22} &= 2 \left(\frac{b}{EI_r} + \frac{h}{EI_s} + \frac{1}{I_f C} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.16)$$

Składnik $\frac{1}{I_f C}$ ujmuje wpływ sprężystego utwierdzenia ścian w gruncie (C – współczynnik podatności podłoża), natomiast

$I_f = \frac{1,0 b_f^3}{12}$ – moment bezwładności sprężystego zamocowania ścian w gruncie [m⁴],

b_f – szerokość sprężystego zamocowania [m],

$l, 0$ – jednostkowa długość ściany tunelu [m],
 I_s – moment bezwładności słupa [m⁴],
 I_r – moment bezwładności rygla [m⁴],
 C – współczynnik podatności podłoża [kN·m⁻³].

Przemieszczenia od sił zewnętrznych wyznacza się ze wzorów:

$$\Delta_1 = 2 \left(\int_0^b M_q M_1 \frac{ds}{EI_r} + \int_0^h M_q M_1 \frac{ds}{EI_s} + M_{fq} M_{f1} \frac{1}{I_f C} \right) \quad (2.17)$$

$$\Delta_2 = 2 \left(\int_0^b M_q \frac{ds}{EI_r} + \int_0^h M_q \frac{ds}{EI_s} + M_{fq} \frac{1}{I_f C} \right) \quad (2.18)$$

gdzie:

M_q – momenty zginające w ustroju pomocniczym, statycznie wyznaczalnym od obciążeń zewnętrznych q_v oraz q_h ,

M_{fq}, M_{f1} – momenty od q i od $X_1 = 1$ w dolnym przekroju słupa.

Po wyznaczeniu wielkości X_1 i X_2 oblicza się wielkości wewnętrzne M i N , według wzoru (2.14).

Dla układu o schemacie statycznym według rysunku 2.10b jedną niewiadomą X wyznacza się z równania

$$X \delta_{11} + \Delta q = 0,$$

gdzie:

$$\left. \begin{aligned} \delta_{11} &= 2 \left(\frac{h^3}{3EI_s} + \frac{h^2}{I_f C} \right) \\ \Delta_q &= 2 \left(\int_0^h M_q M_1 \frac{ds}{EI_s} + M_{fq} M_{f1} \frac{1}{I_f C} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2.19)$$

Momenty zginające w słupach oblicza się według wzoru

$$M_{\alpha-\alpha} = M_{\alpha-\alpha, q} + M_{\alpha-\alpha, 1} X \quad (2.20)$$

Rygiel na rysunku 2.5d, będący płytą stropową tunelu, poddany jest działaniu siły osiowej X oraz działaniu momentów zginających, obliczonych od obciążeń zewnętrznych i ciężaru płyty.

Obliczenia statyczne konstrukcji tuneli płytkich dla schematów podanych przykładowo w rozdziałach 2.5 i 2.6 są obecnie dokonywane przy użyciu mikrokomputerów IBM PC.

3. PRZEWODY PODZIEMNE

3.1. Rodzaje obciążeń w obliczeniach statycznych przewodów podziemnych

Dokonując obliczeń statycznych przewodów podziemnych uwzględnić należy następujące obciążenia:

- 1) obciążenie gruntu działające na wierzch przewodu spowodowane ciężarem klina gruntu nad przewodem,
- 2) obciążenie na przewód podziemny wywołane obciążeniem ruchomym naziomu,
- 3) parcie czynne lub bierne gruntu działające na boczne ściany przewodu,
- 4) ciężar własny przewodu podziemnego,
- 5) ciężar cieczy wypełniającej otwór przewodu,
- 6) siły powstałe na skutek zmiany temperatury,
- 7) siły działające równoległe do osi podłużnej przewodu rurowego,
- 8) parcie na spód rury w wyniku oddziaływania podłoża.

Ze względu na możliwość odkształcalności przewodów podziemnych posadowionych na podłożu gruntowym istnieje podział na przewody sztywne i sprężyste.

Przewód sztywny pracujący w ośrodku gruntowym na podłożu podatnym lub sztywnym jest to taki przewód, który po swym odkształceniu nie wywołuje parcia biernego oraz spełnia warunek:

- a) przewód o przekroju wielobocznym ze sztywnymi narożnikami
- $$s > 0 \quad (3.1)$$

- b) przewód o przekroju okrągłym lub owalnym

$$\frac{\delta_1}{r} > \sqrt[3]{\frac{E_o}{E}} \quad \text{oraz} \quad s > 0 \quad (3.2)$$

w których:

- δ_1 – grubość ścianki górnej części przewodu podziemnego ponad jego największą szerokością zewnętrzną [m],
- r – średnia wielkości wewnętrznej i zewnętrznej promienia krzywizny przewodu [m],
- E_o – moduł pierwotnego odkształcenia gruntu [kPa],
- E – współczynnik sprężystości materiału, z którego wykonany jest przewód [kPa],
- s – współczynnik ugięcia przy osiadaniu obliczony ze wzoru (3.5).

Przewód sprężysty pracujący w ośrodku gruntowym, ułożony na podłożu podatnym, który po swym odkształceniu wywołuje parcie bierne gruntu oraz spełnia warunek:

- a) przewód o przekroju wielobocznym, o liczbie boków ≥ 5

$$s \leq 0 \quad (3.3)$$

- b) przewód o przekroju okrągłym lub owalnym

$$\frac{\delta_1}{r} \leq \sqrt[3]{\frac{E_o}{E}} \quad \text{oraz} \quad s \leq 0 \quad (3.4)$$

Współczynnik ugięcia przy osiadaniu wyznacza się następująco:

- dla przewodów sztywnych i sprężystych

$$s = 1 - \frac{\Delta r}{\Delta n} \quad (3.5)$$

- dla przewodów podatnych

$$s = 0$$

gdzie:

Δr – zmniejszenie wysokości przewodu na skutek jego odkształcenia,

Δn – osiadanie, obok przewodu, warstwy gruntu, której grubość początkowa równa jest największej wysokości zewnętrznej tego przewodu.

Zmniejszenie wysokości przewodu podziemnego oraz osiadanie gruntu obok przewodu zaleca się wyznaczać na podstawie bezpośrednich pomiarów.

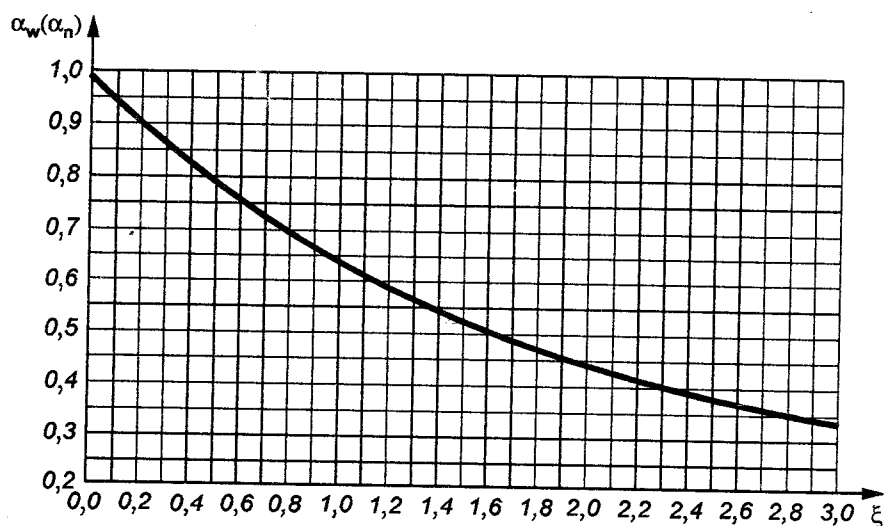
3.2. Obliczanie wielkości obciążenia pionowego gruntem zasyпки

Wielkość obciążenia pionowego gruntu zasyпки G_w [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$] na przewód ułożony w wykopie, z uwzględnieniem współpracy z otaczającym gruntem, można obliczyć ze wzoru:

$$G_w = \alpha_w \cdot G \quad (3.6)$$

gdzie:

- α_w – współczynnik odczytany z wykresu na rysunku 3.1,
- $G = \gamma \cdot H \cdot B_{obl}$ – ciężar gruntu nad przewodem podziemnym [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$],
- γ – ciężar objętościowy gruntu zasyпки [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$],
- H – głębokość wykopu nad przewodem [m],
- B_{obl} – obliczeniowa szerokość wykopu [m].



Rys. 3.1. Zależność współczynnika α_w (α_n) od wskaźnika ξ

Wartość współczynnika α_w przyjmuje się w zależności od wartości ξ obliczonej ze wzorów:

– dla zasyпки z gruntu niespoistego

$$\xi = 1,8 \cdot k_p \cdot \bar{\mu} \cdot \frac{H}{B} \quad (3.7)$$

– dla zasyпки z gruntu spoistego

$$\xi = 1,6 \cdot k_p \cdot \bar{\mu} \cdot \frac{H}{B} \quad (3.8)$$

w których:

- B – średnia szerokość wykopu mierzona w połowie wysokości H [m],
- $k_p \cdot \bar{\mu}$ – wskaźnik charakterystyki gruntu wokół przewodu przyjęty zgodnie z tabelą 3.1.

Tabela 3.1.
Wskaźniki charakterystyki gruntu wokół przewodu podziemnego

Rodzaj gruntu zasyпки	Wilgotność zasyпки	Kąt tarcia gruntu zasyпки nad przewodem o ściany wykopu (δ)	Współczynnik $\bar{\mu} = \text{tg } \delta$	Doświadczalny współczynnik parcia pionowego zasyпки nad przewodem k_p	Wskaźnik $k_p \cdot \bar{\mu}$
Niespoisty	mało wilgotna	26°30'	0,4986	0,4277	0,2136
	wilgotna	26°30'	0,4986	0,4277	0,2136
	nawodniona	21°50'	0,4006	0,5098	0,2042
Spoisty	mało wilgotna	26°30'	0,4986	0,4277	0,2136
	wilgotna	21°50'	0,4006	0,4493	0,1800
	nawodniona	16°40'	0,2994	0,5231	0,1566

Szerokość obliczeniową wykopu (B_{obl}) przyjmuje się następująco:

- dla zasyпки gruntowej bez zagęszczenia (luźnej) wokół przewodu złożonego z rur sztywnych $B_{obl} = B_o$,
- dla zasyпки gruntowej średnio zagęszczonej wokół przewodu z rur sztywnych

$$B_{obl} = \frac{B_o + D}{2},$$

- dla zasyпки gruntowej zagęszczonej wokół przewodu złożonego z rur sztywnych lub podatnych posadowionych na podłożu podatnym

$$B_{obl} = D,$$

gdzie:

B_o – szerokość wykopu mierzona na poziomie szczytu przewodu [m],

D – średnica zewnętrzna przewodu podziemnego [m].

Przewód podziemny można traktować jako ułożony w wykopie, jeżeli jest on zagłębiony całkowicie w gruncie rodzimym oraz jest spełniony warunek $B \leq 2D$, w którym D oznacza największą szerokość zewnętrzną jednego przewodu rurowego.

Wielkość obciążenia pionowego gruntu zasypki G_n [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$] na przewód podziemny ułożony w nasypie z rur sztywnych można obliczać w zależności od H/D następująco:

$$\text{– gdy } \frac{H}{D} > 2, \text{ to } G_n = \beta \cdot G \quad (3.9)$$

$$\text{– gdy } \frac{H}{D} \leq 2, \text{ to } G_n = \beta_1 \cdot G \quad (3.10)$$

gdzie:

β – współczynnik z wykresu na rysunku 3.2, jako rzędna krzywej H_s/D , w zależności od wartości H/D ,

β_1 – współczynnik z wykresu na rysunku 3.3,

$G = \gamma \cdot H \cdot D$, [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$], ciężar słupa gruntu nad przewodem (łącznie z ciężarem nawierzchni),

H_s/D – wartość z wykresu na rysunku 3.4, w zależności od iloczynu współczynników $a \cdot s$,

H_s – odległość od zewnętrznej powierzchni w podstawie przewodu podziemnego do poziomu gruntu rodzimego.

Współczynnik usytuowania a jest to stosunek h'/D , który oblicza się zgodnie z rysunkiem 3.5. W przypadku posadowienia przewodu podziemnego na ławie współczynnik usytuowania oblicza się jako $a = h'/H_z$, gdzie H_z jest wysokością mierzoną od spodu ławy do poziomu wierzchu przewodu.

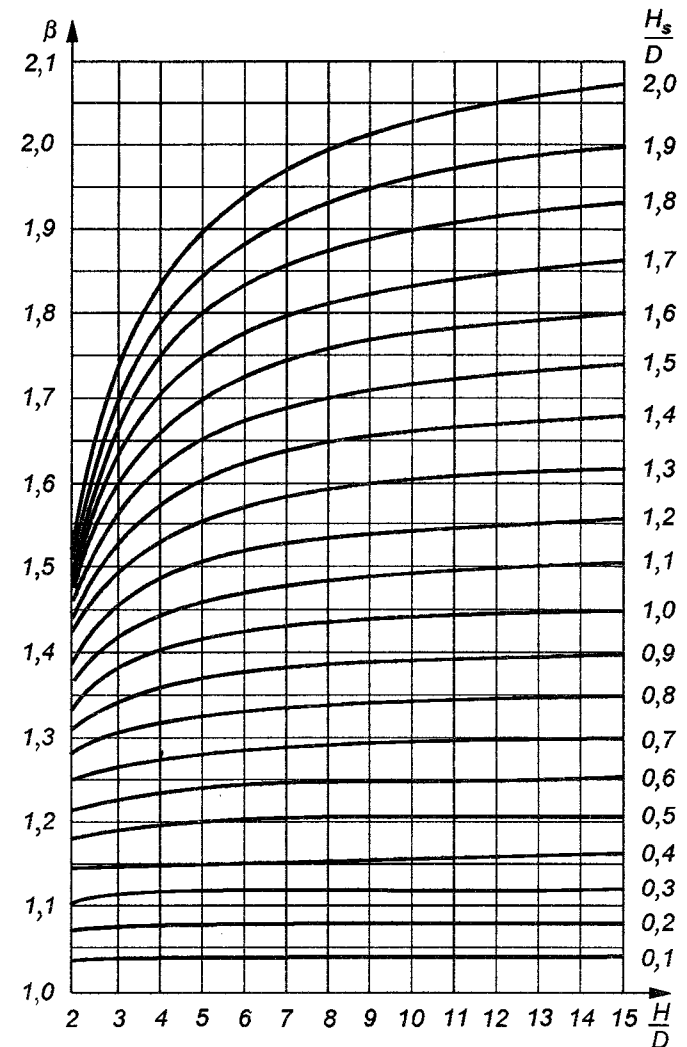
Wartość współczynnika ξ należy obliczać ze wzoru

$$\xi = 2 \cdot k_p \cdot \bar{\mu} \cdot \frac{H}{D} \cdot \kappa \quad (3.11)$$

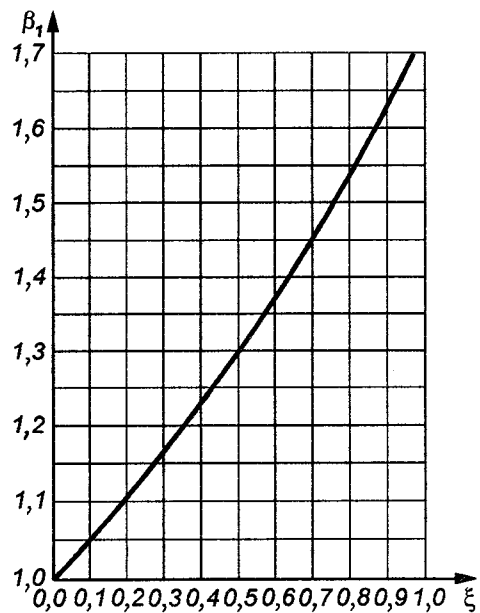
w którym:

$k_p \cdot \bar{\mu}$ – wartość z tabeli 3.1,

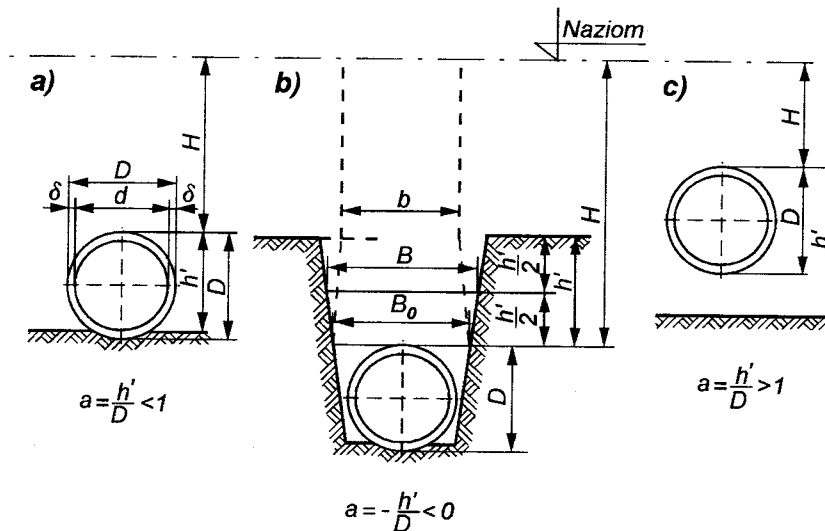
κ – współczynnik z wykresu na rysunku 3.6 w zależności od iloczynu $a \cdot s$.



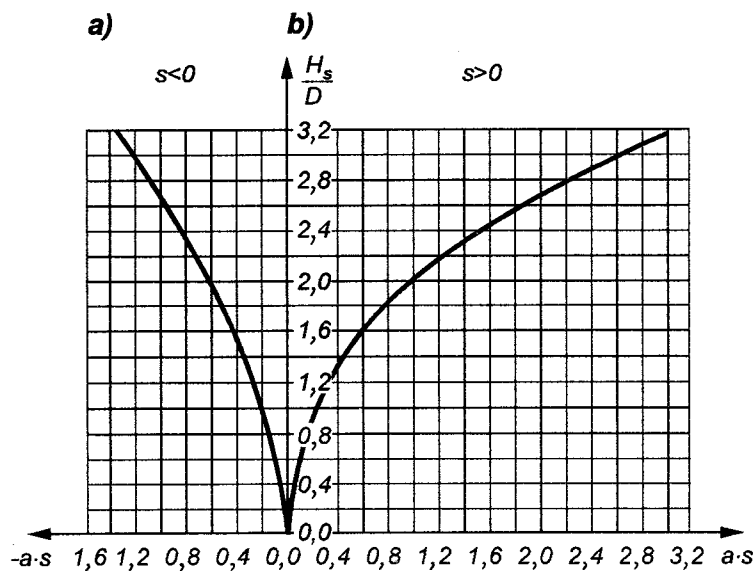
Rys. 3.2. Zależność współczynnika β od H/D



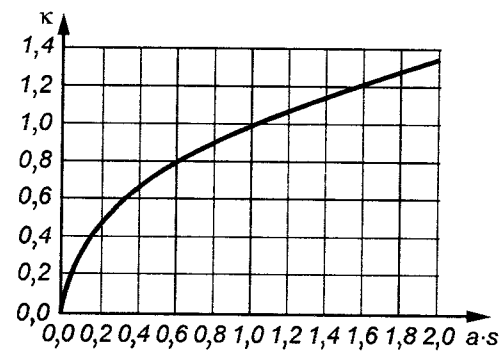
Rys. 3.3. Zależność współczynnika β_1 od wartości ξ



Rys. 3.5. Przewód podziemny w nasypie



Rys. 3.4. Zależność wartości H_s/D od iloczynu współczynników $a \cdot s$



Rys. 3.6. Zależność współczynnika κ od wartości iloczynu $a \cdot s$

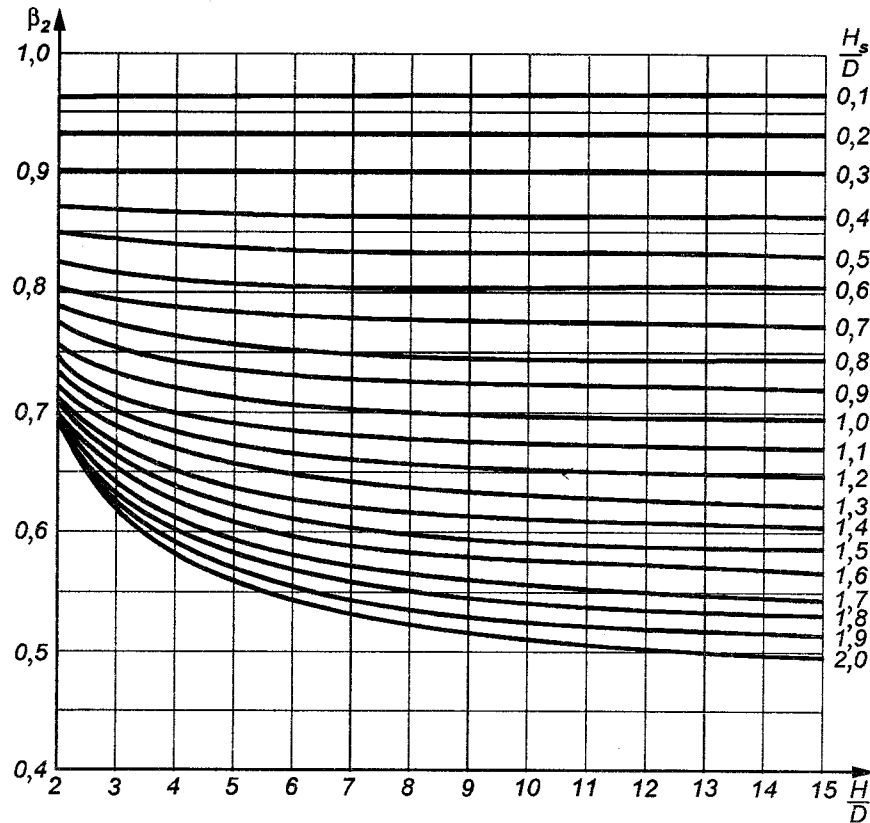
Przewód podziemny można obliczać jako ułożony w nasypie, jeżeli poziom terenu rodzimego stanowiącego podstawę korpusu nasypu znajduje się poniżej wierzchu rury lub jeżeli szerokość wykopu $B \geq 3D$.

Wielkość obciążenia pionowego gruntu zasypki (G_n) na przewód podziemny złożony z rur sprężystych lub podatnych posadowionych w nasypie oblicza się ze wzorów:

– gdy $\frac{H}{D} > 2$, to $G_n = \beta_2 \cdot G$ (3.12)

– gdy $\frac{H}{D} \leq 2$, to $G_n = \alpha_n \cdot G$ (3.13)

Współczynnik α_n przyjmuje się z wykresu na rysunku 3.1, natomiast współczynnik β_2 z wykresu na rysunku 3.7.



Rys. 3.7. Zależność współczynnika β_2 od wartości H/D

Wielkość obciążenia pionowego G_t na przewód podziemny w zamkniętym wyrobisku (ułożony sposobem tunelowym) z rur podatnych lub sprężystych o przekroju okrągłym oblicza się ze wzoru:

$$G_t = \gamma \cdot c \left(h_o - \frac{D^2}{2f\bar{B}} \right) \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (3.14)$$

w którym:

- γ – ciężar objętościowy gruntu wokół przewodu [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$],
- c – długość cięciwy [m], obliczona według tabeli 3.2,
- $h_o = tD$ – wysokość sklepienia obciążającego nad przewodem [m],
- D – średnica zewnętrzna przewodu podziemnego [m],
- t – wartość współczynnika według tabeli 3.2 zależna od rodzaju gruntu,
- f – wartość współczynnika tarcia według tabeli 3.3,
- $\bar{B} = D + 2H_z \sqrt{K_a}$ – szerokość sklepienia odciążającego [m],
- K_a – współczynnik parcia czynnego [1],
- H_z – wysokość od podstawy ławy do poziomu wierzchu przewodu [m].

Rys. 3.8. Przewód podziemny z rur podatnych lub sprężystych okrągłych ułożony sposobem tunelowym: A, B, C, D – punkty na krawędzi rury usytuowane wzdłuż osi układu, 1, 2, 3 – punkty ograniczające sklepienie obciążające, x, y – współrzędne bieżące sklepienia obciążającego, h_o – wysokość sklepienia obciążającego [m], c – długość cięciwy [m], \bar{h} – strzałka krzywej górnego sklepienia na cięciwie c [m], α_o – kąt nachylenia do brzegu cięciwy [$^\circ$], φ – kąt nachylenia współrzędnej q_φ [$^\circ$], q_c – nacisk na dolną część rury [kPa], q_B – nacisk na rurę na wysokości $D/2$ [kPa]

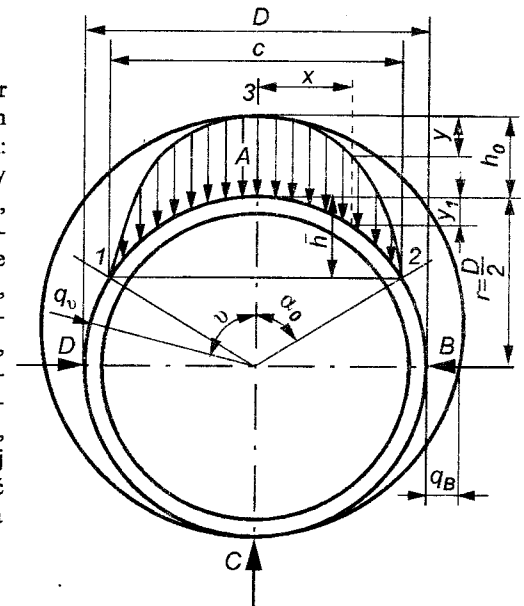


Tabela 3.2.

Wielkości współczynników: γ , c/D , \bar{h}/D , t oraz kąta α_o w zależności od rodzaju gruntu otaczającego przewód rurowy ułożony sposobem tunelowym

Nazwa gruntów	γ [t·m ⁻³]	α_o [°]	c/D	\bar{h}/D	t
Pyły i ily (nawodnione)	1,5–1,8	77°17'	0,9755	0,3899	1,2359
Osypiska piasku i żwiru, grunty nasypowe	1,6–1,7	69°26'	0,9363	0,3244	0,6119
Grunty próchniczne, torfy, piaski wilgotne, gliny piaszczyste w stanie plastycznym	1,6–1,8	65°46'	0,9119	0,2948	0,4652
Grunt spoisty półzwały, less, żwir	1,8–2,0	59°02'	0,8575	0,2427	0,2932
Grunty gliniaste i żwirowe	2,0–2,2	53°08'	0,8000	0,2000	0,1800
Iły zwarte, rumosze skalne, otoczaki zleżale, łupki zwietrzałe, otoczaki scementowane	2,2–2,4	41°38'	0,6644	0,1263	0,0957
Łupki miękkie, wapienie miękkie, kredy, łupki średniej zawartości, margle zwarte, gliny zwarte	2,4–2,6	23°58'	0,4062	0,0431	0,0246
Łupki ilaste średniej twardości, piaskowce miękkie, wapienie, zlepionce miękkie	2,4–2,8	18°26'	0,3162	0,0257	0,0139

3.3. Obliczanie nacisku gruntu na przewody podziemne metodą Klejna

3.3.1. Momenty zginające i siły osiowe działające na przewód

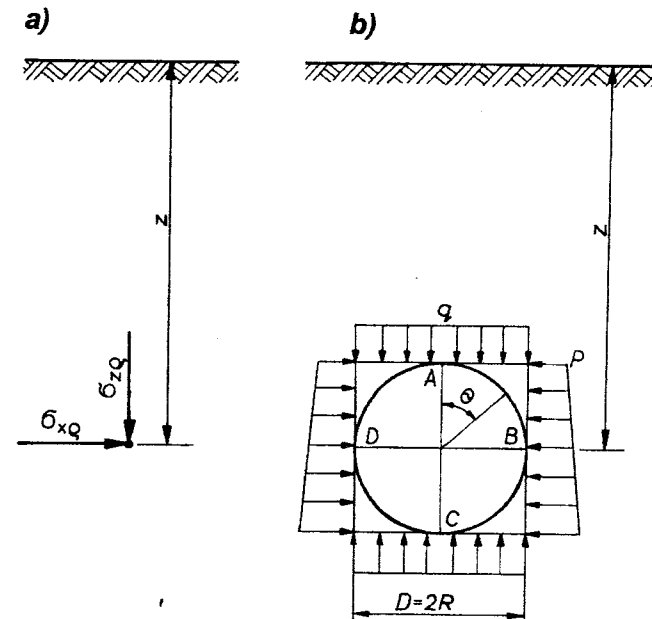
W obliczeniach nacisku gruntu na przewód podziemny metodą Klejna nie uwzględnia się współpracy przewodu podziemnego z otaczającym gruntem [2].

Naprężenia pierwotne $\sigma_{z,\rho}$, spowodowane pionowym naciskiem jednostkowym gruntów zalegających w podłożu ponad poziomem (z), wyznacza się, w przypadku braku istnienia wody gruntowej, dla podłoża jednorodnego, ze wzoru (rys. 3.9a)

$$\sigma_{z,\rho} = \rho g z \quad (3.15)$$

w którym:

ρ – gęstość objętościowa gruntu [t·m⁻³],
 g – przyspieszenie ziemskie (można przyjmować $g = 10 \text{ m} \cdot \text{s}^{-2}$),
 z – głębokość, na której znajduje się rozpatrywany punkt (mierzona od powierzchni terenu) [m].



Rys. 3.9. Schemat działania nacisku pionowego i poziomego na przewód podziemny: a) naprężenia pierwotne na głębokości z , b) naciski na przewód podziemny, którego środek znajduje się na głębokości z

Naprężenie pierwotne poziome gruntu na tej głębokości wynosi

$$\sigma_{x,\rho} = \rho g z K_o \quad (3.16)$$

gdzie K_o – współczynnik parcia spoczynkowego gruntu w warunkach naturalnego zalegania, równy stosunkowi $\sigma_{x,\rho} : \sigma_{z,\rho}$.

Wartość współczynnika parcia spoczynkowego określona stosunkiem

$$\frac{\sigma_{x,\rho}}{\sigma_{z,\rho}} = \frac{\sigma_h}{\sigma_v},$$

dotyczy gruntów naturalnie skonsolidowanych „in situ” i gdy nie występują poprzeczne odkształcenia gruntu.

Wartość współczynnika parcia spoczynkowego najlepiej określić doświadczalnie z zależności podanej przez Jaky'ego

$$K_o = 1 - \sin \Phi_u.$$

Uzależnia się wartość K_o od (β) kąta nachylenia ścieżki naprężeń do poziomu.

Istnieje przy tym zależność wyrażająca sposób, w jaki naprężenia w normalnie skonsolidowanym gruncie powiększają się w czasie procesu sedymentacji. Zależność ta wyrażona jest wzorem

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{q}{p} = \frac{1 - K_o}{1 + K_o},$$

w którym:

$$q = \frac{\sigma_v - \sigma_h}{2}; \quad p = \frac{\sigma_v + \sigma_h}{2}.$$

Wielkości q oraz p obrazują płaski stan naprężeń w próbce gruntu. Znając kąt nachylenia (β) ścieżki naprężeń otrzymamy

$$K_o = \frac{1 - \operatorname{tg} \beta}{1 + \operatorname{tg} \beta},$$

Z porównania wartości

$$1 - \sin \Phi_u = \frac{1 - \operatorname{tg} \beta}{1 + \operatorname{tg} \beta},$$

określimy

$$\sin \Phi_u = \frac{2 \operatorname{tg} \beta}{1 + \operatorname{tg} \beta},$$

lub

$$\operatorname{tg} \beta = \frac{\sin \Phi_u}{2 - \sin \Phi_u}.$$

Według liniowej teorii sprężystości można także obliczyć współczynnik parcia spoczynkowego stosując wzór:

$$K_o = \frac{\nu}{1 - \nu},$$

gdzie ν – współczynnik Poissona, zależny od nazwy gruntu i jego wartości znajdujemy w normie PN – 81/B – 03020.

Obliczenie dokładnej wartości nacisku gruntu na przewód podziemny jest bardzo złożone i zależy od sposobu ułożenia przewodu podziemnego, jego sztywności i kształtu. Jeśli przyjąć, że ułożenie przewodu podziemnego nie powoduje zmiany stanu naprężeń w otaczającym gruncie, to przewód podziemny będzie przenosił naciski, które są określone zależnościami (3.15) i (3.16), wynikającymi z podstaw teorii liniowej ośrodka odkształcalnego. W danym przypadku nacisk na przewód podziemny może być przyjęty jako nacisk średni równomiernie rozłożony:

- pionowy o wielkości q ,
- poziomy o wielkości p (rys. 3.9b), przy czym istnieje zależność $q \geq p$.

Działanie nacisku na przewód podziemny wywołuje reakcję podłoża. Dla przewodu podziemnego w kształcie koła o promieniu R , obciążonego naciskami q i p , oblicza się momenty zginające M i siły osiowe N , zgodnie z zasadami mechaniki budowli, ze wzorów

$$\left. \begin{aligned} M &= \frac{q - p}{4} R^2 \cos 2\Theta \\ N &= \frac{R}{2} [(q + p) - (q - p) \cos 2\Theta] \end{aligned} \right\} \quad (3.17)$$

w których:

- $2R = D$ – średnica zewnętrzna przewodu podziemnego [m],
- Θ – kąt od pionowej osi przewodu podziemnego do rozpatrywanego punktu [°].

Ze wzorów (3.17) wynika, że przekroje B i D (rys. 3.9b) są najbardziej niebezpieczne dla przewodu podziemnego, który jest wykonany z materiału o jednakowej wytrzymałości na rozciąganie i ściskanie (np. stal). Jeżeli do wykonania przewodu podziemnego użyty będzie materiał o bardzo małej wytrzymałości na rozciąganie (np. beton), to najbardziej niebezpieczne są przekroje A i C, ponieważ w nich naprężenia rozciągające będą największe.

Niebezpieczny będzie również przypadek, kiedy nacisk na przewód podziemny będzie przekazywany w jednym punkcie. Jeżeli przewód podziemny jest obciążony od góry siłą skupioną $P = 2Rq$, a podparty jest on w jednym punkcie znajdującym się na sztywnym podłożu, to moment zginający u dołu przewodu będzie wynosić

$$M = \frac{(2 q R)}{\pi} R \quad (3.18)$$

i będzie 2,54 raza większy niż u góry przewodu podziemnego.

Ułożenie przewodu podziemnego mniej lub więcej narusza naturalny stan naprężeń w gruncie otaczającym przewód, wobec czego rozpatrywanie wielkości nacisku na przewód podziemny od działania zasypki grunтовой powinno się ustalać (bezwzględnie) na podstawie ogólnej teorii stanu granicznego naprężeń.

Nacisk gruntu na przewód podziemny spowodowany obciążeniem zewnętrznym działającym na powierzchni terenu (głównie przy małej grubości zasypki), np. od kół ciężkiego samochodu i maszyn budowlanych, oblicza się oddzielnie.

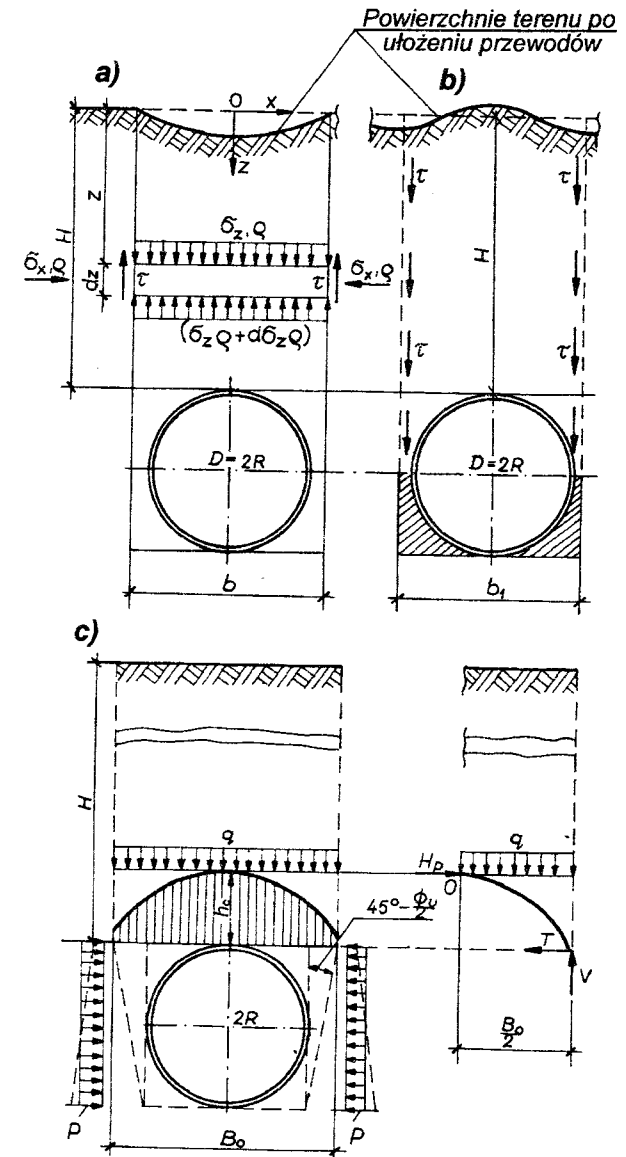
Odróżnia się trzy podstawowe sposoby ułożenia przewodów podziemnych:

- w wykopie (rys. 3.10a),
- w nasypie (rys. 3.10b),
- w zakrytym wyrobisku (przecisk z użyciem sprzętu przebijającego) (rys. 3.10c).

W każdym z tych przypadków nacisk gruntu na przewód podziemny będzie różny i będzie zależny od sposobu ułożenia przewodu.

Dla tych trzech sposobów ułożenia przewodu podziemnego (gdą głębokość ich ułożenia H jest jednakowa) nacisk pionowy gruntu wynosi:

- ułożenie w wykopie $q < \rho g H$,
- ułożenie w nasypie $q > \rho g H$,
- w wyrobisku zakrytym $q = \rho g H$, jeśli wysokość H jest niewielka; dla dużych wysokości H nacisk $q < \rho g H$.



Rys. 3.10. Schemat obliczeń nacisku gruntu na przewody podziemne: a) przy ułożeniu przewodów w wykopie, b) przy ułożeniu przewodów w nasypie, c) przy ułożeniu przewodów w zakrytym wyrobisku i znacznym ich zagłębieniu ($H > h_c$)

Wynika to z następujących zjawisk. Jeśli przewód podziemny układa się w wykopie (ma to najczęściej miejsce w budownictwie komunalnym), to grunt napierający z boku wykopu zagęścił się już wcześniej pod działaniem obciążenia własnego. W tym samym czasie grunt, którym zasypuje się wykop po ułożeniu przewodu podziemnego, będzie bardzo luźny i nie zagęści się jeszcze pod działaniem obciążenia własnego. Dlatego też po pewnym czasie, po jego zagęszczeniu a równocześnie osiadaniu masy gruntowej, powstają na ścianach wykopu siły tarcia przeciwstawiające się dalszemu zagęszczaniu i grunt stanowiący zasypkę jakby zawisa na ściankach wykopu, przy czym więcej gruntu zawisa wtedy, gdy wykop jest głębszy (rys. 3.10a).

3.3.2. Nacisk gruntu na przewód podziemny ułożony w wykopie

W tym przypadku przyjmuje się, że nacisk pionowy gruntu, stanowiącego zasypkę, rozkłada się równomiernie na dowolnej głębokości i powstają siły tarcia na krawędziach bocznych wykopu. Wydziela się na głębokości z (rys. 3.10a) elementarną warstwę gruntu, grubości dz i dąży się do spełnienia warunku równowagi. Na ten element działają:

- obciążenie własne wydzielonej warstwy gruntu $\rho g b dz$,
- nacisk pionowy gruntu na wydzielony element $\sigma_{z,\rho}$, działający od góry,
- nacisk pionowy gruntu działający od dołu na wydzielony element $\sigma_{z,\rho} + d\sigma_{z,\rho}$,
- naprężenie ścinające grunt, działające na jednostkę powierzchni ściany wykopu $\tau = \sigma_{x,\rho} \operatorname{tg} \delta + c_u$, gdzie
 c_u – spójność gruntu zasypki [kPa],
 δ – kąt tarcia gruntu zasypki o ścianę wykopu [°].

Przyjmuje się w dalszym ciągu, że współczynnik parcia spoczynkowego gruntu wynosi

$$K_o = \frac{\sigma_{x,\rho}}{\sigma_{z,\rho}} = \text{const.} \quad (3.19)$$

Rzutując wymienione siły na oś pionową z otrzymamy

$$\rho g b dz + \sigma_{z,\rho} b - (\sigma_{z,\rho} + d\sigma_{z,\rho}) b - 2 c_u dz - 2 K_o \sigma_{z,\rho} \operatorname{tg} \delta dz = 0 \quad (3.20)$$

Po zredukowaniu podobnych członów i scałkowaniu w określonych granicach ($z=0, \sigma_{z,\rho} = 0$) otrzymamy nacisk pionowy gruntu na głębokości z , którego największą wartość można obliczyć ze wzoru

$$q_1 = \rho g H K_w \quad (3.21)$$

w którym K_w – współczynnik nacisku gruntu na przewód podziemny ułożony w wykopie.

Współczynnik K_w oblicza się ze wzoru:

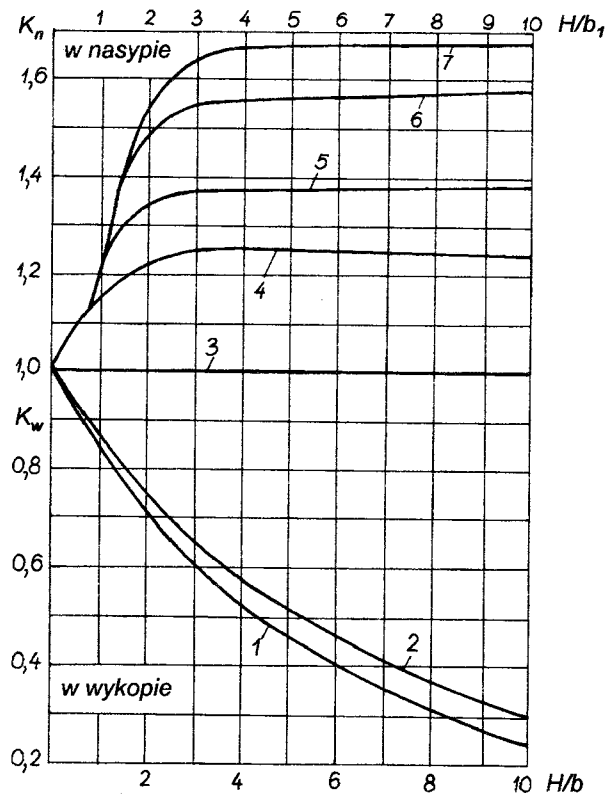
$$K_w = \frac{b}{H} \frac{1 - \frac{2 c_u}{\rho g b}}{2 K_o \operatorname{tg} \delta} \left(1 - e^{(-2H/b) K_o \operatorname{tg} \delta} \right) \quad (3.22)$$

Wartość współczynnika K_w dla przewodów podziemnych ułożonych w wykopie nie może być większa od jedności ($K_w \leq 1$), bo tylko wtedy spełniają się warunki przedstawione wzorem (3.22). Dla przybliżonego określenia wartości K_w można wykorzystać krzywe prof. G. K. Klejna (rys. 3.11, krzywe 1 i 2), które określają K_w z niewielkim zapasem, zakładając, że $c_u = 0$. Biorąc pod uwagę fakt, że przyjęcie $K_o \operatorname{tg} \delta$ dla wielu gruntów ma w przybliżeniu jednakowe znaczenie dla tego samego stosunku $H:b$, można ograniczyć się do obliczenia w przybliżeniu wartości średniej z dwóch skrajnych wartości K_w dla następujących gruntów:

- zasypów z gruntów niespoistych i piasków gliniastych (krzywa 1, rys. 3.11) dla $K_o \operatorname{tg} \delta = 0,43 \cdot \operatorname{tg} 25^\circ \approx 0,20$,
- zasypów z gruntów spoistych (krzywa 2, rys. 3.11) dla $K_o \operatorname{tg} \delta = 0,54 \cdot \operatorname{tg} 15^\circ \approx 0,145$.

Wyznaczona wartość współczynnika K_w , według wzoru (3.22) lub na podstawie krzywych z rysunku 3.11, umożliwi obliczenie nacisku pionowego gruntu na przewód podziemny ułożony w wykopie.

Nacisk poziomy zasypki na sztywne przewody podziemne ułożone w wykopie ma stosunkowo niewielką wartość, co wykazały doświadczenia. Dlatego też nacisk poziomy gruntu na sztywne przewody albo pomija się w obliczeniach, albo przyjmuje się jako równy np. 1/6 nacisku pionowego.



Rys. 3.11. Krzywe G. K. Klejna do określenia współczynników nacisku gruntu na przewody ułożone w wykopie (K_w) i w nasypie (K_n): 1—dla zasypów z gruntów niespoistych i piasków gliniastych, 2—dla zasypów z gruntów spoistych, 3—dla piasków pylastych i glin w stanie płynnym, 4—dla piasków drobnych zagęszczonych i glin miękkoplastycznych, 5—dla piasków średnio zagęszczonych i zagęszczonych oraz glin plastycznych, 6—dla zagęszczonych piasków i pospółek oraz gruntów spoistych twardoplastycznych i zwartych, 7—dla podkładów pískalnych i skalnych szczelinowych

3.3.3. Nacisk gruntu na przewód podziemny ułożony w nasypie

Siły tarcia gruntu otaczającego przewody podziemne ułożone w nasypie mają kierunek działania przeciwny niż siły tarcia dla przewodów

ułożonych w wykopie (rys. 3.10b) i dlatego przewody podziemne stają się bardziej sztywne, im bardziej zagęści się grunt zalegający nad nimi pod działaniem obciążenia własnego.

W tym przypadku nacisk pionowy gruntu będzie większy niż $\rho g H$ i wyraża się wzorem

$$q_2 = \rho g H K_n \quad (3.23)$$

w którym K_n — współczynnik nacisku gruntu na przewód podziemny ułożony w nasypie, przy czym $K_n \geq 1$.

Wartości współczynnika K_n są określone krzywymi według profesora G. K. Klejna (rys. 3.11, krzywa 3–7).

3.3.4. Nacisk gruntu na przewód podziemny w zakrytym wyrobisku

Dla przewodów podziemnych ułożonych w zakrytych wyrobiskach, gdy głębokość wyrobiska jest niewielka, przyjmuje się nacisk pionowy równy $\rho g H$. Dla większej głębokości wyrobiska uwzględnia się w obliczeniach powstawanie sklepienia gruntowego.

Do ułożenia równania równowagi bierze się następujące siły działające na połowę sklepienia (rys. 3.10c, część prawa):

- obciążenie q (przyjmujemy równomiernie rozłożone),
- rozpór H_p (od połowy odrzuconej części sklepienia),
- reakcje podporow: pionowa V i pozioma T ; ($T=fV$ — siła tarcia, gdzie f — współczynnik tarcia).

Współczynnik tarcia przyjmuje się według badań Protodiakonowa. Jest on w przybliżeniu równy „współczynnikowi wytrzymałości”

$$f = \frac{\tau}{\sigma} = \frac{c_u}{\sigma} + \text{tg } \Phi_u \quad (3.24)$$

Przyjmując paraboliczny zarys sklepienia otrzymamy z warunków równowagi równania:

$$\left. \begin{aligned} H_p = T = fV \\ V = \frac{q B_0}{2} \end{aligned} \right\} \quad (3.25)$$

Nawiązując do rysunku 3.10c oraz przyjmując trójprzegubowy kształt łuku obciążonego ciężarem q równomiernie rozłożonym na połowie długości $\left(\frac{B_o}{2}\right)$ obliczamy w przegubie (punkt 0) moment zginający, który wynosi

$$M_o = \frac{q B_o^2}{8} - H_p h_c = 0,$$

stąd

$$h_c = \frac{q B_o^2}{8 H_p} \quad (3.26)$$

gdzie:

B_o – szerokość sklepienia [m],

h_c – największa rzędna sklepienia [m].

M. M. Protodiakonow przyjął w praktycznych działaniach projektowych, że siła pozioma H_p we wzorze (3.26) jest zmniejszona o połowę przez zastosowanie współczynnika wytrzymałości górotworu równego $\frac{f}{2}$.

Stąd też

$$H_p = \frac{q \cdot B_o}{2} \cdot \frac{f}{2} = \frac{f q B_o}{4},$$

zatem

$$h_c = \frac{q B_o^2}{8 H_p} = \frac{4 q B_o^2}{8 f q B_o} = \frac{B_o}{2 f} \quad (3.27)$$

Nacisk pionowy na przewód podziemny będzie wyrażony wzorem

$$q_{\max} = \rho g h_c = \frac{\rho g B_o}{2 f} \quad (3.28)$$

Dla głębokości ułożenia przewodu podziemnego wynoszącej $H \leq h_c$ przyjmuje się

$$q = \rho g H.$$

W tabeli 3.3 przytoczono wartości liczbowe „współczynnika wytrzymałości” (według M.M. Protodiakonowa) dla niektórych gruntów spoistych, dla skał twardości średniej i dla gruntów miękkich.

Tabela 3.3.
Wartości współczynnika wytrzymałości według M. M. Protodiakonowa

Nazwy gruntów	Współczynnik f
Pyły i ły (nawodnione)	0,3
Osypiska piasku i żwiru, grunty nasypowe	0,5
Grunty próchniczne, torfy, piaski wilgotne, gliny piaszczyste w stanie plastycznym	0,6
Grunt spoisty półzwały, less, żwir	0,8
Grunty gliniaste i żwirowe	1,0
Ły zwarte, rumosze skalne, otoczaki zleżale, łupki zwietrzałe	1,5
Łupki miękkie, wapienie miękkie, kredy grunty zmarznięte, otoczaki scementowane, grunty kamieniste	2,0
Łupki średniej zwartości, margle zwarte, gliny zwarte	3,0
Łupki ilaste średniej twardości, piaskowce miękkie, wapienie, zlepionce miękkie	4,0

Nacisk poziomy na przewód podziemny jest równomiernie rozłożony i wynosi

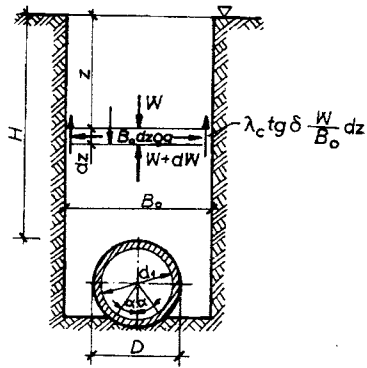
$$p \approx \rho g (h_c + R) \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) \quad (3.29)$$

Kąt tarcia wewnętrznego dla skał określa się wyznaczając wytrzymałość skał na ścinanie metodą bezpośredniego ścinania w badaniach „in situ” i w laboratorium polowym, stosownie do normy branżowej BN – 78/8950 – 01. Kąt tarcia wewnętrznego gruntów spoistych oznacza się używając aparatu skrzynkowego, według normy PN – 88/B – 04481.

3.4. Inne metody obliczania nacisków na przewody podziemne

Projektując przewód ułożony w wykopie można stosować metodę Marstonu. Według tej metody przyjmuje się, że na głębokości $z+dz$ działa siła skupiona, wynosząca (rys. 3.12)

$$W + dW = W + B_o dz \rho g - 2 \lambda_c \operatorname{tg} \delta \frac{W}{B_o} dz \quad (3.30)$$



Rys. 3.12. Szkic do wzorów (3.30) i (3.31)

gdzie:

- W – obciążenie rury zasypką w poziomie z [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$],
- ρ – gęstość objętościowa gruntu [$\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$],
- g – przyspieszenie ziemskie [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$],
- $\lambda_c \operatorname{tg} \delta$ – charakterystyka gruntu z tabeli 3.4,
- δ – kąt tarcia gruntu zasypki po ścianach wykopu [$^\circ$],
- B_o – szerokość wykopu,
- H – odległość od szczytu przewodu podziemnego do powierzchni terenu.

Rozwiązanie równania różniczkowego (3.30) dla głębokości z jest następujące:

$$W = \rho g B_o^2 \frac{1 - \exp\left[-2 \lambda_c \operatorname{tg} \delta \left(\frac{z}{B_o}\right)\right]}{2 \lambda_c \operatorname{tg} \delta} = C_w \rho g B_o^2, \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (3.31)$$

Tabela 3.4.

Parametry gruntu do rysunku 3.12

Nazwa gruntu	ρ [$\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$]	$\Phi_u = \delta$ [$^\circ$]	$\lambda_c \operatorname{tg} \delta$
Żwiry i pospółki luźne	1,7	35–38	0,192
Piaski luźne i średnio zagęszczone	1,9	25–35	0,165
Grunty mało spoieste plastyczne i miękkoplastyczne	2,0	20–25	0,150
Grunty średnio i zwięzłe spoieste miękkoplastyczne	2,1	10–20	0,130
Grunty bardzo spoieste miękkoplastyczne	2,2	5–15	0,110

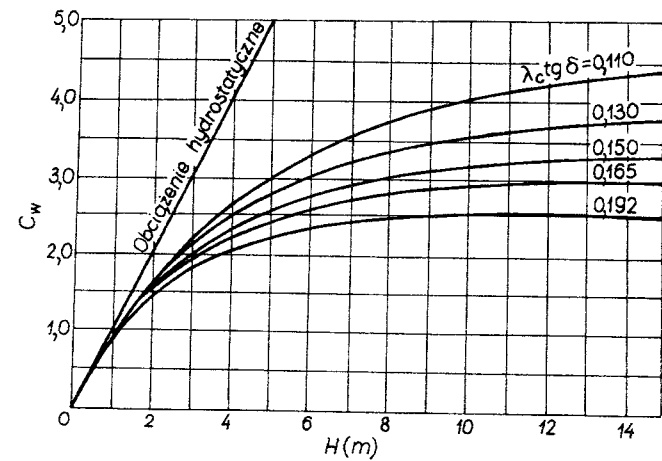
Współczynnik C_w zależy od charakterystyki gruntu ($\lambda_c \operatorname{tg} \delta$) i głębokości z . Wartości charakterystyki gruntu są podane w tabeli 3.4.

Współczynnik $\lambda_c = K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}\right)$. Przyjęto, że $\Phi_u = \delta$.

Ze wzoru (3.31) można określić obciążenie jednostkowe (na powierzchni) na głębokości H

$$q = \frac{W}{B_o} = C_w \rho g B_o = \rho g B_o \frac{1 - \exp\left[-2 \lambda_c \operatorname{tg} \delta \left(\frac{H}{B_o}\right)\right]}{2 \lambda_c \operatorname{tg} \delta} \quad [\text{kN}/\text{m}^2].$$

Wartości współczynnika C_w odczytuje się z wykresu na rysunku 3.13, w zależności od głębokości zasypki (H) oraz od charakterystyki gruntu $\lambda_c \operatorname{tg} \delta$.



Rys. 3.13. Wykres do wyznaczania wielkości C_w

Do wyznaczania obciążeń zasypką gruntu, dla przewodów podziemnych ułożonych w wykopie lub nasypie, Lenz podaje wzór w postaci

$$W = \lambda \rho g H B_o \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}] \quad (3.32)$$

w którym współczynnik λ oblicza się ze wzorów od (3.34) do (3.37), w zależności od warunków ułożenia przewodu podziemnego oraz od stosunku wysokości zasypki do tzw. „wysokości równego osiadania H_{r0} ”.

I. Ułożenie w wykopie		II. Ułożenie w nasypie.			
$H_{r0} > H$	$H_{r0} > H$	$\alpha > 0$ $\mu = 0,5-0,8$ $H_{r0} < H$	$\alpha > 0$ $\mu = 0,5-0,8$ $H_{r0} < H$	$\alpha > +1,0$ $\mu = 1,0$ $H_{r0} < H$	
a	b	c	d	e	f

Rys. 3.14. B_0 – szerokość wykopu w poziomie szczytu przewodu, D – średnica zewnętrzna przewodu podziemnego, H_{r0} – odległość od szczytu przewodu podziemnego do poziomu gruntu osiadającego, B_L – szerokość bryły gruntu obciążającego przewód podziemny, L – odległość od szczytu przewodu podziemnego do dna wykopu w gruncie rodzimym (wysokość warstwy materiału ściślijego przy przewodzie podziemnym, $\alpha = L/D$) 1, 2,

3, 4, 5, 6, 7, 8

III. Ułożenie specjalne					
(przecisk)	(wykop w nasypie dobrze zagęszczonym)	zasyпка normalna (nasyp nad materiałem bardzo ściślijym)	(przecisk)		
$\alpha > +1,0$ $\mu = 0,5-0,8$ $H_{r0} < H$	$\alpha < 0$ $\mu = 0,5-0,8$ $H_{r0} < H$	$\alpha < 0$ $\mu = 0,5-0,8$ $H_{r0} < H$	$\alpha = 0$ $\mu = 0,5-0,8$ $H_{r0} = 0$	$\alpha = 0$ $\mu = 0,5-0,8$ $H_{r0} = 0$	
g	h	i	j	k	

cd. Rys. 3.14. Warunki ułożenia przewodów podziemnych: 1 – zasyпка normalna, 2 – zasyпка dobrze zagęszczona, 3 – materiał bardzo ściślijy, 4 – powierzchnia terenu, 5 – ograniczenie gruntu rodzimego, 6 – płaszczyna krytyczna, 7 – przewidywane płaszczyny ścięcia, 8 – kierunki przemieszczeń, I, II, III – grupy warunków ułożenia przewodów podziemnych

Na rysunku 3.14 są przedstawione trzy grupy warunków ułożenia przewodów podziemnych. Bryła obciążająca przewody ułożone w wykopie ma szerokość równą szerokości wykopu w poziomie szczytu przewodu. Bryła gruntu zasypowego obciążająca przewody ułożone w nasypie ma podstawę, której szerokość równa jest zewnętrznej średnicy przewodu podziemnego. Przewody ułożone w warunkach specjalnych mogą być obciążone lub odciążone siłami tarcia (rys. 3.14g,i,j). W przypadku przewodów pokazanych na rysunkach 3.14h,k (przewody przeciskane) dodatkowe obciążenia nie występują. „Wysokość równego osiadania H_{ro} ” wyznacza się z wykresu na rysunku 3.15. Współczynnik $\alpha = \frac{L}{D}$ oblicza się biorąc wymiary z konkretnego rysunku roboczego (przekroju poprzecznego ułożenia przewodu podziemnego). Przyjęto zależności:

$$\Psi_A = 2 \lambda_c \operatorname{tg} \delta \frac{H}{B_0}; \quad \Psi_B = 2 \lambda_c \operatorname{tg} \delta \frac{H}{D} \quad (3.33)$$

które są wykorzystywane do określenia współczynnika λ we wzorze (3.32) $\lambda = \lambda_w$ dla wykopu, $\lambda = \lambda_n$ dla nasypu. Charakterystykę gruntu $\lambda_c \operatorname{tg} \delta$ przyjmuje się z tabeli 3.4. Dla przewodu podziemnego ułożonego w wykopie: przy $H_{ro} > H$ (rys. 3.14a,b,c)

$$\lambda_w = \frac{1 - e^{-\Psi_A}}{\Psi_A} \quad (3.34)$$

przy $H_{ro} < H$ (rys. 3.14i)

$$\lambda_w = e^{-\Psi_A} - \frac{e^{-\Psi_A}(1 + \Psi_A) - 1}{\Psi_A} \quad (3.35)$$

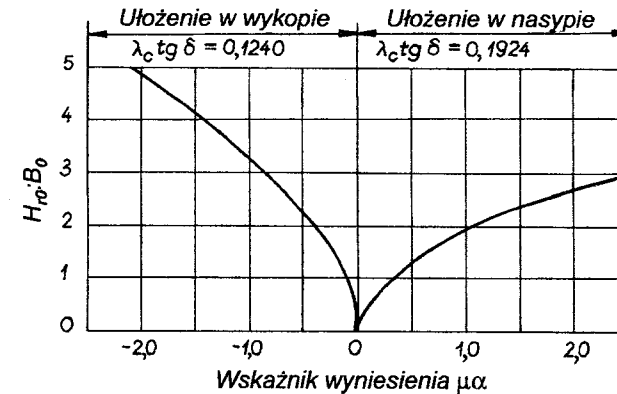
Dla przewodu podziemnego ułożonego w nasypie: przy $H_{ro} < H$ (rys. 3.14j)

$$\lambda_n = \frac{e^{\Psi_B} - 1}{\Psi_B} \quad (3.36)$$

przy $H_{ro} < H$ (rys. 3.14d,e,f,g)

$$\lambda_n = e^{\Psi_B} + \frac{e^{\Psi_B}(1 - \Psi_B) - 1}{\Psi_B} \quad (3.37)$$

Współczynniki λ_w i λ_n można określić z wykresów na rysunku 3.16.

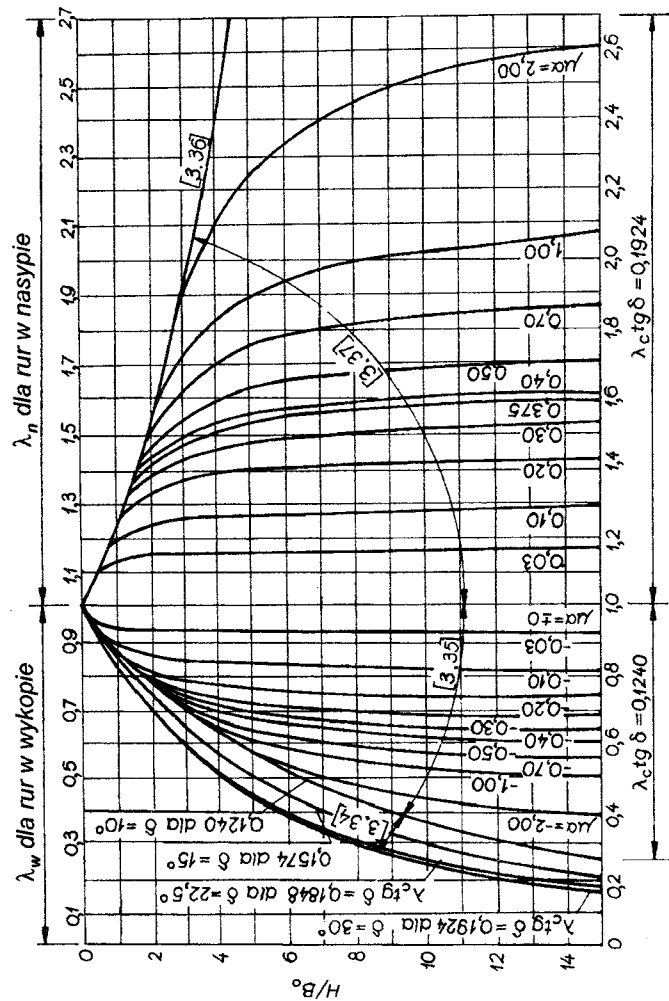


Rys. 3.15. Wykres do wyznaczania „wysokości równego osiadania H_{ro} ”

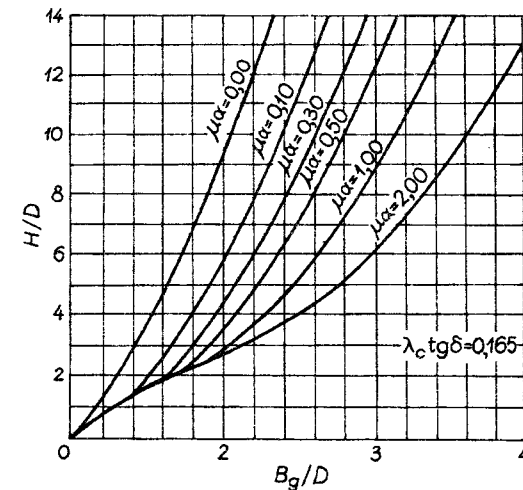
W przypadku wykopów szerokich (o szerokości znacznie większej niż zewnętrzna średnica przewodu podziemnego) powstają płaszczyzny przesuwu gruntu, analogicznie jak dla przewodów podziemnych ułożonych w nasypie (rys. 3.14d,e,f,g,i,j). Wpływ dodatkowego obciążenia przewodu podziemnego wyraża się wskaźnikiem wyniesienia $\mu\alpha$. Wartości współczynników μ oraz α są podane na rysunku 3.14.

Szerokość graniczną wykopu (B_g), powyżej której należy przyjmować warunki ułożenia w nasypie, można ocenić na podstawie wykresu (rys. 3.17).

Szerokiego zastosowania praktycznego nabierają metody obliczeń (np. Marstona) uwzględniające powstawanie sklepień gruntowych. Podstawowym niedostatkim tej metody jest nieuwzględnienie współpracy konstrukcji przewodu podziemnego z otaczającym go gruntem.



Rys. 3.16. Wykresy do wyznaczania współczynników λ_w i λ_n (do wzorów (3.34) i (3.37))



Rys. 3.17. Wykresy do wyznaczania granicznej szerokości B_g

3.5. Ocena stopnia bezpieczeństwa przewodów podziemnych

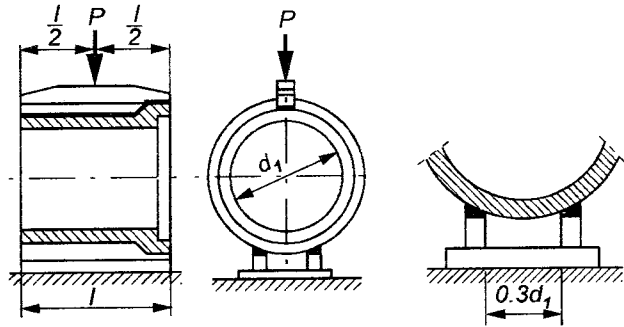
Projektując przewody podziemne (kanały prefabrykowane) dąży się do tego, aby wytrzymałość tych elementów odpowiadała nie tylko warunkom ich pracy w wykopie po ułożeniu i zasypaniu, lecz także warunkom technologicznym ich produkcji i transportu.

Wytrzymałość przewodów (rur) na zgniatanie określa się zazwyczaj jako największą siłę pionową, działającą wzdłuż średnicy rury (rys. 3.18). Wytrzymałość na zgniatanie przewodów podziemnych (rur) używanych do budowy urządzeń kanalizacyjnych oznacza się według normy PN-88/B-06751. Oznaczona w ten sposób wartość (P) jest normatywną wytrzymałością graniczną rury lub elementu kanału [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$].

Znając wartość (P) normatywną wytrzymałości granicznej na zgniatanie, należy ją porównać z wartością obciążenia rury po ułożeniu jej w wykopie i zasypaniu. Po obliczeniu tego obciążenia (W), w którym pomija się ciężar własny rury, należy sprawdzić czy spełniony jest warunek

$$P = n W \quad (3.38)$$

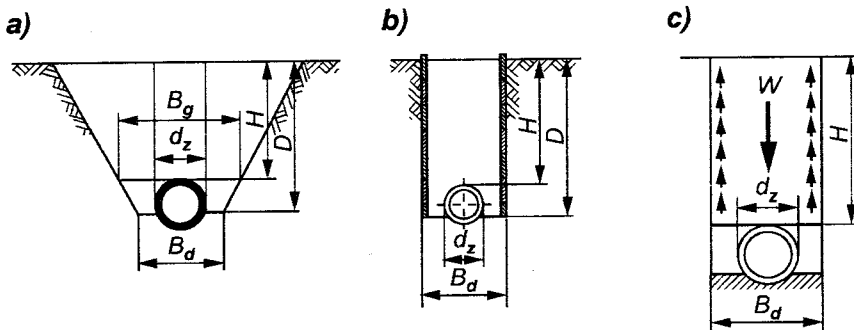
gdzie n – współczynnik bezpieczeństwa.



Rys. 3.18. Sprawdzenie wytrzymałości rur na zgniatanie

Współczynnik bezpieczeństwa można przyjmować w następujący sposób:

- n_1 – współczynnik bezpieczeństwa dla obciążenia stałego, to jest w warunkach, w których nie należy uwzględniać wpływu obciążenia ruchomego ($n_1=1,5$ w korzystnych warunkach gruntowych czyli w suchym wykopie; $n_1=1,8$ w niekorzystnych warunkach gruntowych, np. w wykopie nawodnionym i piasku drobnym),
- n_2 – współczynnik bezpieczeństwa dla obciążeń dynamicznych ($n_2=1,5$ przy nakryciu rury warstwą gruntu, grubości 1,5 m; $n_2=2,0$ przy nakryciu rury warstwą gruntu, grubości mniejszej niż 1,0 m).



Rys. 3.19. Schematy szerokości wykopów: a) wykop szeroki o ścianach nachylnych, b) szerokość wykopu odeskowanego, c) obciążenia rury w wykopie odeskowanym

Zasada obliczeń statycznych kanałów określona wzorem (3.38) może być stosowana dla rurociągów z rur o takich profilach, dla których istnieją normy ich wytrzymałości.

Projektując kanały miejskie, szczególnie z elementów prefabrykowanych, przyjmuje się obciążenie pionowe działające na górną część ich przekroju. W przypadku wykonania kanału w wykopie szerokim, nie obudowanym z boku (rys. 3.19a), obciążenie pionowe (W) powinno być przyjęte jako równe ciężarowi gruntu znajdującego się pod kanałem, według wzoru

$$W = \gamma H d_z.$$

W przypadku wykopu obudowanego dwustronnie (rys. 3.19b,c) szerokość obliczeniową wykopu określa się jako odległość w świetle ścian gruntu. Przy ułożeniu kanału w wykopie dwustronnie obudowanym wartość obciążenia (W) oblicza się z równania sumy sił pionowych działających na element gruntu w wykopie o grubości d_z . Dla głębokości H , to jest odległości od szczytu przewodu podziemnego do powierzchni terenu, wartość obciążenia pionowego można obliczyć ze wzorów (3.31) i (3.32).

Oprócz wyżej wymienionych możliwości obliczenia obciążenia pionowego rur można korzystać ze wzoru Wetzorkego [23]. Wzór ten ma postać

$$W = A \gamma B_d H \quad (3.39)$$

gdzie:

- W – zredukowany ciężar gruntu [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}$],
- A – współczynnik zmniejszający z wykresu na rysunku 3.20,
- B_d – szerokość wykopu według rysunku 3.19c [m],
- γ – ciężar objętościowy gruntu [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$],
- H – wysokość zasypki [m].

W szczególnych przypadkach, to jest przy należytych zagęszczaniu gruntu podczas zasypywania, grunt znajdujący się w wykopie po obu stronach rury przyjmuje część obciążenia i obciążenie rury jest mniejsze. Wynosi ono

$$W - W_1 = W - W \frac{d_z B_d}{2 B_d} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}].$$

Jeśli powierzchnia terenu nad wykopem jest dodatkowo obciążona (np. przez składowisko towarów lub przez fundamenty budynków, a obciążenie to można policzyć jako równomiernie rozłożone q na jeden

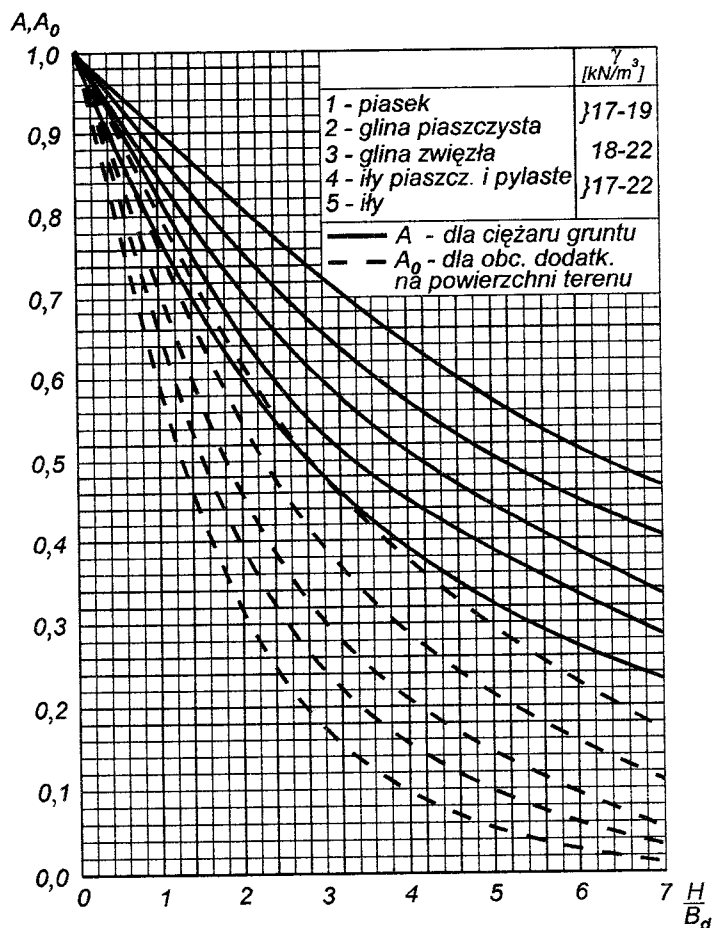
metr długości wykopu), obciążenie to musi być dodane do ciężaru gruntu obciążającego przewód podziemny o wartość

$$W_z = A_0 q \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}\text{]},$$

gdzie:

A_0 – współczynnik z wykresu na rysunku 3.20,

q – równomierne obciążenie naziomu na długości wykopu $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}]$.



Rys. 3.20. Współczynniki zmniejszające obciążenia pionowe rur w wykopach według Wetzorkego

Oceniając stopień bezpieczeństwa przewodów podziemnych trzeba wyznaczyć współczynnik uzależniający wytrzymałość graniczną rury ułożonej w wykopie i zasypanej (P_w) od normatywnej wytrzymałości granicznej (podanej w normach w zależności od sposobu podbudowy rury lub uzyskanej przez oznaczenie wytrzymałości na zginięcie). Współczynnik ten określa się jako L i stosuje się we wzorze

$$P_w = L \cdot P \text{ [kN} \cdot \text{m}^{-1}\text{]}.$$

Współczynnik wytrzymałości rury (L) zależny od rodzaju podbudowy zastosowanej w wykopie pod rurą jest uwidoczniony w tablicy na rysunku 3.21. Sposoby 1 i 2 pokazane na rysunku 3.21 dotyczą rur ułożonych bezpośrednio na gruncie niespoistym. W przypadku gruntów spoistych stosowanie zwykłe, bezpośrednie, oparcia przewodu podziemnego może być zalecane jedynie wtedy, gdy istnieje gwarancja, że przewód będzie się opierał równomiernie na całej długości. Jeśli nie dołoży się starań, aby przewód (rura) równomiernie opierał się na dnie wykopu, to nie należy układać w ten sposób.









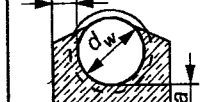
Przy gruntach spoistych rury ułożone jak na rysunku 3.21 (sposób 1 i 2) muszą mieć podsypkę filtracyjną z piasku grubego (lub żwiru) grubości 8–10 cm, z ewentualnym wyprofilowaniem ścian bocznych nachylonych pod kątem 75°.

Przy układaniu rur według sposobów od 5 do 9 beton należy dobrze zagęścić, a grubość warstwy betonu powinna wynosić co najmniej 10 cm.

Ocena stopnia bezpieczeństwa przewodu podziemnego sprowadza się do obliczenia współczynnika wytrzymałości rury (L), zależnego od rodzaju jej podbudowy w wykopie [1]. Określone jest to równaniem

$$L = \frac{n \cdot W}{P} \tag{3.40}$$

w którym n – współczynnik bezpieczeństwa, którego wartości omówione zostały powyżej lub według wytycznych międzynarodowych (ISO) można dla rur bez ciśnienia przyjmować współczynnik $n=1,3$.

Lp.	Sposób ułożenia rury	i
1	 Rura ułożona wprost na gruncie, pogłębienia na złącza	1,5
2	 Grunt uformowany na 90°, połączenia na mufę	1,5
3	 Rura ze stopką ułożona wprost na gruncie	1,5
4	 Spód podbity dwustronnie piaskiem dobrze zagęszczonym, pogłębienia na złącza	1,5
5	 Rura ułożona na podłożu z betonu, uformowanego na 90°	2,0
6	 Rura ułożona na podłożu z betonu, uformowanego na 120°	2,0
7	 Rura podbita dwustronnie betonem, aż do połowy przekroju	2,0
8	 Rura obetonowana ze spodu i boków $a_{\min} = 1,0 \text{ cm}$ w ogóle $a = 0,16 d_w$	3 ÷ 4
9	 Rura obetonowana łącznie z górną częścią $a_{\min} = 10 \text{ cm}$	6 ÷ 8

Rys. 3.21. Współczynniki zwiększające nośność graniczną rur w zależności od ułożenia według Wetzorkego [23]

3.6. Sposób określenia naprężeń w gruncie wokół przewodu podziemnego z uwzględnieniem współpracy układu przewodów podziemny – grunt

W obliczeniach wartości naprężeń w gruncie wokół przewodu podziemnego metodą proponowaną przez K. Höeg'a [9] uwzględnia się współpracę przewodu podziemnego z otaczającym gruntem.

Höeg przeprowadził badania laboratoryjne dotyczące sztywnych płytko posadowionych przewodów w postaci cylindrów otoczonych piaskiem dla różnych wielkości $\left(\frac{D}{t}\right)$ i różnej głębokości posadowienia.

Wyniki opracowane przez K. Höeg'a dotyczyły problemu oddziaływania między ośrodkiem gruntowym liniowo sprężystym, izotropowym i jednorodnym oraz sprężystym okrągłym cylindrem traktowanym jako przewód podziemny. Podstawowy przypadek, który był analizowany, jest przedstawiony na rysunku 3.22. Dla większości praktycznych przypadków układu przewodów podziemny – grunt linie ustalone na rysunku 3.22a, oznaczone jako AB, CD, AC i BD, są oddalone od przewodu o wielkość co najmniej jednej średnicy przewodu.

Na przewód podziemny działa równomiernie rozłożone ciśnienie pionowe p_v i poziome $k p_v$. W analizie pominięty został ciężar objętościowy ośrodka gruntowego otaczającego przewód podziemny. Rozkład naprężeń i odkształceń zależy od względnych sztywności ośrodka i sztywności przewodu. Równania równowagi dla wydzielonego elementu uwidocznionego na rysunku 3.22b są następujące:

$$\frac{\partial \sigma_r}{\partial r} + \frac{1}{r} \frac{\partial \tau_{r,\theta}}{\partial \theta} + \frac{\sigma_r - \sigma_\theta}{r} = 0 \quad (3.41)$$

$$\frac{1}{r} \frac{\partial \sigma_\theta}{\partial \theta} + \frac{\partial \tau_{r,\theta}}{\partial r} + 2 \frac{\tau_{r,\theta}}{r} = 0 \quad (3.42)$$

Rozwiązanie matematyczne dla dwóch pomocniczych współczynników (C) i (F) jest wyrażone w postaci:

$$C = \frac{1}{2} \frac{1}{1 - \nu} \frac{M_o}{E_c} \left(\frac{D}{t}\right) \quad (3.43)$$

$$F = \frac{1}{4} \frac{1-2\nu}{1-\nu} \frac{M_o}{E_c} \left(\frac{D}{t}\right)^3 \quad (3.44)$$

w których:

- C – współczynnik pomocniczy zastosowany w analizie problemu,
- F – współczynnik pomocniczy zastosowany w analizie problemu,
- ν – współczynnik Poissona gruntu,
- M_o – edometryczny moduł ścisłości pierwotnej gruntu,
- E_c – moduł odkształcenia materiału, z którego jest wykonany przewód podziemny,
- ν_c – współczynnik Poissona materiału, z którego jest wykonany przewód,
- D – średnia wartości średnicy zewnętrznej i wewnętrznej przewodu podziemnego,
- R – promień zewnętrzny przewodu podziemnego,
- t – grubość ściany przewodu podziemnego.

Edometryczny moduł ścisłości pierwotnej określony jest zależnością:

$$M_o = \frac{E_o(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad (3.45)$$

w której E_o – moduł pierwotnego odkształcenia gruntu.

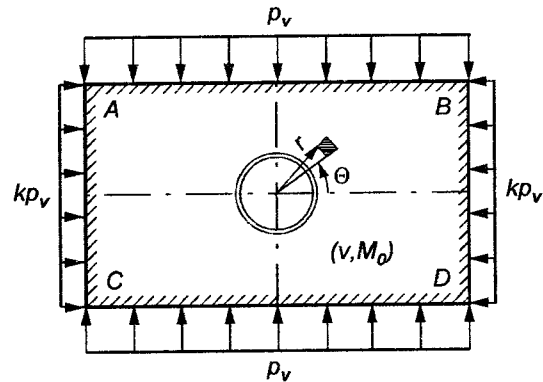
Układ przewód podziemny–grunt, w którym w obliczeniach współpracy zarówno współczynnik C jak i współczynnik F wynoszą zero, oznacza że przewód podziemny jest całkowicie sztywny.

Wartości naprężeń i przemieszczeń wokół przewodu (rys. 3.22b) oblicza się według wzorów:

$$\sigma_r = \frac{1}{2} p_v \left\{ (1+k) \left[1 - a_1 \left(\frac{R}{r}\right)^2 \right] - (1-k) \left[1 - 3a_2 \left(\frac{R}{r}\right)^4 - 4a_3 \left(\frac{R}{r}\right)^2 \right] \cos 2\theta \right\} \quad (3.46)$$

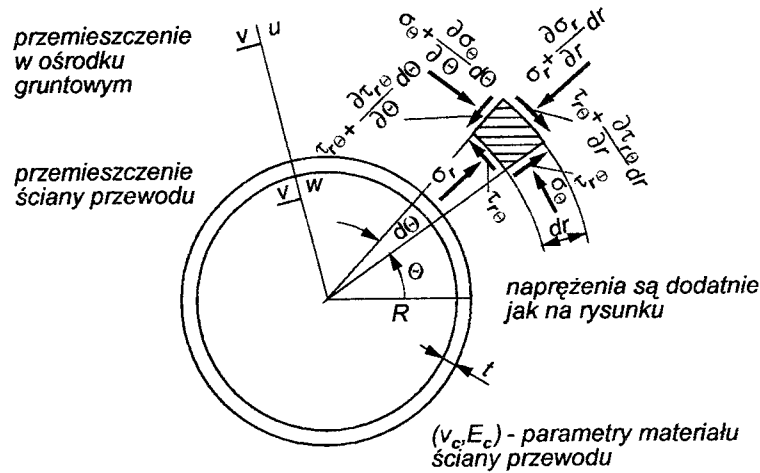
$$\sigma_\theta = \frac{1}{2} p_v \left\{ (1+k) \left[1 + a_1 \left(\frac{R}{r}\right)^2 \right] + (1+k) \left[1 - 3a_2 \left(\frac{R}{r}\right)^4 \right] \cos 2\theta \right\} \quad (3.47)$$

a)



(ν, M_o) - parametry ośrodka gruntowego

b)



(ν_c, E_c) - parametry materiału ściany przewodu

Rys. 3.22. Schematy do analizy naprężeń i odkształceń: a) schemat naprężeń w ośrodku gruntowym zastosowanym do analizy problemu, b) rozkład naprężeń i odkształceń w ośrodku gruntowym

$$\tau_{r,\theta} = \frac{1}{2} p_v (1-k) \left[1 + 3 a_2 \left(\frac{R}{r} \right)^4 + 2 a_3 \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \sin 2\theta \quad (3.48)$$

$$u = \frac{1}{2} p_v \frac{r}{M_o} \left\{ (1+k)(1-\nu) \left[1 + \frac{a_1}{1-2\nu} \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] - (1-k) \frac{1-\nu}{1-2\nu} \left[1 + a_2 \left(\frac{R}{r} \right)^4 + 4(1-\nu) a_3 \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \cos 2\theta \right\} \quad (3.49)$$

$$\nu = \frac{1}{2} p_v \frac{r}{M_o} \frac{1-\nu}{1-2\nu} (1-k) \left[1 - a_2 \left(\frac{R}{r} \right)^4 + 2(1-2\nu) a_3 \left(\frac{R}{r} \right)^2 \right] \sin 2\theta, \quad (3.50)$$

w których:

- σ_r – naprężenie radialne (działające wzdłuż promienia),
- σ_θ – naprężenia styczne,
- $\tau_{r,\theta}$ – naprężenia ścinające,
- r – odległość od środka przewodu do rozpatrywanego punktu,
- u – promieniowe przemieszczenie ośrodka gruntowego,
- ν – styczne przemieszczenie ośrodka gruntowego,
- w – promieniowe przemieszczenie ściany przewodu,
- θ – kąt zawarty między promieniem a osią poziomą o kierunku mierzonym przeciwnie do wskazówek zegara,
- k – współczynnik wyrażający zależność naprężeń granicznych pionowych i poziomych,
- p_v – zastosowane pionowe naprężenie graniczne; $p_v = \rho g z$ w przypadku braku obciążenia naziomu,
- a_1, a_2, a_3 – współczynniki.

Rozwiązanie matematyczne przedstawione powyżej istnieje dla dwóch różnych warunków granicznych na powierzchni oddziaływania przewód podziemny – grunt. Wartości współczynników a_1, a_2, a_3 zależą od warunków granicznych na powierzchni układu przewód podziemny – grunt. Wzory dla tych współczynników a_1, a_2, a_3 ustalone zostały przez K. Höeg'a i są przedstawione poniżej.

Analizowane są dwa następujące przypadki.

1. Kiedy nie ma poślizgu na powierzchni współpracy układu przewód podziemny – grunt, wartości współczynników oblicza się ze wzorów:

$$a_1 = \frac{(1-2\nu)(C-1)}{(1-2\nu)C+1} \quad (3.51)$$

$$a_2 = \frac{(1-2\nu)(1-C)F - \frac{1}{2}(1-2\nu)^2 C + 2}{[(3-2\nu) + (1-2\nu)C]F + \left(\frac{5}{2} - 8\nu + 6\nu^2\right)C + 6 - 8\nu} \quad (3.52)$$

$$a_3 = \frac{[1 + (1-2\nu)C]F - \frac{1}{2}(1-2\nu)C - 2}{[(3-2\nu) + (1-2\nu)C]F + \left(\frac{5}{2} - 8\nu + 6\nu^2\right)C + 6 - 8\nu} \quad (3.53)$$

2. Kiedy na powierzchni współpracy układu przewód podziemny – grunt jest poślizg, współczynniki określone są wzorami:

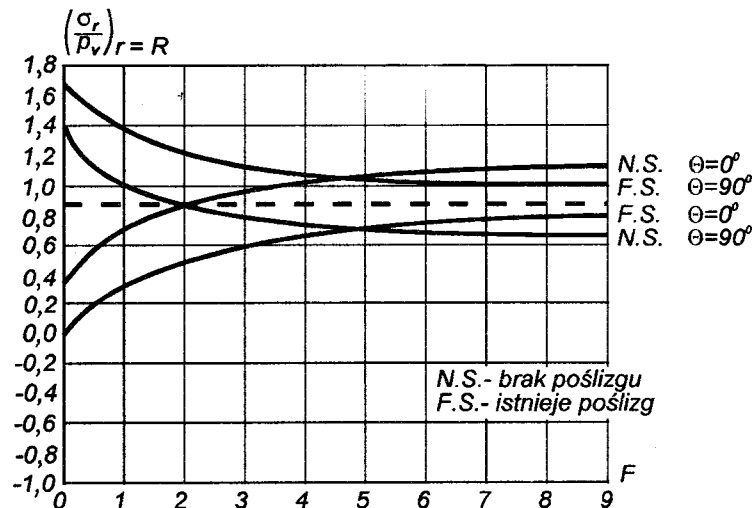
$$a_1 = \frac{(1-2\nu)(C-1)}{(1-2\nu)C+1} \quad (3.54)$$

$$a_2 = -\frac{2F+1-2\nu}{2F+5-6\nu} \quad (3.55)$$

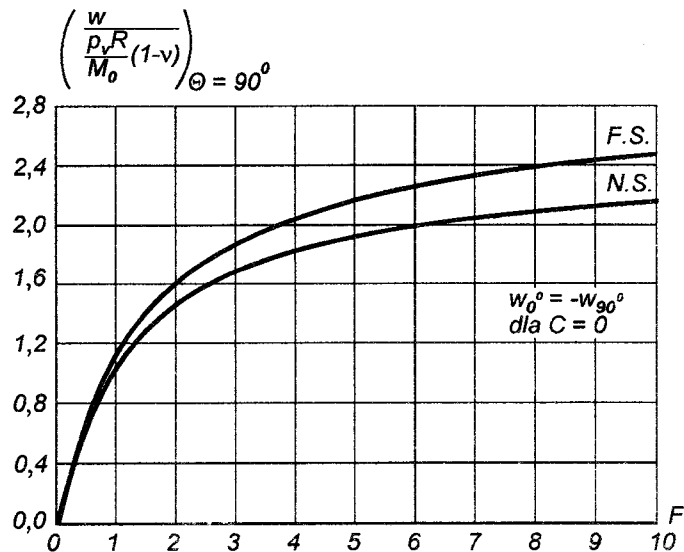
$$a_3 = \frac{2F-1}{2F+5-6\nu} \quad (3.56)$$

Wartości pomocniczych współczynników (C) i (F) wyrażone są za pomocą wzorów (3.43) i (3.44).

Na rysunkach 3.23 i 3.24 przedstawiono zależności naprężenia radialnego (σ_r) i przemieszczenia promieniowego ściany przewodu (w) jako funkcje współczynnika F. Wartości naprężeń pierwotnych w gruncie wynoszą $k p_v$ dla kierunku poziomego (przy czym przyjęto $k=0,35$) i p_v dla kierunku pionowego.

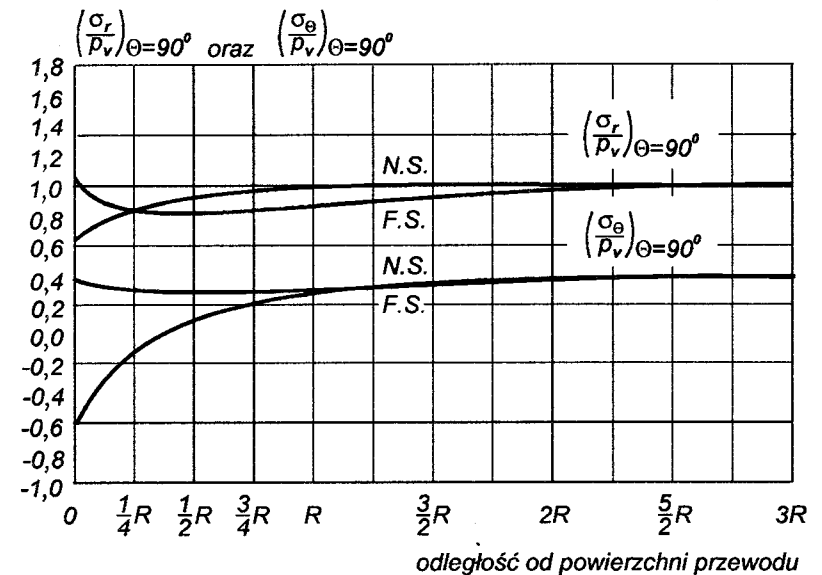


Rys. 3.23. Rozkład naprężeń radialnych w zależności od współczynnika (F)



Rys. 3.24. Zależność promieniowego przemieszczenia (w) przewodu od współczynnika (F)

Analogiczne krzywe można także wykreślić dla wartości σ_θ i $\tau_{r\theta}$. W większości praktycznych przypadków oraz w badaniach doświadczalnych przeprowadzonych przez K. Höeg'a wartość C jest tak mała, że wpływ jej na rozkład naprężeń jest nieznaczny. Można zauważyć na obu tych rysunkach, że po przekroczeniu wartości F , równej około 6, zmienia się nieznacznie wartość naprężeń i odkształceń, podczas gdy wartość F wzrasta. Wartości naprężeń σ_r różnią się znacznie dla dwu przypadków, gdy jest poślizg oraz go nie ma. Różnice wartości odkształceń radialnych dla obu przypadków są małe. Dla dużych wartości współczynnika F rozkład naprężeń promieniowych jest jednorodny dla przypadku, gdy występuje poślizg na powierzchni przewodu. Naprężenie radialne – boczne ($\theta=0$) jest około dwa razy większe niż naprężenie radialne na wierzchołku przewodu ($\theta=90$), wtedy gdy nie ma poślizgu. Jednakże dla obu przypadków średnie naprężenie promieniowe (gdy $r=R$) jest takie samo niezależnie od współczynnika F (rys. 3.23).



Rys. 3.25. Zmiana naprężeń promieniowych i stycznych w zależności od odległości od powierzchni przewodu

Rysunek 3.25 przedstawia rozkład naprężeń σ_r i σ_θ w zależności od odległości od powierzchni przewodu. Jak widać na rysunku 3.25 na-

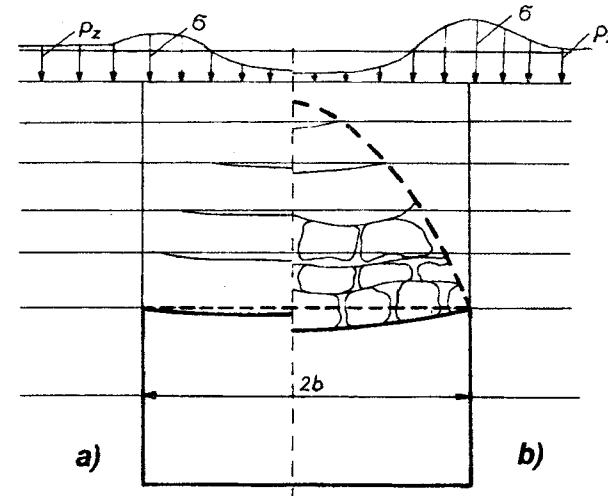
prężenia σ_r i σ_θ zbliżają się gwałtownie do naprężeń pierwotnych w gruncie, to jest p_v i $k p_v$ ($k=0,35$), biorąc pod uwagę odległość między powierzchnią współpracy przewód podziemny–grunt i rozpatrywanym punktem w ośrodku gruntowym. Naprężenia σ_r i σ_θ przedstawione są na rysunkach w zależności od wartości pionowego naprężenia p_v i dlatego podane wartości są bezwymiarowe.

Uwzględniając rozkład naprężeń w gruncie, wokół przewodów podziemnych, określonych metodą K.Höega, można obliczyć rozkład naprężeń pionowych działających w płaszczyźnie poziomej pod przewodem podziemnym. Obliczenie naprężeń pionowych działających pod przewodem podziemnym może być wykorzystane do obliczania osiadań podłoża gruntowego.

4. CIŚNIENIE GÓROTWORU NA OBUDOWĘ TUNELI

4.1. Graniczna nośność górotworu

W projektowaniu budowli podziemnej zasadniczy problem stanowi konstrukcja obudowy tunelu. Ustalając wymiary konstrukcji budowli podziemnej trzeba znać działanie obciążenia. Na obciążenie budowli podziemnej składają się: nacisk nadkładu górotworu, ciężar własny konstrukcji budowli, obciążenie naziomu, obciążenie od pojazdów i urządzeń obiektu. Obciążenie od ciśnienia górotworu jest wynikiem panującego w nim stanu naprężeń. Po wykonaniu wyrobiska w masywie skalnym następuje przemieszczenie i odprężenie nadkładu zalegającego w jego stropie.



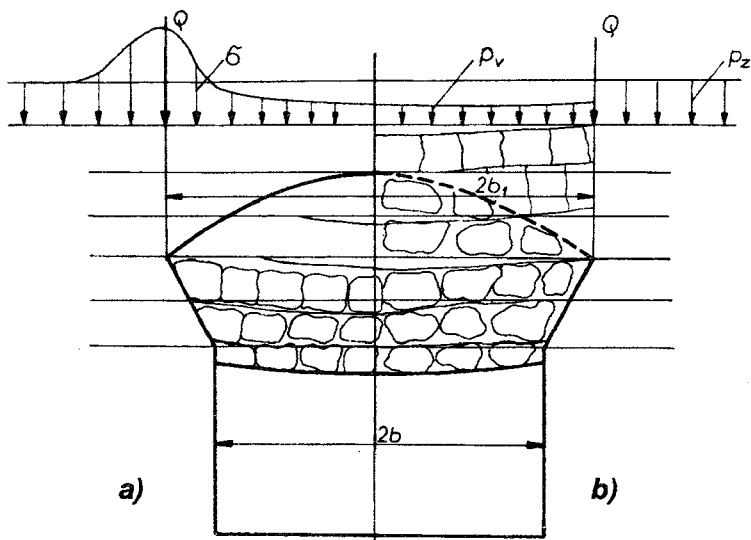
Rys. 4.1. Odprężenie uwarstwionego wyrębiska: a) ugięcie stropu, b) spękanie i lokalne zasklepienie

W masywie skalnym panuje stan naprężeń wywołany:

- ciężarem własnym skał,
- obciążeniem naziomu,
- pozostałościami sił tektonicznych (rzadziej).

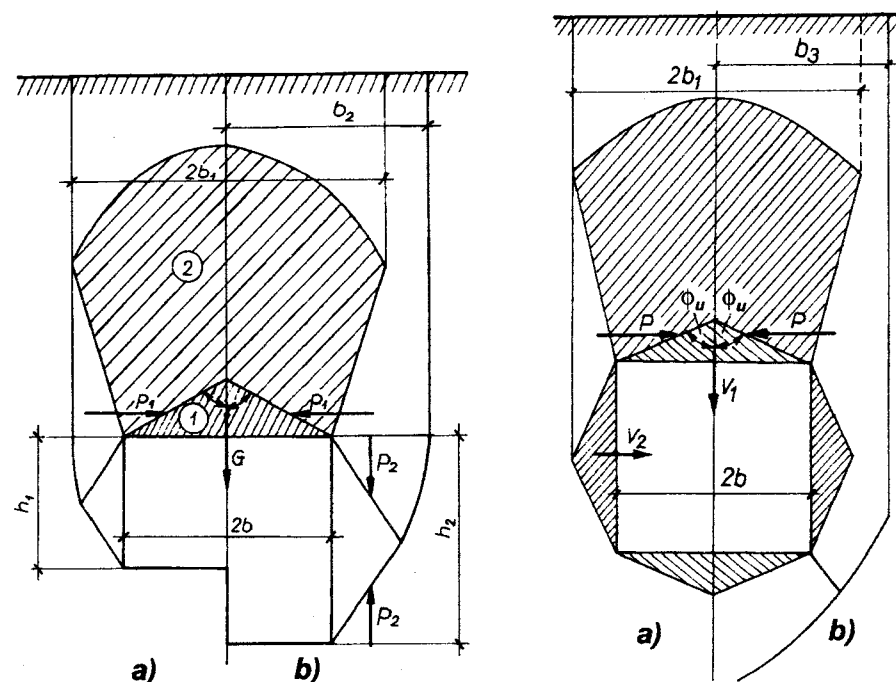
W górotworze uwarstwionym wyróżnia się następujące stany górotworu:

- 1) **Ugięcie warstw stropowych** bez pojawienia się spękań, z tendencjami do koncentracji naprężeń w narożach stropu płaskiego lub węzłowiach sklepienia (rys. 4.1a). Układ powstały jest samonośny, ale możliwy tylko w warunkach bardzo małych obciążeń.
- 2) **Spękanie nadmiernie ugiętych warstw skalnych** i utrata lokalnej nośności stropu tuż nad wyrobiskiem. Na skutek znacznych przemieszczeń skruszonego górotworu rozpoczyna się proces jego zaklinowania i powstaje lokalne sklepienie ciśnień. Prowadzi to do koncentracji naprężeń występujących w węzłowiach sklepienia (rys. 4.1b). Pojawia się w tym układzie lokalny stan graniczny.
- 3) **Ścięcie węzłowi lokalnego sklepienia ciśnień** i pojawianie się strefy poślizgu górotworu wzdłuż powierzchni najmniejszego oporu. W wyniku dalszej redystrybucji naprężenia wzdłuż linii poślizgu pojawiają się siły skupione ścinające (rys. 4.2a). Ogólna graniczna nośność nadkładu nadal nie jest przekroczona, ale obudowa musi przenosić pełne ciśnienie górotworu.



Rys. 4.2. Odprężenie nadkładu nad wyrobiskiem: a) częściowe ścięcie i zaklinowanie się nadkładu, b) całkowite ścięcie nadkładu

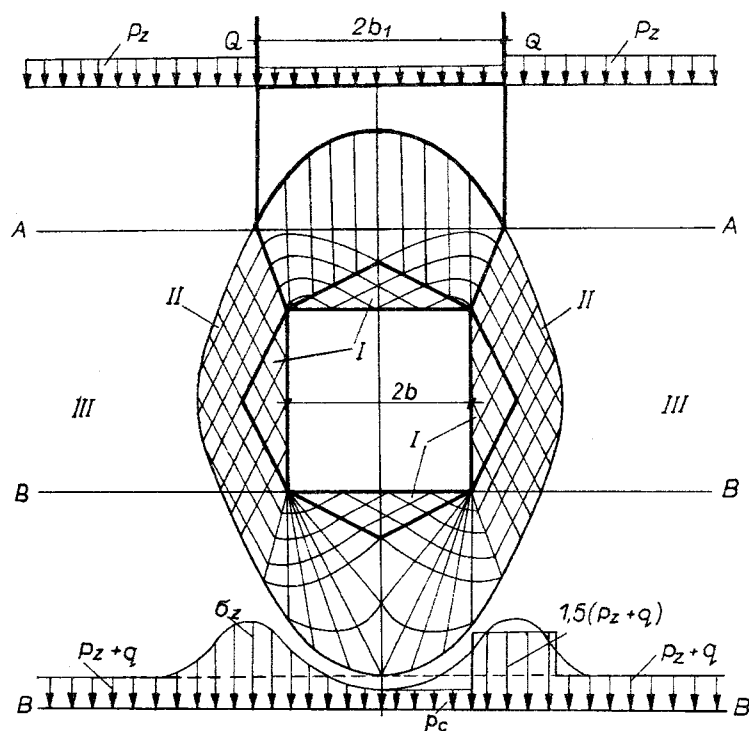
- 4) **Całkowite ścięcie nadkładu** (rys. 4.2b) z wyraźnym oddzieleniem się strefy rozluźnionej i odprężonej od strefy nienaruszonej. Jest to więc **graniczny stan nośności nadkładu**. Mechanizm sływu zniszonego górotworu do wyrobiska przypomina opadanie materiałów sypkich w silosach (zjawisko silosowe Jansena). Na dużych głębokościach zniszczenie obejmuje nie tylko strop, ale również ociosy i spąg wyrobiska. W momencie lokalnego wystąpienia stanu granicznego od stropu oddziela się klin ścinającego się nadkładu.
- 5) **Postępujące zniszczenie i odprężenie ociosów wyrobiska**. Jeśli powierzchnia ścięcia ociosów nie sięga poza powierzchnię ścięcia stropu, to nie ulegnie zmianie strefa rozluźnienia tego stropu (rys. 4.3a).



Rys. 4.3. Odprężenie górotworu w stropie i ociosach wyrobiska: a) odprężenie ociosów w zasięgu stropowej strefy odprężonej, b) odprężenie w zasięgu przekraczającym strefę stropową; 1 – klin ścięcia nadkładu, 2 – strefa odprężenia nadkładu

Rys. 4.4. Odprężenie górotworu w stropie, w ociosach i spągu wyrobiska: a) odprężenie w zasięgu stropowej strefy odprężonej, b) odprężenie w zasięgu przekraczającym stropową strefę odprężoną

- 6) **Zniszczenie i odprężenie spągu.** Jest to końcowy etap tworzenia się strefy odprężonej wokół wyrobiska. Utrata stateczności spągu oznacza osłabienie podłoża pod ociosami i zmniejszenie nośności, co z kolei może odbić się na nośności nadkładu (rys. 4.4). Wokół wyrobiska tworzy się strefa rozluźnionego i odprężonego górotworu. Za strefą odprężoną występuje zagęszczona strefa nośna, tworząca zamknięte eliptyczne sklepienie ciśnień (rys. 4.5). Cały układ znajduje się w stanie równowagi granicznej. Graniczną nośność masywu skalnego określa jego wytrzymałość na ścinanie występująca na powierzchniach poślizgu.



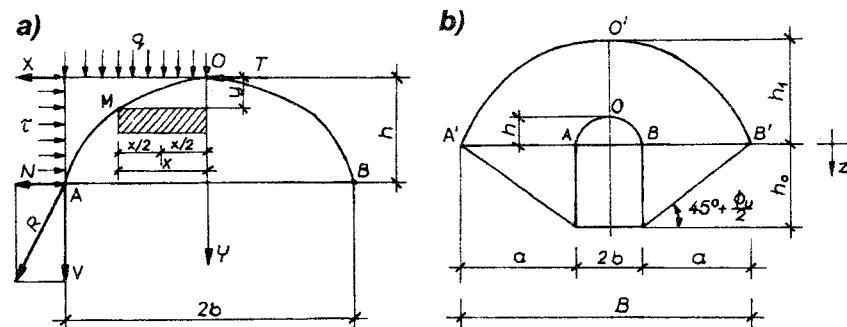
Rys. 4.5. Stan równowagi granicznej górotworu wokół wyrobiska: I – strefa odprężona, II – strefa nośna, III – strefa nienaruszona

4.2. Hipoteza Protodiakonowa

Ciśnienie pionowe górotworu jest to oddziaływanie na konstrukcję podziemną znajdującego się nad nią odkształconego gruntu. W praktyce są stosowane różne hipotezy oceny ciśnienia górotworu.

Propozycje M. M. Protodiakonowa są praktycznie metodą stosowaną w budownictwie podziemnym do oceny ciśnienia górotworu na obudowę tunelu. Protodiakonow założył, że *grunt jest ośrodkiem niespoistym* (biorąc pod uwagę obecność okruchów, spękań górotworu itp.), nad stropem tunelu istnieje pewne sklepienie, a grunt znajdujący się pod tym sklepieniem ciśnie na strop tunelu, natomiast grunt ponad powierzchnią tego sklepienia sam utrzymuje się w równowadze, a zatem istnieją w ośrodku gruntowym *siły poziome zapewniające stateczność sklepienia*.

Wyobrażalne sklepienie AOB (rys. 4.6a) jest obciążone w sposób równomierny naciskiem $q = \rho g H$, gdzie H – zagłębienie stropu tunelu pod powierzchnią gruntu (H – wielkość duża). Na odcinek sklepienia MO działają siły: pionowa qx ; rozpór T (w punkcie O), wypadkowa od dolnej części sklepienia styczna do krzywej sklepienia (w punkcie M).



Rys. 4.6. Schemat do hipotezy Protodiakonowa: a) schemat obliczeniowy sklepienia odciążającego, b) tworzenie się sklepienia odciążającego nad wyrobiskiem podziemnym

Sklepienie gruntowe nie może przejmować naprężeń rozciągających, zatem musi być spełniony warunek

$$M_M = \frac{qx^2}{2} - Ty = 0 \quad (4.1)$$

z którego obliczamy

$$y = \frac{q}{2T} x^2,$$

co znaczy, że krzywa sklepienia odciażającego musi być parabolą drugiego stopnia. Udowodnił to swoimi doświadczeniami na modelach Protodiakonow.

Obciążenie pionowe q i rozpór sklepienia T są równoważone reakcją pionową podpory V i odpowiednią reakcją oporu przesuwu N . Siła N stara się rozsunąć sklepienie, a przeciwstawia się temu siła tarcia wywołana działaniem siły V .

Przyjmując z tabeli 3.3 współczynnik tarcia, zwany współczynnikiem Protodiakonowa, $f = \operatorname{tg} \Phi_u$ (Φ_u – kąt tarcia wewnętrzznego gruntu) oraz $N = T$ (gdzie $N = f q b$) otrzymamy zależność w postaci

$$T \leq f q b.$$

Nad powierzchnią wyobraźnego sklepienia (nad linią AOB) działają siły poziome, można więc ustalić następujące równanie równowagi

$$T + \tau h = f q b,$$

z którego

$$T = f q b - \tau h \quad (4.2)$$

Wstawiając wartość (4.2) do równania (4.1) uzyskamy warunek

$$\frac{q x^2}{2} - (f q b - \tau h) y = 0,$$

stąd po przyjęciu $x_{\max} = b$ oraz $y_{\max} = h$ otrzymamy

$$\tau = q b \frac{2fh - b}{2h^2}.$$

Największą, czyli najniebezpieczniejszą wartość τ otrzymuje się z warunku

$$\frac{d\tau}{dh} = q b \frac{2f(2h^2) - 4h(2fh - b)}{(2h^2)^2} = 0,$$

a zatem po rozwiązaniu mamy

$$q b \frac{b - hf}{h^3} = 0,$$

stąd

$$b - hf = 0, \quad \text{czyli} \quad h = \frac{b}{f} \quad (4.3)$$

gdzie h – wysokość sklepienia (wyobraźnego) przy największym jego bezpieczeństwie.

Siłę skupioną P , równoważącą działanie bryły gruntu (AOB) obciążającej strop obudowy, a zawartej poniżej wyobraźnego sklepienia o wysokości h , wyznacza wzór

$$P = \frac{2}{3} 2 b h \rho g = \frac{4}{3} b h \rho g \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}].$$

Do obliczania ścian obudowy przyjmuje się szerokość działania sklepienia z gruntu (rys. 4.6b); wynosi ona

$$B = 2b + 2h_0 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right).$$

Dla gruntów małoosnych (tzn. gruntów o współczynniku $f < 2$) zaleca Protodiakonow obliczanie parcia bocznego traktując ściany tunelu jak ściany oporowe. Przyjmuje on wysokość sklepienia z gruntu, równą $h_1 = \frac{B}{f}$, i wykorzystuje ją do obliczania parcia bocznego (rys. 4.6b).

Do obliczania parcia bocznego przyjmuje się objętość bryły gruntu (A'O'B') według wzoru (obliczeń dokonuje się na jeden metr długości tunelu):

$$V_I = \frac{2}{3} B h_1 = \frac{2}{3} B^2 \frac{1}{f} = \frac{8}{3f} \left[b^2 + 2 b h_0 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) + h_0^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) \right] \quad [\text{m}^3].$$

Bryła gruntu (AOB) cisnąca na strop tunelu ma objętość

$$V_{II} = \frac{P}{\rho g} = \frac{4}{3} b h = \frac{4}{3} b \frac{b}{f} = \frac{4}{3} \frac{b^2}{f} \quad [\text{m}^3].$$

Ściany tunelu obciążone są masą gruntu o objętości wynikającej z różnicy objętości bryły A'O'B' oraz bryły AOB:

$$V_I - V_{II} = \frac{4}{3f} \left[b^2 + 4 b h_0 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) + 2 h_0^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) \right] \quad [\text{m}^3].$$

Jednostkowe ciśnienie pionowe działające na naziom obciążający ścianę tunelu wynosi

$$p_v = \frac{(V_I - V_{II}) \rho g}{2a} \quad [\text{kPa}] \quad (4.4)$$

gdzie a – szerokość obciążenia rozłożonego po jednej stronie tunelu.

Z jednej strony tunelu jednostkowe (poziome) parcie boczne będzie wynosić

$$p_h = \frac{4 \rho g}{3 f h_0} \left[b^2 + 4 b h_0 \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) + 2 h_0^2 \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) + z \right] \operatorname{tg} \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) \quad [\text{kPa}] \quad (4.5)$$

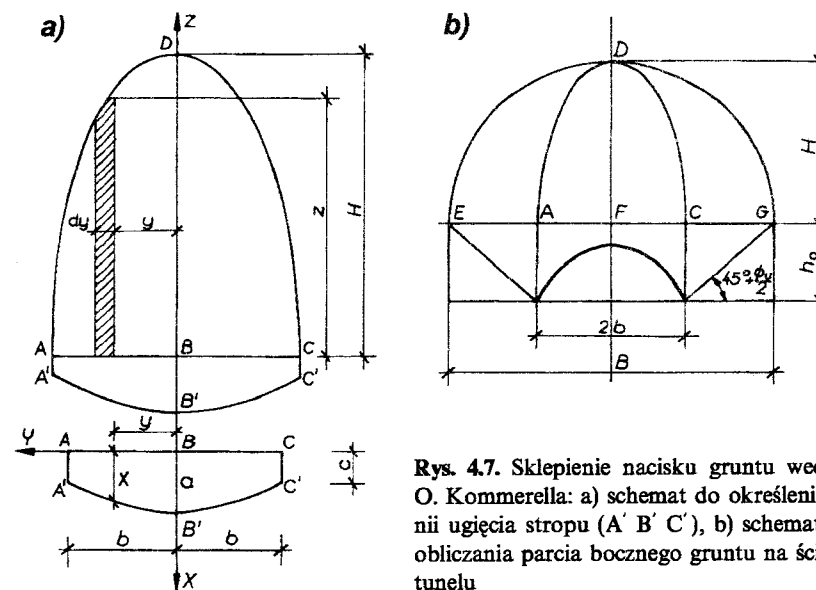
gdzie z – rzędna liczona od poziomu górnego stropu tunelu (jak na rysunku 4.6b).

Protodiakonow wykazał, że pionowe ciśnienie górnicze ośrodka niespoistego nie zależy od zagłębienia budowli.

4.3. Sposób doświadczalny Kommerella

Doświadczalny sposób określenia pionowego ciśnienia górotworu, przyjęty przez O. Kommerella znalazł zastosowanie w budowie Tunelu Simplonńskiego. Posługując się tym sposobem zmierzono ugięcie środka poprzecznicy stropowej, zależne zarówno od jej ugięcia, jak też od osiadania i zgniecenia słupków. W założeniu Kommerell przyjął, że w części masy górotworu nad stropem tunelu powstaje wewnętrzne odprężenie, tzn. pewna bryła górotworu znajdująca się nad stropem rozprężając się działa całą swoją masą na strop. Aby taki stan powstał, potrzebne jest ugięcie stropu tunelu. Początkowo linia stropu była ABC (rys. 4.7a), po ugięciu linia ta jest A'B'C'. Ugięcie stropu można zmierzyć i jest to odcinek a . W punktach A i C ugięcie wynosi c . Przyjęto, że linia ugięcia jest parabolą o równaniu

$$y^2 = 2 p_1 (a - x) \quad (4.6)$$



Rys. 4.7. Sklepienie nacisku gruntu według O. Kommerella: a) schemat do określenia linii ugięcia stropu (A'B'C'), b) schemat do obliczania parcia bocznego gruntu na ściany tunelu

Nieznany parametr p_1 określa się z warunku: jeśli $y = b$, to $x = c$ i wówczas $b^2 = 2 p_1 (a - c)$, stąd

$$2 p_1 = \frac{b^2}{a-c} \quad (4.7)$$

Wstawiając wyrażenie (4.7) do wzoru (4.6) otrzymamy

$$y^2 = \frac{b^2}{a-c} (a-x),$$

stąd

$$x = a - \frac{a-c}{b^2} y^2 \quad (4.8)$$

W dalszej kolejności rozważa się zmiany, które mogą wystąpić w bryle gruntu nad stropem. Elementarna bryła gruntu długości 1,0 m i szerokości dy ma objętość równą

$$V_1 = 1 z dy.$$

Po ugięciu stropu nastąpi przyrost objętości wynoszący $V_2 = 1 x dy$.

Przyrost objętości bryły gruntu wskutek ugięcia stropu można również wyrazić wprowadzając wielkość p w procentach, czyli

$$\frac{p}{100} V_1 = \frac{p}{100} z dy.$$

Ten przyrost jest równy przyrostowi V_2 , a zatem

$$\frac{p}{100} z dy = V_2 = x dy \quad (4.9)$$

Wstawiając wyrażenie (4.8) do wzoru (4.9) otrzymamy

$$\frac{p}{100} z dy = \left(a - \frac{a-c}{b^2} y^2 \right) dy,$$

z czego

$$z = \frac{100}{p} \left(a - \frac{a-c}{b^2} y^2 \right) \quad (4.10)$$

Równanie (4.10) ma postać paraboli i gdy $y=0$, to

$$z_0 = \frac{100 a}{p} = H.$$

Kommerell uważał, że sklepienie powinno mieć kształt paraboli, jednak dla uogólnienia obliczeń zmienił je na elipsę. Przekrój poprzeczny bryły gruntu zruszonego (odprężonego) objęty jest elipsą o osiach AC i BD (rys. 4.7b). Pole połowy elipsy ADC równa się $\frac{\pi}{2} b H$.

Według Kommerella pionowe obciążenie górotworu na jednostkę długości wyrobiska wynosi

$$G = \rho g \frac{\pi}{2} b H = \rho g \frac{\pi}{2} \frac{100 ab}{p} = 157 \rho g \frac{ab}{p} \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-1}].$$

Wielkość ugięcia (a) można zmierzyć, jeśli wykona się część wyrobiska. Dlatego też sposób O. Kommerella stosuje się tylko podczas budowy dla sprawdzenia założeń przyjętych podczas opracowywania projektu konstrukcji. Trudność określenia wartości (p) należy traktować jako jedną z wad tego sposobu.

Na podstawie doświadczeń amerykańskich E. Launchli określił wartości współczynnika rozluźnienia górotworu (p), które wynoszą:

dla piasków drobnych, luźnych i suchych	– 1%,
dla piasków grubych i żwiru	– 1,5%,
dla glin i ilów	– 2 ÷ 3%,
dla glin piaszczystych i ilów piaszczystych	– 4%,
dla łupków i piaskowców	– 6 ÷ 7%,
dla granitów	– 8 ÷ 15%.

O. Kommerell proponuje następujący sposób obliczania parcia bocznego gruntu na ściany tunelu:

– bryła ADC obciąża strop tunelu,

- ściany tunelu oblicza się jako ściany oporowe, zakładając że naziom EFG jest obciążony dodatkowo ciężarem bryły EDG, przy czym wysokość H pozostaje bez zmian,
- szerokość (B) wynosi $B = 2b + 2h_o \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}\right)$.

4.4. Charakterystyczne wartości obciążeń górotworu na obudowę powłokową

Przyjmuje się, że wartość obciążenia charakterystycznego równa się ciśnieniu górotworu na obudowę, określone według modelu fizycznego, odpowiednio dobranego do przewidywanych warunków górniczo-geologicznych. Stosownie do normy BN-82/0434-07 odróżnia się następujące modele ośrodka: sprężysty, sprężysto-plastyczny i sprężysto-plastyczno-spekany.

Ośrodek sprężysty mamy wtedy, gdy skały budujące górotwór odpowiadają kategorii I-VIa, według załącznika do normy BN-79/0434-04, i gdy głębokość zalegania wyrobiska jest mniejsza od głębokości krytycznej, wynoszącej

$$H_{kr} = \frac{50 R_{cg}}{\rho g} \quad [\text{m}],$$

gdzie:

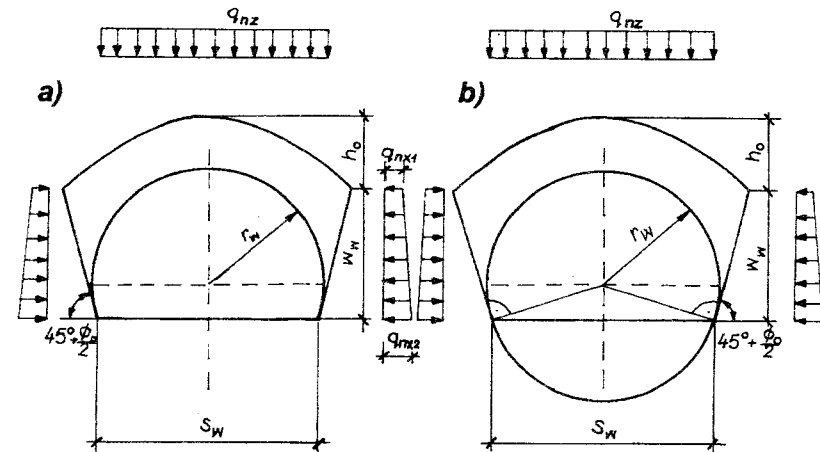
- R_{cg} – wytrzymałość górotworu na ściskanie [kPa],
- ρ – gęstość objętościowa górotworu [$\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$],
- g – przyspieszenie ziemskie [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$].

Obciążenie charakterystyczne q_{nz} należy przyjąć według wzoru

$$q_{nz} = \max \begin{cases} \rho g h_s \\ \rho g h_o \end{cases} \quad [\text{kPa}] \quad (4.11)$$

w którym:

- h_s – zasięg zruszania górotworu od robót strzałowych [m],
- h_o – strzałka sklepienia ciśnień według rysunku 4.8 [m].



Rys. 4.8. Schemat zasięgu sklepień ciśnień: a) w wyrobisku łukowym, b) w wyrobisku kołowym

Strzałkę sklepienia ciśnień oblicza się według wzoru

$$h_o = \frac{0,5 s_w + w_w \operatorname{tg}\left(45^\circ - \frac{\Phi_o}{2}\right)}{\operatorname{tg} \Phi_s}, \quad (4.12)$$

gdzie:

- s_w – szerokość wyrobiska w wyłomie [m],
- w_w – wysokość wyrobiska w wyłomie [m],
- Φ_o – kąt tarcia wewnętrznych skał ociosowych [$^\circ$],
- Φ_s – kąt tarcia wewnętrznych skał stropowych [$^\circ$].

Zasięg spękań powstałych w wyniku prowadzenia robót strzałowych może mieć długość, w zależności od wielkości wyrobiska, $h_s = 10 \div 20$ m. Wymuszone przemieszczenia obudowy przyjmuje się $u_w = 0$.

Ośrodek sprężysto-plastyczny mamy wtedy, gdy skały budujące górotwór odpowiadają kategorii I-VII, według załącznika do normy BN-79/0434-04 i gdy są równocześnie spełnione warunki:

$$p_g > 0 \quad \text{oraz} \quad p_o \leq 0,$$

w których:

- p_g – naprężenie radialne na granicy strefy sprężystej i plastycznej [kPa],
- p_o – naprężenie radialne na granicy strefy plastycznej i spekanej [kPa].

Naprężenie radialne na granicy strefy spękań i plastycznej można obliczyć ze wzoru

$$p_o = \frac{p_g \beta_g + 0,5 R_{cg}}{\beta_g} \left[\frac{(1 + \nu_g)(p_z - p_g)}{E_g \varepsilon_{ng}} \right]^{\beta_g/2} - \frac{0,5 R_{cg}}{\beta_g} \quad [\text{kPa}] \quad (4.13)$$

w którym:

β_g – współczynnik wynoszący $\beta_g = \frac{2 \sin \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u}$,

Φ_u – kąt tarcia wewnętrznego górotworu [°],

ν_g – współczynnik Poissona górotworu,

p_z – pierwotne ciśnienie pionowe w górotworze [kPa],

E_g – współczynnik sprężystości górotworu [kPa],

ε_{ng} – graniczne jednostkowe odkształcenie podłużne przy ściskaniu górotworu.

Naprężenie radialne na granicy strefy sprężystej i plastycznej można obliczyć według wzoru

$$p_g = \frac{2p_z - R_{cg}}{2 + \beta_g} \quad (4.14)$$

Pierwotne pionowe ciśnienie górotworu określa wzór

$$p_z = \rho g H ,$$

gdzie:

ρ – gęstość objętościowa górotworu [$\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$],

H – głębokość zalegania wyrobiska [m],

g – przyspieszenie ziemskie [$\text{m} \cdot \text{s}^{-2}$].

Obciążenie charakterystyczne przyjmuje się według wzoru

$$q_{nz} = \rho g(r_L - r_w) \quad [\text{kPa}] \quad (4.15)$$

przy czym nie powinno ono być mniejsze od wartości określonej wzorem (4.11); r_L – promień zasięgu strefy plastycznej, r_w – promień konturu wyłomu wyrobiska.

Wymuszone przemieszczenia obudowy można obliczyć według wzoru

$$u_w = \frac{1 + \nu_g}{E_g} (p_z - p_g) \frac{r_L^2}{r_w} \quad [\text{m}] \quad (4.16)$$

Zasięg strefy plastycznej wyznacza się z zależności

$$\left(\frac{r_L}{r_w} \right)^{\beta_g + 1} + \left(\frac{0,5 R_{cg}}{\beta_g \rho g r_w} - 1 \right) \left(\frac{r_L}{r_w} \right)^{\beta_g} = \frac{p_g + \frac{0,5 R_{cg}}{\beta_g}}{\rho g r_w} .$$

Ośrodek sprężysto-plastyczno-spękany mamy wtedy, gdy skały budujące górotwór odpowiadają *kategori* $I \div VII$, według załącznika do normy BN – 79/0434 – 04, i gdy jest równocześnie spełniony warunek

$$0 < p_o \leq p_g .$$

Obciążenie charakterystyczne q_{nz} oblicza się ze wzoru

$$q_{nz} = \rho g(r_a - r_w) \quad [\text{kPa}] \quad (4.17)$$

gdzie r_a – promień zasięgu strefy spękanej [m].

Zasięg strefy spękań wyznacza się z zależności

$$\left(\frac{r_a}{r_w} \right)^{\beta_g + 1} - \left(\frac{r_a}{r_w} \right)^{\beta_g} = \frac{p_o}{\rho g r_w} \quad (4.18)$$

Zasięg strefy plastycznej można obliczyć ze wzoru

$$r_L = r_a \left(\frac{p_g \beta_g + 0,5 R_{cg}}{p_o \beta_g + 0,5 R_{cg}} \right)^{1/\beta_g} . \quad (4.19)$$

Wyrobisko zalegające płytko jest to takie wyrobisko, w którym miąższość górotworu nad stropem wyrobiska nie zapewnia wytworzenia się sklepienia obciążającego; istnieje zależność

$$H \leq 2 h_0 ,$$

gdzie h_0 – według wzoru (4.12).

Obciążenie charakterystyczne na głębokości z oblicza się ze wzoru

$$q_{nz} = \sum \rho_i g h_i \quad (4.20)$$

Przyjmuje się, że wymuszone przemieszczenia obudowy równają się zeru.

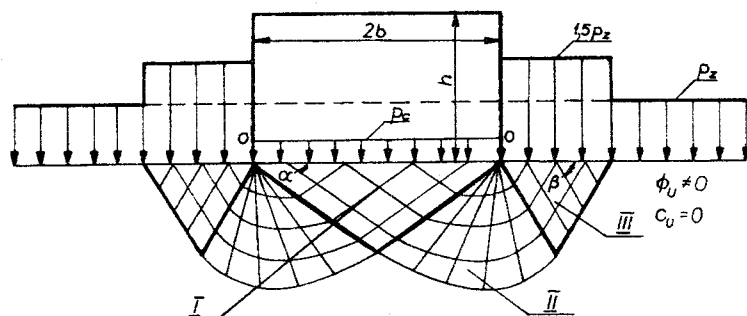
Obciążenie obliczeniowe obudowy określa się ze wzoru

$$q_{rz} = q_{nz} \gamma_f \quad (4.21)$$

gdzie γ_f – współczynnik obciążenia.

4.5. Ciśnienie spągowe

Schemat układu wyrobisko – ściany obudowy odpowiada w pewnym stopniu dwóm fundamentom, spod których podłoże jest wypierane w stronę nie obciążonego wyrobiska (rys. 4.9).



Rys. 4.9. Schemat poślizgu górotworu w spągu wyrobiska: I – strefa odprężenia górotworu, II – strefa poślizgu, III – strefa zagęszczenia podłoża ociosów

Rozpatrując jedną stronę wyrobiska wyróżnia się obciążenie ociosów, które przyjmuje się jako równomiernie rozłożone i równe pier-

wotnemu ciśnieniu górotworu na poziomie spągu wyrobiska, zwiększone-
mu współczynnikiem koncentracji naprężeń, a zatem

$$p_u = 1,5(\rho g H + \rho g h + q) = 1,5(p_z + q) \quad (4.22)$$

gdzie:

- p_u – ciśnienie wypiętrzające,
- p_z – pierwotne ciśnienie górotworu na poziomie spągu wyrobiska,
- ρ – gęstość objętościowa górotworu,
- g – przyspieszenie ziemskie,
- H – odległość od powierzchni terenu do sklepienia obudowy tunelu,
- h – wysokość zewnętrzna tunelu,
- q – obciążenie powierzchni terenu (naziomu),
- 1,5 – współczynnik koncentracji naprężeń.

Na poziomie spągu wyrobiska działa obciążenie konieczne do zrównowazenia ciśnienia wypiętrzającego równomiernie rozłożone (p_c). Stosownie do rysunku 4.9 wydzielone są trzy obszary równowagi podłoża.

W obszarze I panuje graniczny stan równowagi, a linie poślizgu są w nim pochylone pod kątem $\alpha = 45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}$ do poziomu.

Ciśnienie spągowe (p_c) jest mniejszym naprężeniem głównym, większym zaś naprężeniem jest naprężenie poziome, określone wzorem

$$\sigma_x = p_c \frac{1 + \sin \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} = p_c \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi_u}{2} \right) .$$

Na granicy obszaru I i II działają naprężenia normalne i ścinające o wartościach:

$$\begin{aligned} \sigma_\alpha &= 0,5(\sigma_z + \sigma_x) + 0,5(\sigma_z - \sigma_x) \cos 2\alpha , \\ \tau_\alpha &= 0,5(\sigma_z - \sigma_x) \sin 2\alpha . \end{aligned}$$

Po podstawieniu odpowiednich wartości na σ_z , σ_x oraz α otrzymamy:

$$\sigma_\alpha = \frac{p_c}{1 - \sin \Phi_u} - \frac{p_c \sin \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} \cos 2 \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) ,$$

$$\tau_\alpha = -\frac{p_c \sin \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} \sin 2\left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}\right).$$

Ostatecznie po przekształceniach uzyskuje się związki:

$$\sigma_\alpha = p_c \frac{\cos^2 \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} \quad (4.23a)$$

$$\tau_\alpha = -p_c \frac{\sin \Phi_u \cos \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} \quad (4.23b)$$

W obszarze II liniami poślizgowymi są promienie wychodzące z punktów 0 oraz spirale logarytmiczne przecinające je pod kątem 2α . Naprężenia w tym obszarze są zależne od kąta Θ , a równania równowagi mają postać:

$$\frac{\partial \tau}{\partial \Theta} + \sigma_r - \sigma_\Theta = 0 \quad (4.24)$$

$$\frac{\partial \sigma_\Theta}{\partial \Theta} + 2\tau = 0 \quad (4.25)$$

Warunek równowagi granicznej wyraża się wzorem

$$\tau = -f \sigma_\Theta \quad (4.26)$$

gdzie f – współczynnik tarcia na powierzchni poślizgu dwóch warstw górotworu ($f = \operatorname{tg} \Phi_u$ – dla górotworu rozdrobnionego bez spójności).

Po podstawieniu wzoru (4.26) do wzoru (4.25) otrzymuje się

$$\frac{\partial \sigma_\Theta}{\partial \Theta} = 2f \sigma_\Theta \quad (4.27)$$

Po scałkowaniu równania (4.27) mamy

$$\ln \frac{\sigma_\Theta}{\sigma_\alpha} = 2f\Theta \quad \text{lub} \quad \sigma_\Theta = \sigma_\alpha e^{2f\Theta} \quad (4.28)$$

Po podstawieniu wartości (4.23a,b) do wzoru (4.28) oraz wartości (4.26) do wzoru (4.24) otrzymamy:

$$\sigma_\Theta = p_c \frac{\cos^2 \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} e^{2f\Theta} \quad (4.29a)$$

$$\tau = -p_c \frac{\sin \Phi_u \cos \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} e^{2f\Theta} \quad (4.29b)$$

$$\sigma_r = \sigma_\Theta - \frac{\partial \tau}{\partial \Theta} = p_c \frac{1 + \sin^2 \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} e^{2f\Theta} \quad (4.29c)$$

Naprężenia na granicy obszaru II i III, po wprowadzeniu $\Theta = \frac{\pi}{2}$, wynoszą

$$\sigma_\Theta = p_c \frac{\cos^2 \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} e^{f\pi} \quad (4.30)$$

$$\tau = -p_c \frac{\sin \Phi_u \cos \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} e^{f\pi} \quad (4.31)$$

$$\sigma_r = p_c \frac{1 + \sin^2 \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} e^{f\pi} \quad (4.32)$$

W obszarze III panuje stan równowagi, w którym linie poślizgu są proste i nachylone pod kątem $\beta = 45^\circ + \frac{\Phi_u}{2}$ do poziomu.

Naprężenie mniejsze, o kierunku poziomym, oblicza się ze wzoru

$$\begin{aligned} \sigma_x = 0,5(\sigma_r + \sigma_\Theta) - \sqrt{\frac{1}{4}(\sigma_r - \sigma_\Theta)^2 + \tau^2} &= 0,5 p_c \frac{2 e^{f\pi}}{1 - \sin \Phi_u} - \\ - p_c e^{f\pi} \sqrt{\left(\frac{1 + \sin^2 \Phi_u - \cos^2 \Phi_u}{2 - 2 \sin \Phi_u}\right)^2 + \frac{\sin^2 \Phi_u \cos^2 \Phi_u}{(1 - \sin \Phi_u)^2}} &= p_c e^{f\pi} \end{aligned} \quad (4.33)$$

Naprężenie większe, o kierunku pionowym, ma wartość

$$\sigma_z = p_u = \frac{1 + \sin \Phi_u}{1 - \sin \Phi_u} p_c e^{f\pi} \quad (4.34)$$

Dla zrównoważenia całkowitego ciśnienia wywieranego na spąg w wyniku dwustronnej koncentracji naprężeń przyjmuje się do obliczeń **wartość ciśnienia spągowego** dwa razy większą (koncentracja naprężeń występuje pod dwoma ociosami):

$$p_c = 3 K_o (\rho g H + \rho g h + q) e^{-\pi f} \quad (4.35)$$

W górotworze nawodnionym wartość ciśnienia spągowego wynosi

$$p_c = 3 K_o [\rho g H - \rho_w g H_w + (\rho - \rho_w) g h + q] e^{-\pi f} + \rho_w g (H_w + h) \quad (4.36)$$

gdzie:

- K_o – współczynnik parcia spoczynkowego; $K_o = 1 - \sin \Phi'^{(n)}$,
- H_w – odległość od poziomu piezometrycznego wody do sklepienia obudowy tunelu,
- $\Phi'^{(n)}$ – efektywny charakterystyczny kąt tarcia wewnętrznego górotworu.

4.6. Boczne ciśnienie górotworu

Ściany obudowy wyrobiska powinny być zaprojektowane tak, aby następowało pewne rozluźnienie ociosów. Rozluźnienie to powoduje spadek ciśnienia bocznego i nie może sięgać poza rozpiętość sklepienia ciśnień uformowanego nad wyrobiskiem.

Ciśnienie boczne górotworu na ściany wyrobiska określa wzór

$$p_b = 1,5 (p_z + q) e^{(-2b/K_o) h_1 \sqrt{f^2+1}}, \quad (4.37)$$

w którym:

- p_b – boczne ciśnienie górotworu na ściany obudowy,
- 1,5 – współczynnik koncentracji naprężeń,

- p_z – pierwotne pionowe ciśnienie górotworu na poziomie połowy wysokości obudowy,
- e – podstawa logarytmów naturalnych,
- b – połowa szerokości wyrobiska podziemnego,
- f – współczynnik Protodiakonowa,
- h_1 – wysokość strefy odprężonej (lub wysokość poziomej warstwy słabego górotworu),
- q – obciążenie naziomu.

Można przyjąć $h_1 = \frac{h}{f} \operatorname{tg} \beta$, gdzie h – wysokość wyrobiska. Ociosy wyrobisk nie obudowanych lub obudowanych konstrukcją typu rozporowego są narażone na przemieszczanie oraz rozluźnienie, podobnie jak strop wyrobiska. Zakłada się, że na ociosy wyrobiska działa boczne ciśnienie geostatyczne równomiernie rozłożone, co jest dopuszczalne dla głębokości posadowienia budowli przekraczających wysokość ociosów.

Ciśnienie boczne górotworu nawodnionego na obudowę wodoszczelną oblicza się ze wzoru

$$p_b = 1,5 K_o \left[p_z - \rho_w g \left(H_w + \frac{h}{2} \right) + q \right].$$

W przypadku występowania wody gruntowej na wysokości ścian wodoszczelnej obudowy należy uwzględnić dodatkowo hydrostatyczne ciśnienie wody. Ciśnienie to określa się na wysokości stropu i na wysokości spągu wyrobiska. Trzeba więc w górotworze nawodnionym obliczać boczne ciśnienie według wykresu trapezowego:

$$p'_b = 1,5 K_o \left(p_z - \rho_w g H_w - \rho_w g \frac{h}{2} + q \right) e^{(-2b/K_o) h_1 \sqrt{f^2+1}} + \rho_w g H_w,$$

$$p''_b = 1,5 K_o \left(p_z - \rho_w g H_w - \rho_w g \frac{h}{2} + q \right) e^{(-2b/K_o) h_1 \sqrt{f^2+1}} + \rho_w g (H_w + h),$$

gdzie:

- p'_b – boczne ciśnienie górotworu na wysokości stropu [kPa],
- p''_b – boczne ciśnienie górotworu na wysokości spągu wyrobiska [kPa],
- h – jak na rysunku 4.9

4.7. Obciążenie obudowy szybów

Obudowa szybu jest obciążona parciem gruntu i parciem hydrostatycznym wody. Parcie wody występuje w gruncie nawodnionym. Wielkość tego parcia wynosi:

$$p_w = z \rho_w g \quad (4.38)$$

Projektując szyb wyznacza się wielkość (z) , przyjmując zawsze najwyższy poziom wody gruntowej, to jest poziom pierwszy, licząc od powierzchni terenu. Należy tak postępować nawet w tych przypadkach, w których poniżej warstwy nawodnionej znajdują się warstwy gruntów suchych, nieprzepuszczalnych. Dla szybów głębokich i płytkiego występowania wody gruntowej parcie hydrostatyczne wody stanowi zasadnicze obciążenie obudowy.

Parcie gruntu (jednostkowe) przyjmuje się jako parcie czynne, którego wartość wynosi:

$$p_h = \rho g z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) \text{ — dla gruntów niespoistych} \quad (4.39a)$$

oraz

$$p_h = \rho g z \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2} \right) - 2 c_u \frac{1}{\sqrt{\operatorname{tg}^2 \left(45^\circ + \frac{\Phi_u}{2} \right)}} \text{ — dla gruntów spoistych} \quad (4.39b)$$

Całkowite jednostkowe parcie poziome na obudowę szybu wynosi

$$p = p_w + p_h \quad (4.40)$$

Dla szybów o dużym zagłębieniu w gruntach mokrych

$$p_w > p_h \quad (4.41)$$

Stwierdzono na podstawie obserwacji, że w szybach o średnicy 10 m można liczyć się z powstaniem zjawiska przesklepienia poziomego (podobnego do zjawiska przesklepienia pionowego nad tunelem).

W szybach okrągłych, gdy uwzględnimy przesklepienie, parcie poziome gruntu na obudowę szybu wynosi według Terzagiego

$$\sigma_r = \rho g r m_\sigma \quad (4.42)$$

gdzie:

r — promień szybu,
 m_σ — współczynnik parcia poziomego,
 m_σ zależy od $z:r$ (tab. 4.1).

Tabela 4.1.

Współczynniki redukcyjne parcia poziomego gruntu na obudowę

$\frac{z}{r}$	0	3,1	8,3	11,8	18,2	29,4	76,0	∞
m_σ	0	0,23	0,3	0,33	0,35	0,36	0,37	0,398

Największa wartość współczynnika m_σ występuje dla zagłębienia (z) , wynoszącego $12r$.

Stosowanie wzoru (4.42) jest szczególnie korzystne w obliczaniu szybów okrągłych, w gruntach suchych lub w głębokim położeniu poziomu wody gruntowej.

Szyby, które mają być wykonane jako studnie opuszczane, muszą mieć grubość obudowy wystarczającą, aby ciężar obudowy mógł pokonać siły tarcia działające między ścianą obudowy a gruntem.

Szyb tunelowy jest to budowla służąca połączeniu powierzchni terenu z budowlą podziemną, znajdującą się na pewnej głębokości od tej powierzchni. Oś pionowa szybu jest osią główną. Podłoże gruntowe otaczające szyb powoduje naciski na jego obudowę. Naciski te są teoretycznie jednakowe we wszystkich kierunkach na dowolnej głębokości, w przekroju poprzecznym dla naziomu płaskiego; zmieniają się jedynie ze zmianą głębokości.

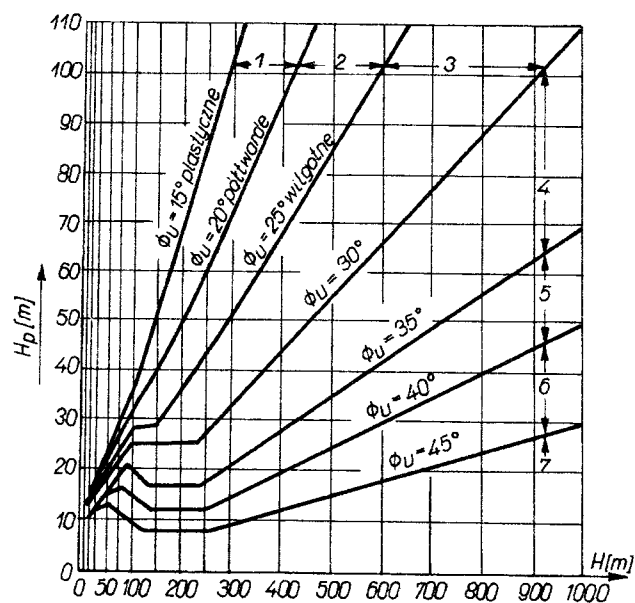
Z tych okoliczności wynika, że najbardziej odpowiednim kształtem pionowego szybu jest kształt okrągły. Obudowę takiego szybu charakteryzuje brak w jej przekrojach momentów zginających; działają tylko siły osiowe dające naprężenia ściskające.

W niektórych przypadkach stosuje się szyby o przekrojach prostokątnych. Kształt ten ma zastosowanie dla szybów do głębokości 20 m i to w przypadku zastosowania obudowy czasowej (zwykle drewnianej).

Wymiary przekroju poprzecznego szybu określa się zgodnie z wymogami użytkowymi szybu. W szybie umieszcza się urządzenia wyciągowe, drabiny bezpieczeństwa dla ludzi (niezależnie od wyciągów), rury do wentylacji roboczej (latnie), rurociągi sprężonego powietrza i wody oraz przewody elektryczne.

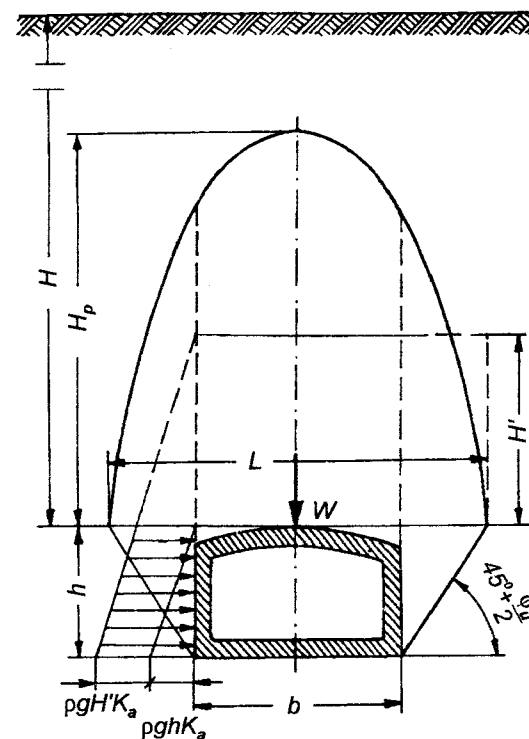
4.8. Obciążenie nadkładem gruntu tuneli głębokich

Obciążenia gruntem tuneli głębokich można wyznaczyć korzystając z wzorów Protodiakonowa (rozdział 4.2), Kommerella (rozdział 4.3) i innych. Niektóre z tych wzorów określają wysokość (H_p) bryły gruntu. Bryła ta ograniczona jest linią w kształcie paraboli lub elipsy obciążającej tunel. Inne wzory umożliwiają obliczenie wartości siły wypadkowej obciążeń pionowych.



Rys. 4.10. Zależność H_p od wartości H i Φ_u : 1—gliny, 2—gliny piaszczyste, 3—piaski, żwiry, 4—gliny zwarte, miękkie skały spękane, 5—iły zwarte, skały wapienne, 6—skały miękkie, 7—skały twarde, lite

Zależność między wysokością (H_p) a pełną wysokością nadkładu gruntu nad tunelem (H) i kątem tarcia wewnętrznego gruntu można ustalić według Bierbaumera (rys. 4.10).



Rys. 4.11. Zasada odciążającego sklepienia w gruncie nad głębokim tunelem (H' —średnia rzędnych parabol na bocznym odcinku $\frac{L-b}{2}$); $K_a = \operatorname{tg}^2\left(45^\circ - \frac{\Phi_u}{2}\right)$

Obciążenie pionowe i poziome tunelu posadowionego głęboko wyznacza się, zgodnie z oznaczeniami na rysunku 4.11, według wzorów:

$$P_v = \rho g H_p \quad (4.43)$$

$$p_h = \rho g h K_a + \rho g H' K_a = \rho g K_a (h + H') \quad (4.44)$$

w których:

- H_p – wysokość sklepienia w gruncie wyznaczona z nomogramu na rysunku 4.10 [m],
- H' – średnia rzędnych parabol określającej sklepienie w gruncie [m],
- h – wysokość tunelu w obrysie zewnętrznym [m],
- ρ – gęstość objętościowa gruntu [$t \cdot m^{-3}$],
- g – przyspieszenie ziemskie [$m \cdot s^{-2}$].

4.9. Typy obciążeń obudowy budowli podziemnych

Odróżnia się wielkości pionowe, boczne i spągowe ciśnienia górotworu działającego na obudowę budowli podziemnej. Ciśnienie pionowe jest to ciśnienie działające na strop wyrobiska. Ciśnienie boczne jest to ciśnienie będące oddziaływaniem ociosów. Ciśnienie spągowe jest to ciśnienie występujące w spągu wyrobiska.

Wielkość ciśnienia górotworu zależy *nie tylko* od charakterystyki masywu skalnego, w którym wykonano wyrobisko, *lecz także od rodzaju zastosowania obudowy*, czyli od całego układu obudowa – górotwór.

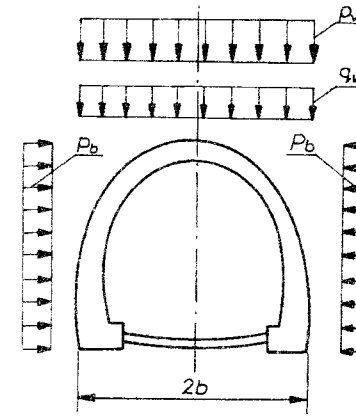
Przez układ obudowa – górotwór rozumie się współpracę obudowy z górotworem. Odształcenia obudowy zależą od parcia górotworu, natomiast parcie i przemieszczenia górotworu zależą od przebiegu odształcenia i przemieszczenia obudowy. Określenie wzajemnego oddziaływania obudowy i górotworu jest jednym z podstawowych problemów mechaniki budowli podziemnych.

Mechanika budowli podziemnych zajmuje się następującymi zagadnieniami technicznymi:

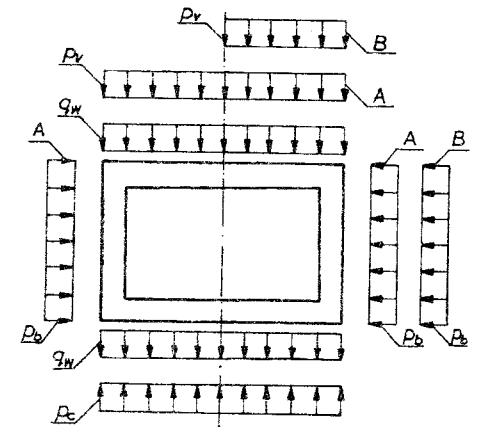
- wzajemnym oddziaływaniem układu obudowa – górotwór, w celu maksymalnego wykorzystania odporu i własnej nośności górotworu,
- ciśnieniem górotworu na obudowę,
- fizykomechanicznymi właściwościami górotworu,
- metodami wyznaczania sił wewnętrznych i określeniem nośności konstrukcji podziemnych.

Dokładna ocena poszczególnych składników obciążenia jest bardzo skomplikowana. Komplikacje wynikają z trudności pełnego rozpoznania zasad współpracy obudowy z górotworem. Obciążenia od pojazdów są przekazywane z obudowy prawie natychmiast na górotwór i mają charakter lokalny, nie wpływają na wymiary obudowy jako całości. Wewnętrz-

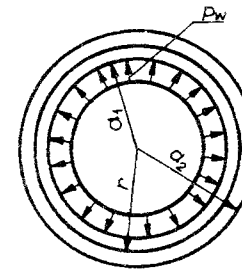
ne obciążenia mogą odegrać większą rolę tylko w budowlach wielopoziomowych lub hydrotechnicznych, wypełnionych wodą pod ciśnieniem.



Rys. 4.12. Schemat obciążenia budowli wykonanych metodami podziemnymi



Rys. 4.13. Schematy obciążenia budowli wykonanych metodami odkrywkowymi: A – obciążenie symetryczne, B – obciążenie asymetryczne



Rys. 4.14. Obciążenie tunelu ciśnieniowego

Charakter obciążenia obudowy zależy od metody wykonania budowli podziemnych. Obiekty wykonane sposobami podziemnymi są obciążone tylko równomiernie rozłożonym ciśnieniem górotworu, natomiast budowle wykonywane metodami odkrywkowymi są zwykle zasypywane jednostronnie i muszą być rozpatrywane w układzie symetrycznych i asymetrycznych obciążeń.

W uproszczonych schematach obliczeniowych przyjmuje się, że obudowy znajdują się w niezaburzonym i regularnie ułożonym górotworze, na głębokości 1,0 m od powierzchni terenu. Jeśli teren jest wyrównany, równoległe do osi podłużnej budowli, to w takim schemacie można uwzględnić tylko dwa składniki: obciążenie własne obudowy i ciśnienie górotworu. Odróżnia się więc trzy typowe obciążenia budowli podziemnych:

- symetryczne pionowe i boczne obciążenia budowli wykonywanych metodami podziemnymi (rys. 4.12),

- symetryczne i asymetryczne obciążenie pionowe, boczne i spągowe budowli wykonywanych metodami odkrywkowymi (rys. 4.13),
- obciążenie tunelu ciśnieniowego spowodowane wewnętrznym parciem wody (rys. 4.14).

4.10. Obliczenia statyczne tuneli głębokich

W rozwoju teorii obliczania tuneli głębokich można dostrzec dwie fazy działania projektowego.

Faza pierwsza obejmuje:

- ustalenie schematu statycznego tunelu, w którym uwzględnia się współpracę z ośrodkiem gruntowym,
- przyjęcie cech sprężystych, co wynika z doboru materiału i koncepcji konstrukcji tunelu,
- ustalenie parametrów geotechnicznych ośrodka gruntowego otaczającego tunel.

Z reguły projektowanie tunelu traktuje się jako zadanie na płaszczyźnie, a więc rozpatruje się konstrukcję tunelu obciążoną górotworem i opierającą się na otaczającym go gruncie.

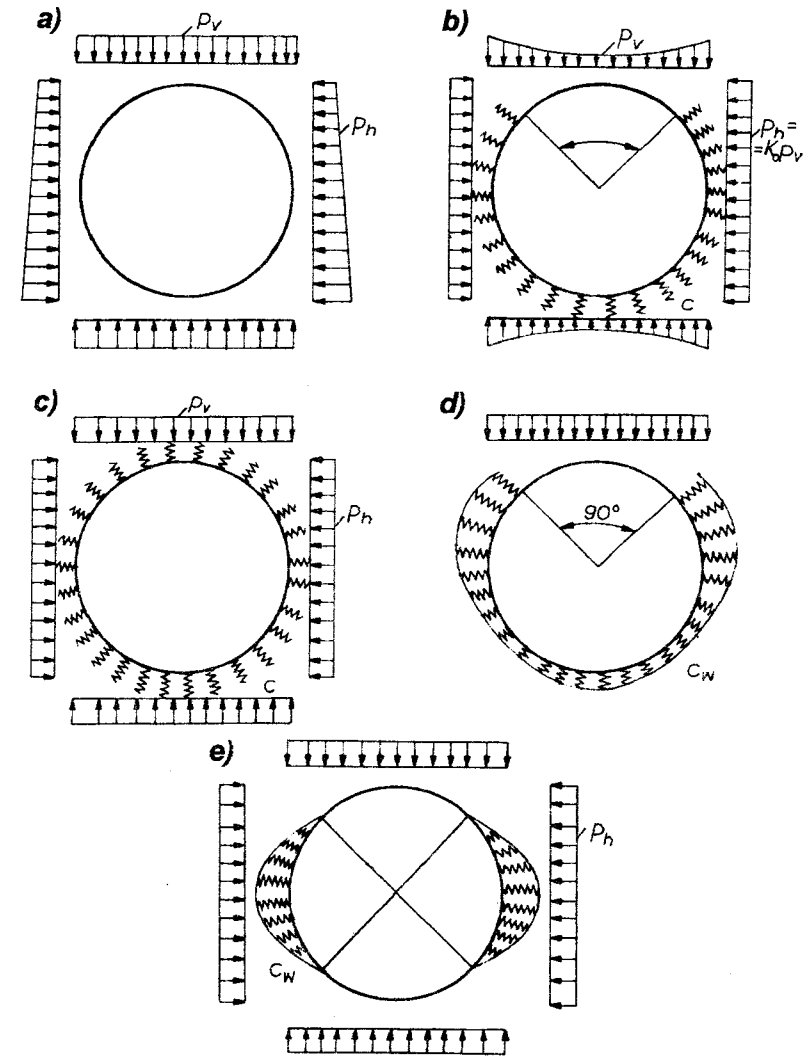
Faza druga dotyczy rozwiązania przyjętego schematu statycznego za pomocą wybranej metody obliczania. Metoda obliczeń dobierana jest do projektowanej konstrukcji tunelu.

Analizując konstrukcje tunelu należy rozważyć problem jego stateczności. I tak na przykład, badając stateczność tunelu w kształcie pierścienia zamkniętego ocenia się teoretycznie wartość obwodowej siły krytycznej albo zewnętrznego ciśnienia krytycznego. Dla warunków wyidealizowanych równomiernego ściskania tunelu – pierścienia można krytyczne ciśnienie wyznaczyć ze wzoru

$$q_{kr} = \frac{E}{4(1-\nu^2)} \left(\frac{g}{R} \right)^3 \quad (4.45)$$

w którym:

- E – współczynnik sprężystości materiału pierścienia,
- ν – współczynnik Poissona materiału pierścienia,
- g – grubość ściany pierścienia,
- R – promień pierścienia.

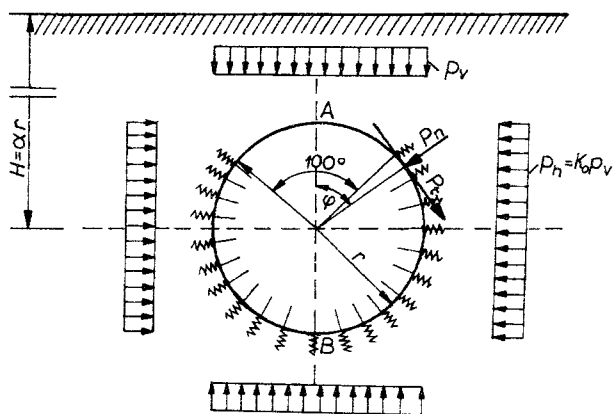


Rys. 4.15. Schematy statyczne tuneli kołowych i sposób współpracy z gruntem: a) według Hevetta, b) według Schulze, Duddecka, Wołkowa i innych, c) według Voelimi'ego, Morgana i innych, d) według Bugajewy, e) według Burdzgły, Pytowskiego i innych

W rzeczywistości w naturze tunel jako pierścień współpracuje z otaczającym gruntem i dlatego ciśnienie krytyczne (q_{kr}) wzrasta w miarę wzrostu sztywności ośrodka gruntowego. Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdzono, że stateczność pierścienia otoczonego gruntem jest wielokrotnie większa niż stateczność pierścienia swobodnego (bez otaczającego gruntu).

Stosowane w praktyce schematy statyczne tuneli okrągłych, głębokich są przedstawione na rysunku 4.15. Rysunek 4.14a ilustruje typowy schemat statyczny konstrukcji pierścienia obciążonego wokół gruntem, dla którego wartości momentów zginających można obliczyć korzystając z pracy [5]. Pozostałe schematy statyczne pokazane na rysunku 4.15b,c,d,e dotyczą sposobów oparcia pierścieni kołowych na podłożu winklerowskim i w tych przypadkach można obliczeń statycznych dokonać stosując metodę całkowania równania różniczkowego pręta osi zakrzywionej [20, 25] lub metodę Ritza z zastosowaniem szeregów trygonometrycznych [19].

Przyjmując schemat statyczny pierścienia kołowego wspartego na ciągłym podłożu sprężystym, według rysunku 4.16, określa się sztywność giętą pierścienia (EI) oraz współczynnik podatności podłoża (C).



Rys. 4.16. Pierścień na ciągłym podłożu sprężystym

Na górnym odcinku, odpowiadającym kątowi 100° , pierścień nie jest podparty (rys. 4.16). Zadanie rozwiązuje się poprzez całkowanie równania różniczkowego odkształconej pierścienia kołowego, uzyskując jako wynik funkcję przemieszczeń w kierunkach radialnych. Ze związków między

odkształconą w (φ) i jej pochodnymi a momentami zginającymi otrzymano ogólne relacje do obliczania wartości momentów zginających w charakterystycznych przekrojach pierścienia.

Momenty zginające wyznacza się ze wzorów:

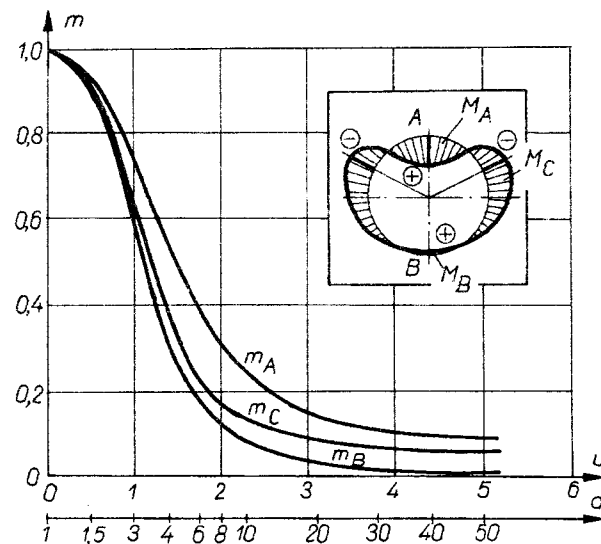
$$\begin{bmatrix} M_A \\ M_B \\ M_C \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} +m_A \\ -m_B \\ -m_C \end{bmatrix} p_{zg} \frac{r^2}{3} \quad (4.46)$$

gdzie:

p_{zg} – ekstremalna wartość tej części obliczeniowego obciążenia radialnego, która powoduje zginanie, czyli

$$p_{zg} = \frac{p_v - p_h}{2}$$

r – promień pierścienia.



Rys. 4.17. Wykres do obliczeń momentów zginających w pierścieniu

Wartości współczynników m_i otrzymuje się z wykresu (rys. 4.17), w zależności od obliczonej uprzednio wartości pomocniczej u lub a , gdzie

$$u = \sqrt{\frac{a-1}{2}} ; \quad a = \sqrt{1 + \frac{Cr^4}{EI}} = \sqrt{1 + \beta} .$$

Z analiz obliczeniowych wynika, że wartości momentów zginających mają wpływ na wartości parcia bocznego i pionowego ($K_o = p_h \cdot p_v$; $K_o = 0,4 - 0,6$) oraz właściwy dobór współczynnika podatności podłoża C . Dwukrotna różnica wartości C może spowodować różnice w otrzymanych wartościach momentu w kluczu (około 20%). Z praktyki wynika, że uwzględnienie lub pominięcie wartości stycznych składowych pionowego i poziomego parcia gruntu wpływa na wartości momentów. Ponadto odkształcenie konstrukcji tunelu lub kolektora wpływa na zmianę sił wewnętrznych w pierścieniu.

5. PRZEGLĄD METOD WYKONANIA OBIEKTÓW PODZIEMNYCH

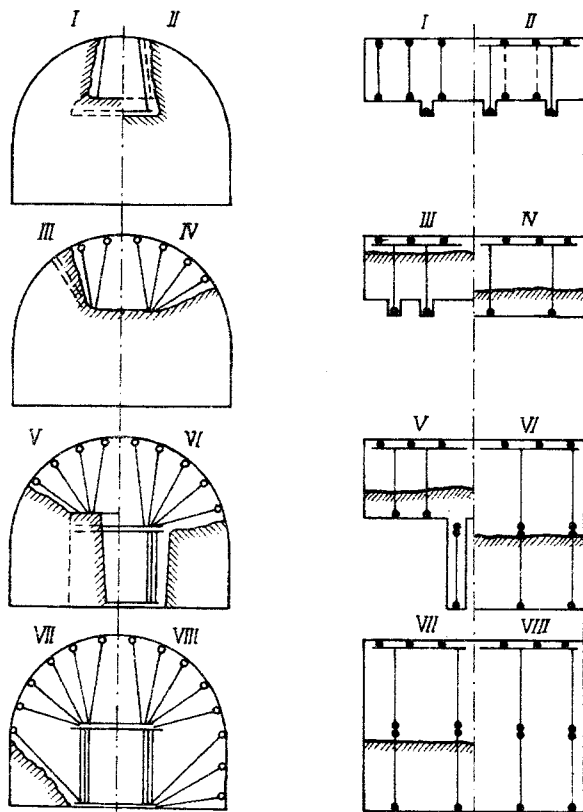
5.1. Tymczasowa obudowa wyrobisk podziemnych

W metodach górniczych należy stosować obudowę tymczasową, której konstrukcja powinna być przystosowana do etapowego rozbudowania pełnego przekroju poprzecznego wyrobiska. W układzie podłużnym obudowę wykonuje się segmentami długości od 3 m do 12 m. Przerwy robocze między segmentami są w praktyce dylatacjami obudowy stałej obiektu podziemnego. Obudowa tymczasowa polega na podparciu stropu wyrobiska i rozparciu jego ociosów; obudowa ta może składać się z kratownic lub łuków ustawionych w przekroju poprzecznym wyrobiska i poszycia podtrzymującego górotwór. Poszycie składa się z okładziny albo z okładziny i podtrzymujących ją elementów nośnych. Rolę obudowy tymczasowej spełniają też kotwie, które pracują na zasadzie zrównoważenia masywu po jego odsłonięciu na skutek wykonania wyrobiska. Obudowa typu podpartego może być drewniana lub metalowa. Obudowa drewniana dzieli się na płatwiową, krokwiową i wielobokową.

Montaż obudowy drewnianej, który wykonywany jest od góry do dołu, może mieć następujące etapy (rys. 5.1).

- 1) Po zrobieniu sztolni (I), w kluczu kaloty, wzmacnia się jej obudowę podchwytnymi (II), które podbudowuje się stemplami ustawionymi na uprzednio ułożonej podwalinie. Podwalinę układa się w przekopie poprzecznym, wykonanym między spągami sztolni. Gdy podchwytny podtrzymuje w pełni stropnice sztolni, usuwa się stemple i spągnice wykorzystanych odrzwi (węgarów, czyli pionowych elementów konstrukcyjnych dźwigających nadproża lub łuki).

- 2) Po zdemontowaniu odrzwi rozbudowuje się kalotę (III). Polega to na wachlarzowym poszerzeniu symetrycznym wyrobiska i stopniowym ustawieniu płatwi lub krokwi podbudowanych stemplami ustawionymi na podwalinie (IV).



Rys. 5.1. Etapy montażu drewnianej obudowy tymczasowej: I – obudowa sztolni, II – ustawienie podchwytu, III, IV – rozbudowa wachlarza kratownicy w kalocie, V, VI – ustawienie kratownicy na ramie, VII, VIII – ustawienie zabezpieczenia ociosów wyrobiska

- 3) Po wykonaniu zasadniczej części kaloty i ustawieniu wachlarza kratownicy wykonuje się w centralnej części wyrobiska przekop podłużny, dochodzący do jego spągu (V). Wąski przekop poszerza się między podwalinami kratownic. Na spągu wyrobiska układa się w poszerzo-

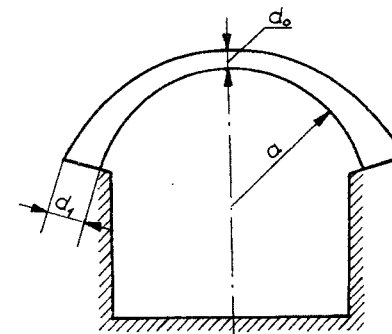
nych odcinkach przekopu nowe podwaliny, na których ustawia się podwójne lub potrójne słupy. Na słupach osadza się podwójny oczepek, na którym ustawia się nowy wachlarz kratownicy poprzecznej (VI).

- 4) Po pełnej rozbudowie wachlarza nowego przystępuje się do urabiania ociosów wyrobiska (VII). W miarę drażenia górotworu ustawia się stemple dolnej części kratownicy, oparte na podwalinie słupów (VIII).

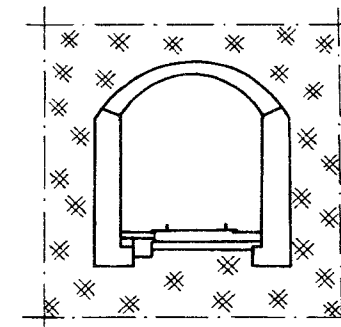
5.2. Podział konstrukcji obudowy obiektów podziemnych

Projektowanie konstrukcji obudowy jest jednym z ważniejszych zadań. Stosowane konstrukcje obudowy dzieli się na grupy, zależnie od kilku czynników. W zależności od wytrzymałości górotworu wyróżnia się obudowę:

- stropu wyrobiska (rys. 5.2),
- stropu i ścian budowli (rys. 5.3 i rys. 5.4),
- stropu, ścian i spągu (rys. 5.5).



Rys. 5.2. Sklepienie oparte na górotworze

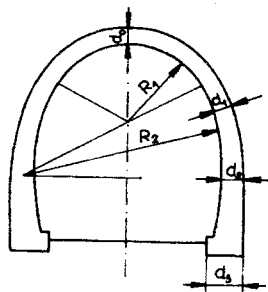


Rys. 5.3. Budowla przystosowana do ciśnienia pionowego

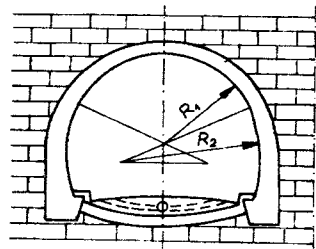
Zależnie od rodzaju i wielkości ciśnienia górotworu dzieli się obudowę się następująco:

- a) sklepienie o małej strzałce, oparte na skale i podtrzymujące lokalne pionowe ciśnienie górotworu, np. masę skruszonej skały (rys. 5.2),
- b) sklepienie oparte na ścianach masywnych, podtrzymujące pionowe ciśnienie całego stropu (rys. 5.3),

- c) sklepienie podkowiaste o dużej strzałce, przenoszące zarówno ciśnienie pionowe jak i boczne (rys. 5.4),
 d) sklepienie podkowiaste rozparte na wysokości fundamentów sklepieniem odwrotnym i przystosowane do ciśnienia pionowego, boczno i spągowego (rys. 5.5),

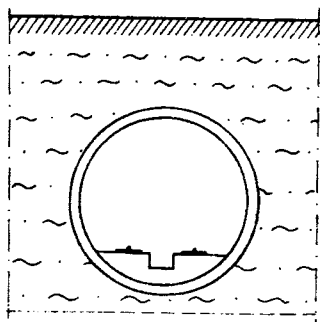


Rys. 5.4. Sklepienie podkowiaste

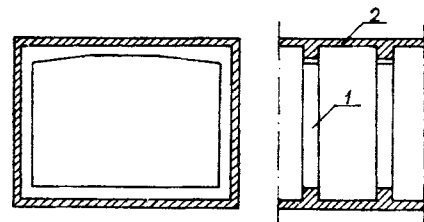


Rys. 5.5. Budowla przystosowana do ciśnienia pionowego, boczno i spągowego

- e) obudowa kołowa przystosowana do ciśnienia hydrostatycznego (rys. 5.6),
 f) obudowa skrzynkowa, płytowa, przenosząca stosunkowo nieduże ciśnienie pionowe, boczno i spągowe (rys. 5.7).



Rys. 5.6. Budowla w bardzo słabym górotworze

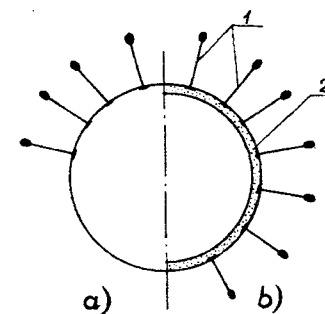


Rys. 5.7. Obudowa ramowa: 1—rama, 2—płyta

Ze względu na rodzaj zastosowanych materiałów można obudowy sklasyfikować jako:

- masywne murowane, betonowe i żelbetowe (rys. 5.3 i rys. 5.4),
- prefabrykowane z elementów metalowych, betonowych i żelbetowych (rys. 5.7),

- kotwiowe z punktowym lub ciągłym osadzeniem kotwi (rys. 5.8).



Rys. 5.8. Wzmacniająca obudowa wyrobiska podziemnego: a) kotwienie stropu, b) kotwienie po całym obwodzie wyrobiska z warstwą ochronną; 1—kotew, 2—warstwa ochronna

Kształt i wymiary poszczególnych elementów obudowy przystosowuje się do wymagań wytrzymałości materiałów, z których są one wykonane i do rozkładu sił wewnętrznych. W tym celu np. sklepienia murowane i betonowe przybierają kształt według linii ciśnień, a grubość sklepienia zwiększa się, począwszy od klucza, w kierunku jego wezłowania, ścian i fundamentów.

5.3. Metody wykonania obiektów podziemnych

Na kształt i rodzaj konstrukcji podziemnej wpływa sposób wykonania wyrobiska, w którym powstanie budowla po wzniesieniu obudowy. W związku z tym przed przystąpieniem do projektowania obudowy należy podjąć decyzję o zastosowaniu określonej metody wykonania obiektu. Czynniki decydującymi o obudowie są: głębokość posadowienia budowli, warunki geotechniczne, stan wód podziemnych i powierzchniowych, zagospodarowanie powierzchni terenu.

Odróżnia się cztery zasadnicze metody budowy obiektów podziemnych: górniczą, tarczową, odkrywkową i specjalną.

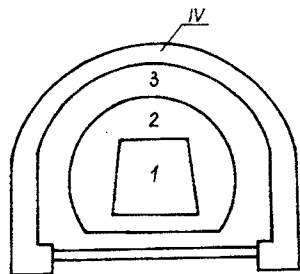
Metoda górnicza [4]

Metoda górnicza polega na wykonaniu wszystkich robót związanych z drążeniem wyrobisk pod ziemią. Jest to metoda klasyczna wykonania tuneli górskich i innych budowli podziemnych posadowionych na dużych głębokościach w masywie skalnym. Nie można jej bezkrytycznie stosować

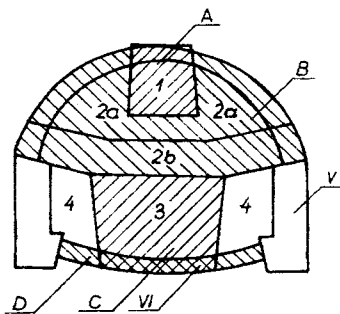
pod terenami zabudowanymi, ze względu na możliwość osiadania powierzchni i zniszczenia istniejących budowli naziemnych. Metoda ta nie zapewnia pełnego bezpieczeństwa robót, gdy istnieje duże zagrożenie wodne, np. podczas budowy tuneli podwodnych. W zależności od zwięźłości i wytrzymałości górotworu wyróżnia się następujące sposoby etapowej rozbudowy przekroju poprzecznego wyrobiska:

- sztolnia centralna, którą stosuje się w bardzo mocnym górotworze (rys. 5.9),
- przekrój pełny, stosowany w mocnym masywie skalnym (rys. 5.10),
- sklepienie podparte, znajdujące zastosowanie w górotworze o średniej mocy (rys. 5.11),
- rdzeń oporowy, przydatny w warunkach słabego masywu gruntowego (rys. 5.12),
- sztolnia centralna z obudowanym rdzeniem oporowym, przystosowana do bardzo słabego górotworu (rys. 5.13).

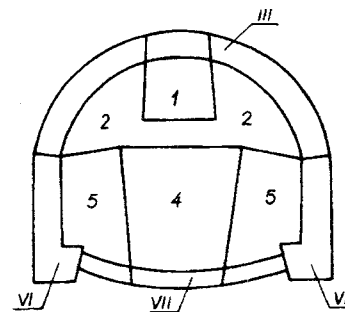
Na rysunkach od 5.9 do 5.13 są przedstawione schematy kolejnych etapów rozbudowy wyrobiska podziemnego.



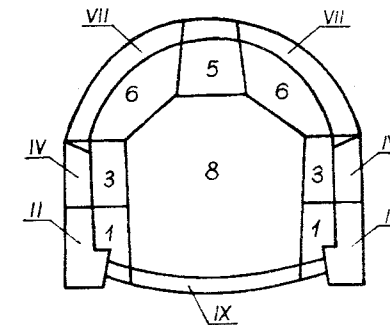
Rys. 5.9. Schemat rozbudowy centralnej sztolni: 1 – wykonanie sztolni, 2,3 – etapowe poszerzenie wyrobiska, 4 – wykonanie obudowy



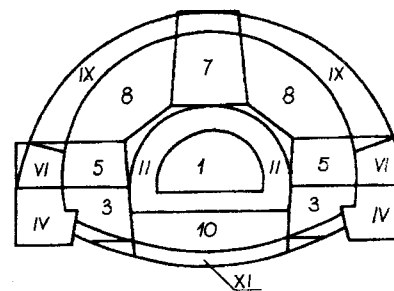
Rys. 5.10. Schemat rozbudowy przekroju pełnego: 1 – wykonanie sztolni, 2 – poszerzenie kaloty, 3,4 – rozbudowa wyrobiska, 5 – wykonanie obudowy, 6 – betonowanie sklepienia spągowego, A – sztolnia, B – kalota, C – sztrosa, D – spąg



Rys. 5.11. Schemat rozbudowy sklepienia podpartego: 1 – wykonanie sztolni, 2 – poszerzenie kaloty, 3 – wykonanie sklepienia, 4,5 – rozbudowa wyrobiska, 6 – podbudowa ścian obudowy, 7 – wykonanie sklepienia spągowego



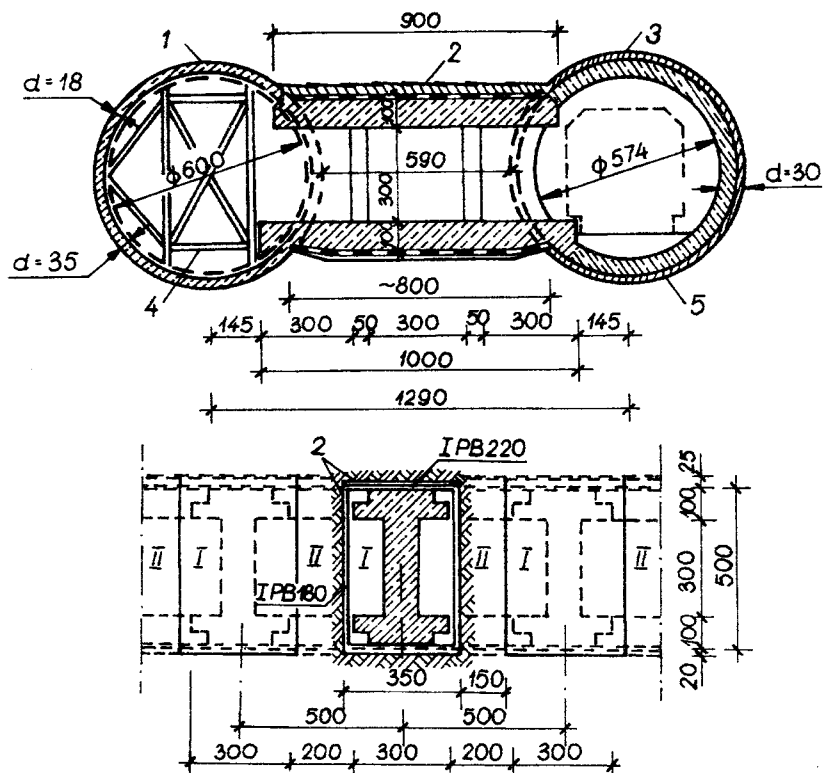
Rys. 5.12. Schemat rozbudowy rdzenia oporowego: 1,3 – etapowa budowa sztolni, II, IV – etapowe wykonywanie ścian, 5 – budowa sztolni stropowej, 6 – rozbudowa kaloty, 7 – wykonanie sklepienia obudowy, 8 – drążenie rdzenia oporowego, 9 – wykonanie sklepienia spągowego



Rys. 5.13. Schemat rozbudowy centralnej sztolni z obudowanym rdzeniem oporowym: 1 – budowa sztolni centralnej, II – wykonanie obudowy stałej jako rdzenia oporowego, 3,5 – etapowa budowa sztolni, 7 – budowa sztolni stropowej, 8 – rozbudowa kaloty, 9 – wykonanie sklepienia obudowy, rozbiórka rdzenia oporowego, 10 – wykonanie sklepienia spągowego

Metoda tarczowa

Tarcza jest to specjalne urządzenie służące do wykonania robót podziemnych. W metodzie tarczowej stosuje się kołową obudowę prefabrykowaną. Ze względu na duże koszty budowy tarczy wykorzystuje się ją do wykonania obiektów o dużej długości w trudnych warunkach geotechnicznych (np. do budowy tuneli podwodnych, rys. 5.14).



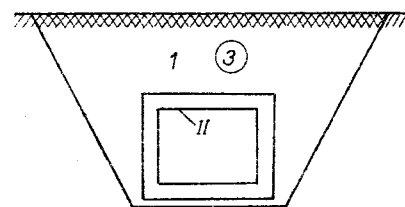
Rys. 5.14. Przekrój poprzeczny i podłużny tunelu metra budowanego metodą tarczową: 1 – żelbetowe tubingi blokowe, 2 – opierzenie (opinka) z blachy, 3 – żelbetowa powłoka wewnętrzna, 4 – konstrukcja stalowa dla podparcia tubingów, 5 – uszczelnienie

Metoda odkrywkowa

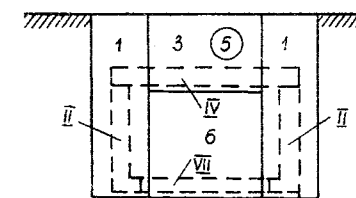
Budowa obiektu podziemnego metodą odkrywkową polega na wykonaniu wykopu, wzniesieniu obudowy i zasypaniu budowli. Roboty te można wykonać:

- w wykopie szerokoprzestrzennym, gdy dysponujemy dużym, dostępnym terenem (rys. 5.15),
- w wykopach wąskoprzestrzennych na terenie intensywnie zabudowanym, mało dostępnym (rys. 5.16),

c) w studniach, czyli w krótkich odcinkach przekopów, gdy teren jest zabudowany obiektami chronionymi (np. zabytkami, rys. 5.17).

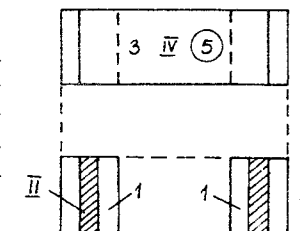


Rys. 5.15. Schemat rozbudowy wykopu otwartego: 1 – wykonanie wykopu, II – budowa obiektu, 3 – zasypanie budowli podziemnej



Rys. 5.16. Schemat rozbudowy przekopów: 1 – wykonanie przekopu, II – budowa ścian, 3 – wykonanie wykopu, IV – montaż stropu, 5 – zasypanie wykopu i przekopów, 6 – drażnienie wyrobiska, VII – wykonanie płyty spagowej

Rys. 5.17. Schemat rozbudowy studni: 1 – budowa studni, II – wykonanie odcinków ścian, 3 – wykonanie wykopu, IV – montaż odcinków stropu, 5 – zasypanie wykopu i studni; A – wykonanie części budowli w systemie co drugi odcinek, B – ochronne odcinki nienaruszonego gruntu



Metodę odkrywkową stosuje się w przypadku, gdy budowla posadowiona jest na małych głębokościach, w gruntach nie ulegających upłynieniu.

Metody specjalne

Metody te mają zastosowanie w bardzo trudnych warunkach geotechnicznych (np. gdy budowle podziemne posadowia się w gruntach, w których może powstać zjawisko kurzawki lub gdy buduje się tunele podwodne). Do specjalnych metod zalicza się:

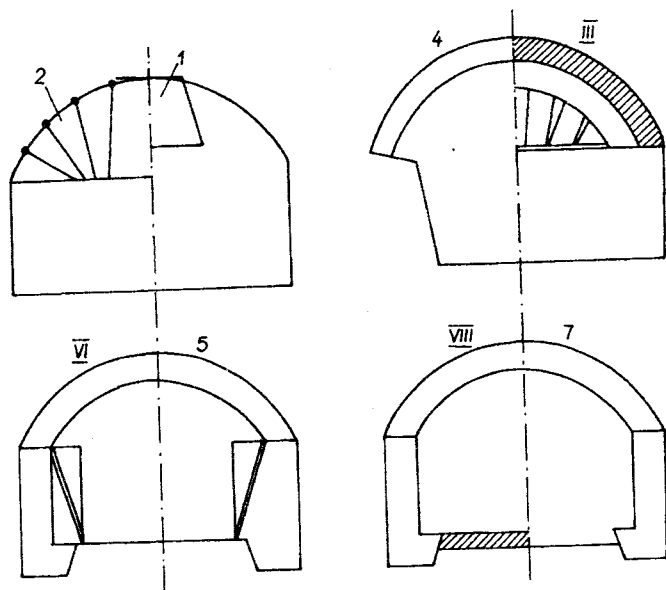
- zatapianie gotowych segmentów obiektów podwodnych,
- opuszczanie kesonów – tuneli w gruntach silnie nawodnionych,
- wzmacnianie masywu skalnego lub gruntowego.

Wymienione metody są uzupełnieniem metod klasycznych, które nie mają zastosowania w danych warunkach ze względu na zwiększone zagrożenie wykonawstwa robót podziemnych.

5.4. Metoda belgijska

Metoda ta ma zastosowanie w gruntach spoistych o stanie od twardoplastycznego do zwałowego. Jest to sposób podpartego sklepienia, w którym wyróżnia się trzy odmiany: jedno- i dwusztolniową oraz paryską.

Odmiana jednosztolniowa (rys. 5.18)



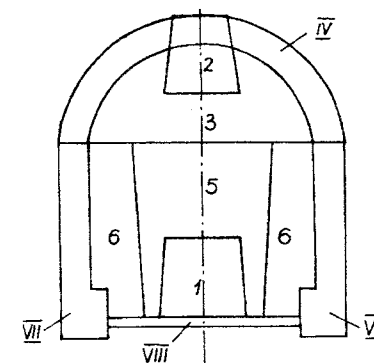
Rys. 5.18. Etapowanie robót w metodzie podpartego sklepienia: 1–VIII – kolejne fazy wykonania

Roboty rozpoczyna się od budowy sztolni w kluczu sklepienia (1). Po wykonaniu około 30 m sztolni rozpoczyna się obustronną rozbudowę kaloty (2). Po przesunięciu się wyrobiska na dalsze 30 m wykonuje się sklepienie obudowy stałej (III). Po uzyskaniu przez obudowę pełnej nośności drąży się wyrobisko na wysokości ścian (4). Po wydrążeniu tej części wyrobiska przystępujemy do podbudowy ścian pod sklepieniem

(5, VI). Roboty wykonuje się na krótkich odcinkach trzy-, czterometrowych, na które dzieli się segmenty obudowy stałej, czyli wykonanego sklepienia. Pełny cykl robót zamyka budowa sklepienia lub płyty spągowej.

Odmiana dwusztolniowa (rys. 5.19)

Słabą stroną wykonania jednosztolniowym sposobem belgijskim jest trudność zachowania ciągłości transportu dla wszystkich frontów pracy. Największa trudność wynika z ciągle zmieniającego się poziomu wyrobisk. W celu uniknięcia tej niedogodności i usprawnienia transportu wykonuje się dodatkową sztolnię wyprzedzającą pozostałe etapy robót na około 30 m w spągowej części wyrobiska. Sztolnia ta połączona jest szybikami ze wszystkimi etapami i stanowi dodatkową drogę transportu.



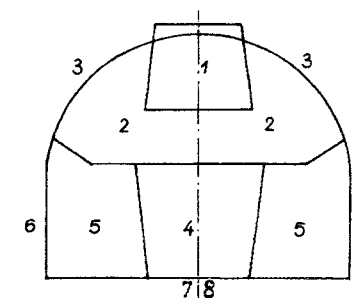
Rys. 5.19. Etapowanie robót w dwusztolniowej odmianie metody belgijskiej: 1 – sztolnia spągowa, 2 – sztolnia stropowa, 3 – rozbudowa kaloty, IV – budowa sklepienia, 5 – drążenie sztrosoy, b, VII – podbudowa ścian, VIII – wykonanie płyty spągowej

Odmiana paryska (rys. 5.20)

Odmiana ta ma zastosowanie w skałach miękkich, takich jak: margle, wapień i piaskowce.

Kolejność wykonania robót w odmianie paryskiej jest następująca:

- 1 – wykonanie sztolni kalotowej,
- 2 – obustronna rozbudowa kaloty,
- 3 – ustawianie krążyn i obetonowanie sklepienia kalotowego,
- 4 – wybranie sztrosoy na dość długim odcinku,



Rys. 5.20. Etapowanie robót w odmianie paryskiej: 1–8 – kolejność wykonania robót

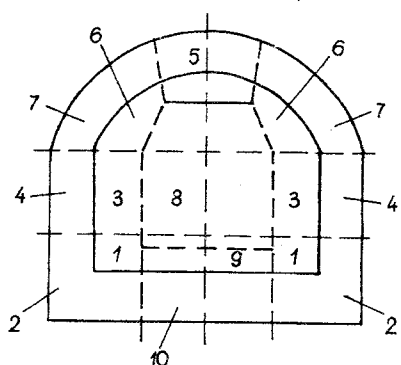
- 5 – wybieranie gruntu w miejscu ścian (odcinkami),
- 6 – betonowanie ścian na tych odcinkach,
- 7 – wybieranie spągu,
- 8 – ewentualne betonowanie sklepienia spągowego.

Odmiana paryska wykonania sposobem podpartego sklepienia może być przystosowana do konkretnych warunków terenowych i potrzeb technicznych.

5.5. Metoda niemiecka

Metoda niemiecka, zwana również **sposobem jądra oporowego**, polega na tym, że drażnienie wyrobiska rozpoczyna się od wykonania dwu lub kilku poziomów sztolni w osi ścian obudowy stałej obiektu. Metodę tę można stosować w gruntach, począwszy od najłagodniejszych, tj. *od gruntów niespoistych nawodnionych i gruntów spoistych bardzo nawodnionych*.

Proces budowy obiektu ma typowy przebieg potokowy, którego fazy są następujące (rys. 5.21):

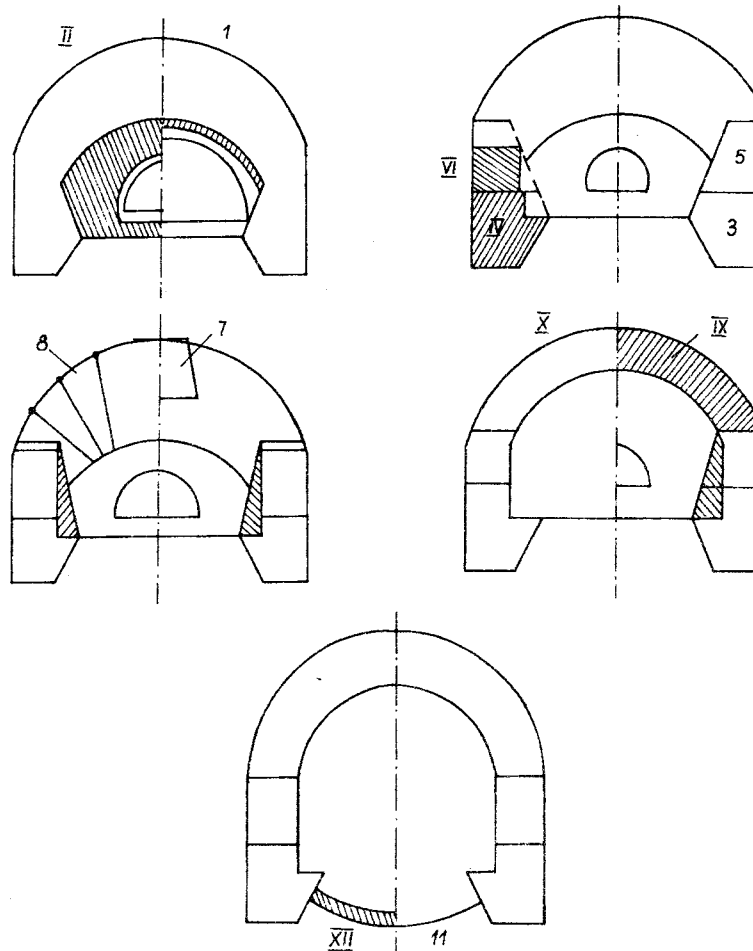


Rys. 5.21. Schemat rozbudowy obiektu według metody niemieckiej: 1–10 – kolejność wykonania robót

- 1 – wykonanie sztolni przyziemnych niższego piętra,
- 2 – betonowanie fundamentu obudowy stałej w obrębie przyziemnej sztolni,
- 3 – budowa sztolni przyściennej wyższego piętra,
- 4 – betonowanie fundamentu ściany w obrębie sztolni przyściennej,
- 5 – wykonanie sztolni kalotowej,
- 6 – obustronna rozbudowa kaloty,
- 7 – ustawienie krążyn i betonowanie sklepienia kalotowego,
- 8 – drażnienie jądra oporowego,
- 9 – wybranie spągu,
- 10 – betonowanie sklepienia spągowego.

Przyjęty sposób jądra oporowego pozwala wyeliminować centralną część obudowy tymczasowej i ograniczyć się do obudowy sztolni i podstemplowania kaloty. W sposobie tym budowa sztolni jest bardzo kosztowna i ogranicza postęp robót, ale drażnienie jądra przebiega sprawnie z zastosowaniem pełnej mechanizacji i przy niskich kosztach budowy. Obudowa wznoszona jest od fundamentów do klucza sklepienia.

5.6. Metoda włoska

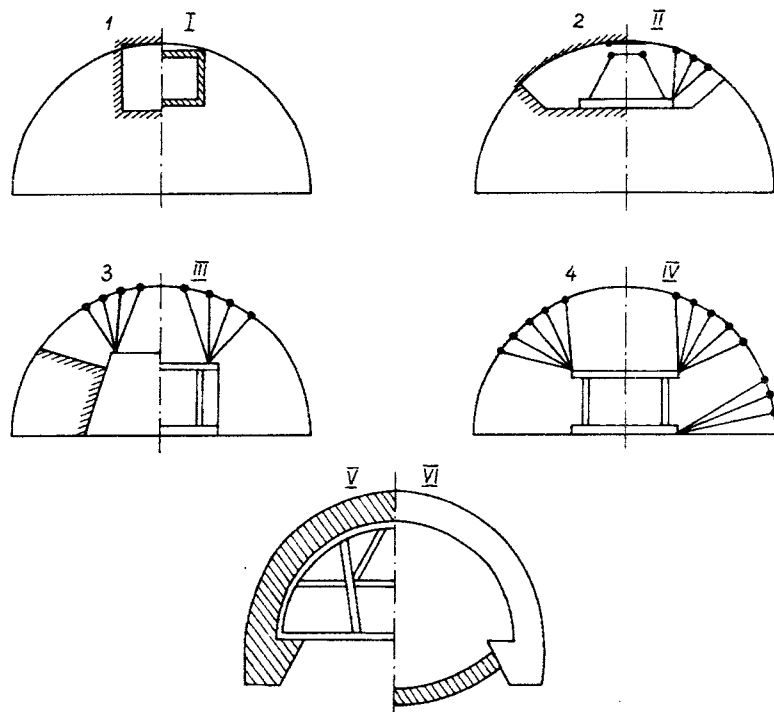


Rys. 5.22. Etapowanie robót w metodzie włoskiej; 1–XII – kolejność wykonania robót: 1 – wykonanie sztolni centralnej, II – obudowa stała sztolni, 3,5 – sztolnie w osiach ścian, IV, VI – budowa fundamentów ścian, 7 – wykonanie sztolni stropowej, 8 – rozbudowa kaloty, IX – budowa sklepienia stropowego, 10 – rozbiórka obudowy stałej sztolni centralnej, 11, XII – wykonanie sklepienia spągowego

Sposób ten polega na rozpoczęciu budowy od sztolni centralnej. Jest to sposób niezwykle skuteczny w słabym górotworze typu ośrodka rozdrobnionego (np. rumosz skalny, piaski, żwiry, narzuty gruntowe itp.). Prace wykonuje się w sposób przedstawiony na rysunku 5.22.

5.7. Metoda angielska

Metoda angielska tzw. metoda pełnego przekroju, przewiduje rozbudowę wyrobiska budowli podziemnej na długości całego przekroju budowli lub na jej wydzielonym segmencie. Na całej długości segmentu drążona jest sztolnia (I) (rys. 5.23).



Rys. 5.23. Etapowanie robót w angielskiej metodzie pełnego przekroju: 1 – VI – kolejność wykonania robót

Kolejność drążenia poszczególnych części odpowiada kolejności wznoszenia odpowiednich elementów obudowy tymczasowej, obejmującej:

- 1, I – drążenie i obudowę sztolni,
- 2, II – rozbudowę i podstemplowanie kaloty,
- 3, III – drążenie sztrosoy i wykonanie ramy obudowy tymczasowej,
- 4, IV – urabianie górotworu w ociosach wraz z ich zabezpieczeniem,
- V – ustawienie krążyn i deskowanie obudowy stałej,
- VI – budowę spągu wyrobiska.

Jednoczesne drążenie wyrobiska na całej długości wydzielonego segmentu umożliwia zastosowanie obudowy płatiwowej. Płatwie osadza się jednym końcem w specjalnie pozostawionych gniazdach, wykonanych w segmentach obudowy stałej, a na pozostałej długości podpira się je 3–4 kratownicami. Taka więc sztywna obudowa zapewnia wysoki stopień bezpieczeństwa pracy.

5.8. Budowa obiektów podziemnych metodą tarczową

Tarcza jest przesuwaną obudową tymczasową umożliwiającą pełną mechanizację robót podziemnych (rys. 5.24). Tarcza źle pracuje w zmiennych warunkach gruntowych, bo jest przystosowana do konkretnych gruntów. Może ona pracować pod poziomem wody gruntowej. Następuje wtedy wzrost ciśnienia jak w kesonie. Tarcze mogą wykawać pracę bez konieczności remontu na odcinku około 1,0 km [24].

Tarcza jest segmentem rury o średnicy od 1,5 m do 12 m, składającym się z trzech pierścieni głównych (rys. 5.25):

- *nóż tarczy* odlany ze stali lanej

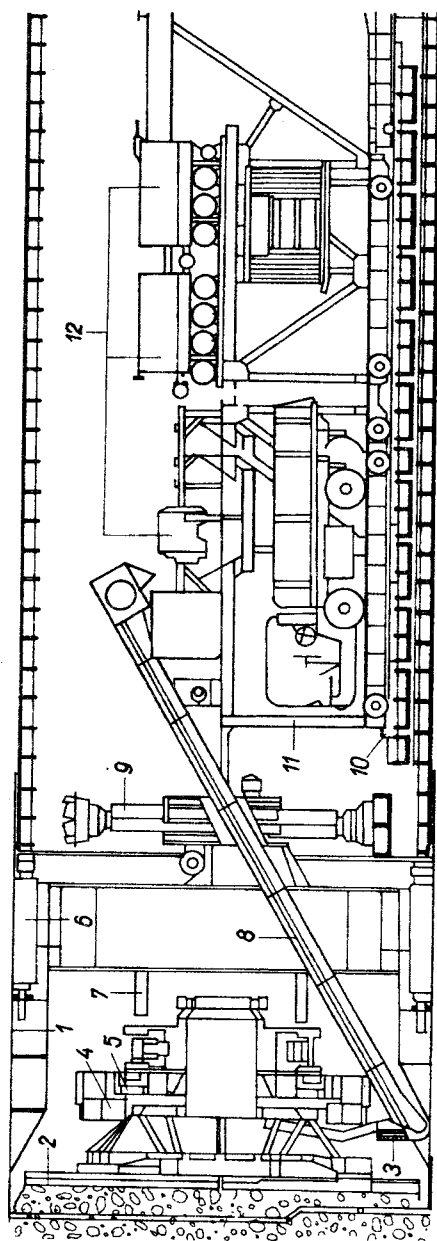
$$(D_{wt} = 1,008 D_{zo}),$$

gdzie:

D_{wt} – średnica wewnętrzna tarczy,

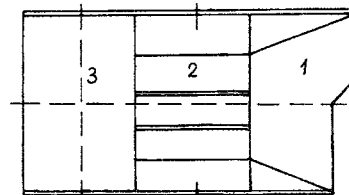
D_{zo} – średnica zewnętrzna obudowy (czyli pierścienia w czołowej części tarczy, służącego do urabiania górotworu),

- *pierścień oporowy*, spełniający rolę obudowy tymczasowej, w którym są zamontowane wszystkie podstawowe elementy wyposażenia tarczy,
- *plaszcz osłonowy*, w którym odbywa się montaż obudowy stałej.

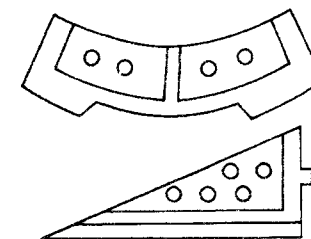


Rys. 5.24. Tarcza całkowicie zmechanizowana: 1 – płaszcz osłonowy tarczy, 2 – noże wydobywcze tarczy, 3 – ramię wyprowadzające, 4 – blok nośny, 5 – blok dociskowy, 6 – osłona ciągu zmechanizowanego tarczy, 7 – osłona przesuwu, 8 – przenośnik, 9 – dwuramienny podajnik, 10 – przenośnik tubingów, 11 – przesuwacz, 12 – hydrauliczny agregat pompowy

Klasyczną tarczą można uzyskiwać łuki około 300 m. Luz między obudową a płaszczem potrzebny jest ze względu na manewrowanie tarczą oraz w celu zmniejszenia tarcia między obudową a płaszczem.



Rys. 5.25. Schematyczne ujęcie budowy tarczy: 1 – nóż tarczy, 2 – pierścień oporowy, 3 – płaszcz osłonowy

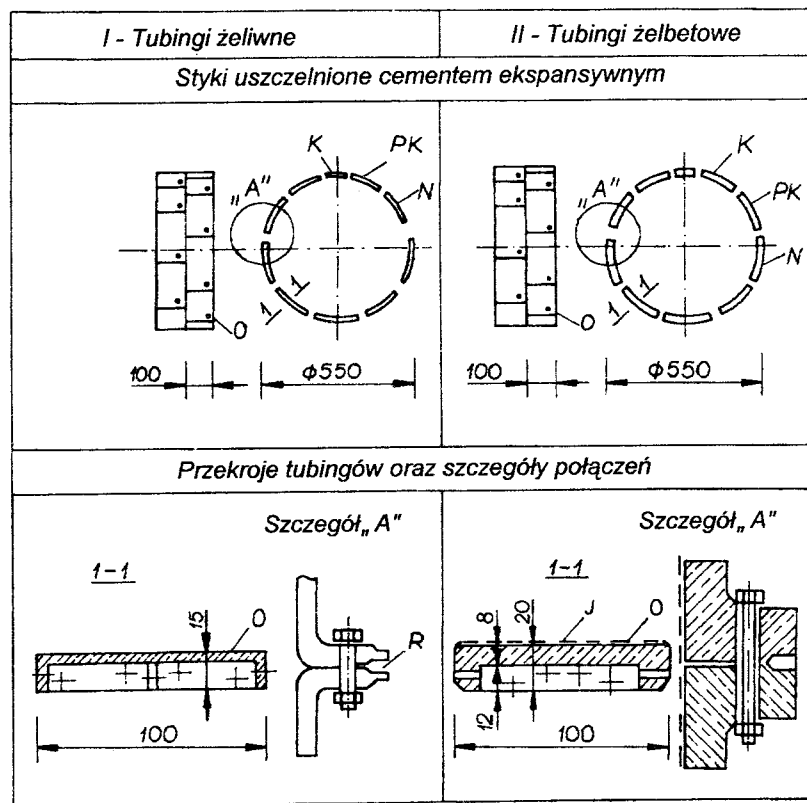


Rys. 5.26. Elementy konstrukcji noża tarczy

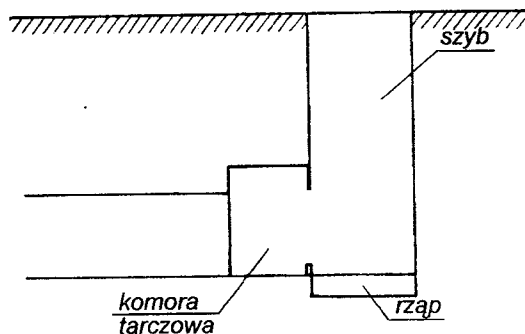
Pierścień noża tarczy składa się z elementów odlewanych w kształcie ściętych tubingów (rys. 5.26). Liczba segmentów noża tarczy zależy od średnicy tarczy i odpowiada liczbie segmentów pierścienia oporowego. Każdy segment jest usztywniony dwoma lub trzema żebrami i kołnierzem, które służą do połączenia segmentów w pierścień i przymocowania go do pierścienia oporowego. Żebra boczne w segmentach noża tarczy są ustawione promieniście, z wyjątkiem segmentu ostatniego, tzw. kluczowego, i dwóch segmentów przykluczowych, w których stosuje się odchylenie w kształcie klucza, umożliwiające zamknięcie pierścienia noża od środka tarczy. Długość noża tarczy wynosi od 75 cm do 125 cm, licząc od pierścienia oporowego. Górna część segmentów jest nieco szersza i tworzy kaptur chroniący stropową część wyrobiska przed obwałami.

Pierścień oporowy składa się z segmentów konstrukcyjnych typu tubingów. Każdy segment ma dwa boczne żebra i dodatkowe żebro wzmacniające oraz dwa kołnierze. Segmenty typu tubingów mogą być żeliwne lub żelbetowe i są one łączone śrubami (rys. 5.27). Szerokość pierścienia oporowego zależy od długości dźwigników i wynosi od 1,0 m do 1,6 m.

Płaszcz osłonowy tarczy ma długość od 1,8 do 2,2 długości pierścienia oporowego obudowy, albo równą długości skoku dźwignika powiększonej o 1/3 szerokości pierścienia oporowego obudowy stałej. Długość płaszcza osłonowego wynosi od 2,0 m do 2,5 m. Płaszcz osłonowy wykonany jest z jednej lub dwu warstw blachy stalowej grubości 40 ÷ 50 mm. Liczba arkuszy blachy, licząc po obwodzie, jest równa liczbie segmentów pierścienia oporowego. Płaszcz łączy się z pierścieniem oporowym wkrętami wkręcanymi od wewnątrz tarczy. Rozpoczęcie budowy metodą tarczową zaczyna się od wykonania szybu (rys. 5.28).



Rys. 5.27. Konstrukcja tuneli szlakowych wykonanych metodą tarczową: K – tubing kluczowy, PK – tubing przykluczowy, N – tubing normalny, O – otwór do iniekcji, R – rowek złącza uszczelniany cementem ekspansywnym, I – izolacja



Rys. 5.28. Rozpoczęcie budowy metodą tarczową

Tarcza jest urządzeniem przystosowanym do cyklicznego procesu budowy obiektów podziemnych. Podstawowy cykl w metodzie tarczowej przebiega następująco:

- przygotowanie wyrobiska i techniczne wyposażenie noża tarczy,
- przesunięcie tarczy do przodu, na długość pierścienia oporowego obudowy, do przygotowanego wyrobiska, za pomocą wysuwających się tłoków pras hydraulicznych opartych na zmontowanych pierścieniach oporowych obudowy stałej,
- powrót tłoków pras do pozycji wyjściowej i montaż nowego pierścienia obudowy stałej, co pozwala przygotować i powtórzyć cykl następny.

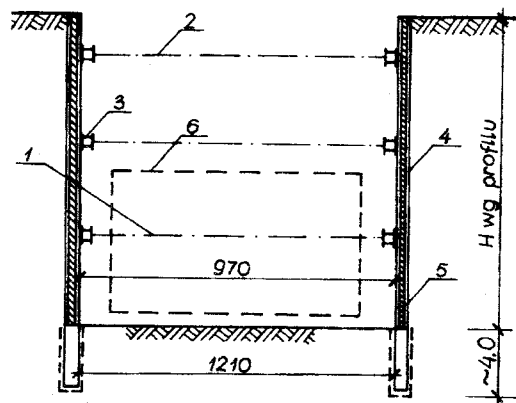
Montaż obudowy stałej odbywa się pod osłoną płaszcz, w którym instaluje się podajnik wprowadzający tubingi ruchem radialnym. Podajnik wykonuje ruchy postępowe w dwu kierunkach: ruch wzdłuż osi wyrobiska, dwukierunkowy ruch obrotowy oraz ruchy teleskopowe wydłużające i skracające wyciąg ręki mechanicznej. Wyposażeniem tarczy w urządzenie do montażu obudowy stałej są, poza podajnikiem, krążyny do montażu bloków. Krążyny służą do montażu bloków obudowy prefabrykowanej lub układania szybko wiążącego betonu prasowanego.

Montaż pierścieni obudowy odbywa się symetrycznie, od dolnych tubingów lub bloków. Po ułożeniu i wstępnym połączeniu reguluje się je i ostatecznie łączy. Gdy zmontowany pierścień oporowy jest poza zasięgiem płaszcz osłonowego, po przesunięciu tarczy następuje ostateczna jego stabilizacja. Poprzez otwory w tubingach lub blokach wtłacza się zaprawę cementową, która wypełnia luz między zewnętrzną średnicą obudowy a wewnętrzną – płaszcz. Ustabilizowane pierścienie uszczelnia się przez wypełnienie rowków na spoinach sznurem izolacyjnym lub cementem ekspansywnym.

5.9. Budowa obiektów metodą odkrywkową z zabezpieczeniem ścian wykopu metodą berlińską

W ostatnim czasie ogranicza się stosowanie drewna do podtrzymywania ścian wykopów podczas budowy płytkich tuneli metra, tuneli drogowych i przewodów podziemnych. Ograniczenie to dotyczy drewnianych ścianek szczelnych oraz desek i rozparć wykopów. Rozpowszechnione są metody zabezpieczania wykopów z użyciem stalowych

ścianek szczelnych, grodziec oraz pali stalowych z opinką drewnianą lub żelbetową (metoda berlińska, rys. 5.29).



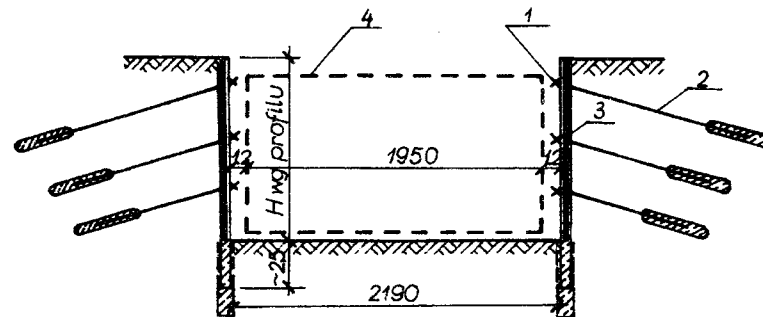
Rys. 5.29. Tymczasowa konstrukcja obudowy wykopu wykonanego metodą berlińską: 1 – rozpora demontowana po zabetonowaniu podłoża betonowego w dnie wykopu, 2 – rozpora co 5,0 m, 3 – oczepy, 4 – pal stalowy I co 2,5 m, 5 – opinka, 6 – zarys konstrukcji

Wielkość wykopu w planie zależy od obrysu budowli oraz technologii jej wykonania. Podczas budowy obiektów podziemnych można wykonać roboty za pomocą wykopów szerokoprzestrzennych, wąskich przekopów i studni. Wykonując wykopy należy:

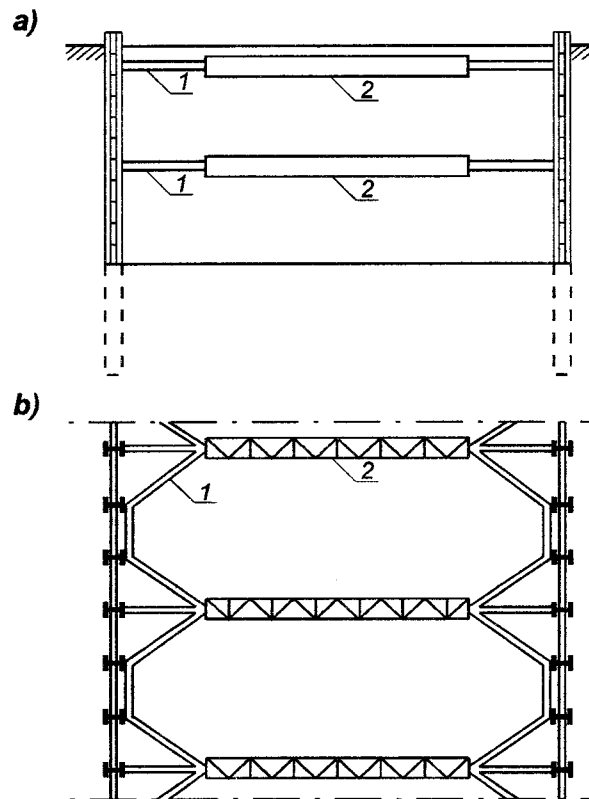
- zapewnić stateczność ścian wykopu przez nadanie im odpowiedniego nachylenia lub przez deskowanie i zabezpieczenie rozporami (rys. 5.29) lub kotwiami (rys. 5.30),
- zapewnić możliwość wykonania robót budowlanych na sucho, to jest w wykopie właściwie odwodnionym.

Najtańszy i najprostszy sposób wzniesienia budowli na małej głębokości polega na wykonaniu wykopu pod całą budowlą, a po jej zmontowaniu na ponownym jego zasypaniu. Na dużym terenie otwartym stosuje się wykopy szerokoprzestrzenne z nachylonymi skarpami, na terenach zagospodarowanych zaś wykopy ze ścianami pionowymi.

Dla zabezpieczenia ścian pionowych wykopu, jako obudowy tymczasowej, stosowane są ścianki szczelne lub zabezpieczenia tzw. *sposobem berlińskim*. Ścianki szczelne mają zastosowanie w podłożu nawodnionym, natomiast *sposób berliński* stosowany jest w podłożu nie nawodnionym.

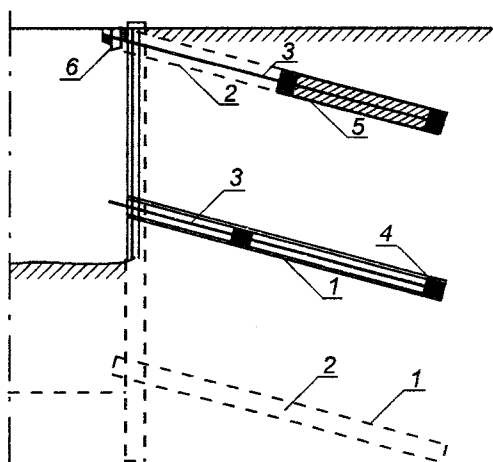


Rys. 5.30. Tymczasowa konstrukcja rozparcia wykopu: 1 – oczepy 2 I 300, 2 – kotwie iniekcyjne, 3 – I co 2,5 m, 4 – zarys konstrukcji



Rys. 5.31. Wykop szerokoprzestrzenny rozparty: a) przekrój, b) rzut poziomy; 1 – stempel, 2 – kratownica

Sposobem berlińskim wykonuje się zabezpieczenia wykopów, których szerokość przekracza 6,0 m i głębokość dochodzi nawet do 18 m. W skład tego zabezpieczenia wchodzi dźwigary stalowe i mocowane do nich bale układane poziomo. Sposób ten polega na wbijaniu w linii ścian wykopu pali z dwuteowników NP 500 w odstępach co 1,5÷2,5 m, zagłębionych 4,0 m poniżej dna wykopu. Zwraca się uwagę na fakt, że nie zawsze można pale wbijać; bardzo często wcześniej wykonuje się otwory, w które wstawia się dwuteowniki odpowiednio umocowane. W miarę sukcesywnego głębenia wykopu, między pale wsuwa się drewniane deski szalunku (tzw. opinki), wspierając końce desek w wewnętrzną stopkę dwuteownika. Zamiast desek do szalunku mogą być użyte bale grubości 5÷12 cm.



Rys. 5.32. Kotwienie „opinki” wykopu szerszego niż 20 m: 1 – rura obsadowa średnicy 20÷40 cm, 2 – otwór wiertniczy głębokości 6÷12 m, 3 – cięgno kotwi, 4 – głowica kotwi, 5 – buława kotwiąca, 6 – końcówka

Rozparcie obudowy ściany wykonuje się za pomocą *rozpór* lub *kotwi osadzonych w gruncie nienaruszonym*. W wykopach szerokości do 10 m stosuje się rozpory z drewna, a w wykopach szerokości do 15,0 m – rozpory stalowe pojedyncze. Do wykopu szerokości 20 m stosuje się rozpory kratowe (rys. 5.31). W wykopach szerszych niż 20 m wbija się

dodatkowe pośrednie dźwigary stalowe jako pale. Pale te kotwi się w ścianach bocznych wykopu (rys. 5.32). Kotwienie polega na wykonaniu odwiertu o średnicy 20÷40 cm na głębokość 6÷12 m w gruntach piaszczystych, żwirowych lub gliniastych. Do wykonanych otworów wkłada się pręty, struny, kable stalowe, a nawet włókna sztuczne. Pręty kotwi zakończone są buławami. Buławy wraz z cięgnami zabetonowuje się zaprawą cementową wprowadzoną do otworów wiertniczych pod ciśnieniem. Zabetonowane kotwie mogą być wstępnie sprężone.

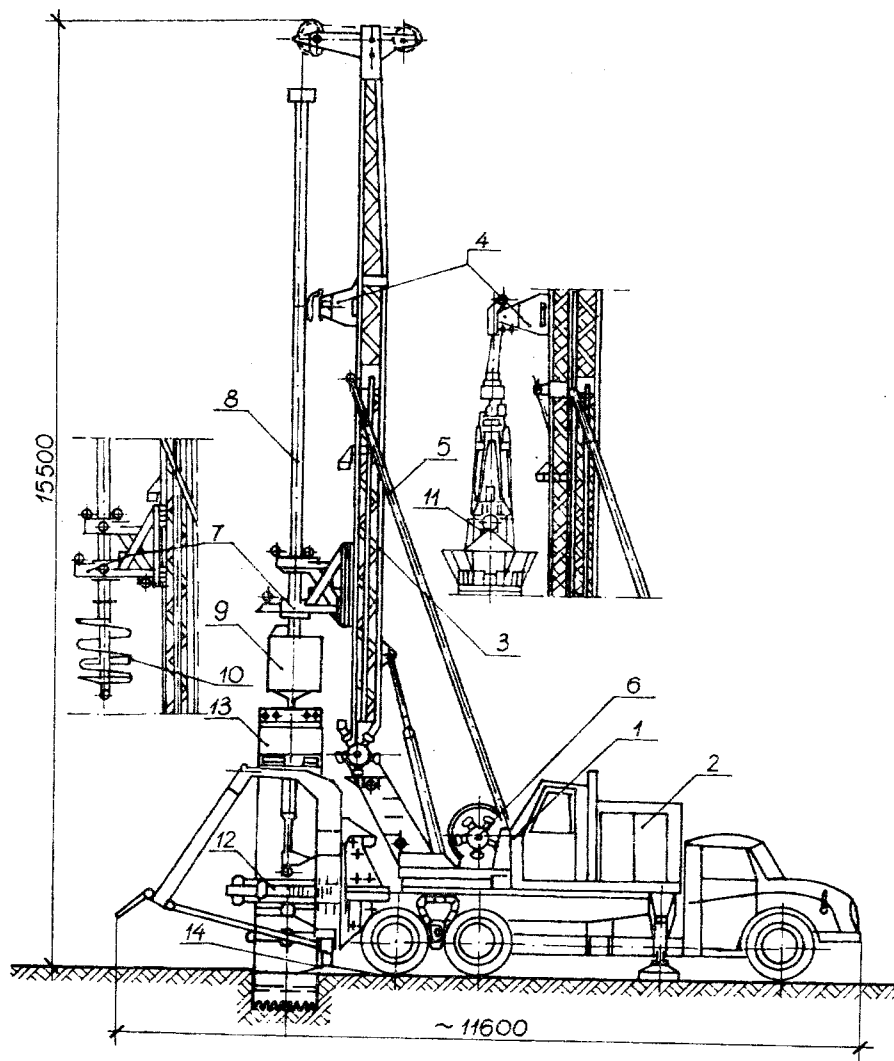
Po zapewnieniu stateczności ścian wykopu przystępuje się do budowy obiektu. Wznoszenie obudowy stałej w wykopach szeroko-przestrzennych rozpoczyna się od przygotowania dna wykopu. Grunt naturalny w podłożu należy wyrównać i zagęścić, a słabonośny poddać wymianie i wzmocnieniu tłucznem lub piaskiem grubym. W wykopie zdrenowanym jest warstwa filtracyjna. Na przygotowanym dnie wykonuje się podłoże z betonu grubości 10÷15 cm. Na wyrównanej warstwie betonu układa się izolację typu ciężkiego, przykrytą warstwą ochronną betonu grubości 4÷5 cm. Na ułożonej izolacji montuje się płytę budowli podziemnej.

Po związaniu betonu w płycie dennej ustawia się deskowanie, układa zbrojenie oraz betonuje ściany i strop budowli, a w przypadku konstrukcji prefabrykowanej montuje ściany i strop konstrukcji. Następnie na gotowej konstrukcji układa się izolację i warstwę ochronną.

5.10. Metoda odkrywkowa z zastosowaniem ścian szczelinowych

Jedną z metod odkrywkowych budowy obiektów podziemnych jest etapowe wykonanie ścian szczelinowych zabezpieczonych zawieszoną tikso-tropową.

Wykopy wąskoprzestrzenne, zwane także szczelinami, wykonuje się w osi ścian obiektu podziemnego. Do wykonania w gruncie szczelin można wykorzystać wiertnicę PS-2 na podwoziu samochodowym [7]. Podwozie stanowi samochód Tatra 148. Wiertnicę PS-2 wraz z wyposażeniem przedstawiono na rysunku 5.33. Na podwoziu samochodowym zmontowane są: nadwozie obrotowe (1) z silnikiem napędowym (2), wieża kratownicowa (3) z żurawikiem bocznym (4) usztywniona zastrzałami (5) oraz dwubębnowa wciągarka cierna (6).



Rys. 5.33. Wiertnica PS-2 do formowania szczelin (szerokość szczeliny 60 cm, długość 160 cm, głębokość do 20 m): 1 – nadwozie obrotowe, 2 – silnik napędowy SW 400-125 KM, 3 – wieża kratownicowa, 4 – żurawik boczny, 5 – zastrzały, 6 – wciągarka dwubębnowa na jednym wale (udźwig – prędkość liny bębna głównego – 36 kN – 0,3; 1,2; 1,5 m/s; udźwig – prędkość liny bębna pomocniczego – 32 kN – 1,2 m/s), 7 – stół obrotowy: moment 32 kNm, obroty 10 ÷ 15 obr/min, przesuw – 2,7 m, 8 – żerdź rurowa, 9 – świder kubłowy, 10 – świder talerzowy, 11 – chwytak, 12 – mechanizm rurowania (mocowany do podwozia) (średnica rur – 620 mm, 820 mm, 1020 mm, moment pokręcający – siła wrywająca – 250 kNm – 400 kN, przesuw – obrót obejmą 400 mm – 10°), 13 – rura obsadowa, 14 – łapa – podparcie. Dane ogólne: a) kąt obrotu nadwozia – 180°, b) obciążenia: samej wiertnicy – 236 kN, wiertnicy i wyposażenia – 370 kN, c) naciski na osie – 76 kN i 160 kN, d) prędkość jazdy – 40 km/h, e) wymiary: wysokość 3,9 m, szerokość – 2,8 m, długość – 9,0 m.

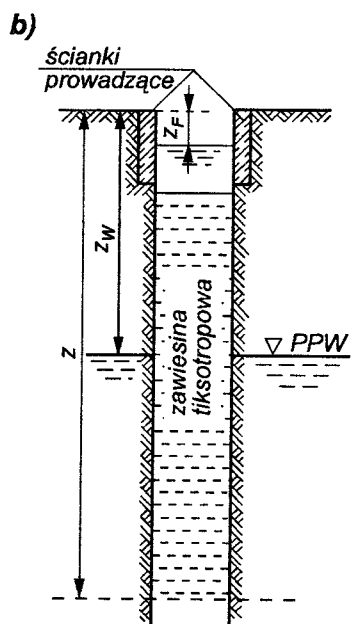
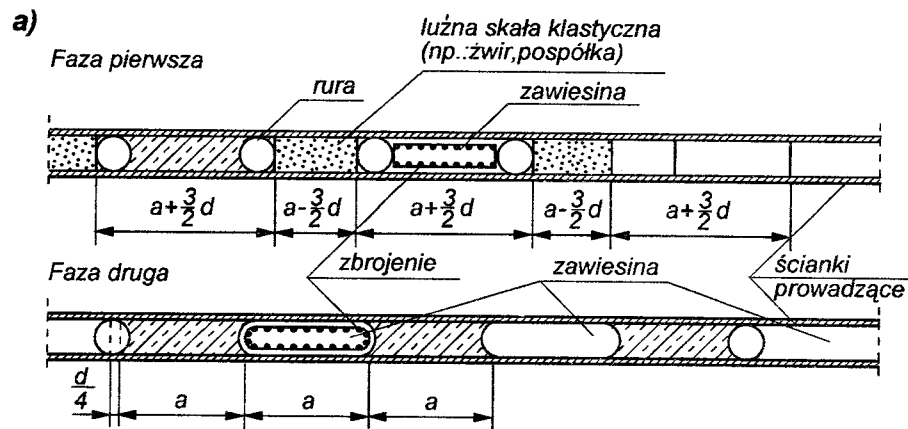
Głębinie szczelin wiertnicą PS-2 wymaga początkowo wykonania otworów okrągłych, spomiędzy których grunt usuwa się chwytakiem. Żurawik (4) służy dodatkowo do podawania narzędzi, rur obsadowych, szkieletu zbrojeniowego i podciągania rury, stosowanej w betonowaniu metodą Contractor.

Stateczność ścian otworu wykonanego wiertnicą PS-2 zapewnia się za pomocą rur ze złączami śrubowymi, stanowiącymi wyposażenie maszyny, za pomocą rur traconych lub za pomocą zawiesziny tiksotropowej bez użycia mechanizmu rurowania.

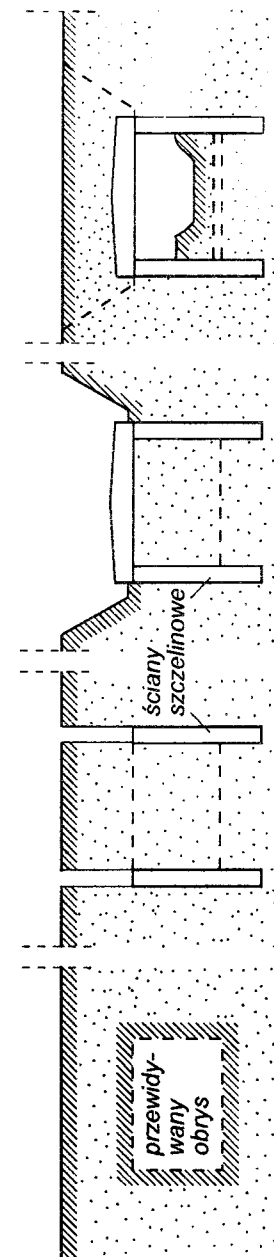
Do głębinia szczelin mogą też być używane koparki lub urządzenia wiertnicze, które umożliwiają drążenie przekopów szerokości 50 ÷ 80 cm. Głębokość przekopów może dochodzić nawet do 30 m.

Wykonanie budowli podziemnych metodą odkrywkową, gdy stosuje się ściany szczelinowe i wykorzystuje zawiesziny tiksotropowe, obejmuje następujące etapy robót:

- 1) Po przygotowaniu terenu wykonuje się wykop ciągły, głębokości od 1,20 m do 1,50 m, obudowany ściankami prowadzącymi, umożliwiającymi utrzymanie odpowiedniego poziomu zawiesziny tiksotropowej nawet do poziomu terenu (rys. 5.34).
- 2) Wewnątrz ścianek prowadzących wykonuje się wykop szczelinowy o potrzebnej głębokości, odcinkami długości 4 ÷ 8 m, systemem mijankowym, wypełniając go jednocześnie zawiesziną tiksotropową do poziomu przewidywanego w projekcie.
- 3) Do wykopu wypełnionego zawiesziną ustawia się prefabrykowaną ściankę lub prefabrykowane zbrojenie i betonuje ścianę metodą podwodną, podając beton przez rurę o średnicy 30 cm, której spód powinien być stale pogrążony w warstwie betonu ułożonego na dnie wykopu. Wypieraną zawieszinę odpompowuje się w celu jej oczyszczenia i ponownego użycia, po ewentualnym uzupełnieniu zawartości bentonitu, w ten sposób, aby poziom zawiesziny w wykopie nie opadał więcej niż 0,5 m w stosunku do powierzchni terenu.
- 4) Roboty wymienione w etapie 2 i 3 wykonujemy na odcinkach pozostawionych między już wykonanymi fragmentami ścian, które mają zapewnioną pełną nośność.
- 5) Po stwardnieniu betonu we fragmentach ścian wykonanych w drugiej kolejności wykonuje się wykop szerokoprzestrzenny (do poziomu dolnej powierzchni stropu). Betonuje się lub układa prefabrykowaną konstrukcję stropu, a następnie po wykonaniu izolacji przeciwwodnej typu ciężkiego zasypuje się go gruntem i zagospodarowuje powierzchnię terenu (rys. 5.35).



Rys. 5.34. Oznaczenia do obliczeń stateczności ściany szczelinowej: a) przebieg pracy w wykonaniu ściany szczelinowej, b) przekrój przez ścianę w obszarze zawiesiny taksotropowej



Rys. 5.35. Etapy budowy tunelu z zastosowaniem ścian szczelinowych

6) Pod osłoną gotowego stropu wykonuje się roboty ziemne i układa płytę spągową. W razie potrzeby na ściankach i płycie spągowej układa się izolację wewnętrzną, którą zabezpiecza się drugą płytą spągową i dodatkowymi ścianami obliczonymi na parcie wody. Płyta spągowa (denna) i ściany pionowe są wykonane na ogół w żelbecie monolitycznym, natomiast płyta stropowa jest wykonana z elementów prefabrykowanych. W budowłach podziemnych stosuje się przeważnie beton monolityczny klasy B25, do prefabrykatów zaś beton klasy B35, zbrojony stalą 18G2 i St 3SX. Ściany szczelinowe z zawieszoną tiksotropową muszą być zaprojektowane tak, aby spełniony był warunek równowagi granicznej. Stateczność ścian wykopów sprawdza się korzystając ze wzorów podanych w pracy [6].

Zawieszona tiksotropowa stosowana do wykonania szczelin powinna charakteryzować się następującymi cechami:

- 1) gęstością właściwą taką, aby parcie hydrostatyczne zawiesziny przewyższało parcie czynne ośrodka gruntowego i parcie hydrostatyczne wody gruntowej,
- 2) wytrzymałością strukturalną wysoką, konieczną do:
 - zabezpieczenia przed obwałami na skutek narastającego obsypywania się ziarn gruntu znajdujących się bezpośrednio na ścianie wykopu,
 - zapewnienia wymaganej stabilności zawieszin zanieczyszczonych urabianym gruntem z wykopu,
- 3) stabilnością dostateczną, wynikającą z sedymentacji i koagulacji cząstek.

Z minerałów ilowych nadających się do wytwarzania zawiesziny najlepsze właściwości mają montmorylonity. Iły zawierające te minerały nazywają się bentonitami. W celu zwiększenia aktywizacji ilów używa się węgla sodu (Na_2CO_3), w ilości 2÷4% suchej masy ilowej, natomiast w celu zwiększenia jej gęstości właściwej stosuje się dodatki siarczanu baru (BaSO_4), tlenku żelaza (Fe_2O_3) lub siarczanu ołowiu (PbS).

Obliczenia statyczne ścian szczelinowych przeprowadza się według pierwszego i drugiego stanu granicznego, tak jak w pracach [6, 10].

5.11. Wykonawstwo kotew iniekcyjnych i ich projektowanie

Na potrzeby budowy obiektów budownictwa podziemnego (np. metra) wykonuje się kotwie gruntowe iniekcyjne. Kotwie te należą do kotwi

wierconych i w przypadku stosowania ich do utrzymania stateczności ściany szczelinowej są traktowane jako tymczasowe. Przyjmuje się, że ich żywotność wynosi dwa lata. Warunek ten zmusza do szybkiego wykonawstwa tych konstrukcji. W zależności od rodzaju gruntu i obciążenia naziemu stosuje się kotwie o różnej nośności, maksimum do 500 kN. Jako cięgna znajdują zastosowanie druty ze specjalnej stali ϕ 5 mm, bądź sploty ϕ 1,5 mm, w liczbie odpowiedniej do potrzeb. Długość kotwi waha się od 15 m do 25 m. Zastosowanie kotwi gruntowych w budowie obiektów budownictwa podziemnego daje pełną swobodę realizacji wszelkich robót budowlanych. Wymaga to jednak wcześniejszego przygotowania frontu działania, a ze względu na technologię wydłuża cykl robót.

Po wykonaniu stropu, w przypadku stosowania kotew iniekcyjnych dla utrzymania stateczności ścian, kotwie stają się zbędne. W takim przypadku mamy do czynienia z bezpowrotną utratą części materiałów, a szczególnie stali użytej na cięgno. Do wykonania kotew iniekcyjnych stosowany jest sprzęt specjalistyczny, taki jak: wiertnice do wierceń pod kątem, zestaw do cementowania itp. Bliższe dane o wykonawstwie kotew iniekcyjnych można znaleźć w pracy [6]. Projektując kotwie gruntowe trzeba znać grunty nie tylko te, w których tkwić będą kotwie, lecz także grunty znajdujące się w ich otoczeniu. Znajomość gruntów powinna obejmować parametry fizyczne i mechaniczne, w szczególności gęstość objętościową, stopień zagęszczenia i plastyczności, parametry wytrzymałości i inne. Powinny być również poznane ekstremalne stany wody gruntowej, a także wilgotność naturalna gruntów na różnych poziomach i dla różnych poziomów zwierciadła wody gruntowej.

Nośność graniczną pojedynczej kotwi można określić z uproszczonego wzoru

$$N_{gr} = \pi D L_r \rho g \text{tg } \Phi' \quad (5.1)$$

w którym:

- D – średnica kotwi,
- L_r – długość nośna kotwi,
- ρ – gęstość objętościowa gruntu,
- g – przyspieszenie ziemskie,
- Φ' – efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu.

Istnieje tendencja do stosowania wzorów prostych, a mianowicie:

$$N_{gr} = L_r K_j, \quad (5.2)$$

gdzie K_j – nośność graniczna jednego metra kotwi.

Nośność K_j dla gruntów niespoistych wyznacza się ze wzoru

$$K_j = W \operatorname{tg} \Phi', \quad (5.3)$$

w którym W oznacza nacisk gruntu na jeden metr kotwi i może być on wyznaczony także z tabeli 5.1, w zależności od wartości współczynnika filtracji i rodzaju gruntu.

Tabela 5.1.

Nacisk gruntu na 1 m kotwi

k [mm/s]	Rodzaj gruntu	W [10 kNm]	Warunki
> 100	piaski grube i żwiry	40 ÷ 60	głębokość położenia kotwi $t = 12 \div 15$ m; średnica kotwi 400 ÷ 600 mm
1 ÷ 100	piaski drobne i piaski średnie	13 ÷ 17	$t = 6 \div 9$ m; $D = 180 \div 200$ mm

Nośność graniczną K_j dla gruntów spoistych można obliczyć ze wzorów:

$$K_j = \pi D t \quad (5.4)$$

albo

$$K_j = \pi D \mu c_u,$$

w których:

t – jednostkowa, graniczna wytrzymałość gruntu wzdłuż poboczniczy kotwi według tabeli 2 w normie PN-83/B-02482,

c_u – spójność gruntu,

μ – współczynnik zmniejszający 0,6 ÷ 0,75.

Do zakotwień zastrzykowych, w których zastosowano wysokie ciśnienie, można wykorzystać (dla gruntów spoistych) wzór

$$K_j = \pi D p_{\max} \quad (5.5)$$

Wzór (5.5) jest miarodajny, jeśli ciśnienie to nie przekracza ciśnienia środowiska p_{sr} , którego wartość zawiera się w granicach:

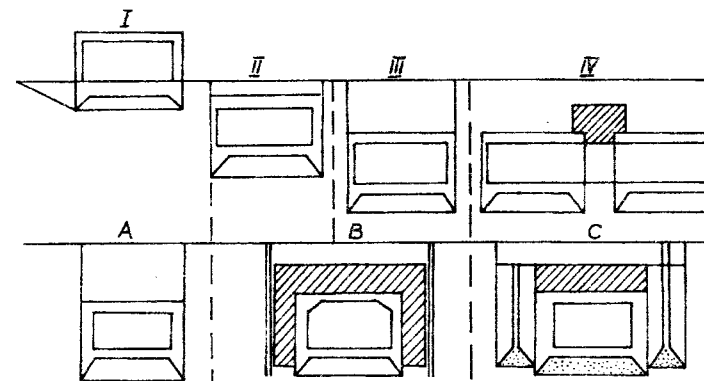
$$\text{od } p_{sr} = \rho g z(1 - \sin \Phi') \quad \text{do } p_{sr} = \rho g z,$$

gdzie z – głębokość położenia kotwi (ewentualnie głębokość średnia).

Inne wzory do obliczenia nośności kotwi wierconych w podłożu niespoistym i spoistym można znaleźć w pracy [6].

5.12. Specjalne metody wykonania budowli podziemnych

Specjalne metody mają zastosowanie w gruntach wyjątkowo mało-nośnych, głównie nawodnionych lub bardzo luźnych (np. piaski pustyne, usypiska gruzu skalnego, itp.). Metody te obejmują opuszczanie kesonów, zatapianie gotowych segmentów bądź wzmocnienie górotworu (stałe lub czasowe).



Rys. 5.36. Opuszczanie kesonów: I – budowa kesonu, II – opuszczanie kesonu, III – posadowienie kesonu, IV – połączenie kesonów, A – połączenie pod sprężonym powietrzem, B – betonowanie korka między ściankami szczelnymi, C – opuszczanie pomocniczych kesonów

Obiekty podziemne mogą być podzielone na segmenty i opuszczane w postaci kesonów. Każdy segment budowli jest wykonany na powierzchni terenu, bądź w wykopie wykonanym do poziomu wód gruntowych czy też na nasypie zbudowanym powyżej poziomu zbiornika wodnego. Każdy segment jest wyposażony od dołu w komorę kesonową, wysokości 1,8 ÷ 2,0 m, a w przekrojach czołowych zakryty przeponami wodoszczelnymi. Komory słuzowe (jedna śluza na 100 m²) mają odpowiednie urządzenia i służą do opuszczenia kesonu na wymaganą głębokość. W kesonach posadowionych wypełnia się komory betonem i łączy przestrzenie między ścianami czołowymi. Przebijając ściany czołowe uzyskuje się jednolity ciąg budowli podziemnej (rys. 5.36). Długość kesonu nie powinna przekraczać jego czterokrotnej szerokości. Kesony opuszcza się w odstępach do 30 m, zależnie od głębokości ich posadowienia.

Połączenie segmentów budowli podziemnej wymaga następujących czynności:

- przebicie ścian czołowych i zabudowania przestrzeni między nimi pod sprężonym powietrzem,
- wbicia ścianki szczelnej, usunięcia gruntu podwodnym czepakiem i wypełnienia przestrzeni betonem między czołowymi ścianami kesonów, a następnie przebicie przepon segmentów i betonu metodą górniczą,
- połączenia kesonów głównych małymi kesonami pomocniczymi, opuszczanymi po obydwu stronach przestrzeni między ścianami czołowymi.

Zatapanie gotowych segmentów, długości około 100 m, może mieć miejsce podczas wykonania budowli podwodnych. Gotowe segmenty wykonuje się na brzegu lub w suchym doku [11]. Segmenty budowli są konstrukcjami żelbetowymi lub zespolonymi. Gotowe segmenty pogrąża się w rowkach wybagrowanych w dnie, na głębokość na jakiej posadowiony będzie obiekt podziemny. Łączenie segmentów wykonuje się w dwu etapach: pierwszym jest połączenie wstępne, drugim – ostateczne. Styki wstępne wykonują nurkowie. Bywają następujące rodzaje styków:

- styk typu kołnierzego, polegający na skręceniu segmentów śrubami po założeniu typowej uszczelki gumowej,
- połączenie segmentów specjalnymi lewarami, po założeniu specjalnie przygotowanej uszczelki gumowej,
- samoczynne stykowanie segmentów, wyposażonych w podatne uszczelki zamykające komorę, w której powstaje podciśnienie po wypompowaniu z niej wody.

Tymczasowo połączone segmenty ulegają zasypaniu i ewentualnemu dociążeniu narzutem kamiennym. W zmontowanym wstępnie obiekcie przebija się poprzeczne przepony segmentów i wykonuje ostateczne, trwałe, połączenie od wnętrza konstrukcji segmentów.

Górotwór można stabilizować przez zamrożenie, cementowanie, petryfikację, elektropetryfikację, elektroosmozę, bitumizację, przez kotwienie bądź klejenie. Stabilizacja górotworu polega na zeskaleniu masywu skalnego z przodka wyrobiska w miarę postępu robót.

6. OBLICZENIA STATYCZNE PRZECISKANYCH PRZEWODÓW

6.1. Dane wyjściowe do obliczeń przecisków

Do wykonania obliczeń statycznych przeciskanych przewodów podziemnych potrzebne są następujące dane:

- parametry znamionowe maszyn i urządzeń,
- rodzaj materiału zastosowanego do wytworzenia przeciskanych przewodów,
- rodzaj podłoża gruntowego, także gęstość objętościową gruntu, poziom wody gruntowej i kąt tarcia wewnętrznego gruntu,
- wysokość nadkładu gruntu (najmniejsza i największa),
- obciążenia naziomu,
- obciążenia powierzchniowe,
- specjalne obciążenia (np. od budowli),
- poziomy wody gruntowej (największy i najmniejszy dla stanów zakończenia i w trakcie wykonania przecisku),
- stopień dokładności ustalenia poziomu wody gruntowej w nawiązaniu do wymogów normowych lub na podstawie pomiarów, np. przy użyciu rur piezometrycznych,
- wskazanie poziomu wypełnienia przewodu wodą i porównanie tego poziomu z punktem wierzchołkowym rurociągu,
- nadciśnienie wewnętrzne (ciśnienie obliczeniowe lub poziom wody ponad punkt wierzchołkowy rurociągu),
- wewnętrzne podciśnienie,
- nadciśnienie podczas przecisku na terenie poza przeszkodami,
- największa możliwa siła pchająca rurę,

Tabela 6.1.

Urządzenia do przebijania gruntu

Nazwa urządzenia	Przeznaczenie	Moc silnika [kW]	Liczba uderzeń lub obrotów na minutę	Siła pchająca rurę [kN]	Masa [kg]
1	2	3	4	5	6
„ZPPE/S – 38” (zestaw) z przewodnicą – stojakiem; siła w linie 400 N	Do bezodkrywkowych przebieg poziomych pod drogami, nasypami, torami kolejowymi itp. Zestaw z wibromotem: – elektrycznym „BC91HE” – spalinowym „BC91HS”	2,20 2,95	1480 1000 ÷ 1500	– –	mięta 109 101
„ZPPE/S – 60” przewodnica o mak- malnej sile w linie 2 × 5 kN	Do bezodkrywkowych przebieg poziomych pod drogami, nasypami, torami kolejowymi itp.; do kotwienia grodzic wykopów wąskoprzeźrenych, do prac wymagających wbicia lub wyciągnięcia elementów stalowych w poziomie lub pod kątem do 35°. Zestaw z wibratorem: – elektrycznym „WM40HE” – spalinowym „WM40HS”	4,5 5,8	1350 1200 ÷ 1600	– –	mięta 317 340
„WP – 15/25” (wiertnica pozioma)	Do wiercenia otworów w gruncie i przeciskania przez nie rur o średnicy 150 mm, 200 mm lub 250 mm. Długość odcinka rurociągu ułożonego wiertnicą do 40 m.	15	2200	250	agregatu 940

1	2	3	4	5	6
„WP – 30/60” (wiertnica pozioma)	Do wiercenia otworów w gruncie i przeciskania przez nie rur o średnicy 300 mm i 600 mm. Do układania rurociągów długości do 40 m, metodą bezwykopową pod nasypami kolejowymi, drogowymi, fundamentami budynków.	29,5	1800	640	agregatu 1450
„WP – 80/120” (wiertnica pozioma)	Do wiercenia otworów i przeciskania przez nie rur o średnicy od 800 mm do 1200 mm. Służą do układania rurociągów, długości do 40 m, pod nasypami kolejowymi i drogowymi oraz fundamentami budynków.	73,6	2200	2000	agregatu 3250
„PP – 8/15” (przeciskarka pozioma)	Do przeciskania rur, o średnicach 80 mm i 150 mm, w gruncie pod nasypami kolejowymi i drogowymi. Przeciskarka składa się z maszyny podstawowej i hydraulicznego agregatu napędowego. Długość przeciskanych rur 20 ÷ 40 m.	7,7	–	–	maszyny 2270 agregatu 200

- połączenie rury i pierścienia przenoszącego wciskanie,
- średnica największa zarysu rozwiercenia otworu większa niż zewnętrzna średnica przewodu,
- minimalny promień podczas sterowania przeciskiem ze wskazaniem największego odstawania szczeliny,
- przekrój tarczy ochronnej lub głowicy sterowania,
- tolerancje tarczy ochronnej lub głowicy sterowania,
- zastosowanie środków do wytworzenia poślizgu,
- dodatkowe ciśnienie tylne,
- urządzenia odwadniające,
- temperatura w trakcie wykonania przecisku (o ile przekracza 40°C).

Wykonanie metodą przecisku przejść rurociągowych dużych średnic pod przeszkodami terenowymi jest uzasadnione technicznie i ekonomicznie wtedy, gdy wysokość warstwy gruntu nad rurociągiem wynosi od 2,0 m do 8,0 m.

Krajowe urządzenia do przebijania gruntu są zestawione w tabeli 6.1.

6.2. Obciążenia działające poprzecznie w stosunku do osi przewodu przeciskanego

Nacisk gruntu na przewód podziemny można przyjmować według zaleceń podanych w rozdziale 3.3.4. Do określania szerokości bryły gruntu obciążającej przewód podziemny wskazane jest wykorzystywanie informacji wynikających z rysunku 6.1a. Można także obliczyć szerokość wykopu na podstawie przyjętych płaszczyzn ścinania określonych dzięki badaniom różnych autorów (rys. 6.1b) w następujący sposób:

$$1. \quad B = d_a(0,5 + \operatorname{tg} \alpha)$$

$$2. \quad B = \frac{d_a}{2}(1 + \operatorname{tg} \alpha)$$

$$3. \quad B = \frac{d_a}{2}(\sec \alpha + \operatorname{tg} \alpha)$$

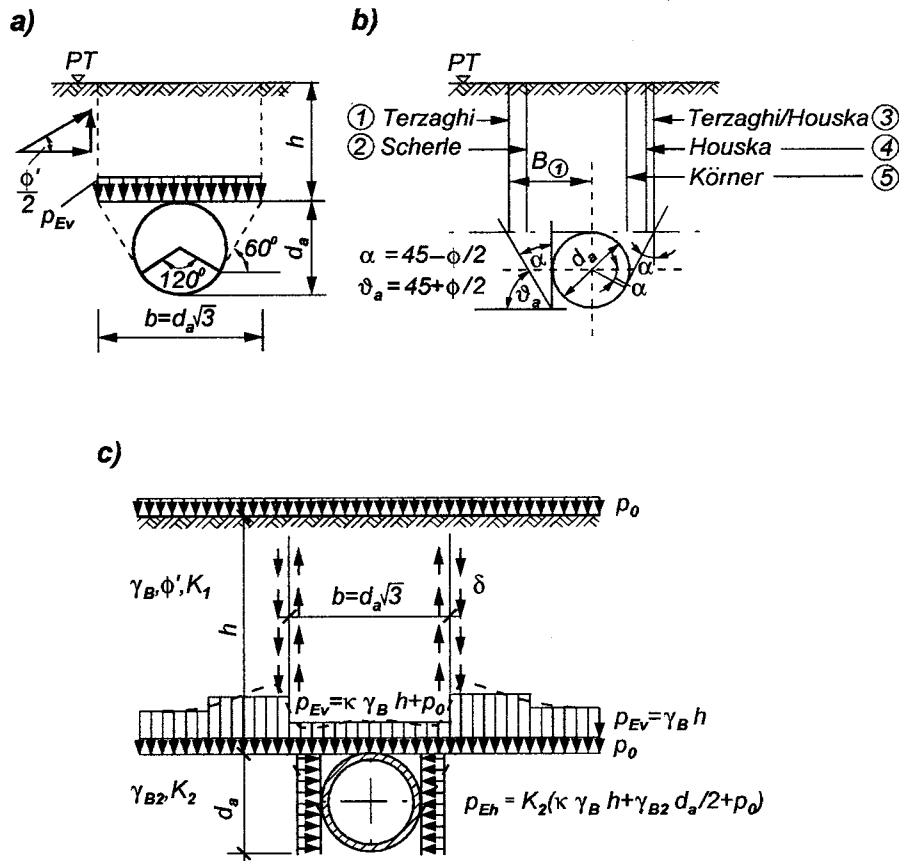
$$4. \quad B = \frac{d_a}{2}(1 + \sec \alpha^* + \operatorname{tg} \Phi^*)$$

$$\alpha^* = 45^\circ - \frac{\Phi'}{2}; \quad \operatorname{tg} \Phi^* = \frac{2}{3} \operatorname{tg} \Phi'$$

$$5. \quad B = \frac{d_a}{2}$$

Pionowe obciążenie gruntem, równomiernie rozłożone, działające na przewód podziemny ułożony w wykopie otwartym oblicza się ze wzoru

$$p_{Ev} = \gamma h \kappa \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (6.1)$$



Rys. 6.1. Schematy obciążeń przewodów podziemnych: a) rozpatrywana bryła gruntu nad przewodem, b) dane do obliczeń szerokości bryły gruntu przez różnych autorów, c) naciski od gruntu w obszarze podziemnego przewodu

Wprowadzony do wzoru (6.1) współczynnik κ charakteryzujący obciążenie gruntem jest także współczynnikiem zmniejszającym i uwzględniającym współdziałanie podłoża gruntowego z przewodem podziemnym:

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2 K_a \text{tg} \delta (h/b)}}{2 K_a \text{tg} \delta \frac{h}{b}} \quad (6.2)$$

gdzie:

h – wysokość nadkładu gruntu nad przewodem podziemnym [m],
 γ – ciężar objętościowy gruntu [$\text{t} \cdot \text{m}^{-3}$],
 K_a – współczynnik parcia czynnego gruntu znajdującego się ponad rurą,

$$K_a = \text{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{\delta}{2} \right),$$

δ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu znajdującego się w obszarze płaszczyzn ścięcia (rys. 6.1c) [$^\circ$],
 e – podstawa logarytmu naturalnego,
 h, d_a, b – wymiary jak na rysunku 6.1a.

Kąt tarcia wewnętrznego gruntu δ można przyjąć: $\delta = \frac{2}{3} \Phi'$

(przy czym Φ' – to efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu nie-naruszonego).

Obciążenie pionowe gruntu działające na przeciskany przewód jest obciążeniem równomiernie rozłożonym i wynosi

$$p_{Ev} = \kappa \gamma_B h \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (6.3)$$

gdzie:

$$\kappa = \frac{1 - e^{-2 K_1 \text{tg} (\Phi'/2) (h/b)}}{2 K_1 \text{tg} \left(\frac{\Phi'}{2} \right) \frac{h}{b}} \quad (6.4)$$

δ – kąt tarcia wewnętrznego gruntu do obliczeń przeciskanych przewodów przyjmuje się równy $\delta = \frac{\Phi'}{2}$,

$$b = d_a \cdot \sqrt{3},$$

γ_B – ciężar objętościowy gruntu na wysokości h ,

κ – współczynnik według nomogramu na rysunku 6.2,

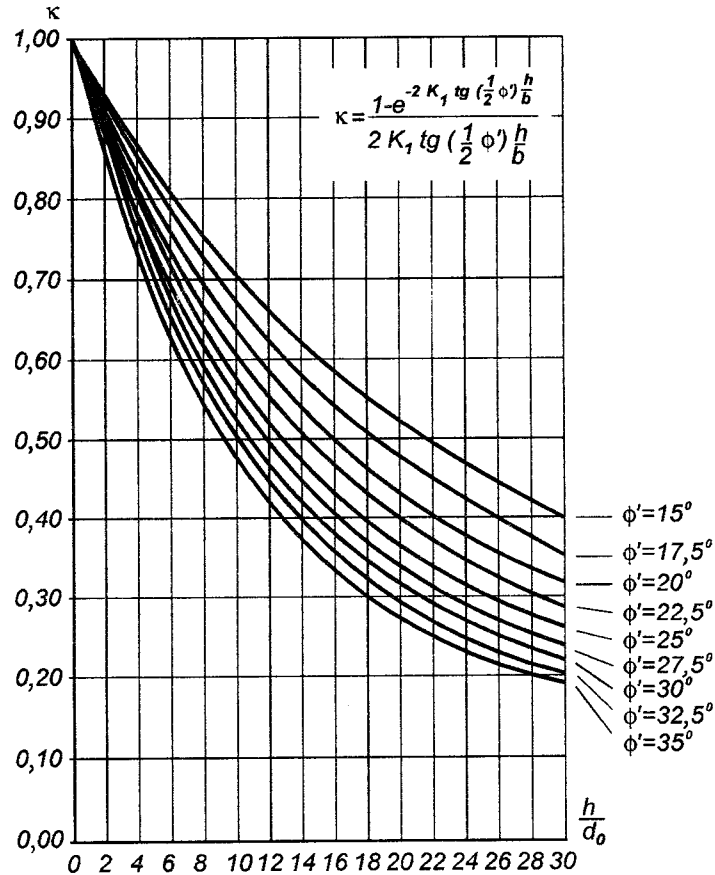
$K_1 \cong$ współczynnik parcia gruntu na ścianę silosu, $K_1 = 0,5$.

Poziome obciążenie gruntem na wysokości wezłowania przewodu, przy braku obciążenia z naziemu, wynosi

$$P_{Ev} = \left(p_{Ev} + \frac{d_a}{2} \gamma_{B2} \right) K_2 \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}] \quad (6.5)$$

gdzie:

- K_2 – współczynnik, którego wartość przyjmuje się z tabeli 6.2,
- γ_{B2} – ciężar objętościowy gruntu rodzimego przy przeciskany przewodzie (rys. 6.1c), $[\text{t} \cdot \text{m}^{-3}]$,
- d_a – średnica zewnętrzna przewodu podziemnego [m].



Rys. 6.2. Nomogram do określania współczynnika zmniejszającego κ przy $K_1 = 0,5$

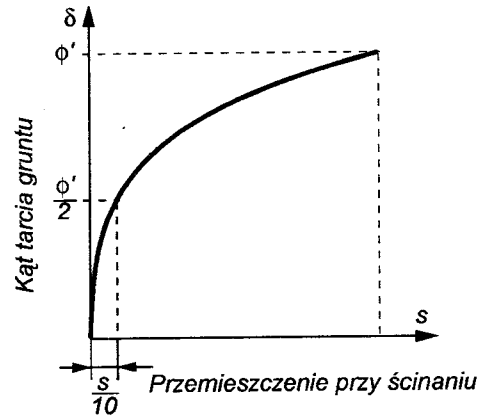
Tabela 6.2.

Niektóre parametry gruntowe do obliczeń przeciskanych przewodów

Rodzaj podłoża gruntowego	Ciężar objętościowy gruntu $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}]$		Efektywny kąt tarcia wewnętrznego gruntu $[\text{°}]$	Współczynnik parcia gruntu pod punktem wierzchołkowym rurociągu			
	nad wodą	pod wodą		w czasie budowy		w czasie eksploatacji	
			γ_{sr}	γ'	Φ'	bez	z
				połączenia szczeliny pierścienia			
				K_2	K_2	K_2	K_2
Niespoiste	20	11	35	0,3	0,4	0,4	0,5
Mało-spoiste	20	11	30	0,3	0,4	0,4	0,5
Spoiste naruszone i pyły	20	10	25	0,3	0,4	0,4	0,5
Spoiste (średnio-spoiste i zwięzłe)	20	10	20	0,3	0,4	0,4	0,5

Obliczając obciążenia powierzchniowe działające na przewód podziemny można wykorzystać informacje podane w rozdziale 3.5, a także zastosować zasady ustalania wartości zawarte w normach PN-82/B-02000 oraz PN-82/B-02001. Obciążenia naziomu pojazdami, taborem tramwajowym i taborem kolejowym należy natomiast obliczać posługując się normą PN-85/S-10030 (wydanie 2), [15].

Należy zaznaczyć, że wykonując przejścia pod przeszkodami terenowymi metodą przecisku nie stosuje się klasycznych rozwiązań i badań objętych teorią mechaniki gruntów. Wielkość kąta tarcia δ (we wzorze (6.4)) dla zruszonego obszaru między płaszczyznami ścięcia określa się w zależności od przemieszczenia (s) gruntu (rys. 6.3). Zmniejszenie wartości pionowego obciążenia gruntem (wzór (6.4)) następuje przy przyjęciu kąta tarcia gruntu $\delta = \frac{\Phi'}{2}$. Wykonane roboty przecisków potwierdzają słuszność przyjęcia kąta tarcia gruntu $\left(\frac{\Phi'}{2}\right)$.



Rys. 6.3. Związek między przemieszczeniem s oraz kątem tarcia gruntu δ

W przypadku **przeciskanych rur stalowych** należy wziąć pod uwagę dodatkowo powstałe odkształcenia rury od poziomego ciśnienia podłoża q_h^* , które jest sumą dwóch składników:

- 1) $q_{hv}^* = p_v K^* \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}]$, (od obciążenia ruchem),
- 2) $q_{he}^* = (p_{Ev} - p_{Eh}) K^* \quad [\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}]$, (od obciążenia parciem gruntu).

Współczynnik ciśnienia K^* określa się ze wzoru

$$K^* = \frac{0,0833}{V_{RB} + 0,066} \quad (6.6)$$

w którym V_{RB} – sztywność układu;

$$V_{RB} = 0,14 \frac{E_R}{E_B} \left(\frac{s}{r_m} \right)^3,$$

gdzie:

- $E_R \cong$ moduł odkształcenia materiału, z którego wykonano rurę $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}]$,
 $E_B \cong$ moduł odkształcenia gruntu $[\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}]$,

- s – grubość ścianki rury stalowej $[\text{m}]$,
 $r_m \cong$ średni promień rury $[\text{m}]$.

Obliczenia sił przekrojowych wynikających z obciążeń działających poprzecznie w stosunku do osi przewodu przeciskanego mogą być przeprowadzone na podstawie wzorów podanych w tabeli 6.3 [21].

Naprężenia, które działają na ściance rury w kierunku pierścieniowym, należy określić na podstawie sił przekrojowych ze wzoru:

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W} \alpha_K \quad (6.7)$$

Współczynnik korekcyjny krzywizny α_K jest określony w zależności od materiału rury.

Dla przeciskanej rury żelbetowej współczynnik korekcyjny przyjmuje się

$$\alpha_{ki} = \frac{3d_i + 5s}{3d_i + 3s} = 1 + \frac{1}{3} \frac{s}{r_m},$$

dla rury zaś azbestocementowej

$$\alpha_{ka} = \frac{3d_i + s}{3d_i + 3s} = 1 - \frac{1}{3} \frac{s}{r_m},$$

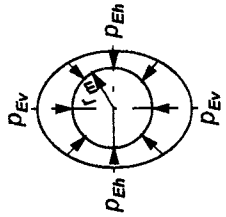



dla rury stalowej

$$\alpha_k = 1.$$

W przypadku rur stalowych obok określenia naprężeń od sił przekrojowych konieczne jest stwierdzenie możliwych odkształceń rury dla fazy przeciskania i eksploatacji. Największe przy tym dopuszczalne odkształcenie rury wyraża się na ogół rzeczywistą zmianą średnicy o 3%, natomiast – 2% – od ruchu taboru kolejowego.


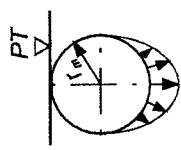

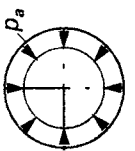
Tabela 6.3.

Oznaczenie wielkości przekrojowych

Przypadek obciążenia	Obciążenie gruntem	Nacisk podłoża	Obciążenie komunikacyjne	Ciężar własny
Wielkości przekrojowe	 <p> $p_{Eo} = \kappa \cdot \gamma_B \cdot h$ [kN·m⁻²] $p_{EH} = \left(p_{Eo} + \frac{d_a}{2} \cdot \gamma_B \right) \cdot K_2$ [kN·m⁻²] </p>	 <p> $q_h^* = q_{ho}^* + q_{hE}^*$ $q_{ho}^* = p_o \cdot K^*$ $q_{hE}^* = (p_{Eo} - p_{EH}) \cdot K^*$ </p>	 <p>$p_o = \varphi \cdot p$</p>	
M wierzchołkowy	$0,167 \cdot 1,25 \cdot (p_{Eo} - p_{EH}) \cdot r_m^2$	$-0,181 \cdot q_h^* \cdot r_m^2$	$0,167 \cdot 1,25 \cdot p_o \cdot r_m^2$	$0,345 \cdot s \cdot \gamma_R \cdot r_m^2$
M węgłowa	$-0,167 \cdot 1,25 \cdot (p_{Eo} - p_{EH}) \cdot r_m^2$	$0,208 \cdot q_h^* \cdot r_m^2$	$-0,167 \cdot 1,25 \cdot p_o \cdot r_m^2$	$-0,393 \cdot s \cdot \gamma_R \cdot r_m^2$
M spągowy	$0,167 \cdot 1,25 \cdot (p_{Eo} - p_{EH}) \cdot r_m^2$	$-0,181 \cdot q_h^* \cdot r_m^2$	$0,167 \cdot 1,25 \cdot p_o \cdot r_m^2$	$0,441 \cdot s \cdot \gamma_R \cdot r_m^2$
N wierzchołkowy	$-0,333 \cdot r_m \cdot (0,5 p_{Eo} + 2,5 p_{EH})$	$-0,577 \cdot q_h^* \cdot r_m$	$-0,333 \cdot 0,5 \cdot p_o \cdot r_m$	$-0,167 \cdot s \cdot \gamma_R \cdot r_m$
N węgłowa	$-0,333 \cdot r_m \cdot (2,5 p_{Eo} + 0,5 p_{EH})$	0	$-0,333 \cdot 2,5 \cdot p_o \cdot r_m$	$-1,571 \cdot s \cdot \gamma_R \cdot r_m$
N spagowy	$-0,333 \cdot r_m \cdot (0,5 p_{Eo} + 2,5 p_{EH})$	$-0,577 \cdot q_h^* \cdot r_m$	$-0,333 \cdot 0,5 \cdot p_o \cdot r_m$	$-1,737 \cdot s \cdot \gamma_R \cdot r_m$

cd. tabeli 6.3.

Oznaczenie wielkości przekrojowych

Przypadek obciążenia	Napężenie wodą do szczytu rury	Zewnętrzny poziom wody do szczytu rury	Nadciśnienie wewnętrzne	Zewnętrzne ciśnienie wody na powierzchni rury
Wielkości przekrojowe			 <p> $p_i = \text{nadciśnienie wewnętrzne}$ $r_i = \text{promień wewnętrzny rury}$ $r_a = \text{promień zewnętrzny rury}$ </p>	 <p>$p_a = \text{zewnętrzne ciśnienie wody ponad szczyt rury}$</p>
M wierzchołkowy	$0,172 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$-0,172 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	grubościenna rura:	grubościenna rura:
M węgłowa	$-0,196 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$0,196 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$p_i \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left(0,5 - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \frac{r_a}{r_i} \right)$	$-p_a \cdot r_i \cdot r_a \cdot \left(0,5 - \frac{r_i \cdot r_a}{r_a^2 - r_i^2} \cdot \ln \frac{r_a}{r_i} \right)$
M spągowy	$0,220 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	$-0,220 \cdot \gamma_w \cdot r_m^3$	---	---
N wierzchołkowy	$0,583 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	$-0,583 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	$p_i \cdot r_i$	$-p_a \cdot r_a$
N węgłowa	$0,215 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	$-0,215 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	---	---
N spagowy	$0,631 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	$-0,631 \cdot \gamma_w \cdot r_m^2$	---	---

Aby stwierdzić odkształcenia rury z powodu zewnętrznego obciążenia, rzeczywistą zmianę średnicy oblicza się następująco:

$$\delta_v = c_v^* \frac{q_v - q_h}{S_R} 100 \quad [\%],$$

gdzie:

c_v^* \cong współczynnik pionowych odkształceń,
 q_v \cong pionowe całkowite obciążenie rury [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$],
 q_h \cong poziome całkowite obciążenie rury [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$],
 S_R – sztywność rury [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$],
 $q_v = q_{Ev} + p_v$; $c_v^* = c_{v1} + c_{v2} K^*$,

$$q_h = p_{Eh}; \quad K^* = \frac{c_{h1}}{V_{RB} - c_{h2}},$$

$$S_R = \frac{E_R I}{r_m^3}; \quad V_{RB} = \frac{S_R}{0,6 E_B},$$

$$I = \frac{s^3}{12} \quad [\text{m}^3],$$

stałe wartości empiryczne:

$$c_{v1} = -0,0833; \quad c_{h1} = +0,0833,$$

$$c_{v2} = +0,0640; \quad c_{h2} = -0,0658.$$

Przeciskane pod przeszkodami terenowymi rury stalowe należy także sprawdzić ze względu na możliwości wybożenia i na zmęczenie materiału [21].

6.3. Obciążenia działające w kierunku osi przecisku

Wymaganą siłę przecisku oblicza się z warunku (rys. 6.4)

$$V \geq S + \Sigma R \quad (6.8)$$

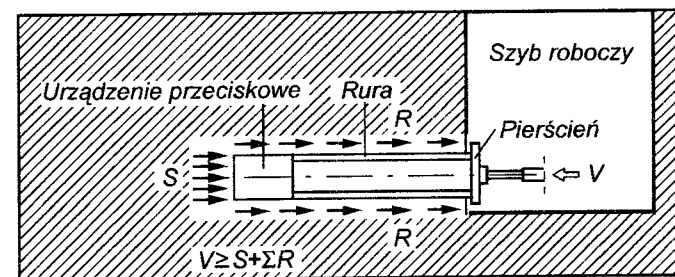
w którym:

V – wymagana siła przecisku,

S – opór wciskania,

ΣR – opory tarcia przewodu rurowego.

Opór wciskania pochodzi od oporu skrawania i oporu czoła przodka ($S = P_S + P_B$).



Rys. 6.4. Opory tarcia i opór ciśnienia przy przecisku rur

Opór skrawania może być obliczony w następujący sposób:

– według Herzog'a

$$P_S = \pi D_m t p_s \quad [\text{kN}] \quad (6.9)$$

gdzie:

D_m – średnica skrawania [m],

t – grubość skrawania [m],

p_s – opór jednostkowy przy skrawaniu gruntu [kPa], według tabeli 6.4;

Tabela 6.4.

Opory przy skrawaniu w zależności od rodzaju podłoża

Rodzaj podłoża	P_s [kPa]
Podłoże skaliste	12000
Żwir	7000
Piasek zagęszczony	6000
Piasek średnio zagęszczony	4000
Piasek luźny	2000
Margiel	3000
Il trzeciorzędowy	1000
Pył, il czwartorzędowy	400

– według Webera

$$P_S = (\gamma z \operatorname{tg} \Phi_u + c_u) N_C \pi D d \quad [\text{kN}] \quad (6.10)$$

gdzie:

- γ – ciężar objętościowy gruntu [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-3}$],
- z – wysokość nadkładu [m],
- c – spójność gruntu [kPa],
- Φ_u – kąt tarcia wewnętrznego gruntu [$^\circ$],
- N_C – współczynnik nośności (można przyjąć według PN-81/B-03020),
- D – średnica skrawania [m],
- d – grubość skrawania [m].

Opór przodka przy przesuwie tarczy oblicza się ze wzoru

$$P_B = P_1 + P_2 \quad [\text{kN}] \quad (6.11)$$

w którym:

- P_1 – siła docisku głowicy wiertniczej [kN],
- P_2 – hydrauliczna siła podporowa w komorze z zawieszoną między głowicą wiertniczą a ścianą przeponową [kN].

Wielkość siły docisku głowicy wiertniczej określa wzór

$$P_1 = 0,25 \pi d_1^2 p_1 \quad [\text{kN}],$$

przy czym:

- $d_1 \cong$ średnica głowicy wiertniczej [m],
- $p_1 \cong$ docisk głowicy wiertniczej [kPa].

Wartość jednostkowej siły docisku głowicy podana jest w dokumentacji techniczno-eksploatacyjnej urządzenia przeciskowego.

Podporową hydrauliczną siłę, spowodowaną w komorze zawieszoną działającą między głowicą wiertniczą a przeponą, można obliczyć ze wzoru

$$P_2 = 0,25 \pi d_s^2 p_w \quad [\text{kN}],$$

gdzie:

- d_s – średnica wewnętrzna tarczy maszyny przeciskającej rurę [m],
- p_w – ciśnienie w komorze z zawieszoną [kPa].

Opór tarcia przewodu rurowego określa wzór

$$R = M d_a \pi L \quad (6.12)$$

w którym:

- R – opór tarcia [kN],
- M – tarcie powierzchniowe [kPa],
- d_a – średnica zewnętrzna rury lub średnica zewnętrzna tarczy [m],
- L – długość przecisku [m].

Tarcie powierzchniowe znajduje się ze znanego w mechanice prawa tarcia, a mianowicie:

$$M = \mu N \quad [\text{kPa}],$$

gdzie:

- μ – współczynnik tarcia z tabeli 6.5,
- N – siła działająca na 1 m^2 rury [$\text{kN} \cdot \text{m}^{-2}$].

Tabela 6.5.

Wytyczne do określania współczynnika tarcia μ

Przy tarcu spoczynkowym – przyczepności	
Beton o żwir lub piasek	$\mu = 0,5$ do $0,6$
Beton o il	$\mu = 0,3$ do $0,4$
Azbestocement o żwir lub piasek	$\mu = 0,3$ do $0,4$
Azbestocement o il	$\mu = 0,2$ do $0,3$
Przy tarcu suwnym (ślizgowym)	
Beton o żwir lub piasek	$\mu = 0,3$ do $0,4$
Beton o il	$\mu = 0,2$ do $0,3$
Azbestocement o żwir lub piasek	$\mu = 0,2$ do $0,3$
Azbestocement o il	$\mu = 0,1$ do $0,2$
Przy tarcu płynnym, z zastosowaniem zawiesziny bentonitowej jako środka zapobiegającego przyleganiu, współczynnik tarcia jest zależny od granicy płynności zawiesziny	$0,1 < \mu < 0,3$

Przeanalizowanie wyników z dzienników wierceń pozwoliło na określenie wartości tarcia powierzchniowego w zależności od odpowiedniego podłoża, co jest uwidocznione w tabeli 6.6.

Tabela 6.6.
Tarcie powierzchniowe w zależności
od rodzaju gruntu

Rodzaj gruntu	Tarcie powierzchniowe [kPa]
Żwir, piasek	8,4 ± 2
Piasek gliniasty	9,3 ± 1
Gлина	6,3 ± 1
Gлина, kamienie	5,7 ± 4

Bazując na wielu doświadczeniach można, wykonując przecisk oszacować wstępną siłę przecisku, przyjmując średnią wartość tarcia powierzchniowego $M = 10 \text{ kPa}$.

Opór tarcia można zredukować przez:

- wytworzenie powierzchni dzielącej (tj. szczelina pierścieniowa między ciągiem rurowym a przyległym gruntem),
- wprowadzenie materiału wytwarzającego poślizg.

6.4. Opis wykonawstwa przeciskanych przewodów

Metodą przecisku przeciskane są rury stalowe o średnicy od 700 mm do 2200 mm (średnice zalecane wynoszą 1000 ÷ 2000 mm). Minimalna średnica rury, wynosząca 1000 mm, zalecana jest z uwagi na przepisy bhp, a średnica maksymalna – w związku z programem produkcji rur. Największa długość przecisku zależy od rodzaju i stanu gruntu, średnicy rury oraz nośności urządzenia wciskającego rurę w grunt. Siła przecisku ograniczona jest odporem za blokiem oporowym oraz udźwigiem siłowników. Wartość odporu zależy od rodzaju i stanu gruntu oraz od szerokości i wysokości bloku oporowego, przy czym istnieje możliwość zwiększenia odporu przez wykonanie nasypu na naziomie za blokiem oporowym. Jeśli opór jest nadal zbyt mały lub jeśli nie ma możliwości obciążenia naziomu, przecisk można wykonać teleskopowo używając 2 lub 3 odcinków rur o coraz mniejszych średnicach.

Z jednego stanowiska roboczego można wykonać przecisk długości od 80 m do 120 m. Zwiększenie tej długości (nawet do kilkuset metrów) można uzyskać przez zastosowanie pośrednich stanowisk siłowników. Wykonanie przecisku obejmuje roboty przygotowawcze oraz prace bezpośrednio związane z przeciskiem rury.

Roboty przygotowawcze obejmują w zasadzie odwodnienie gruntu, do głębokości na jakiej przewidywane jest prowadzenie robót przeciskowych. Dla gruntów niespoistych obniżenie poziomu wody gruntowej uzyskuje się za pomocą studni depresyjnych wykonanych przed rozpoczęciem robót podstawowych. W przypadku występowania warstw wodonośnych w gruncie spoistym wykop komory przeciskowej należy odwadniać sposobem tradycyjnym, to jest przez zdrenowanie dna komory i pompowanie z niej wody.

Do zakresu robót podstawowych związanych bezpośrednio z przeciskaniem rury należy [22]:

- wykonanie komory przeciskowej (szybu roboczego),
- wykonanie ściany oporowej umożliwiającej przekazanie na grunt reakcji od siły wciskającej rurę,
- ustawienie w komorze na prowadnicach rury przeciskowej, zgodnie z założonym kierunkiem (na ogół poziomo),
- zainstalowanie siłowników hydraulicznych i założenie kołnierza oporowego,
- przeciskanie rury połączone z sukcesywnym wydobywaniem gruntu z jej przedniej części oraz dopasowywaniem kolejnych odcinków rury,
- wykonanie komory odbiorczej (szybu kontrolnego).

Do wykonania wymienionych robót potrzebne są następujące urządzenia (rys. 6.5):

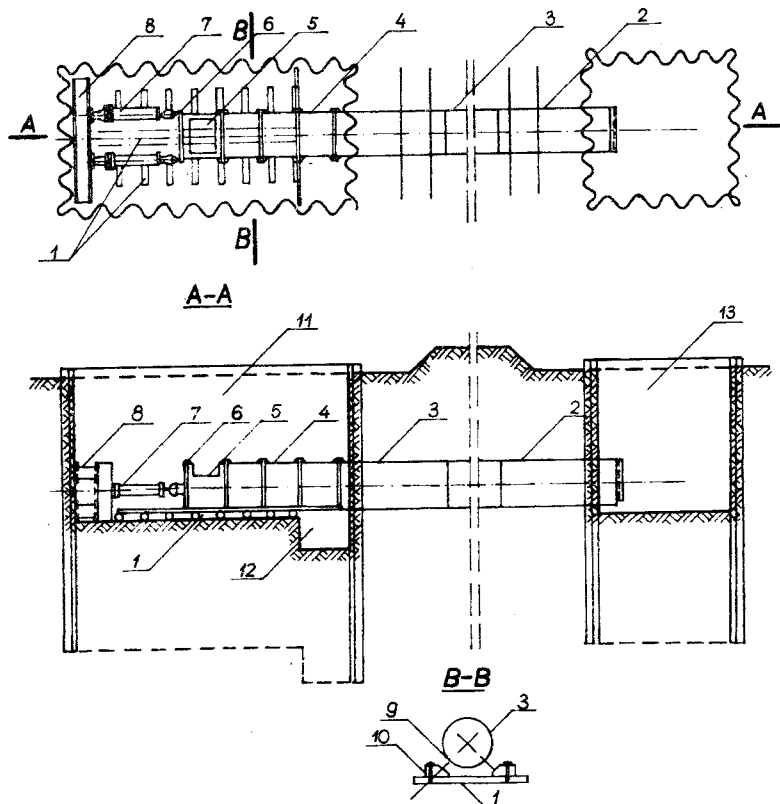
- prowadnice nadające kierunek przeciskanej rurze; jest to zwykle tor z szyn S49, zamocowanych do podkładów kolejowych, ułożonych na warstwie pospółki lub betonu,
- siłowniki hydrauliczne z pompą i przewodami wysokiego ciśnienia,
- pierścień naporowy,
- element naporowy,
- elementy pchające pośrednie.

Komora przeciskowa umożliwia ułożenie na torze przeciskanego odcinka rury, elementów pchających pośrednich, elementu naporowego i pierścienia naporowego oraz ułatwia ustawienie dźwigników hydraulicznych i wykonanie ściany oporowej. Ponadto komora ta jest przestrzenią roboczą.

Komora odbiorcza umożliwia skontrolowanie poprawności końcowego etapu przeciskania.

Ewentualne odwodnienie można prowadzić z obydwu komór. Głębokość komór zależy od głębokości przecisku. Dno komory przeciskowej powinno się znajdować 30 ÷ 50 cm poniżej spodu rury. W dnie należy

wykonać lokalne zagłębienie dla pracownika spawającego kolejne odcinki rury. Szerokość komory zależy jest od średnicy rury przeciskanej, przy czym odległość między ścianką komory a rurą powinna wynosić co najmniej 75 cm.



Rys. 65. Schemat przeciskania rury pod przeszkodą: 1—tor, 2—rura przecisku, 3—rura przecisku, 4—elementy pchające, 5—element naporowy, 6—pierścień naporowy, 7—siłowniki, 8—ściana oporowa, 9—szyna S49, 10—podkład pod szynę, 11—komora przeciskowa (szyb roboczy), 12—zagłębienie dla spawacza, 13—komora odbiorcza (szyb kontrolny)

Podstawowym materiałem obudowy szybów są stalowe profile Lar-sena lub grodzice. Elementy obudowy wbija się pionowo w grunt. Zależnie od głębokości komory stosowane są konstrukcje rozpierające obudowę w jednym lub paru poziomach, wykonane najczęściej z dwuteowników i ceowników.

Ścianę oporową można wykonać z żelbetu lub w postaci rozbieranej konstrukcji stalowej (rzadziej z bali drewnianych). Ściana oporowa powinna, bez odkształcania się, przejąć siłę przeciskającą rurę i przekazać na grunt przez ścianę komory. Jest to warunek podstawowy osiągnięcia założonego spadku rury.

Rura przecisku wyposażona jest w swej przedniej części w nóż (skośne ścięcie). Służy do ochrony ludzi usuwających z niej urobek oraz stanowi osłonę dla przeprowadzanych w niej rurociągów instalacyjnych.

W gruntach uwarstwionych, a szczególnie zawierających soczewki wodonośne, wskazane jest pozostawianie korka bezpieczeństwa w postaci warstwy urobku grubości około 1,0 m. Odcinki rur, długości 3,0 m lub 4,0 m, łączone są w komorze przeciskowej szczelnymi spoinami czołowymi.

Elementy pchające oraz element naporowy wykonane są w postaci odcinków rur o średnicy takiej jak średnica rury przeciskanej. Długości tych rur odpowiadają długości skoku siłowników i stosowane są jako wypełnienie przestrzeni powstałej po cofnięciu tłoka siłownika. Element naporowy różni się od elementów pchających otworem, przez który usuwany jest grunt wybierany w przodku. Pierścień naporowy przekazuje siły skupione od siłowników na element naporowy.

7. URZĄDZENIA W BUDOWLACH PODZIEMNYCH

7.1. Wentylacja budowli podziemnych

Wentylacja budowli podziemnych może być naturalna lub sztuczna. Urządzenia wentylacyjne powodują przewietrzenie budowli polegające na usunięciu [4]:

- zanieczyszczeń powietrza gazami i spalinami,
- pyłów i dymów zmniejszających widoczność i komfort pracy,
- nadmiaru ciepła w celu utrzymania odpowiedniej temperatury,
- nadmiernego zawilgocenia powietrza.

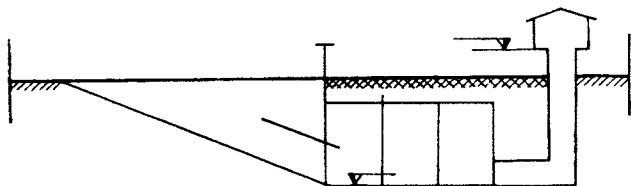
Najbardziej niebezpieczne są gazy ze spalin samochodowych, a mianowicie: tlenek węgla, tlenek azotu, aerozol ołowiu i aldehydy. Samochody przejeżdżające przez tunel pozostawiają w nim spaliny, których stężenie może szybko osiągnąć wartości niebezpieczne dla zdrowia.

Dopuszczalne stężenia wynoszą:

dla CO – 0,25 ÷ 0,3%,

dla CO₂ – 0,3 ÷ 1%.

W naturalnej wentylacji następuje wymiana powietrza, która odbywa się na zasadzie różnicy ciśnienia, jaka występuje na różnych poziomach wlotu i wylotu tunelu lub innego obiektu (rys. 7.1).



Rys. 7.1. Naturalne przewietrzanie budowli podziemnej

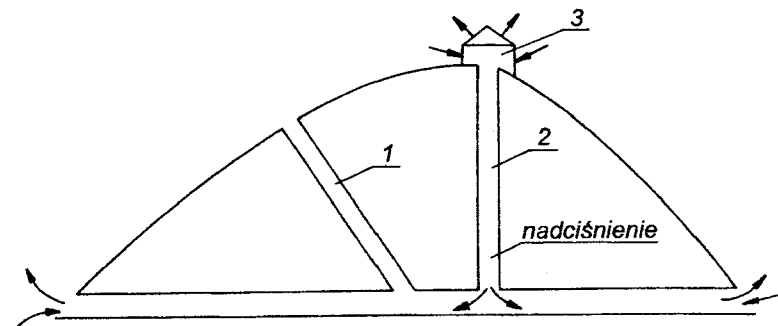
Naturalne warunki przewietrzania mogą się polepszać lub pogarszać w zależności od:

- a) kierunku najczęściej wiejących wiatrów, wyznaczonego z tzw. róży wiatrów,
- b) organizowania ruchu pojazdów,
- c) różnicy temperatury wewnątrz i na zewnątrz budowli podziemnej,
- d) topografii przyległego terenu.

Projektując wentylację należy uwzględnić następujące czynniki:

- geometrię tunelu (długość, przekrój poprzeczny, spadki podłużne),
- cechy ruchu (projektowane natężenia ruchu, strukturę taboru, prędkości),
- bilans wydzielonych gazów,
- objętość lub masę powietrza w tunelu,
- składniki i stężenia gazów.

Rozróżnia się trzy systemy sztucznej wentylacji budowli podziemnych: podłużny, poprzeczny lub mieszany (podłużno-poprzeczny).

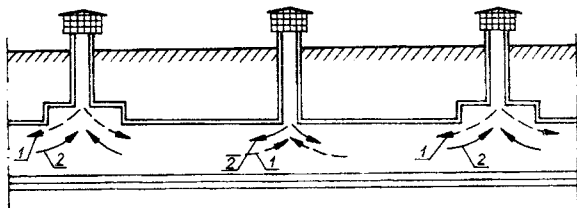


Rys. 7.2. Schemat wentylacji podłużnej: 1 – sztolnia wentylacyjna, 2 – szyb wentylacyjny, 3 – wentylator (może ssać lub tłoczyć)

W systemie wentylacji podłużnej ruch powietrza jest spowodowany naciśnieniem i podciśnieniem wytwarzanym przez wentylatory umieszczone przy portalach budowli lub w szybach rozmieszczonych w różnych jej punktach (rys. 7.2). Wentylacja o systemie podłużnym stosowana jest w tunelach, których długość sięga kilkuset metrów (tunele miejskie) oraz w tunelach górskich, długości kilku tysięcy metrów. W systemie podłużnym może być jeden lub kilka szybów wentylacyjnych. Powinno się projektować nieparzystą liczbę tych szybów dla lepszej cyrkulacji i uniknięcia tzw. korków. Długość tuneli bywa także ograniczona ze względu

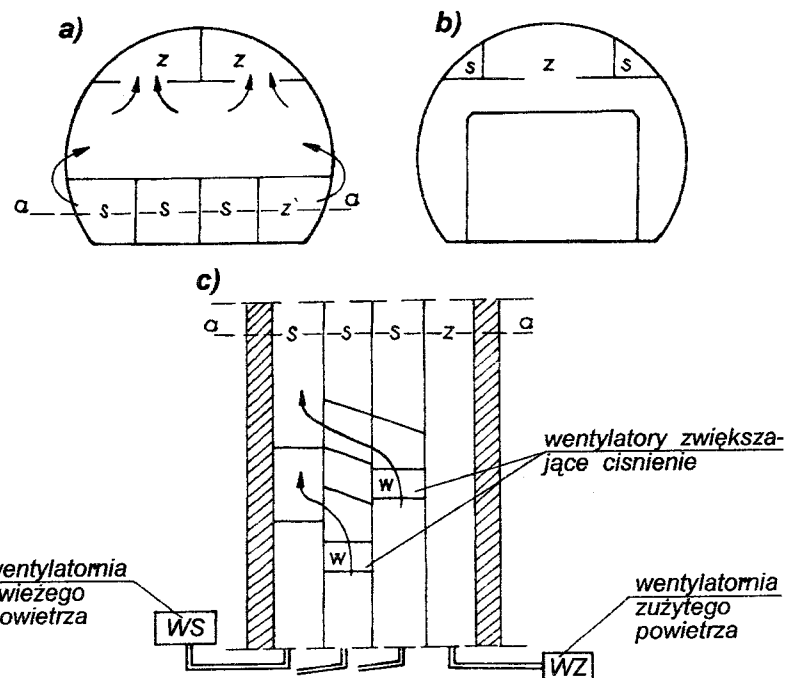
na prędkość powietrza w tunelu ($5 \div 6$ m/s). System wentylacji podłużnej jest niekorzystny w czasie pożaru. Ponadto jest niejednakowa jakość przewietrzania w różnych punktach tunelu. System ten jest tani. Niskie są zarówno koszty inwestycyjne jak i eksploatacyjne.

Innym przykładem wentylacji podłużnej, gdy wykorzystuje się system szybów, jest wentylacja metra (rys. 7.3). W systemie tym wykorzystuje się zróżnicowane warunki termiczne w różnych porach roku, w celu podwyższenia temperatury powietrza na stacjach metra. W okresie letnim powietrze jest włączane do tuneli metra poprzez szyby stacyjne, dzięki czemu uzyskuje się przewiew i chłodzenie powietrza przy wejściu do metra. Na trasie tuneli szlakowych ogrzane zanieczyszczone powietrze jest wyciągane i wydalone na zewnątrz. W zimie powietrze jest włączane na szlaku, a wyciągane przez szyby stacyjne, dzięki czemu wypełnia stacje metra i polepsza w nim warunki termiczne.



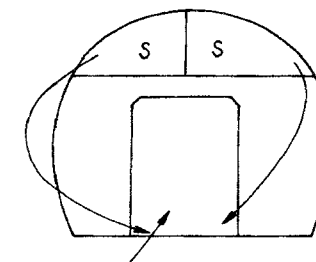
Rys. 7.3. Schemat zmiennego reżimu wentylacji metra:
1 – reżim letni, 2 – reżim zimowy

W układzie wentylacji poprzecznej są przewidziane w przekroju budowli, oprócz skrajni pojazdów, czy innych urządzeń, dodatkowe kanały wentylacyjne umieszczone w górnej, dolnej lub bocznej części budowli (rys. 7.4). Kanały te biegną wzdłuż budowli i służą do doprowadzenia świeżego i odprowadzenia zużytego powietrza. W kanale odprowadzającym zanieczyszczone powietrze wytwarza się podciśnienie, gdy stosujemy wentylatory ssące; w kanale doprowadzającym świeże powietrze wytwarza się nadciśnienie, gdy podłączymy do kanału wentylatory tłoczące. Poprzez otwory nawiewne, rozstawione równomiernie wzdłuż tunelu, przepływa powietrze zanieczyszczone do kanałów odprowadzających, a powietrze świeże do tunelu. W tunelu mamy wolny ruch powietrza, w kanałach zaś przepływa ono z szybkością dochodzącą do 10 m/s.



Rys. 7.4. Przykład wentylacji poprzecznej: a, b) warianty umieszczenia kanałów w przekroju, c) usytuowanie kanałów w planie

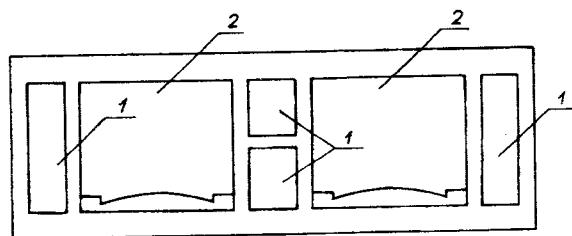
Wentylacja mieszana polega na tym, że przez jeden kanał wzdłuż budowli podziemnej doprowadza się powietrze świeże lub odprowadza zanieczyszczone. Rolę drugiego kanału spełnia w tym przypadku przekrój budowli (rys. 7.5). Ponieważ przekrój budowli jest znacznie większy niż przekrój kanału podłużnego, szybkość powietrza podłużnego ruchu w budowli jest stosunkowo nieduża ($< 3,0$ m/s), a maksymalna szybkość ruchu powietrza w kanale dochodzi do 10 m/s. System wentylacji mieszanej wymaga średnich nakładów finansowych, tak w trakcie budowy tunelu jak też podczas jego eksploatacji.



zużyte powietrze ewakuowane przekrojem

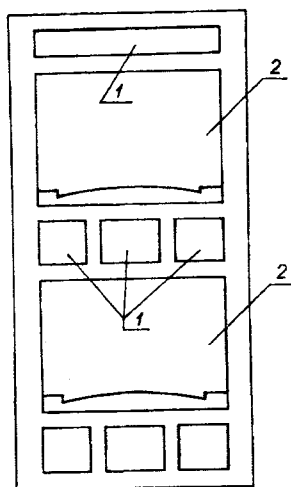
Rys. 7.5. Schemat mieszanej wentylacji tunelu

Jeśli są trudne warunki geotechniczne, np. silne nawodnienie górotworu, to posadawia się obiekt jak najpłycej i rozbudowuje kanały wentylacyjne (rys. 7.6).



Rys. 7.6. Poziomy układ tuneli i kanałów: 1—kanały, 2—tunele

Jeśli teren jest ograniczony gęstą zabudową, np.: wąskimi ulicami, to buduje się obiekt piętrowy i rozmieszcza się w wielu poziomach kanały wentylacyjne, a także jezdnie (rys. 7.7).



Rys. 7.7. Pionowy układ tuneli i kanałów: 1—kanały, 2—tunele

w niszach, w celu podłączenia lamp przenośnych do oświetlenia miejsca pracy.

Przewidując rodzaj i natężenie oświetlenia w tunelach samochodowych powinno się:

7.2. Oświetlenie budowli podziemnej

Oświetlenie budowli podziemnej zależy od jej przeznaczenia i potrzeb architektoniczno-plastycznych. Oświetla się tunele kolejowe, gdy ich długość przekracza 500 m. Oświetlenie to powinno być stałe przy niszach, komorach i nad chodnikami. Cały tunel oświetla się za pomocą lamp umieszczonych pod sklepieniem bądź na ścianach tunelu, świecących tylko podczas przejazdu pociągu, a wygaszanych automatycznie po jego przejeździe. Należy ponadto przewidzieć kontakty wtykowe, co 50 m po każdej stronie tunelu, najlepiej

- zapewnić kierowcy widoczność wnętrza tunelu, bez użycia reflektorów (nie należy używać reflektorów podczas przejazdu przez tunel);
- zapobiec nagłemu oślepieniu kierowcy, spowodowanemu nagłą zmianą natężenia oświetlenia przy wjeździe do tunelu lub przy wyjeździe,
- uwzględnić zmienność natężenia światła na terenie otwartym, którego oświetlenie w letni nasłoneczniony dzień wynosi do 100000 lx, a w nocy podczas pełni księżyca zaledwie 1 ÷ 2 lx,
- umożliwić przystosowanie się (akomodację) oka do zmieniającej się jasności oświetlenia.

Aby spełnić te warunki, dzieli się tunel na trzy odcinki: środkowy, z oświetleniem o stałej intensywności, i dwa przejściowe, o zmiennej intensywności oświetlenia. Długość odcinków przejściowych zależy od przystosowania się oka przy przejściu z oświetlenia na terenie otwartym do oświetlenia w tunelu na odcinku środkowym i od szybkości jazdy samochodów. Długość odcinków przejściowych wynosi od 20 m do 50 m. W tunelu samochodowym ważną rolę odgrywa wewnętrzna okładzina tunelu. Do tego celu są stosowane najczęściej płytki glazurowe w jasnym kolorze.

Wartości natężenia światła dla przejść podziemnych przyjmuje się według normy PN-71/E-02034 „Oświetlenie elektryczne terenów budowy: przemysłowych, kolejowych i portowych oraz dworców i środków transportu publicznego”.

Zgodnie z wymienioną normą najmniejsze wartości średnie natężenia oświetlenia $E_{\text{sr, min}}$ oraz najmniejsze wartości równomierności oświetlenia δ_{min} podaje tabela 7.1.

Tabela 7.1.
Najmniejsze wartości średnie natężenia oświetlenia i najmniejsze wartości równomierności oświetlenia

Rodzaj przemieszczenia	$E_{\text{sr, min}}$ (lx)	δ_{min}
Schody i korytarze na dworcach miejskich	70	0,4
Hale dworcowe i przejścia główne	150	0,4
Tunele i schody peronowe	50	0,4
Tunele bagażowe	30	0,3
Tunele kolejowe — oświetlenie normalne	2	0,2
Tunele kolejowe — oświetlenie do remontów i przeglądów	10	—

Ilości światła oblicza się wychodząc z całkowitego zapotrzebowania na wartość strumienia świetlnego

$$\Phi_c = \frac{E_{sr} s k}{\eta} \quad (7.1)$$

określonego w lumenach [lm], gdzie:

- E_{sr} – wymagana średnia wartość natężenia oświetlenia [lx],
- s – powierzchnia oświetlenia [m^2],
- k – współczynnik zapasu,
- η – sprawność oświetlenia.

Sprawność oświetlenia dla danego typu oprawy oświetleniowej wyznacza się w zależności od współczynnika odbicia sufitu i ścian oraz od współczynnika dla pomieszczenia (w), wyznaczonego ze wzoru:

$$w = \frac{0,2 l + 0,8 b}{h} \quad (7.2)$$

gdzie l, b, h – długość, szerokość i wysokość pomieszczenia w metrach.

7.3. Nawierzchnie w tunelach

W tunelach wykonuje się nawierzchnie typu ciężkiego, aby zmniejszyć do minimum liczbę ich napraw i remontów. Nawierzchnie te powinny charakteryzować się:

- a) wytrzymałością, aby nie trzeba było ich często wymieniać,
- b) nieścieralnością, aby nie powodowały zapylenia,
- c) brakiem śliskości, np. dla przejść dla pieszych, i dobrą przyczepnością kół, szczególnie w tunelach samochodowych,
- d) dobrym wyposażeniem w urządzenia odwadniające, które odprowadzą wodę niezależnie od przyczyn jej dopływu.

W tunelach drogowych i przejściach podziemnych stosuje się nawierzchnie o minimalnej grubości, aby pozostał jak największy przekrój obudowy tunelu, szczególnie gdy pod jezdnią są usytuowane kanały wentylacyjne. Na konstrukcji nośnej lub na podłożu układa się różne typy nawierzchni, np.:

- a) podkład betonowy 20 cm i warstwę asfaltobetonu 3 ÷ 4 cm,
- b) podkład betonowy 10 cm i nieścieralną płytę betonową 15 ÷ 17 cm,
- c) podkład betonowy 10 cm i płytki żeliwne o wymiarach 30 × 30 cm.

Nawierzchnia kolejowa w tunelach może być wykonana jak na szlaku otwartym, przy czym podkłady osadza się na tłuczniu. Podłoże jest uzbrojone kanałem odwadniającym umieszczonym na międzytorzu w tunelach dwutorowych lub na fundamencie obudowy w tunelach jednotorowych. W tunelach układa się tor z szyn typu ciężkiego. Szyny są bezстыkowe układane na podkładkach amortyzujących. W tunelach metra może być ułożona tzw. trzecia szyna służąca do poboru energii elektrycznej przez lokomotywę.

7.4. Odwodnienie budowli

Wykonane w górotworze nawodnionym wyrobisko pełni rolę studni lub drenu zbierającego wodę z najbliższego otoczenia. W związku z tym zabezpieczenie budowli przed działaniem wód sprowadza się do rozwiązania dwóch zagadnień:

- ujęcia wody i odprowadzenia jej poza granicę wpływu na obiekt podziemny,
- wykonania izolacji przeciwwodnej lub szczelnej obudowy.

Nie ma na ogół trudności w odwodnieniu tunelu krótkiego. Poprzeczne jednokierunkowe lub dwukierunkowe spadki umożliwiają spływ wody do kratek i wpustów ulicznych. Rozwiązaniem zapewniającym niedopuszczenie do wnętrza tunelu wody spływającej po rampach, zjazdach jest ułożenie w jezdni poprzecznych koryt odpływowych, przykrytych stalowymi lub żeliwnymi kratkami. Koryta te odprowadzają wodę do komory zbiorczej, umieszczonej poza korpusem tunelu. Instalacja kanalizacyjna układana jest nad płytą fundamentową lub nad spągami tunelu. Często buduje się komorę zbiorczą wraz z pompownią, tłoczącą wodę do naturalnego lub sztucznego odbiornika.

Pełne odwodnienie budowli podziemnej wykonuje się za pomocą głębokiego drenażu lub, rzadziej, szeregu studni depresyjnych. Stały i szybki przepływ wody odprowadzanej z górotworu może powodować wymywanie drobnych cząstek gruntowych, tworzenie się pustych miejsc i w związku z tym powodować możliwość zawałów. W tego typu odwodnieniach koszt budowy sztolni czy studni odwadniających jest wysoki.

Częściowe odwodnienie budowli podziemnej osiąga się przez:

- odwodnienie powierzchniowe terenu nad wyrobiskiem,
- drenaż terenu,

- drenaż za obudową wyrobiska,
- odprowadzenie wody kanałami wykonanymi wewnątrz budowli podziemnej.

Rozróżniamy następujące rodzaje izolacji budowli, których zadaniem jest ochrona budowli przed nadmiernym dopływem wody i obrona konstrukcji budowli przed korozją powodowaną działaniem wody agresywnej:

- izolacja klejona, składająca się z warstwy wyrównawczej, wodoszczelnej i ochronnej,
- izolacja powlekana, polegająca na nakładaniu na obudowę warstwy lepiszcza, torkretu lub mas plastycznych, które uniemożliwiają lub zmniejszają przepływ wody przez obudowę,
- izolacja wtłaczana, uszczelniająca górotwór i przestrzeń między obudową a górotworem.

Izolacja klejona typu ciężkiego jest najbardziej skuteczną powłoką. Powłoka ta jest wykonana z kilku warstw papy przeplatanej jutą. Każdą warstwę powleka się asfaltem, lepikiem lub abizolem. Powłoka izolacyjna może się składać np. z pięciu wkładek (w następującej kolejności): papa – juta – papa – juta – papa. Wkładek może być mniej, jeśli zastosuje się np. folię aluminiową lub igielitową, którą można łączyć z warstwami papy lub juty. Jeszcze bardziej skuteczna, lecz kosztowna, jest wkładka z blachy stalowej, ołowianej lub miedzianej. W zależności od sposobu wykonania budowli podziemnej izolację klejoną kładzie się po zewnętrznej lub wewnętrznej stronie obudowy.

Izolację powlekaną wykonuje się z zaprawy w postaci torkretu nałożonego bezpośrednio na obudowę lub na siatkę stalową. Do zaprawy cementowo-piaskowej o stosunku 1:3 dodaje się środków uszczelniających. Obecnie coraz częściej stosuje się masy plastyczne, które układa się na gorąco i daje ciągłą izolację przyczepną do betonu.

Izolacja wtłaczana polega na wtłoczeniu na obudowę środków uszczelniających, które mają za zadanie wypełnić przestrzeń za obudową i stworzyć warstwę wodoszczelną. Wtłaczanie odbywa się pod ciśnieniem, od kilku do kilkuset kilopaskali, poprzez otwory pozostawione lub wywiercone w obudowie. Najczęściej stosuje się zaprawę cementową z dodatkami uszczelniającymi i przyspieszającymi wiązanie zaprawy. Zaprawę wtłacza się w celu likwidacji luzu powstającego między górotworem a obudową prefabrykowaną, montowaną pod osłoną płaszczu tarczy. Czasami jako materiału wtłaczanego za obudowę używa się lepiszcza

o podwyższonej lub normalnej temperaturze. W przyszłości do wykonania izolacji wtłaczanej mogą być używane masy plastyczne lub żywice epoksydowe, które sprawiają, że materiały te łatwo przepływają i tężeją wokół obudowy. Niedogodnością w użyciu izolacji wtłaczanej są kłopoty z uzyskaniem jej ciągłości.

7.5. Urządzenia zabezpieczające

W tunelach kolejowych, długości ponad 100 m, należy przewidzieć nisze przeznaczone dla ludzi pracujących w tunelu, a pragnących schronić się przed przejeżdżającym pociągiem. Wymiary nisz: szerokość 1÷2 m, głębokość 0,6÷1,0 m i wysokość 2÷2,2 m. Rozmieszczenie – co 250 m po obu stronach na przemian. W niszach pomalowanych na biało i oświetlonych powinien być telefon do łączności z najbliższym posterunkiem kolejowym. W tunelach długich, co 300÷500 m, wykonuje się ponadto komory o wymiarach: szerokość 4÷6 m, głębokość 2,5÷4,0 m. Komory te służą do składania zapasowych części, złącz nawierzchni kolejowej i podręcznych narzędzi. W tunelach bardzo długich wykonuje się specjalne komory w odstępach co 3÷4 km. Wymiary tych komór: szerokość 4÷6 m, głębokość do 8 m i wysokość 2,5÷3,5 m. W komorach przechowuje się materiały na nawierzchnię kolejową, sprzęt i podręczne urządzenia transportowe, służące do naprawy urządzeń i pojazdów.

Projektuje się też komory w tunelach drogowych. Rolę nisz spełniają chodniki bezpieczeństwa.

LITERATURA

1. **Błaszczak W., Stamatello H., Błaszczak P.:** Kanalizacja sieci i pompownie. Tom I. Arkady, Warszawa 1983.
2. **Cytowicz I. A.:** Mechanika gruntów. Moskwa „Vyssaja Skola” 1979.
3. **Dec T., Glinicki S. P.:** Obliczanie fundamentów pasmowych opartych na podłożu sprężystym. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1991.
4. **Galczyński S.:** Budowle podziemne. Zarys projektowania i wykonawstwa. Politechnika Wroclawska, Wrocław 1979.
5. **Gierszewski M.:** Ramy, obliczenia statyczne. Budownictwo i Architektura. Warszawa 1955.
6. **Glinicki S. P.:** Geotechnika budowlana. Część II. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1992.
7. **Glinicki S. P., Glinicki A. M., Sobczyk Z., Stegawski M.:** Maszyny i urządzenia w budownictwie drogowym. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1982.
8. **Glinicki S. P.:** Podstawy budowli podziemnych. Politechnika Białostocka, Białystok 1986.
9. **Höeg K.:** Stresses against underground structural cylinders. Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division. Proceedings of the ASCE SM 4, 1964.
10. Instrukcja 230. Wytyczne projektowania i wykonania fundamentów szczelinowych. Instytut Techniki Budowlanej. Warszawa 1980.
11. **Kretschmer M., Fliegner E.:** Unterwassertunnel in offener und geschlossener Bauweise. Ernst u. Sohn. Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin 1987.
12. **Kuliczowski A., Madryas C.:** Tunele wieloprzewodowe. Skrypty Uczelniane Politechniki Świętokrzyskiej, Kielce 1991.
13. **Lessaer S.:** Miejskie tunele, przejścia podziemne i kolektory. Wydawnictwo Komunikacji i Łączności, Warszawa 1979.
14. **Motak E.:** Fundamenty bezpośrednie. Wzory, tablice, przykłady. Arkady, Warszawa 1988.
15. **Mrozek W.:** Podstawy budownictwa i konstrukcji budowlanych. Część 3. Konstrukcje żelbetowe. Wydawnictwa Politechniki Białostockiej, Białystok 1992.
16. **Myślińska E.:** Laboratoryjne badania gruntów. Wydawnictwo Naukowe PWN, Warszawa 1992.
17. **Pisarczyk S.:** Mechanika gruntów. Wydawnictwa Politechniki Warszawskiej. Warszawa 1992.
18. **Poulos H. G., Davis E. H.:** Pile foundation analysis and design. John Wiley – Sons. New York, Chichester, Brisbane, Toronto, Singapore 1980.
19. **Rozsa L., Bernavaler I.:** Computation of tunnel lining by means of method of Fourier series. IV Międzynarodowy Kongres Urbanistyki Podziemnej i Techniki Robót Podziemnych. Tom III, Warszawa 1965.
20. **Schulze H., Duddeck H.:** Spannung in schildvorgetriebenen Tunneln. Beton – u. Stahlbetonbau 1964.
21. **Stein D., Möllers K., Bielecki R.:** Leitungstunnel – bau. Ernst u. Sohn – Verlag für Architektur und technische Wissenschaften. Berlin 1988.
22. Warunki techniczne wykonania i odbioru robót budowlano-montażowych. Tom I, Budownictwo ogólne, część 1. Wydawnictwo Arkady, Warszawa 1989.
23. **Wetzorke M.:** Über die Bruchsicherheit von Oldenbourg. München 1963.
24. **Wichter L. i inni:** Tunnelbau Band 184. Kontakt – Studium. Bauwesen, Expert Verlag 1986.
25. **Windels R.:** Spannungstheorie zweiter Ordnung für die teilweise gebetteten Kreisring. Die Bautechnik 8/1966.
26. **Smolczyk U., Breinlinger F., Schad H., Wittlinger M.:** Beitrag zur Bemessung von Tunneln in offener Bauweise. Institut für Geotechnik, Stuttgart Nr 31, 1989.