

*Janusz Kaczmarek\**

## NOŚNOŚĆ OBUDOWY TUNELU HYDROTECHNICZNEGO CIĄGU ODWADNIAJĄCEGO C ZBIORNIKA ODPADÓW POFLOTACYJNYCH „ŻELAZNY MOST”

---

### 1. Wstęp

Najstarszym i jednocześnie najistotniejszym elementem infrastruktury technicznej zbiornika odpadów poflotacyjnych „Żelazny Most” są trzy ciągi odwadniające, odprowadzające ze składowiska wodę nadosadową nazywane ciągami A, B i C. Wszystkie trzy ciągi funkcjonują do dzisiaj, spełniając bardzo dobrze przewidziane dla nich funkcje użytkowe.

Ciągi A, B i C składają się z wież lewarowych, tuneli hydrotechnicznych oraz, w wypadku ciągu A i B, galerii. Ciąg C, z założenia wykonany jako obiekt tymczasowy, konstrukcyjnie prawie identyczny jak pozostałe dwa ciągi, pozbawiony jest tego elementu konstrukcji. Rozmieszczenie ciągów na planie zbiornika przedstawiono na rysunku 1. Zaznaczone ciągi odwadniające D i E, zaprojektowano w okresie późniejszym i różnią się konstrukcyjnie od starych ciągów A, B i C.

Zachowana dokumentacja projektowa starych ciągów odwadniających stanowi głównie część rysunkową projektów. Nie zachowała się do dzisiaj część obliczeniowa tych projektów. Brak jest również dokumentacji powykonawczej, z której dzisiaj dostępne są jedynie pewne niewielkie jej fragmenty.

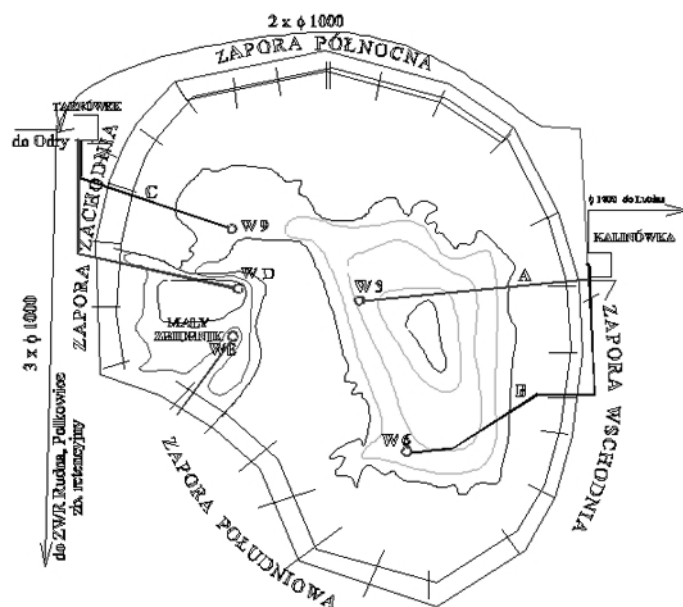
Na rysunku 2 przedstawiono widok ogólny ciągu odwadniającego C bezpośrednio po jego wybudowaniu.

Z analizy przedstawionych rysunków archiwalnych (rys. 3–5) wynika, że wykonany w połowie lat siedemdziesiątych płaszcz betonowy ciągu odwadniającego C posiada szereg wad, będących następstwem niedbałego wykonania. Pęknięcia i rysy widoczne na powierzchniach obudowy, o głębokości dochodzącej do 80 mm i rozwarciu sięgającym kilku milimetrów, spowodowały najprawdopodobniej naprężenia skurczowe wywołane nadmier-

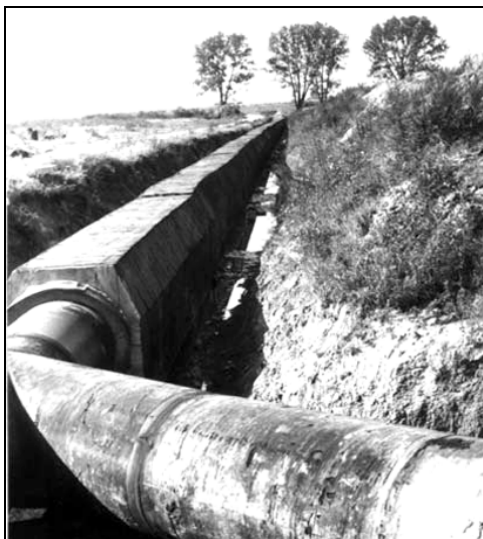
---

\* Wydział Budownictwa Lądowego i Wodnego, Politechnika Wroclawska, Wrocław

ną ciekłością i heterogenicznością mieszanki betonowej oraz zróżnicowanie masy cementu w poszczególnych zarobach i partiach betonu.



Rys. 1. Widok ogólny zbiornika odpadów poflotacyjnych „Żelazny Most” z zaznaczonymi ciągami odwadniającymi wg [6]



Rys. 2. Widok ogólny ciągu odwadniającego C bezpośrednio po wykonaniu



**Rys. 3.** „Klawiszowanie” obudowy tunelu hydrotechnicznego ciągu odwadniającego C w jej górnej części



**Rys. 4.** „Klawiszowanie” obudowy tunelu hydrotechnicznego ciągu odwadniającego C w części fundamentowej



**Rys. 5.** Szeliny skurczowe w betonie obudowy ciągu C

Obudowa ciągu C została ostatecznie przed jej zasypaniem naprawiona poprzez wypełnienie pęknięć masą asfaltową. Rysy i pęknięcia w fundamencie wieży pokryte warstwą torkretu o grubości około 50 mm zbrojonego siatką z prętów o średnicy 8 mm i wymiarach oczek  $20 \times 20$  cm. Siatkę połączono z istniejącym zbrojeniem. Całość rurociągu obłożono ekranem ilowym o grubości 25 cm wykonanym z surowej cegły.

Jak podano w analizowanych materiałach archiwalnych wytrzymałość na ściskanie betonu w obudowie, oznaczona młotkiem HPS, waha się w granicach od 17,6 do 19,2 MPa przy projektowanej wytrzymałości na ściskanie równej 20,0 MPa. Wytrzymałość na ściskanie betonu w fundamencie rurociągu nie przekracza zaś 7,0 MPa przy projektowanej wytrzymałości równej 9,0 MPa. Brak informacji o tym, czy i w jaki sposób kalibrowano młotek odbojny. Błąd pomiaru młotkiem HPS bez wykonanej kalibracji jest praktycznie rzecz biorąc nieokreślony, dlatego wyniki wykonanych pomiarów należy uznać za orientacyjne.

## 2. Eksploracja ciągu odwadniającego C

Od listopada 1999 roku do lipca 2005 roku prowadzono obserwacje i badania w ciągu C. Dokonano dwukrotnej eksploracji tego ciągu, z której wynika, że stan ciągu C od wewnątrz nie różni się od stanu ciągu A i B. Odtworzono podłużną oś tunelu. Nie wykryto, tak jak w wypadku ciągu A, żadnych uszkodzeń wewnętrznego płaszcza obudowy czy kompensatorów. Na wewnętrznej stronie obudowy stwierdzono grubą warstwę przyrośniętych osadów (rys. 6), które najprawdopodobniej zapewniają równowagę chemiczną na ich kontakcie ze stalowym płaszczem ciągu. Stopień korozji płaszcza stalowego uznać można za ustabilizowany.



Rys. 6. Typowy wygląd wnętrza tunelu hydrotechnicznego C

### 3. Badania wytrzymałościowe betonu obudowy ciągu C

W lipcu 2002 roku nad ciągiem C wydrążono z drugiej półki zapory zbiornika studnię sięgającą górnej części betonowego płaszcza obudowy tunelu (rys. 7). Z dna studni, w strefie poniżej zwierciadła wody krzywej filtracji, pobrano próby betonu do badań wytrzymałościowych. Z pobranego materiału udało się uzyskać 16 walcowych próbek betonowych o średnicy około 50 mm i smukłości 1:1. Zbadano wytrzymałość 11 prób w stanie jednoosiowego ściskania. Wytrzymałość badanych prób betonu wynosiła od 34,6 do 59,1 MPa. Uzyskane wyniki przeliczono na wartości odnoszące się do próbek o wymiarach  $15 \times 15 \times 15$  cm, wymaganych według normy PN-88/B-06250. W tym celu uwzględniono współczynnik kształtu o wartości 1,1 (zwiększający wynik) i współczynnik wymiarowy o wartości 1,35 (zmniejszający ten wynik). W przeliczeniu na wytrzymałość prób o wielkości normowej wytrzymałość określić można na poziomie od 28,0 do 47,9 MPa.



Rys. 7. Studnia udostępniająca górną część obudowy tunelu C wydrążona w zaprzeze zbiornika

Wartość średnia wytrzymałości na ściskanie wszystkich próbek wyniosła 44,56 MPa, a więc badany beton jest klasy powyżej B30. W badaniach stosowano metodykę podaną w normach PN-88/B-06250 i EN-206.

W przypadku badania z pominięciem tarcia pomiędzy próbką a tłokiem maszyny wytrzymałościowej (zastosowano smar dla jego wyeliminowania) średnia wytrzymałość na ściskanie betonu wyniosła 40,4 MPa, co kwalifikuje badany beton do klasy B30.

Badania nieniszczące obudowy z 1978 roku dały wyniki w granicach 17,6÷19,2 MPa, a więc badany beton posiada wytrzymałość na ściskanie przeszło dwukrotnie większą. Może to wynikać z faktu dobrej hydratacji betonu w okresie eksploatacji ciągu, a także z dobrej

ochrony betonu za pomocą ekranu ilowego i izolacji bitumicznej. W badaniach młotkiem HPS stwierdzono też niską wartość wytrzymałości na ściskanie betonu w fundamencie obudowy, równą 7,0 MPa. Przyjmując, że warunki hydratacji dla betonu były podobne należy spodziewać się większej wytrzymałości betonu w tym miejscu, co z kolei czyni zadość zaleceniom projektowym, które wymagały średniej wytrzymałości na ściskanie równej 9,0 MPa.

#### **4. Pomiar grubości wewnętrznej stalowego płaszcza obudowy tunelu hydrotechnicznego**

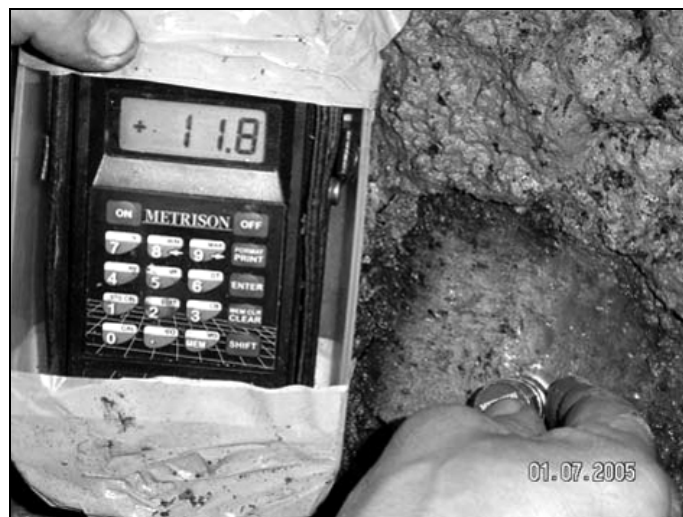
W lipcu 2005 roku dokonano pomiaru grubości wewnętrznej rury stalowej z wykorzystaniem ultradźwięków. Przed pomiarem w tunelu wykonano szereg testów sprawdzających przyrząd pomiarowy jak i samą technikę pomiaru. Pomiary sprawdzające wykonano na specjalnie preparowanych próbach składających się z fragmentu skorodowanej rury stalowej uzyskanej z remontowanych ciągów napływowych oraz betonu z umieszczonymi w nim prętami stali zbrojeniowej (rys. 8).



**Rys. 8.** Weryfikacja metody pomiaru grubości rury stalowej na specjalnie preparowanych próbach

Wykonane testy sprawdzające wykazały bardzo dużą dokładność pomiaru grubości płaszcza stalowego. Pomiar grubości płaszcza stalowego obudowy przedstawiono na rysunku 9. Zmierzone grubości wewnętrznej rury stalowej w starej części ciągu u podstawy zapory na długości 160 metrów od pokrywy były różne i wynosiły od 17,4 do 5,6 mm. Najmniej-

szą grubość wynoszącą 5,6 milimetra stwierdzono w odległości 140 metrów od pokrywy ciągu C. Stwierdzona grubość rury stalowej przekracza znacznie grubość wymaganą do przeniesienia ciśnienia hydrostatycznego wody nadosadowej w wypełnionym tunelu.



Rys. 9. Pomiar grubości płaszcza stalowego wnętrza ciągu C

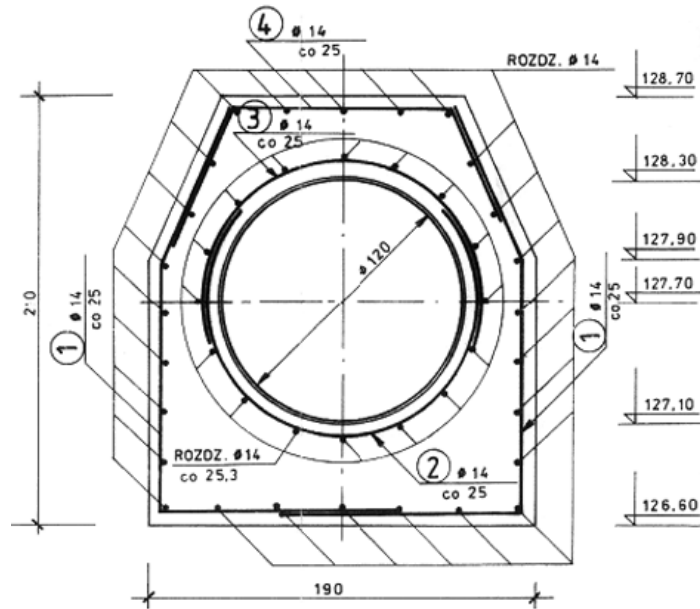
## 5. Obudowa tunelu hydrotechnicznego ciągu odwadniającego C

Przekrój poprzeczny obudowy żelbetowej ciągu odwadniającego C przedstawiono na rysunkach 10 i 11. Na rysunku 10 pokazano rozmieszczenie prętów zbrojeniowych w betonowym płaszczu obudowy. Na rysunku 11 umieszczono wymiary obudowy. Zaznaczono tutaj hipotetyczne miejsca występowania pęknięć skurczowych, które uwzględniono w późniejszych obliczeniach nośności obudowy.

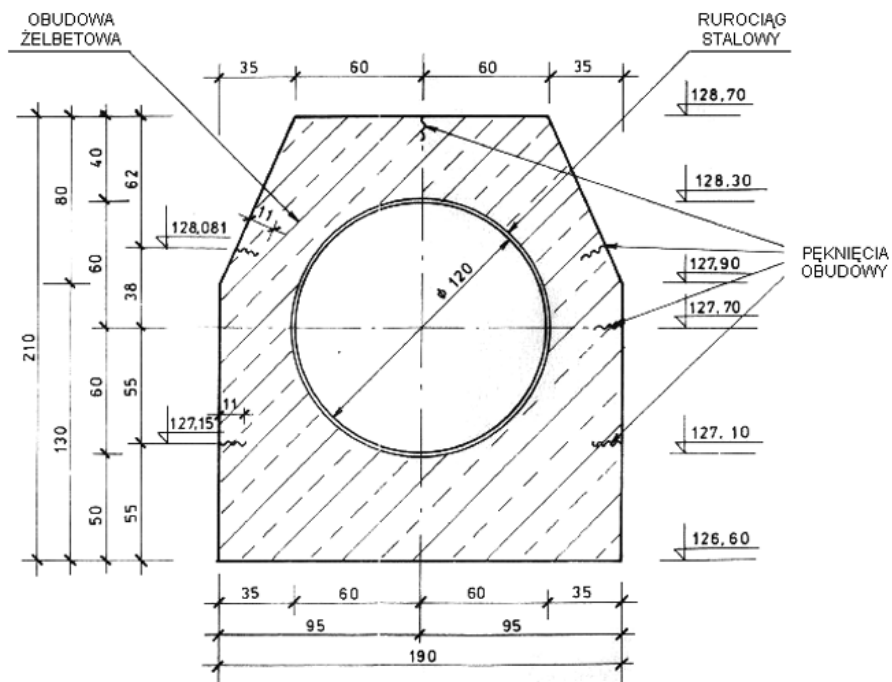
Na rysunku 12 przedstawiono przekrój przez koronę zapory zbiornika odpadów poflotacyjnych „Żelazny Most” (rzędna 165 m n.p.m.) oraz przez tunel ciągu C, w kierunku prostopadłym do jego osi podłużnej.

Po zapoznaniu się ze stanem wnętrza obudowy tunelu hydrotechnicznego ciągu odwadniającego C oraz wytrzymałością betonu określoną w maszynie wytrzymałościowej nasuwa się pytanie, jaka jest rzeczywista graniczna nośność tego ciągu.

Za nim podjęta zostanie próba odpowiedzi na postawione pytanie przeanalizujemy podstawowe problemy obliczania masywnych obudów konstrukcji podziemnych.

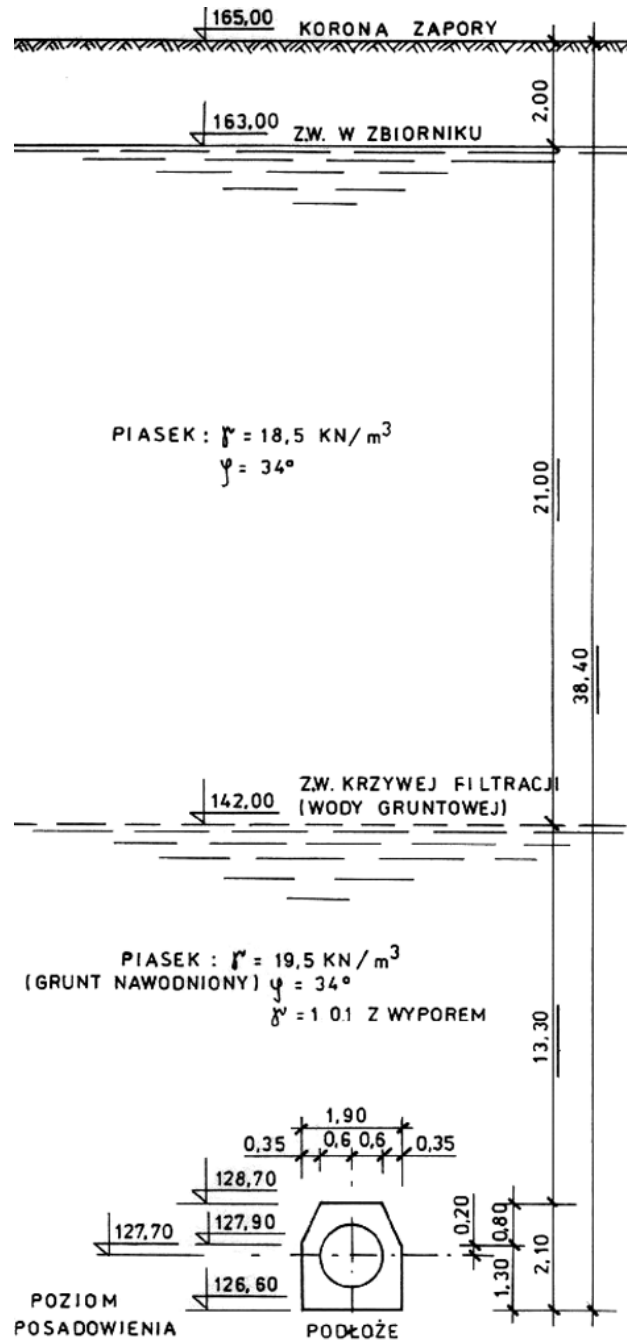


Rys. 10. Zbrojenie obudowy tunelu hydrotechnicznego ciągu C



Rys. 11. Wymiary przekroju poprzecznego obudowy tunelu ciągu C





Rys. 12. Przekrój przez koronę zapory zbiornika oraz tunel C w kierunku prostopadłym do osi podłużnej tunelu. Rzędna korony zapory — 165,0 m n.p.m.

## 6. Obliczanie żelbetowych obudów konstrukcji podziemnych

Charakter pracy konstrukcji podziemnej różni się w sposób zasadniczy od charakteru pracy konstrukcji wolnostojącej. W praktyce stosuje się w budownictwie podziemnym takie konstrukcje obudów, których nie da się policzyć jako konstrukcje wolnostojące ze względu na ilość istniejących w nich przegubów, i co się z tym faktem wiąże, na ich geometryczną zmienność. Do obudów takich zaliczyć można obudowę odrzwiową, składającą się ze stropnicy przegubowo połączonej ze stojakami, lub obudowę wielobokową.

Obliczona nośność obudowy konstrukcji podziemnych jako konstrukcji wolnostojącej, jeśli będzie to w ogóle możliwe, będzie na ogół mniejsza od nośności obudowy obliczanej tak jak oblicza się zwykle konstrukcję współpracującą z otoczeniem. W typowych obliczeniach konstrukcji podziemnych staramy się spełnić warunki równowagi na kontakcie obudowa – masyw i przynajmniej częściowo zachować zgodności przemieszczeń tej obudowy z otaczającym masywem. Obudowy masywne z natury rzeczy mogą być obliczane jako konstrukcje wolnostojące, jednak ich nośność obliczeniowa będzie na ogół zaniżona. Obudowy obliczane tak jak oblicza się zazwyczaj konstrukcje wolnostojące obciążane są siłami pionowymi wynikającymi z ciężaru nadkładu. Zakłada się również czynne obciążenia poziome, będące następstwem oddziaływania sił pionowych.

Z uwagi na proporcje wymiarów obudów masywnych nie można ich obliczać według teorii zginania, ponieważ na ogół obudowy te nie spełniają przyjętych w teorii zginania założeń.

Masywne obiekty podziemne, takie jak tunele, szczególnie te o dużej długości, modeluje się najczęściej jako konstrukcje pracujące w płaskim stanie odkształcenia. Obliczenia obudów pracujących w takich warunkach wykonywane są dzisiaj głównie metodami numerycznymi. Z pośród różnych metod numerycznych najczęściej wykorzystuje się w tym celu metodę elementów skończonych.

### 6.1. Modele mechaniczno-wytrzymałościowe betonu

Jak wynika z badań mechaniczno-wytrzymałościowych beton może być traktowany jako materiał izotropowy, którego istotnymi z punktu widzenia pracy konstrukcji cechami są sprężystość, plastyczność i kruchość. Inne cechy, na przykład lepkość, mają w analizie pracy konstrukcji znaczenie drugorzędne.

#### 6.1.1. Modele proste

##### Model materiału sprężystego

Modele sprężyste, będące najprostszymi modelami, są najczęściej stosowanymi modelami w obliczeniach różnego rodzaju konstrukcji inżynierskich. Model liniowo sprężysty, opisywany równaniami liniowymi, dla przypadków równowagi stałej, prowadzi do rozwiązań jednoznacznych. Rozwiązania takie nie zależą od historii obciążenia. Obliczenia wykonywane dla tego modelu uważane są obecnie za obliczenia rutynowe.

Formalnie rzecz biorąc nośność konstrukcji dla takiego modelu jest nieograniczona, jednak w praktyce określa się ją z warunku naprężeń dopuszczalnych. Czasami w celu określenia nośności granicznej wykorzystuje się teorie formułowane *ad hoc*.

### Model materiału plastycznego

Model plastyczny opisywany jest dzisiaj teorią sformułowaną przez Misesa. Teoria deformacyjna została praktycznie porzucona.

Według Misesa, dla idealnej plastyczności, gdy spełniony jest warunek plastyczności:

$$F(I_1, J_2, J_3) = 0 \quad (1)$$

to w ujęciu przyrostowym zapisać można równanie:

$$d\{\varepsilon\}_p = \lambda \frac{\partial G(I_1, J_2, J_3)}{\partial \{\sigma\}} \quad (2)$$

gdzie:

- $F(I_1, J_2, J_3)$  — funkcja plastyczności,
- $d\{\varepsilon\}_p$  — przyrost odkształceń plastycznych,
- $\lambda$  — współczynnik proporcjonalności,
- $G(I_1, J_2, J_3)$  — funkcja potencjału plastycznego,
- $I_1, J_2, J_3$  — niezmienniki tensora naprężenia.

Gdy tensor naprężenia spełnia warunek (1) przyrost odkształceń plastycznych opisuje równanie (2).

W wypadku idealnej plastyczności (bez wzmocnienia) występuje niejednoznaczność odkształceń względem naprężenia, to znaczy, że jednemu stanowi naprężenia odpowiada nieskończenie wiele stanów odkształcenia. Modele plastyczności ze wzmocnieniem charakteryzują się jednoznacznością odkształceń względem naprężenia. Jest to istotna cecha, którą należy brać pod uwagę przy doborze modelu materiału przed rozpoczęciem obliczeń konstrukcji.

Rozwiązania otrzymane dla modelu plastycznego zależą od historii obciążenia.

Nośność konstrukcji kończy się, w zależności od warunków podparcia, w momencie uplastycznienia jednego lub kilku przekrojów konstrukcji tak, że staje się ona ustrojem geometrycznie zmiennym.

### Model materiału kruchego

Kruche zachowanie materiału opiera się na jednym warunku. Warunku naprężeń granicznych.

Warunkiem naprężeń granicznych może być równanie analogiczne do warunku plastyczności.

W obliczeniach materiał konstrukcji istnieje wszędzie tam, gdzie naprężenia są niższe od naprężeń granicznych. Materiał bezpowrotnie wypada z konstrukcji, gdy naprężenia spełniają warunek graniczny. Niemożliwa jest realizacja stanów naprężeń ponad granicznych.

Rozwiązanie otrzymane dla modelu materiału kruchego jest, podobnie jak w wypadku plastyczności, zależne od historii obciążenia.

Również nośność konstrukcji kończy się, w zależności od warunków podparcia, dopiero w momencie gdy staje się ona ustrojem geometrycznie zmiennym.

### 6.1.2. Modele złożone

#### Model materiału sprężysto-plastycznego

Model ten łączy sprężystość z plastycznością. Z warunku szeregowego łączenia elementów reologicznych odkształcenie całkowite jest sumą odkształceń sprężystych i plastycznych:

$$\{\varepsilon\} = \{\varepsilon\}_s + \{\varepsilon\}_p \quad (3)$$

gdzie:

$$\begin{aligned} \{\varepsilon\}_s & \text{ — odkształcenie części sprężystej modelu,} \\ \{\varepsilon\}_p & \text{ — odkształcenie części plastycznej modelu.} \end{aligned}$$

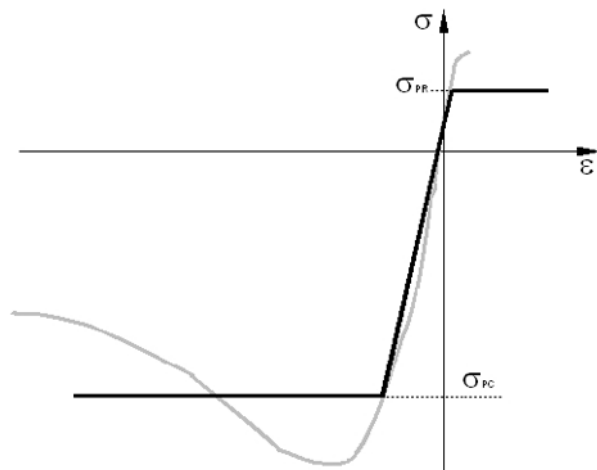
Jeśli przez  $z$  oznaczymy kierunek prostopadły do płaszczyzny deformacji, to z warunku płaskiego stanu odkształcenia wynika równanie:

$$\varepsilon_z = \varepsilon_{z,s} + \varepsilon_{z,p} = 0 \quad (4)$$

Chociaż odkształcenie całkowite w kierunku  $z$  musi być równe zero, to w ogólnym wypadku różne od zera mogą być odkształcenia składowe. Z punktu widzenia sprężystości i plastyczności, oddzielając te dwie cechy od siebie, mamy do czynienia z przestrzennym stanem naprężenia. Dlatego dla modelu sprężysto-plastycznego zagadnienia definiowane w płaskim stanie odkształcenia wymagają szczególnego, przestrzennego sposobu podejścia. Problem ulega „spłaszczeniu”, gdy materiał charakteryzuje nieściśliwość w sprężystym zakresie naprężeń.

Rysunek 13 przedstawia hipotetyczną krzywą doświadczalną betonu w jednoosiowym stanie naprężenia z dobraną charakterystyką modelu sprężysto-plastycznego.

Spośród różnych funkcji plastyczności odpowiednich dla materiałów o wyraźnie różnej granicy plastyczności przy rozciąganiu i ściskaniu, najczęściej stosowana do betonu jest funkcja plastyczności wynikająca z warunku Coulomba-Mohra. Zasluguje ona z wielu względów na szczególną uwagę.



Rys. 13. Krzywa doświadczalna betonu w jednoosiowym stanie naprężenia z charakterystyką modelu sprężysto-plastycznego

Ogólnie sformułowaną funkcję plastyczności według Coulomba-Mohra przedstawia równanie:

$$F(\sigma_{ij}) = I_1 \sin \varphi + \frac{1}{2} \left[ 3(1 - \sin \varphi) \sin \Theta + \sqrt{3}(3 + \sin \varphi) \cos \Theta \right] \sqrt{J_2} - 3c \cos \varphi = 0, \quad (5)$$

gdzie:

$$\Theta = \frac{1}{3} \cos^{-1} \left( \frac{3\sqrt{3} J_3}{2 J_2^{3/2}} \right), \quad (6)$$

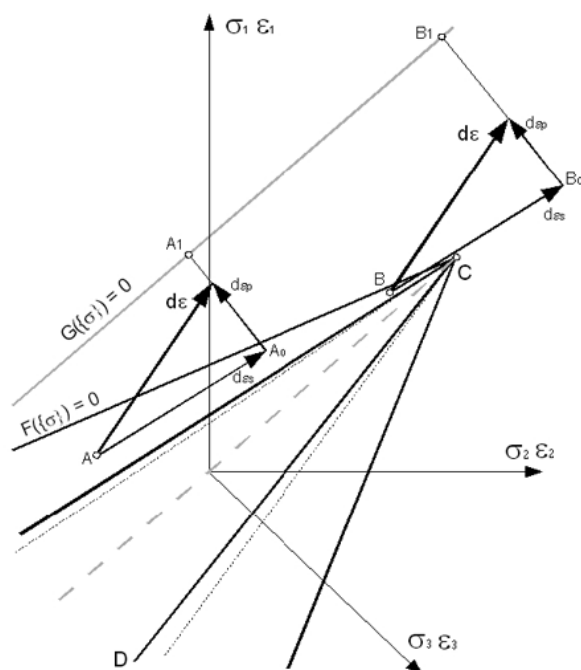
$\varphi$  — kąt tarcia wewnętrznego,

$c$  — spójność.

Interpretację graficzną równania (5) oraz interpretację graficzną warunku Misesa (2) dla niestowarzyszonego prawa płynięcia przedstawia rysunek 14.

Ogólnie rzecz biorąc, warunek Misesa jest warunkiem prostopadłości wektora odkształceń plastycznych do powierzchni potencjału plastycznego. Z analizy możliwych ustawień wektora odkształceń całkowitych w stosunku do powierzchni plastyczności i powierzchni potencjału plastycznego wynika, że zastosowanie prawa płynięcia plastycznego może prowadzić do szeregu osobliwości, niejednoznaczności a nawet sprzeczności. Występują tu osobliwe krawędzie i osobliwy punkt wierzchołkowy oznaczony na rysunku 14 przez C. Jeśli zastosuje się niestowarzyszone prawo płynięcia, a takie dla betonu zastosowane być musi, by wyniki obliczeń potwierdzały doświadczenie, pojawia się kolejny problem. Gdy

funkcja potencjału plastycznego ma formę warunku Coulomba-Mohra powstaje problem, do której z płaszczyzn funkcji potencjału plastycznego  $G$  ma być prostopadły wektor odkształceń plastycznych. Występuje tutaj niejednoznaczność.



**Rys. 14.** Interpretacja graficzna funkcji plastyczności Coulomba-Mohra oraz prawa Misesa w układzie naprężeń i odkształceń głównych

Sprzeczność pojawia się w rejonie hydrostatycznego rozciągania (okolice punktu C). Jak widać na rysunku 14 możliwa jest sytuacja, w której wektor odkształceń plastycznych nie może mieć początku na powierzchni warunku plastyczności i jednocześnie być prostopadły do powierzchni potencjału plastycznego. Problem wystąpienia przedstawionej sprzeczności nie pojawi się w wypadku gdy w konstrukcji wystąpią wyłącznie naprężenia ścisające, lub gdy osobliwy punkt C znajdować się będzie odpowiednio daleko od początku układu współrzędnych.

Z opisanymi osobliwościami, niejednoznacznościami i wspomnianą sprzecznością można sobie poradzić na etapie przygotowywania algorytmu komputerowego przyjmując różnego rodzaju założenia, uproszczenia itd. Jednak pozostaje pytanie, w jakim stopniu otrzymane wyniki potwierdzą się wtedy w rzeczywistości.

Kolejne problemy wynikają z natury zastosowanej metody obliczeń. Problem sprężysto-plastyczności opisują równania nieliniowe, które mogą mieć wiele matematycznie poprawnych rozwiązań, ale tylko jedno z nich będzie fizycznie możliwe.

Powstaje pytanie, czy jedno rozwiązanie otrzymane metodą numeryczną, jest tym rozwiązaniem, którego rzeczywiście poszukujemy?

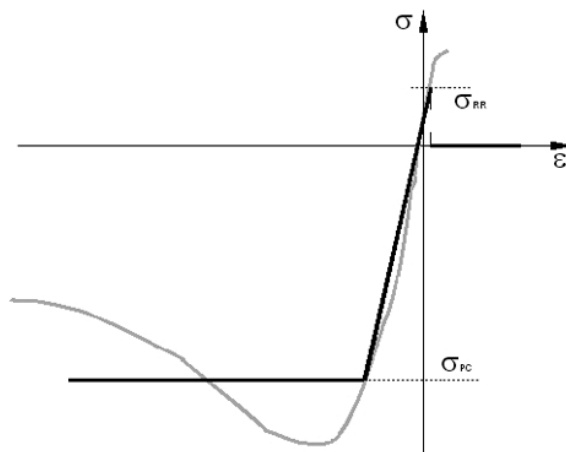
Jak wspomniano wcześniej, na wynik rozwiązania dla modelu sprężysto-plastycznego ma wpływ historia obciążenia. Zastosowana w metodzie elementów skończonych procedura iteracyjna, metodą stałej lub zmiennej sztywności, początkowego naprężenia lub odkształcenia ustala a priori pewną bliżej nieokreśloną ścieżkę obciążeń.

W obliczeniach konstrukcji inżynierskich metodami iteracyjnymi nośność konstrukcji zostaje przekroczona w momencie, gdy proces iteracyjny jest niezbieżny. Oznacza to, że konstrukcja jest ustrojem geometrycznie zmiennym. Regułą sprawdzania stateczności obliczanej konstrukcji sformułować można następująco. Gdy proces iteracyjny jest zbieżny, mamy w związku z tym wyniki obliczeń, więc dla zadanego obciążenia konstrukcja zachowała stateczność. Gdy proces iteracyjny jest niezbieżny, brak jest wyników obliczeń, więc konstrukcja utraciła stateczność.

Należy sobie zdawać sprawę z tego, że błąd zaokrągleń arytmometru komputera może spowodować „fikcyjne” podparcia konstrukcji. Dla układu geometrycznie zmiennego (niestatecznego) uzyskać można „fałszywe” wyniki rozwiązania.

### Model materiału sprężysto-plastyczno-kruchoego

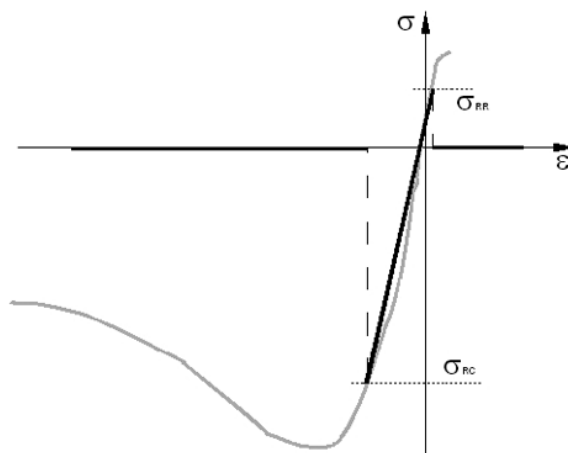
Możliwość wystąpienia sprzeczności w osobliwym punkcie C (rys. 14) ograniczono w sposób naturalny w pracy [4] przez wprowadzenie do modelu sprężysto-plastycznego dodatkowej cechy zdefiniowanej jako kruchość. Modelową charakterystykę takiego materiału przedstawiono na rysunku 15. W zastosowanym w [4] algorytmie obliczenia rozkładu naprężeń, stref uplastycznionych i zniszczonych wokół wyrobiska o przekroju prostokątnym usuwano materiał z konstrukcji wszędzie tam, gdzie naprężenia spełniały warunek graniczny, a dylatacja sprężysta była dodatnia.



Rys. 15. Modelowa charakterystyka materiału sprężysto-plastyczno-kruchoego

### Model materiału sprężysto-kruchego

Gdy z modelu sprężysto-plastyczno-kruchego wyeliminujemy plastyczność pozostawiając warunek kruchego pęknięcia otrzymamy model ciała sprężysto-kruchego. Charakterystykę takiego materiału przedstawiono na rysunku 16.



Rys. 16. Modelowa charakterystyka materiału sprężysto-kruchego

Jeśli warunek graniczny przedstawionego modelu będzie odpowiadał w pełni warunkowi plastyczności modelu sprężysto-plastycznego obliczona nośność konstrukcji z natury rzeczy będzie mniejsza dla modelu sprężysto-kruchego niż dla takiej samej konstrukcji obliczonej w takich samych warunkach obciążeniowych dla modelu sprężysto-plastycznego. Konstrukcja obliczona będzie z większym zapasem bezpieczeństwa.

### 6.2. Modelowanie zbrojenia konstrukcji żelbetowych metodą elementów skończonych

Zbrojenie konstrukcji żelbetowej modelować można na różne sposoby. W najprostszym wypadku, w strefie zbrojenia zastosować można materiał ekwiwalentny uwzględniający jednocześnie cechy betonu i zbrojenia. Materiał zastępczy powinien być wtedy materiałem anizotropowym o różnych własnościach sprężystych w kierunku zbrojenia i w kierunku do tego zbrojenia prostopadłym. Zastępczy moduł sprężystości podłużnej  $E_z$  obliczyć można korzystając z reguły łączenia elementów reologicznych. Z warunku połączenia równoległego dwóch sprężystości o różnych modułach i różnych przekrojach poprzecznych wynika zależność:

$$E_z = \frac{(A - A_s)E_b + A_s E_s}{A} \quad (7)$$



gdzie:

- $A$  — sumaryczny przekrój betonu i zbrojenia,
- $A_s$  — przekrój zbrojenia,
- $E_b$  i  $E_s$  — moduły sprężystości podłużnej betonu i stali.

Spełnione są w ten sposób warunki równowagi naprężeń w betonie i zbrojeniu oraz zgodność odkształceń betonu i stali.

Na przykład dla  $E_b = 30\,000$  MPa,  $E_s = 210\,000$  MPa, przekroju zbrojenia jak w obudowie tunelu C, gdzie za [1] przyjęto  $A_s = 0,00062$  m<sup>2</sup> oraz:

- $A = 0,11$  m<sup>2</sup>, zastępczy moduł sprężystości  $E_z = 31\,014,55$  MPa;
- $A = 0,011$  m<sup>2</sup>, zastępczy moduł sprężystości  $E_z = 40\,145,45$  MPa;
- $A = 0,0011$  m<sup>2</sup>, zastępczy moduł sprężystości  $E_z = 131\,454,55$  MPa;
- $A = 0,00062$  m<sup>2</sup>, zastępczy moduł sprężystości jest równy modułowi stali  $E_z = 210\,000$  MPa;
- $A_s = 0,0$  m<sup>2</sup>, zastępczy moduł sprężystości jest równy modułowi betonu  $E_z = 30\,000$  MPa.

Jak pokazuje powyższy przykład zastępczy moduł sprężystości jest większy od modułu sprężystości betonu, a obliczona wartość rośnie w miarę jak zwiększa się udział stali w przekroju materiału ekwiwalentnego. Materiał ekwiwalentny jest więc koncentratorem naprężeń w zbrojonej części konstrukcji. Obliczone naprężenia w materiale ekwiwalentnym odnoszą się do kompozytu i nie mogą być odnoszone do betonu i jego wytrzymałości. Podobnie jak w wypadku równania (7), należy najpierw obliczyć odpowiadające obliczonym naprężeniom odkształcenia, a następnie z wyliczonych odkształceń obliczyć rzeczywiste naprężenia części betonowej i stalowej.

Inny sposób modelowania zbrojenia polega na wprowadzenia do kontinuum sprężystego modelującego beton dodatkowych elementów jednowymiarowych, o rzeczywistej sztywności podłużnej zbrojenia, powiązanych w węzłach siatki metody elementów skończonych z konstrukcją betonową. Metoda elementów skończonych gwarantuje wtedy spełnienie równań równowagi w węzłach oraz zgodność przemieszczeń części betonowej i stalowej. Obliczenia wykonywane są wtedy dla dwóch różnych typów elementów, powierzchniowych i prętowych.

## 7. Obliczenia nośności płaszczka obudowy ciągu odwadniającego C

Na przestrzeni ostatnich lat wykonano niezależnie od siebie trzy analizy, na podstawie których określono nośność obliczeniową żelbetowej obudowy tunelu hydrotechnicznego ciągu odwadniającego C.

W wykonanych obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych zastosowano praktycznie takie same modele geometryczne obudowy, zbliżone warunki podparcia i obciążenia obudowy analizowanego ciągu. W obliczeniach zastosowano jednak różne modele materiału obudowy.

Najbardziej niekorzystny przypadek obciążenia konstrukcji obudowy tunelu hydrotechnicznego ciągu odpływowego C ilustruje rysunek 12. Przedstawiono tu przekrój przez koronę zapory oraz tunel ciągu C w kierunku prostopadłym do osi podłużnej obiektu. Najbardziej niekorzystną jest sytuacja, której tunel hydrotechniczny nie jest wypełniony wodą. Dla takiego przypadku zostaną przedstawione w skrócie wyniki obliczeń granicznej rzędnej korony zapory nad ciągiem odwadniającym C dla trzech różnych modeli materiału obudowy. Kolejność przedstawianych dalej analiz odpowiada kolejności omawianych modeli materiału obudowy i nie pokrywa się z kolejnością historyczną tych obliczeń.

### 7.1. Obliczenia dla modelu sprężystego

Wyniki obliczeń nośności obudowy tunelu ciągu C dla modelu liniowo sprężystego przedstawiono w pracy [1]. Obliczenia wykonano dla modelu obudowy pracującej w płaskim stanie naprężenia. Dla założonych warunków podparcia i obciążenia wynikających z rysunku 12 obliczono graniczną rzędną korony. Zastosowano normowe współczynniki bezpieczeństwa o wartościach typowych dla masywu naturalnego o niekontrolowanym zagęszczeniu. W obliczanym modelu uwzględniono przedstawione na rysunku 11 szczeliny skurczowe o głębokości 11 centymetrów. Przyjęto wytrzymałość obliczeniową betonu klasy B15 o  $f_{cd} = 8,0$  MPa, opierając się na wynikach badań betonu młotkiem odbojnym z 1978 roku. Obliczenia wykonano dla liniowo sprężystego modelu ośrodka. Wytężenie konstrukcji odnosiło do naprężeń minimalnych w betonie (ściskanie) i maksymalnych (rozciąganie). W wypadku przekroczenia wartości granicznych naprężeń analizowano, czy zbrojenie jest w stanie przenieść te naprężenia. Wartości graniczne naprężeń odnosiło do wytrzymałości obliczeniowej betonu. Na podstawie wyników obliczeń ustalono, że rzędną korony zapory, która odpowiada obciążeniu granicznemu obudowy tunelu ciągu odwadniającego C, jest rzędna 165,0 m n.p.m. W chwili wykonywania obliczeń rzędna korony zapory nie osiągała rzędnej granicznej, jednak obecnie rzędna ta została już przekroczona i wynosi 167,0 m n.p.m.

### 7.2. Obliczenia dla modelu sprężysto-plastycznego

Wyniki obliczeń nośności obudowy tunelu ciągu C dla modelu sprężysto-plastycznego przedstawiono w pracy [11]. Obliczenia wykonano dla modelu obudowy pracującej w płaskim stanie odkształcenia. Dla założonych warunków podparcia i obciążenia wynikających z rysunku 12 obliczono graniczną rzędną korony. W obliczanym modelu uwzględniono przedstawione na rysunku 11 szczeliny skurczowe o głębokości 11 centymetrów. Przyjęto wytrzymałość obliczeniową betonu klasy B25 o  $f_{cd} = 13,3$  MPa, opierając się na wynikach badań betonu uzyskanych dla prób pobranych ze studni udostępniającej. Wytrzymałość obliczeniowa betonu klasy B25 jest o 62,5% wyższa niż betonu klasy B15 przyjętego do obliczeń dla modelu liniowo sprężystego ([1]). Wytrzymałość obliczeniowa betonu klasy B25 na rozciąganie  $f_{ctd}$  wynosi 1,0 MPa. Zbrojenie modelowano za pomocą materiału zastępczego o zmodyfikowanych parametrach.

Funkcję plastyczności przyjęto według liniowego warunku wytrzymałościowego Coulomba-Mohra.

Dla takiej postaci funkcji plastyczności z prostej analizy geometrycznej wynikają związki:

$$c = \frac{R_c R_r}{2\sqrt{R_c R_r}}, \quad (8)$$

gdzie:

$$R_c = f_{cd},$$

$$R_r = f_{ctd},$$

$$\sin \varphi = \frac{R_c - R_r}{R_c + R_r}. \quad (9)$$

Z równań (8) i (9) wynika, że dla betonu klasy B25 kąt tarcia wewnętrznego  $\varphi = 36,87^\circ$  oraz spójność  $c = 1,82$  MPa. Do obliczeń w [11] przyjęto jednak bez podania powodów, że spójność betonu jest równa wytrzymałości na rozciąganie, co oznacza że spójność  $c = f_{ctd} = 1,0$  MPa.

Po przekształceniu równań (8) i (9) można teraz dla przyjętego  $c$  i  $\varphi$  określić graniczne naprężenia w stanie jednoosiowego ściskania:

$$R_c = \frac{2c \cos \varphi}{1 - \sin \varphi} \quad (10)$$

i jednoosiowego rozciągania:

$$R_r = \frac{2c \cos \varphi}{1 + \sin \varphi}. \quad (11)$$

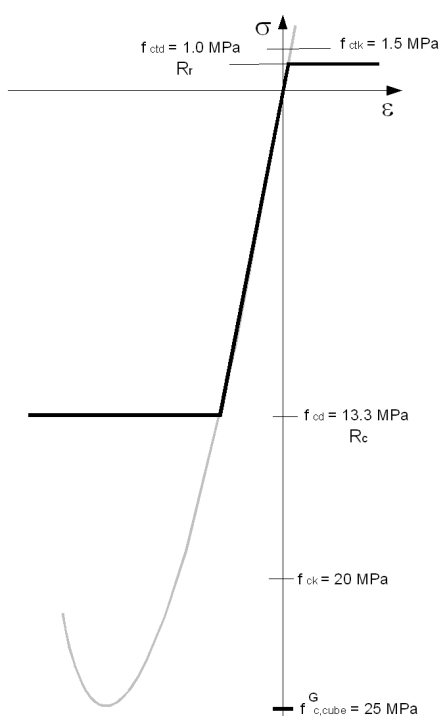
Dla spójności  $c = 1,0$  MPa i kąta tarcia wewnętrznego  $\varphi = 36,87^\circ$  naprężenia graniczne w stanie jednoosiowego ściskania wynoszą tylko 4,0 MPa co stanowi zaledwie 30% wartości wytrzymałości obliczeniowej betonu klasy B25 na jednoosiowe ściskanie. Wartość  $R_r$  nie ulega zmianie i dalej pozostaje wartością obliczeniową betonu klasy B25 na jednoosiowe rozciąganie ( $R_r = 1,0$  MPa).

Dalej, również bez uzasadnienia przyjęto, że kąt tarcia wewnętrznego dla betonu klasy B25  $\varphi = 35^\circ$ .

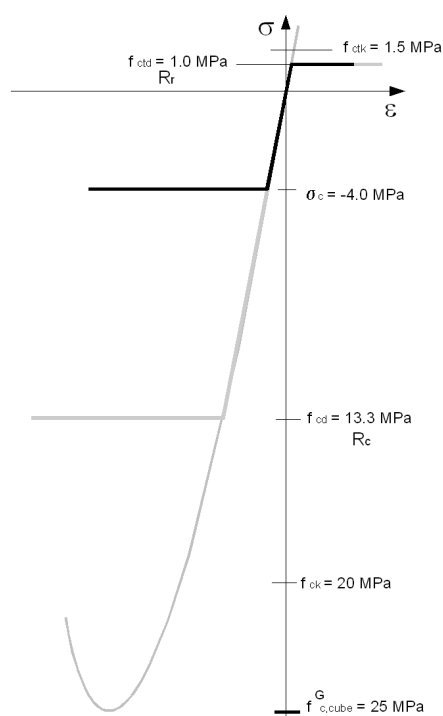
Dla przyjętego  $c = 1,0$  MPa i  $\varphi = 35^\circ$  wytrzymałość obliczeniowa na ściskanie jest równa  $R_c = 3,84$  MPa, co stanowi nieco ponad 25% wartości  $f_{cd}$  betonu klasy B25 oraz wytrzymałość obliczeniowa na rozciąganie,  $R_r = 1,04$  MPa, co daje wartość nieco wyższą niż  $f_{ctd}$  dla betonu tej samej klasy.

Na rysunkach 17 i 18 przedstawiono charakterystyki sprężysto-plastycznego zachowania się materiału. Charakterystyka przedstawiona na rysunku 17 odpowiada obliczeniowym

wartościom granicznym betonu klasy B25. Charakterystyka przedstawiona na rysunku 18 odpowiada obliczeniowym wartościom granicznym betonu zastosowanego w obliczeniach statyczno-wytrzymałościowych opracowania [11]. Widoczna jest tutaj bardzo wyraźna różnica pomiędzy wartościami granicy plastyczności przy ściskaniu dla obu ilustrowanych materiałów.



**Rys. 17.** Charakterystyka modelu sprężysto-plastycznego betonu klasy B25

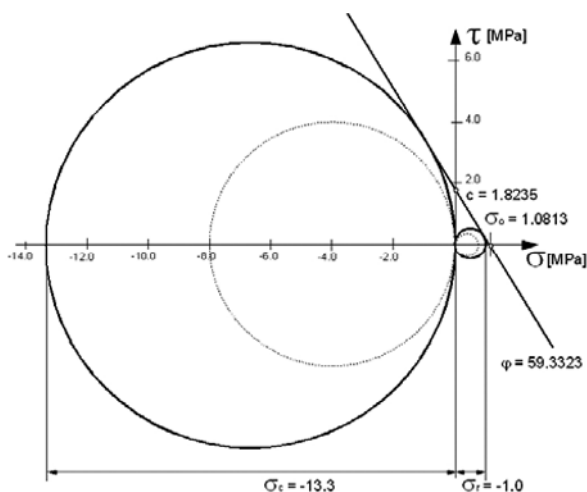


**Rys. 18.** Charakterystyka modelu sprężysto-plastycznego betonu przyjętego do obliczeń statyczno-wytrzymałościowych w [11]

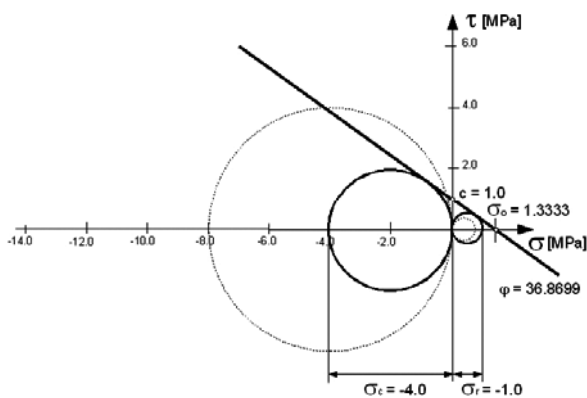
Na rysunkach 19 i 20 przedstawiono koła Mohra naprężeń granicznych dla jednoosiowego ściskania i rozciągania oraz prostą Coulomba-Mohra dla wartości naprężeń obliczeniowych betonu klasy B25 i betonu przyjętego do obliczeń w [11]. Linia przerywaną narysowano koła Mohra dla granicznych naprężeń obliczeniowych betonu klasy B15, przyjętego w analizie dla modelu sprężystego betonu obudowy ciągu C w podrozdziale 7.1.

Jak wynika z porównania rysunków 19 i 20, oba materiały, beton B25 i przyjęty do analizy, charakteryzują różne wartości naprężeń granicznych w stanie wszechstronnego rozciągania. Dla betonu B25  $\sigma_o = 1,08$  MPa, a dla betonu przyjętego do analizy wartość  $\sigma_o$  jest większa o 23% i wynosi 1,33 MPa. Być może ten przyrost  $\sigma_o$  wystarczył, by otrzymać roz-

wiązanie postawionego problemu unikając sprzeczności opisanej w 6.1.2 i przedstawionej graficznie na rysunku 14.



**Rys. 19.** Koła Mohra naprężeń granicznych dla jednoosiowego ściskania i rozciągania oraz prosta Coulomba-Mohra dla wartości granicznych naprężeń obliczeniowych betonu klasy B25



**Rys. 20.** Koła Mohra naprężeń granicznych dla jednoosiowego ściskania i rozciągania oraz prosta Coulomba-Mohra dla wartości granicznych naprężeń obliczeniowych betonu przyjętego do obliczeń w [11]

W pracy [11] przedstawiono wyniki rozwiązania postawionego problemu, a więc proces iteracyjny metody elementów skończonych musiał być zbieżny. Maksymalna głębokość stref uplastycznionych odpowiada mniej więcej 11 cm. Nigdzie nie stwierdzono uplastycznienia całego przekroju płaszczka betonowego.

Obiektywnie rzecz biorąc, obudowa tunelu hydrotechnicznego ciągu odwadniającego C obliczona dla modelu materiału sprężysto-plastycznego o parametrach przyjętych w [11] (gorszych niż przewidują normowe parametry obliczeniowe betonu klasy B25), dla rzędnej korony zbiornika 167,5 m n.p.m. zachowuje pełną stateczność i wykazuje pewien zapas nośności.

We wniosku końcowym opracowania [11] stwierdzono, że między innymi, wyniki obliczeń stanowią podstawę dla stwierdzenia, że ciąg odwadniający C powinien zostać wyłączony i zlikwidowany.

### 7.3. Obliczenia dla modelu sprężysto-kruchoego

Wyniki obliczeń nośności obudowy tunelu ciągu C dla modelu sprężysto-kruchoego przedstawiono w pracy [9]. Obliczenia wykonano dla modelu obudowy pracującej w płaskim stanie odkształcenia. Dla założonych warunków podparcia i obciążenia wynikających z rysunku 12, obliczono graniczną rzędną korony zapory zbiornika. W obliczanym modelu uwzględniono przedstawione na rysunku 11 szczeliny skurczowe. Przyjęto wytrzymałość obliczeniową betonu klasy B15 o  $f_{cd} = 8,0$  MPa oraz  $f_{ctd} = 0,611$  MPa, przyjmując analogiczne wartości jak w opracowaniu [1].

Warunek graniczny przyjęto według formy kwadratowej hipotezy wyężeniowej niezmienników Burzyńskiego:

$$\sigma_r = \frac{1+\alpha}{2}(\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z) + \pm \frac{1}{2} \sqrt{(1+\alpha)^2 (\sigma_x + \sigma_y + \sigma_z)^2 - 2\alpha \left[ (\sigma_x + \sigma_y)^2 + (\sigma_y + \sigma_z)^2 + (\sigma_z + \sigma_x)^2 + 6(\tau_{xy}^2 + \tau_{yz}^2 + \tau_{zx}^2) \right]} \quad (12)$$

gdzie:

$$\sigma_{RC} = f_{cd},$$

$$\sigma_{RR} = f_{ctd},$$

$$\alpha = \frac{\sigma_{RR}}{\sigma_{RC}} \quad (13)$$

Interpretację graficzną tego warunku w układzie naprężeń głównych stanowi paraboloida obrotowa.

Dla pełnej analizy postawionego problemu wykonano obliczenia statyczno-wytrzymałościowe dla trzech różnych zadań:

- 1) W pierwszym zadaniu, postawiono problem znalezienia takiej rzędnej korony zapory zbiornika, przy której obudowa betonowa pozbawiona wewnętrznej rury stalowej i zbrojenia znajdzie się w stanie nośności granicznej.

- 2) W zadaniu drugim, sformułowano problem określenia stanu naprężenia i stopnia wyężenia konstrukcji obudowy tunelu hydrotechnicznego ciągu odwadniającego C z uwzględnieniem skorodowanej wewnętrznej rury stalowej o grubości 2 mm i zbrojenia dla rzędnej określonej w zadaniu pierwszym. Części stalowe obudowy modelowano za pomocą elementów liniowych połączonych z konstrukcją betonową w węzłach siatki czworokątnych elementów powierzchniowych. Pękanie konstrukcji modelowano przez usuwanie całych elementów, w których stwierdzono występowanie stanu nadgranicznego przynajmniej w jednym z czterech punktów analizy stanu naprężenia wewnątrz elementu.
- 3) W zadaniu trzecim modelowano rysy w stropie i spągu wnętrza obudowy, odciążające konstrukcję i zmniejszające jej wyężenie. Określono rzędną, dla której zarysowana konstrukcja znajdzie się w stanie nośności granicznej. Modelowano elementy stalowe obudowy tunelu. W procesie obliczeń konstrukcji symulowano stopniowy wzrost obciążenia, usuwając pojedynczo najbardziej wyężone elementy.

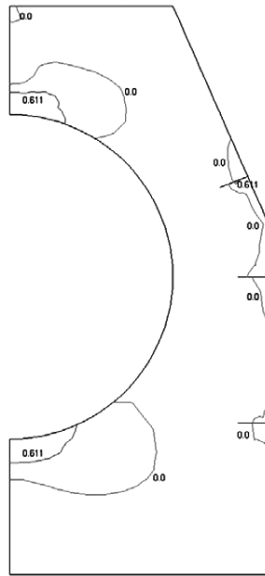
Obliczenia w zadaniu pierwszym i trzecim prowadzono do momentu, w którym konstrukcja stawała się geometrycznie zmienną. Spękany obszar przebiegał wtedy poprzecznie przez cały przekrój płaszcza obudowy. Fragmentaryczne wyniki wykonanych dla modelu sprężysto-krucho obliczeń zadania pierwszego i trzeciego przedstawiono na rysunkach 21–28.

Na rysunkach 21 i 22 przedstawiono izolinie naprężeń maksymalnych w stanie początkowym i końcowym, po wypadnięciu z konstrukcji elementów, w których stwierdzono wystąpienie naprężeń ponadgranicznych. Na rysunku 22 narysowano elementy usunięte z konstrukcji w trakcie wykonywania obliczeń. Przedstawiono izolinie dwóch wartości naprężeń istotnych dla oceny stanu konstrukcji. Izolinie naprężenia maksymalnego równego zeru i izolinie naprężenia równego wartości granicznej przy jednoosiowym ściskaniu modelowanego betonu. Jak widać na rysunkach pękanie konstrukcji nie prowadzi do pogorszenia jej stanu. W spękanej konstrukcji nie występują już naprężenia odpowiadające wytrzymałości na jednoosiowe rozciąganie.

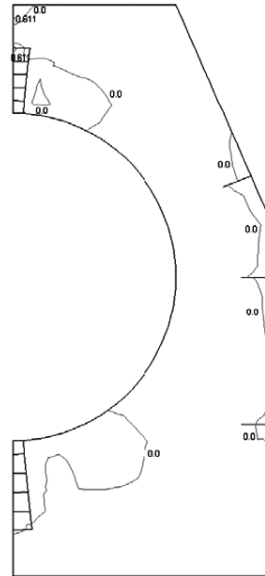
Na rysunkach 23 i 24 przedstawiono izolinie naprężeń zredukowanych w stanie początkowym i po ustaleniu się obszaru spękanego. W spękanej konstrukcji nie stwierdza się wystąpienia obszarów o przekroczonym wyężeniu, które są wyraźnie widoczne w stanie początkowym.

Na rysunkach 25 i 26 przedstawiono izolinie naprężeń maksymalnych i minimalnych. Izolinie naprężeń maksymalnych zadania trzeciego porównać można z izoliniami naprężeń maksymalnych zadania pierwszego w stanie początkowym. Powstanie szczeliny poprawia stan naprężenia w konstrukcji, ponieważ powstanie szczeliny spowodowało zanik naprężeń większych od granicznych w stanie jednoosiowego rozciągania. Analiza izolinii naprężeń zredukowanych zadania trzeciego (rys. 27) prowadzi do podobnego wniosku.

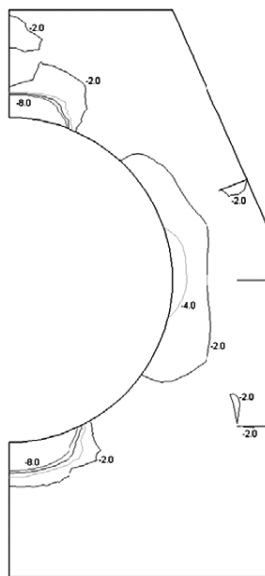
Na rysunku 28 przedstawiono w skażonej skali deformację obudowy w zadaniu trzecim. Widoczna jest otwarta szczelina w części stropowej i spągowej wnętrza tunelu.



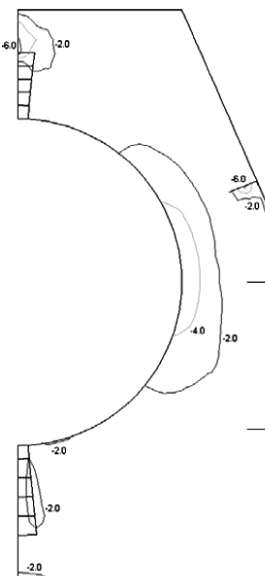
**Rys. 21.** Izolinie naprężeń maksymalnych ( $\sigma_{\max}$ ) w obliczanej obudowie. Stan początkowy obliczeń. Zadanie 1



**Rys. 22.** Izolinie naprężeń maksymalnych w obliczanej obudowie. Stan końcowy obliczeń dla zadania pierwszego. Zadanie 1

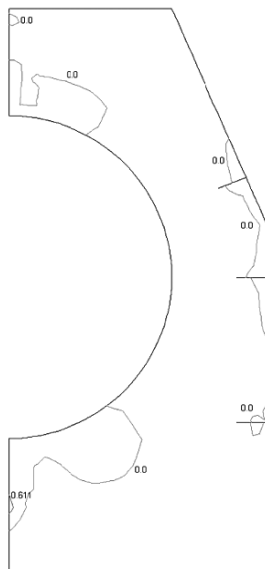


**Rys. 23.** Izolinie naprężeń zredukowanych ( $\sigma_r$ ) w obliczanej obudowie. Stan początkowy obliczeń. Zadanie 1

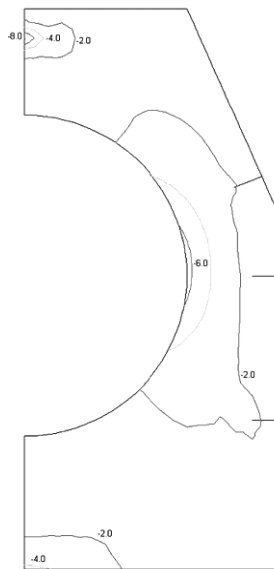


**Rys. 24.** Izolinie naprężeń zredukowanych w obliczanej obudowie. Stan końcowy obliczeń Zadanie 1

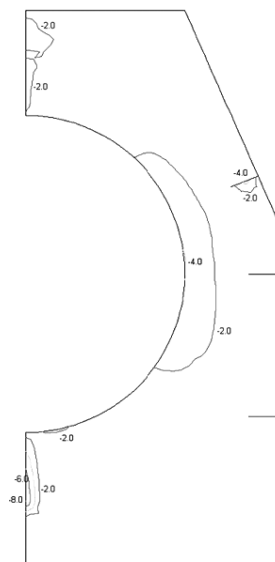




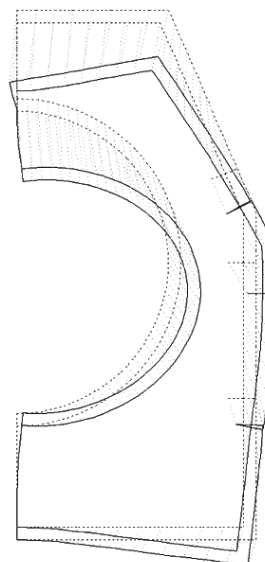
**Rys. 25.** Izolinie naprężeń maksymalnych ( $\sigma_{\max}$ ) w obliczanej obudowie po zamodelowaniu szczeliny w stropie i spągu wnętrza obudowy.  
Zadanie 3



**Rys. 26.** Izolinie naprężeń minimalnych ( $\sigma_{\min}$ ) w obliczanej obudowie po zamodelowaniu szczeliny w stropie i spągu wnętrza obudowy.  
Zadanie 3



**Rys. 27.** Izolinie naprężeń zredukowanych ( $\sigma_r$ ) w obliczanej obudowie po zamodelowaniu szczeliny w stropie i spągu wnętrza obudowy.  
Zadanie 3



**Rys. 28.** Deformacja obudowy po zamodelowaniu szczeliny w stropie i spągu wnętrza obudowy dla stanu obciążenia przedgranicznego.  
Zadanie 3

Z analizy rozwiązań stanu naprężenia w obudowie żelbetowej wynika, że dla przyjętych warunków modelowania konstrukcji obudowy jako konstrukcji wolnostojącej, rzędna korony zapory zbiornika na poziomie 175,0÷176,0 m n.p.m. wywołuje w obliczanym tunelu stan nośności granicznej i utratę jej stateczności. W stanie przedgranicznym maksymalne naprężenia obliczone w elementach stalowych osiągają wartości rzędu 100 MPa, a więc daleko im jeszcze do osiągnięcia granicy plastyczności.

Z obliczeń wynika również, że elementy stalowe w obudowie nie mają istotnego wpływu na stan naprężenia w części betonowej. Chociaż sztywność stali jest siedmiokrotnie większa od sztywności betonu to w wyniku dużej różnicy przekrojów stali i betonu sztywność konstrukcji betonowej znacznie przewyższa sztywność konstrukcji zbrojenia. Z wykonanych obliczeń wynika, że pękająca konstrukcja pozbawiona zbrojenia wcale nie musi tracić stateczności. Wykonane obliczenia podważają więc słuszność przyjętego w obliczeniach obudowy tunelu ciągu C (podrozdz. 7.1) przyjętego *ad hoc* warunku nośności.

## 8. Podsumowanie

Na podstawie wyników dwukrotnej eksploracji tunelu hydrotechnicznego ciągu odwadniającego C zbiornika odpadów poflotacyjnych „Żelazny Most” można stwierdzić, że stan ogólny wnętrza tunelu hydrotechnicznego jest generalnie dobry. Jako ciąg z założenia budowany jako tymczasowy nie odbiega wyglądem od pozostałych starych ciągów, a nawet można powiedzieć, że wygląda lepiej niż ciąg A przed remontem.

Badania prób betonowych pobranych z górnej części płaszczu betonowego poniżej zwierciadła krzywej filtracji wykazały wytrzymałość betonu znacznie przewyższającą wartości, których można się było spodziewać na podstawie analizy wyników pomiarów młotkiem HPS wykonanych w 1978 roku.

Wyniki badań grubości wewnętrznego płaszczu stalowego pokazują, że grubość ta jest wystarczająca do przeniesienia ciśnienia hydrostatycznego wody wewnątrz ciągu do rzędnej wyższej niż obecna.

Obliczenia statyczno wytrzymałościowe, wykonane dla modelu sprężysto-plastycznego i sprężysto-kruczego pokazują, że nośność graniczna obudowy tunelu hydrotechnicznego nie została jeszcze osiągnięta. Obudowa zachowuje stateczność i wykazuje pewien zapas nośności. Dla wszystkich wykonanych obliczeń przedstawiono ich wyniki. Należy się spodziewać, że procesy iteracyjne metody elementów skończonych były zbieżne. Analiza rezultatów obliczeń wskazuje, że w żadnym analizowanym schemacie nie stwierdzono uplastycznienia całego przekroju obudowy. Dlatego obliczane konstrukcje pozostają w stanie równowagi stałej i nie stają się geometrycznie zmiennymi.

Inną sprawę stanowią problemy formalno-prawne. Wydaje się, że odpowiednio przygotowany wniosek o indywidualne odstępstwo od przepisów techniczno-budowlanych, odpowiednio udokumentowany wynikami badań laboratoryjnych, badań modelowych, badań *in situ* oraz wynikami rzetelnych obliczeń statyczno wytrzymałościowych, opartych na rozważaniach ścisłych, a nie teoriach, hipotezach, założeniach itp. formułowanych *ad hoc*, ma szanse na pozytywne rozpatrzenie w urzędach administracji państwowej.

## LITERATURA

- [1] Hydroprojekt Warszawa sp. z o.o.: Obliczenia wytrzymałościowe ciągu „C” w oparciu o wyniki badań terenowych i laboratoryjnych opracowane przez dr J. Kaczmarka wraz z oceną możliwości dalszej eksploatacji. G. Bialik, J. Kaczmarek, Warszawa, czerwiec 2003
- [2] *Jakubowicz A., Orłoś Z.*: Wytrzymałość materiałów. Warszawa, 1972
- [3] *Kaczmarek J.*: O możliwości stosowania modelu sprężysto-plastycznego w geomechanice. UWND AGH, nr 761, 1979
- [4] *Kaczmarek J.*: Analiza możliwości doboru funkcji potencjału plastycznego w modelach plastycznych ośrodków skalnych. Teoria projektowania obudów i zaciskanie wyrobisk. VII Zimowa Szkoła Mechaniki Górniczej, Kowary, 4–14 lutego 1980
- [5] *Kaczmarek J.*: Determination of the state of stress and of the development of plastic and failure zones around a rectangular gallery working. *Archiwum Górnictwa*, t. 25, z. 2, 1980
- [6] *Kaczmarek J.*: Weryfikacja założeń technicznych i wariantowe określenie możliwości eksploatacyjnych istniejących wież na ciągach A, B i C oraz tuneli odpływowych na składowisku „Żelazny Most”. Instytut Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, listopad 1999
- [7] *Kaczmarek J., Maślanka W.*: Tunele hydrotechniczne składowiska odpadów „Żelazny Most” po dwudziestu latach eksploatacji. *Budownictwo podziemne 2000. Konferencja naukowo-techniczna*, Kraków, 25–27 września 2000
- [8] *Kaczmarek J., Karyś J.*: Analiza możliwości dalszej eksploatacji ciągu napływowego „C” zbiornika odpadów poflotacyjnych „Żelazny Most”. Instytut Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, lipiec 2002
- [9] *Kaczmarek J.*: Opracowanie wniosków z rutynowej kontroli stanu technicznego tunelu zrzutowego wód nadosadowych ujęcia „C”. Instytut Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, listopad 2005
- [10] *Kaczmarek J.*: Obliczenia statyczno-wytrzymałościowe tunelu hydrotechnicznego ujęcia „C” z uwzględnieniem współpracy obudowy betonowej z elementami stalowymi i wyężeniem konstrukcji. Instytut Geotechniki i Hydrotechniki Politechniki Wrocławskiej, Wrocław, lipiec 2006
- [11] *Kurowski R., Niezgodziński M.E.*: Wytrzymałość materiałów. Warszawa, 1968
- [12] Politechnika Warszawska, Wydział Inżynierii Środowiska, Instytut Zaopatrzenia w Wodę i Budownictwa Wodnego: Ekspertyza dotycząca możliwości przedłużenia eksploatacji ciągu C na składowisku odpadów poflotacyjnych „Żelazny Most” KGHM „Polska Miedź” S.A., Kledyński Z., Popielski P., Pisarczyk S., Warszawa, styczeń 2007
- [13] Praca zbiorowa: *Mechanika budowli z elementami ujęcia komputerowego*. Warszawa, Arkady 1984
- [14] *Szmelter J.*: Metoda elementów skończonych w statyce konstrukcji. Warszawa, Arkady 1979
- [15] *Walczak J.*: Wytrzymałość materiałów oraz podstawy teorii sprężystości i plastyczności. Warszawa – Kraków, 1970
- [16] *Zienkiewicz O.C.*: Metoda elementów skończonych. Warszawa, Arkady 1972