

249540.21
Na prawach rękopisu

INSTYTUT INŻYNIERII LĄDOWEJ
POLITECHNIKI WROCŁAWSKIEJ

Raport nr PRE-7/80

WSPÓLPRACA KONSTRUKCJI
RUROCIAGU Z OSRODKIEM
GRUNTOWYM W WARUNKACH
EKSPLOATACYJNYCH

Andrzej Kolonko

Praca doktorska

Promotor: Prof. dr hab. inż. Jędrzej Kuczyński

Słowa kluczowe: rurociąg podziemny, ośrodek gruntowy

Wrocław 1980

80090201001

Promotorowi, wyrazy podziękowania
za opiekę naukową składa

autor

1. WSTĘP	4
1.1. Wprowadzenie	4
1.2. Cel i zakres pracy	5
1.3. Tezy pracy	6
2. METODY PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI RUROCIĄGÓW PODZIEMNYCH	7
2.1. Założenia	7
2.2. Pojęcie sztywności układu rurociąg - ośrodek gruntowy	8
2.3. Układy sztywne - słabo współpracujące	12
2.4. Układy podatne - dobrze współpracujące	17
3. WYBÓR METODY BADAWCZEJ	24
3.1. Przedstawienie zagadnienia	24
3.2. Model a obiekt rzeczywisty	24
3.3. Projektowanie eksperymentu	26
3.4. Stanowisko badawcze	31
3.5. Techniki pomiarowe	33
4. METODYKA BADAN	35
4.1. Przebieg badań	35
4.2. Badania materiałowe	36
5. WPLYW ZAGĘSZCZENIA ZASYPKI NA PRACĘ RUROCIAGU	39
5.1. Wprowadzenie	39
5.2. Praca konstrukcji podczas zagęszczania gruntu w pachwinach	41
5.3. Badania rury podatnej	44
5.4. Badania rury sztywnej	49
5.5. Wnioski	51
6. WPLYW PODŁOŻA PROFILOWANEGO	53
6.1. Formowanie podłoża profilowanego	53
6.2. Badania	54
6.3. Analiza wyników badań	56

7. WPŁYW SKLEPIENIA GRUNTOWEGO	57
7.1. Odciażające sklepienie gruntowe	57
7.2. Sklepienie w układzie rura ośrodek - gruntowy	59
7.3. Stymulowanie efektu sklepieniowego przy zastosowaniu osłony pneumatycznej	60
7.4. Badania rury z aktywną osłoną pneumatyczną	66
7.5. Wnioski	71
8. REOLOGICZNE ASPEKTY WSPÓŁPRACY UKŁADU RURA - OŚRODEK GRUNTOWY	72
9. RUROCIĄG W OSŁONIE PODATNEJ	79
9.1. Koncepcja rozwiązania	79
9.2. Badania materiałowe	83
9.3. Badania wpływu osłony na pracę rury	88
9.4. Analiza wyników badań	92
9.5. Wnioski	95
10. MODELE WSPÓŁPRACY UKŁADU RUROCIĄG - OŚRODEK GRUNTOWY	95
11. WNIOSKI KOŃCOWE.	103
LITERATURA	106

1. WSTĘP

1.1. Wprowadzenie

Podstawową trudnością napotykaną przy projektowaniu konstrukcji rurociągów podziemnych jest wyznaczenie wielkości oraz rozkładu statycznych obciążeń wywołanych ciężarem gruntu. Trudności te wynikają z losowego i reologicznego charakteru czynników mających wpływ na pracę rurociągu zagłębionego w ośrodku gruntowym [2, 5, 6, 8, 77]. Powoduje to znaczne rozbieżności wyników badań teoretycznych i doświadczalnych oraz trudną do osiągnięcia powtarzalność eksperymentów [23, 31, 69, 87, 91]. Konsekwencją tego stanu jest m.in. brak polskich norm dotyczących obliczeń statycznych rurociągów podziemnych. Stwarza to niekorzystną sytuację; z jednej strony bowiem dąży się do oszczędnego wykorzystania materiałów budowlanych, z drugiej natomiast, wspomniany brak stosownych norm powoduje, że projektowane obiekty mają w rzeczywistości zawyżone współczynniki bezpieczeństwa. Przewymiarowanie konstrukcji rurociągów jest w głównej mierze skutkiem nieuwzględnienia faktu, że ośrodek gruntowy stanowi nie tylko obciążenie budowli, ale także może z nią współpracować [62].

Występowanie współpracy układu rurociąg - ośrodek gruntowy oraz jej charakter i wpływ na wytężenie konstrukcji są zależne od wielu, często trudnych do uwzględnienia czynników. Polegać ona może, albo na przenoszeniu przez grunt części obciążeń /np. sklepienie gruntowe/, albo na poprawie rozkładu obciążeń działających na rurociąg. Zbliżenie rozkładu obciążeń do optymalnego - równomiernie rozłożonego na obwodzie, powoduje zmniejszenie wielkości momentów zginających, co w przypadku rurociągów bezciśnieniowych decyduje o wymiarowaniu konstrukcji.

Dotychczas nie stosuje się metod, lub technologii, które mogłyby zapewnić poprawę rozkładu obciążeń działających na budowle podziemne. Funkcję taką może spełniać tradycyjne zagęszczanie gruntu w pachwinach wykopu, lecz uwzględnienie wynikającej stąd poprawy pracy konstrukcji w obliczeniach, wymaga zapewnienia jednakowych warunków obciążenia na całej długości rurociągu. Przyjmuje się, że rozkład obciążeń działających na rurociągi jest niezależny od czasu. Przeczą temu jednak wyniki badań doświadczalnych.

wiadczalnych i obserwacje zrealizowanych dawno obiektów, wykazując korzystny wpływ czasu na pracę budowli podziemnych. Celowe więc są dalsze badania rurociągów, ze szczególnym uwzględnieniem ich współpracy z ośrodkiem gruntowym. Może to w konsekwencji przyczynić się do rozwiązania zagadnień optymalizacyjnych dla budowli podziemnych. O aktualności tej problematyki świadczą m.in. ogromne potrzeby w zakresie uzbrojenia terenów [92, 93] .

1.2. Cel i zakres pracy

Postawionym celem jest optymalizacja pracy bezciśnieniowego rurociągu podziemnego ułożonego w wykopie. Dążenie do zapewnienia optymalnej pracy konstrukcji kanału zagłębionego w gruncie można realizować dostosowując kształt przekroju poprzecznego obiektu do linii ciśnień, lub wpływając na rozkład parcia gruntu tak, aby był możliwie korzystny dla przyjętego kształtu przekroju.

Rezultatem zastosowania pierwszej z wymienionych metod optymalizacyjnych jest realizacja kanałów o przekrojach jajowych i gruszkowych, jako modyfikacji przekroju kołowego oraz budowa obiektów podziemnych z przekryciem łupinowym [90] .

W pracy przyjęto drugą metodę optymalizacyjną w stosunku do kanału o przekroju kołowym, który ze względu na dobrą charakterystykę wytrzymałościową i hydrauliczną jest najczęściej stosowany w praktyce. Ponadto zaletą rurociągów jest dobrze opanowana technologia ich produkcji wykorzystująca często specyficzne własności kształtu np. rury wirowane.

Dla kanałów o przekroju kołowym /rurociągu/ optymalnym rozkładem obciążeń jest równomiernie rozłożone na obwodzie ciśnienie normalne, wywołujące błonowy stan naprężeń. W ścianie rury występują wtedy jedynie naprężenia ściskające, co jest szczególnie korzystne dla budowli betonowych i kamionkowych.

Zbliżenie do optymalnego rozkładu obciążeń działających na rurociąg podziemny uzyskać można zwiększając podatność konstrukcji przez stosowanie rur cienkościennych, bądź rur z materiałów o niskich modułach sprężystości /tworzywa sztuczne/.

Natomiast trudno uzyskać poprawę rozkładu obciążeń działających

na rury sztywne np. betonowe, dla których charakterystyczna jest koncentracja parcia gruntu w dolnej i górnej strefie przekroju poprzecznego.

Korzystny wpływ na poprawę współpracy układu rurociąg - ośrodek gruntowy ma dobre zagęszczanie zasypki w pachwinach wykopu. Zabieg ten umożliwia powstanie parcia biernego gruntu w strefach bocznych rury, a tym samym prowadzi do wyrównania rozkładu obciążeń. O wielkości bocznego oporu podłoża decyduje możliwość powstawania odpowiednio dużych deformacji przekroju poprzecznego obciążonego rurociągu.

Mimo dotychczasowych badań zjawisko współpracy konstrukcji z ośrodkiem gruntowym nie jest jeszcze dostatecznie poznane i wyjaśnione.

W związku z tym w pracy postawiono sobie za cel ustalenie czynników decydujących o współdziałaniu układu rura - grunt oraz opracowanie metod umożliwiających zbliżenie rozkładu obciążeń działających na rurociągi podziemne do rozkładu optymalnego.

1.3. Tezy pracy

Postawiony cel implikuje główną tezę pracy; istnieją możliwości korzystnego wpływania na rozkład obciążeń działających na rurociągi podziemne, obciążeń wywołanych parciem gruntu zasypki. Poszukiwane będą szczególnie możliwości poprawy pracy rurociągów sztywnych. Opracowując dla nich nowe metody można próbować upodobnić pracę takich konstrukcji do pracy konstrukcji podatnych, wymuszając współdziałanie układu rura - grunt, albo stworzyć warunki do przejmowania części obciążeń przez otaczające środowisko - analiza mechanizmu powstawania odciażającego sklepienia gruntowego.

Podczas badań optymalizację pracy konstrukcji rurociągów podziemnych zamierza się osiągnąć przez:

- kontrolowane zagęszczenie gruntu wokół badanej rury; przy czym planowane jest zbadanie możliwości stosowania innych niż dotychczas wskaźników oceny stopnia zagęszczenia gruntu.
- stosowanie profilowego dna wykopu
- ukształtowanie odciażającego sklepienia gruntowego
- przyspieszenie procesu odtwarzania się naturalnego środowiska

gruntowego, co powinno w przypadku rurociągów sztywnych prowadzić do poprawy rozkładu obciążeń.

- zastosowanie osłon buforowych oddzielających konstrukcję od otaczającego ją ośrodka gruntowego.

Miarą poprawy współpracy układu rura - ośrodek gruntowy jest zmniejszenie wyężenia badanej konstrukcji, czemu towarzyszy zmniejszanie się maksymalnych momentów zginających i deformacji przekroju.

Wielkości te są dobrymi wskaźnikami oceny efektywności proponowanych metod optymalizacji rozkładu obciążeń działających na rurociągi podziemne.

2. METODY PROJEKTOWANIA KONSTRUKCJI RUROCIĄGÓW PODZIEMNYCH

2.1. Założenia

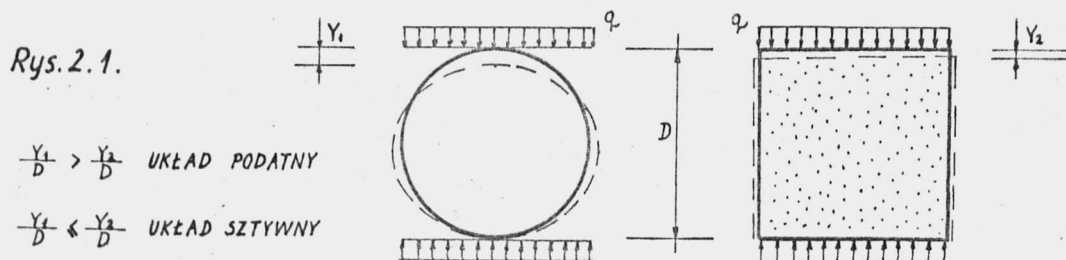
Analiza pracy bezciśnieniowego rurociągu ułożonego w wykopie i obciążonego ciężarem zasypki gruntowej jest prowadzona zwykle w oparciu o założenie płaskiego stanu naprężeń. Takie podejście do zagadnienia zawiera pewne uproszczenie polegające na przyjęciu, że konstrukcja nie pracuje w kierunku podłużnym, co nie jest w pełni zgodne z rzeczywistością [2, 41]. W praktyce w ścianie rurociągu podziemnego w każdym przypadku występuje pewne zakłócenie płaskiego stanu naprężeń spowodowane niejednorodnością podłoża i zróżnicowaniem obciążenia wzdłuż osi budowli. Stosując tradycyjne technologie realizacji rurociągów całkowita eliminacja wspomnianych zakłóceń jest niemożliwa ze względu na losowy charakter obciążeń i podłoża.

Gorbunow [25] podaje, że wpływ pracy podłużnej nie odgrywa roli przy wymiarowaniu konstrukcji w przypadku rurociągów prefabrykowanych o długości segmentów do 2,0 m.

W praktyce również dla innych rurociągów, oprócz takich, które przenoszą znaczne siły podłużne wywołane czynnikami termicznymi, dynamicznymi oraz siłami skupionymi [41, 60], wpływ pracy konstrukcji w kierunku podłużnym na jej wyężenie jest pomijalnie mały.

2.2. Pojęcie sztywności układu rurociąg - ośrodek gruntowy

Miarą współpracy konstrukcji z otaczającym ją środowiskiem gruntowym jest stosunek deformacji pionowej przekroju rury /skrócenie długości średnicy pionowej/ do deformacji zasypki gruntowej w pachwinach wykopu pod wpływem tych samych obciążeń /rys. 2.1/.



Współpraca układu charakteryzowana jest współczynnikiem sztywności układu n , gdzie w/g [39, 83]

$$n = \frac{E_g \cdot r^3}{E \cdot t^3} \quad /2.1/$$

E_g - moduł odkształcenia gruntu

E - moduł sprężystości materiału rury

r - średni promień rury

t - grubość ścianki rury

Steinbacher [79] zmodyfikował równanie /2.1/ uzależniając wartość E_g od naprężeń panujących w gruncie

$$n_1 = \frac{d \cdot q}{d \cdot \varepsilon} \cdot \frac{r^3}{Et^3} \quad /2.2/$$

q - pionowe naprężenie w gruncie

ε - odkształcenie obciążonej warstwy gruntu

W oparciu o wzór /2.1/ dokonano podziału na układy sztywne i podatne [39]

$n > 1$ układ podatny $/Y_1 > Y_2$ w/g rys. 2.1/

$n \leq 1$ układ sztywny $/Y_1 \leq Y_2$ w/g rys. 2.1/

Inna propozycja obliczania współczynnika sztywności układu przedstawiona jest w pracy [28]

$$n_2 = \frac{2}{3} \frac{E t^3}{E_p D^3} \quad /2.3/$$

D - średnica zewnętrzna rury

$E_p = 0,6 E_g$ - moduł reakcji podłoża w/g [28]

Przy ustalaniu współczynnika sztywności układu rura - grunt w/g /2.3/ inne niż poprzednio są kryteria podziału na:

- układ sztywny $n \geq 0,083$ / $Y_1 \leq Y_2$ /

- układ podatny $n < 0,083$ / $Y_1 > Y_2$ /

Powyższe kryteria podziału odnoszą się także do współczynnika sztywności układu obliczanego na podstawie [44]

$$n_3 = \frac{EI}{r^4 C} \quad /2.4/$$

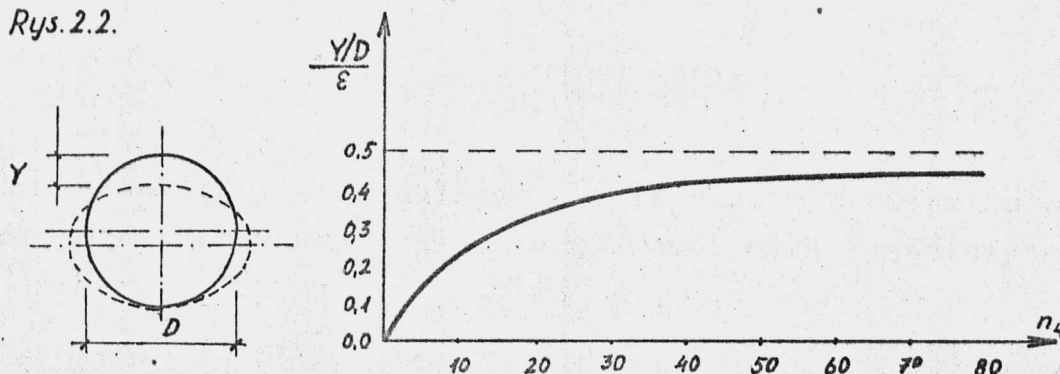
C - współczynnik oporu bocznego podłoża

Wpływ sztywności układu na wartość względnych deformacji przekroju rury Y/D w stosunku do względnych osiadań otaczającego gruntu $\varepsilon = q/E_g$ badał doświadczalnie Watkins [86]. W tym przypadku sztywność układu charakteryzowana była współczynnikiem obliczanym w/g /2.5/

$$n_4 = \frac{E_g \cdot D^3}{EI} \quad /2.5/$$

I - moment bezwładności ścianki rury na jednostkę długości

Rys. 2.2.



Z przedstawionych na rys. 2.2 wyników badań [86] widać, że dla $n > 80$ wartość wyrażenia $Y/D \cdot \epsilon$ dąży do 0,5. Warunek ten spełniają rurociągi podatne.

Kryteria podziału na układy sztywne i podatne opusane wzorami 2.1 - 2.5. można porównać obliczając dla każdego z nich graniczną wartość n_g dla której $Y_1 = Y_2$ w stosunku do obliczonej na podstawie /2.1/.

w/g	2.1	$n_g = 1$
	2.2	$n_{g1} = 1$
	2.3	$n_{g2} = 1,67$
	2.4	$n_{g3} = 1,67$
	2.5	$n_{g4} = 0,83$

Zauważyć można, że najostrożniejsze kryterium, wymagające największych deformacji rury w celu uznania układu za podatny /dla $E_g = \text{const}/$ wyrażają wzory 2.3. i 2.4.

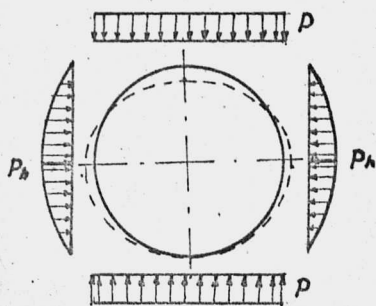
Współpraca rurociągu z ośrodkiem gruntowym polega m.in. na zwiększaniu obciążeń bocznych działających na budowlę, co sprawia, że rozkład parcia działającego wokół przekroju jest bardziej równomierny, a więc korzystniejszy.

Parcie boczne gruntu działające na rurę można podzielić na czynne i bierne.

Rodzaj działającego parcia związany jest ściśle z deformacjami odkształconego przekroju poprzecznego rury.

Przyjmijmy przykładowy schemat rozkładu obciążeń działających na rurę w/g rys. 2.3.

Rys. 2.3.



Stosunek wartości maksymalnego parcia gruntu w kierunku poziomym p_h do parcia pionowego p oznaczmy symbolem K /współczynnik par-

cia bocznego gruntu/

$$K = p_h / p$$

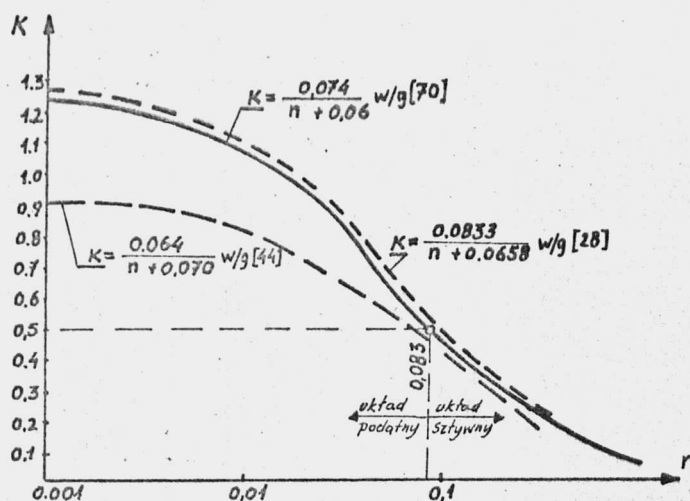
/2.6/

W tym przypadku parcie poziome jest wymuszone przemieszczeniami stref bocznych pierścienia w kierunku gruntu /parcie bierne/. Wartość parcia bocznego p_h zależy od wielkości przemieszczeń X /rys.2.3/, które z kolei są uwarunkowane sztywnością układu rura grunt.

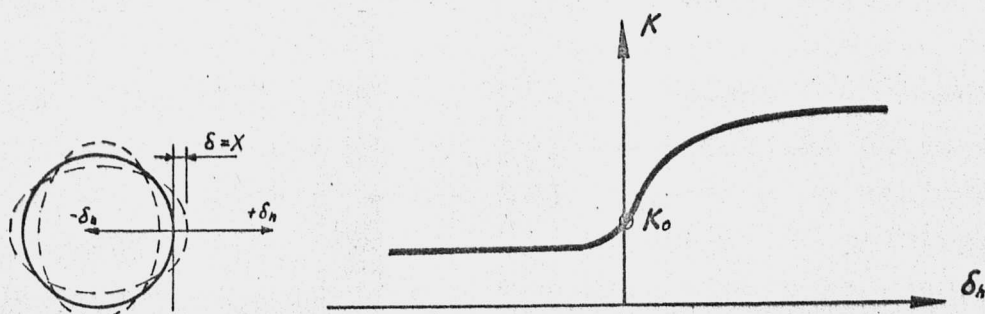
Z powyższych rozważań wynika więc, że wartość współczynnika parcia bocznego K zależy od sztywności układu.

Zależność $K = f /n/$, dla n obliczanego w/g /2.3/ przedstawiona jest na rys. 2.4 [28] .

Rys. 2.4



W ogólnym przypadku przemieszczenia X /rys. 2.5/ mogą być skierowane do środka i na zewnątrz przekroju rury. Z wykresu widać wyraźnie, że parcie boczne działające na rury sztywne, dla których $X \approx 0$ jest znacznie mniejsze niż parcie działające na konstrukcje podatne - łatwo odkształcalne.



Rys. 2.5. Zależność współczynnika parcia bocznego gruntu K od deformacji przekroju rury.

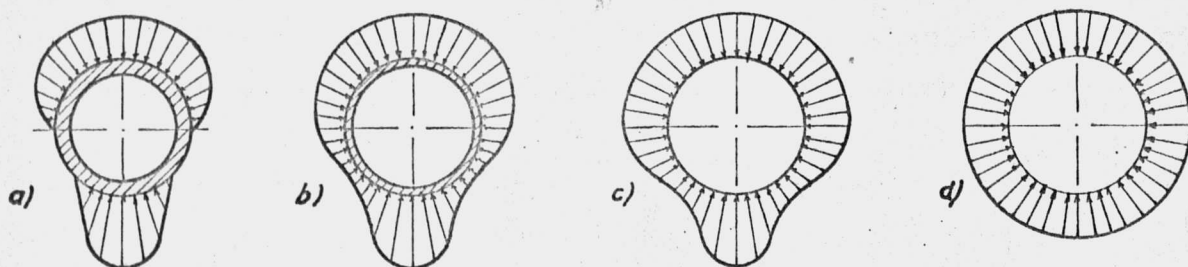
W zależności od wartości przemieszczenia X /rys. 2.5/ parcie gruntu można podzielić na:

- parcie czynne ; $X < 0$
- parcie spoczynkowe ; $X = 0$
- parcie bierne ; $X > 0$

Z rys. 2.4 widać, że o równomierności rozkładu obciążeń wokół przekroju decyduje sztywność układu rura - grunt.

Parametrem, którym można wpływać na wartość współczynnika układu n jest grubość ścianki rury t .

Na rys. 2.6 przedstawiony jest wpływ sztywności układu na rozkład obciążeń wywołanych ciężarem zasypki gruntowej w/g Dreschera [17, 18] .



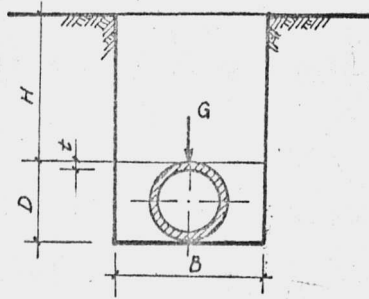
Rys. 2.6. Rozkład obciążeń w zależności od grubości ścianki rury a/ rura sztywna b/ rura sprężysta c/ rura cienkościenna d/ rura podatna.

2.3. Układy sztywne - słabo współpracujące

Układy sztywne tworzą wraz z gruntem słabo odkształcalne budowle, do których można zaliczyć rurociągi żelbetowe, żeliwne, kamionkowe, azbestocementowe i stalowe o małych średnicach. Przy obliczaniu obciążeń działających na rurociągi sztywne nie uwzględnia się współpracy konstrukcji z gruntem ze względu na pomijalnie małą wielkość deformacji przekroju, co praktycznie eliminuje możliwość powstania korzystnego oporu bocznego gruntu.

Rozwój teorii obliczeniowych rur sztywnych zapoczątkował Marston [49, 76, 77] wyznaczając wypadkowe pionowe parcie gruntu G działające na rurę w wykopie.

Rys.2.7.



$$G = c \cdot \gamma \cdot B^2 \quad /2.7/$$

γ - ciężar objętościowy gruntu

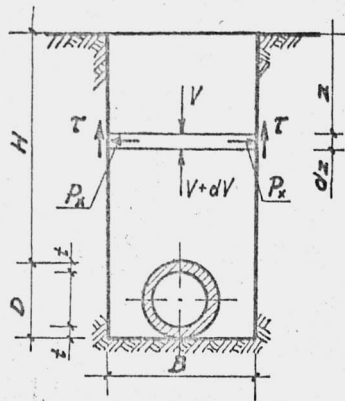
$c < 1$ współczynnik redukcyjny zależny od właściwości gruntu oraz od stosunku H/B wyznaczony doświadczalnie.

Do równania /2.7/ można dojść drogą teoretyczną, rozpatrując siły działające na elementarną warstwę gruntu o grubości d_z na głębokości z /rys. 2.8/.

Z warunków równowagi sił otrzymano równanie różniczkowe, którego rozwiązaniem jest właśnie wyrażenie /2.7/, przy czym

$$c = \frac{1 - \exp [-2 \lambda_c (H/B) \cdot \operatorname{tg} \varphi]}{2 \lambda_c \operatorname{tg} \varphi} \quad /2.8/$$

Rys.2.8.



$$p_x = \lambda_c \frac{V}{B}$$

$$\tau = p_x \cdot dz \cdot \operatorname{tg} \varphi'$$

gdzie $\lambda_c = \operatorname{tg}^2 [\pi/4 - \phi/2]$ - współczynnik Rankina [33,82]

ϕ - kąt tarcia wewnętrznego gruntu

φ - kąt tarcia między gruntem zasypki a ścianą wykopu

Badania współczynnika redukcji c kontynuował Jansen [32, 67] opierając założenia obliczeniowe o teorię silosów.

Dalsze modyfikacje współczynnika redukcji zawarte są m.in. w pracach [26, 83, 87] .

Klejn [39] zaleca obliczanie wypadkowego parcia G w/g równania /2.9/

$$G = c \cdot m \cdot \gamma \cdot H \cdot B_g \quad /2.9/$$

$B_g = 0,5 /B+D/$ - obliczeniowa szerokość wykopu

$m > 1$ współczynnik koncentracji obciążeń

Wartość m zależna jest tu od współczynnika sztywności układu n obliczanego w/g /2.1/ i wynosi

$$m = \frac{5 + 3n}{(1+n)(3+n)} \quad /2.10/$$

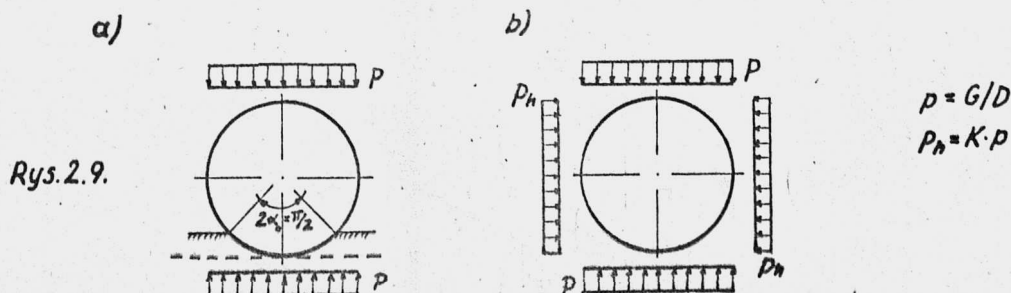
Modyfikacje współczynnika koncentracji obciążeń przedstawione są ponadto w [26, 45, 67, 80, 87] .

Rozkład i wielkość parcia gruntu działającego na rurę jest trudna do ustalenia drogą teoretyczną ze względu na dużą liczbę czynników mających wpływ na pracę konstrukcji oraz podkreślany już ich losowy i reologiczny charakter.

Występujące losowo zakłócenia symetrii obciążeń, własności podłoża itp. powodują dużą rozbieżność wyników badań doświadczalnych, potęgowaną brakiem standardowych czujników umożliwiających bezpośredni pomiar parcia gruntu.

Pierwsze badania doświadczalne nad ustaleniem rzeczywistych wielkości obciążeń działających na sztywne rurociągi ułożone w wykopie przeprowadził Marston [49] . Później tematyką tą zajmowano się m.in. w pracach [43, 47, 69, 84, 73] .

W oparciu o wyniki badań doświadczalnych i teoretycznych przyjmowane są różne schematy obliczeniowe parcia gruntu na rurociągi podziemne. Podane poniżej rozkłady obciążeń nie uwzględniają ciężaru własnego konstrukcji ani ciężaru transportowanej cieczy. Na rys. 2.9 pokazany jest schemat obciążeń stosowany przez [38, 39, 48] dla rur sztywnych.



Schemat a/ przyjmowany jest, gdy nie można zapewnić jednakowego zagęszczenia zasypki wzdłuż rurociągu.

Wartość pionowego parcia gruntu p obliczana jest jako

$$p = G/D, \text{ gdzie}$$

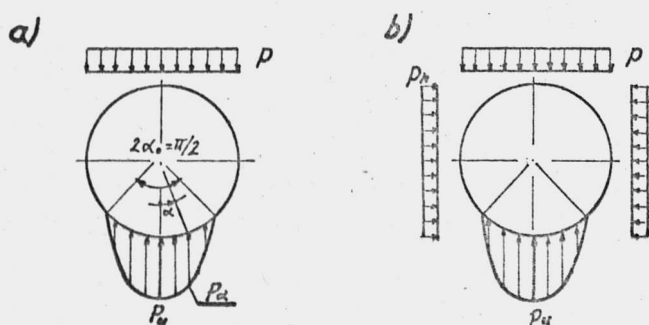
D - średnica zewnętrzna rury

Schemat z rys. 2.9.b uwzględnia korzystny wpływ parcia bocznego gruntu uzależniony od stopnia zagęszczenia zasypki w pachwinach wykopu.

Parcie boczne P_h oblicza się w/g /2,6/ w którym teraz $K < K_0$ /por. rys. 2.5/.

W/g [57] wartość współczynnika K_0 w zależności od rodzaju gruntu wynosi $0,33 + 0,85$.

Koncentrację obciążeń działających na rurę w strefie dolnej jej przekroju poprzecznego uwzględniają Klejn [39] i Voellmy [83] przyjmując schemat obliczeniowy pokazany na rys. 2.10.



Rys.2.10.

$$P_h = 0,5p$$

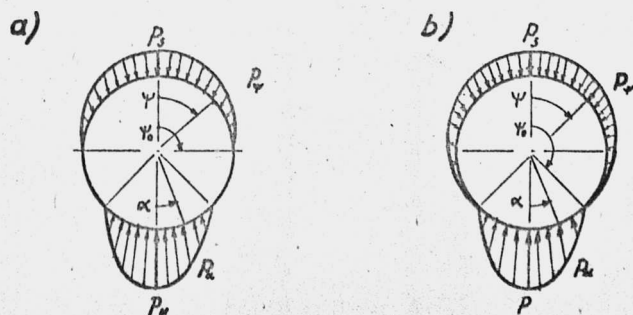
$$P_u = \frac{3p(1 - \cos \alpha_0)}{R(3 \sin \alpha_0 + \sin^3 \alpha_0 - 3 \alpha_0 \cos \alpha_0)}$$

$$P_a = P_u (\cos^2 \alpha - \cos \alpha_0 \cdot \cos \alpha)$$

W tym przypadku do obliczeń przyjmowana jest zmniejszona w stosunku do poprzedniej metody wartość pionowego parcia gruntu na rurę; p obliczane jest przy uwzględnieniu /2.7/.

Schemat obliczeniowy uwzględniający krzywoliniowy przebieg obciążeń wokół całego przekroju przedstawia rys. 2.11.

Taki rozkład parcia gruntu zalecają stosować Reusch [61] i Hünnerberg [69]. G obliczane w/g /2.7/.



Rys.2.11.

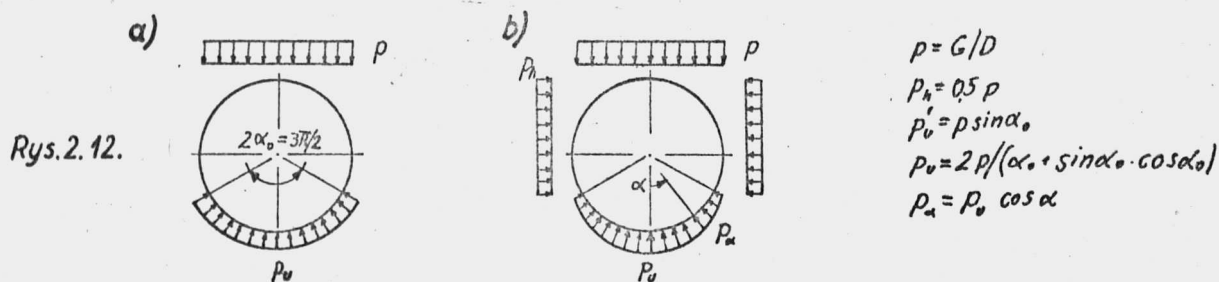
$$P_s = 2G/\pi R$$

$$P_r = P_s \cdot \cos \frac{\pi}{2} \psi$$

$$P_u = \frac{2G}{\pi \sin(\alpha_0/2)R}$$

$$P_a = P_u (\cos \frac{\pi}{2} \alpha)$$

Inny schemat obliczeniowy stosują dla rur sztywnych Marquardt [48] Klejn [39] i Kittel [38] rys. 2.12.



Przyjmowane są również inne rozkłady obciążeń działających na rurociągi podziemne [91]. Dobór schematu obliczeniowego zależy w przypadku rur sztywnych od warunków ułożenia oraz od rodzaju i stopnia zagęszczenia zasypki.

Należy zdawać sobie sprawę, że dla danego przypadku rury w wykopie obliczanie obciążeń działających na konstrukcję przy pomocy różnych metod daje rozbieżne wyniki.

Widać to wyraźnie na rys. 2.13. [42], gdzie przedstawiono wypadkowe obciążenie pionowe G działające na rurę betonową o średnicy zewnętrznej $D = 600$ mm. Wartości G obliczone są w/g różnych metod obliczeniowych, przy czym przytoczona PN [56] jest nieaktualna.

Pola zakreskowane przedstawiają wyniki badań doświadczalnych. Są one bardzo rozbieżne szczególnie w przypadku słabo zagęszczonej zasypki gruntowej.

Kreskowanie pionowe obrazuje wyniki badań bez zagęszczania zasypki natomiast kreskowanie ukośne - wyniki badań z zasypką zagęszczoną.

Badania doświadczalne prowadzono na rurze betonowej o średnicy zewnętrznej $D = 460$ mm w wykopie o szerokości $B = 1,40$ m.

Przedstawione na rys. 2.13 wykresy obciążeń obliczono w/g:

1/ Voellmy [83] /a/ rura sztywna; /b/ rura sprężysta

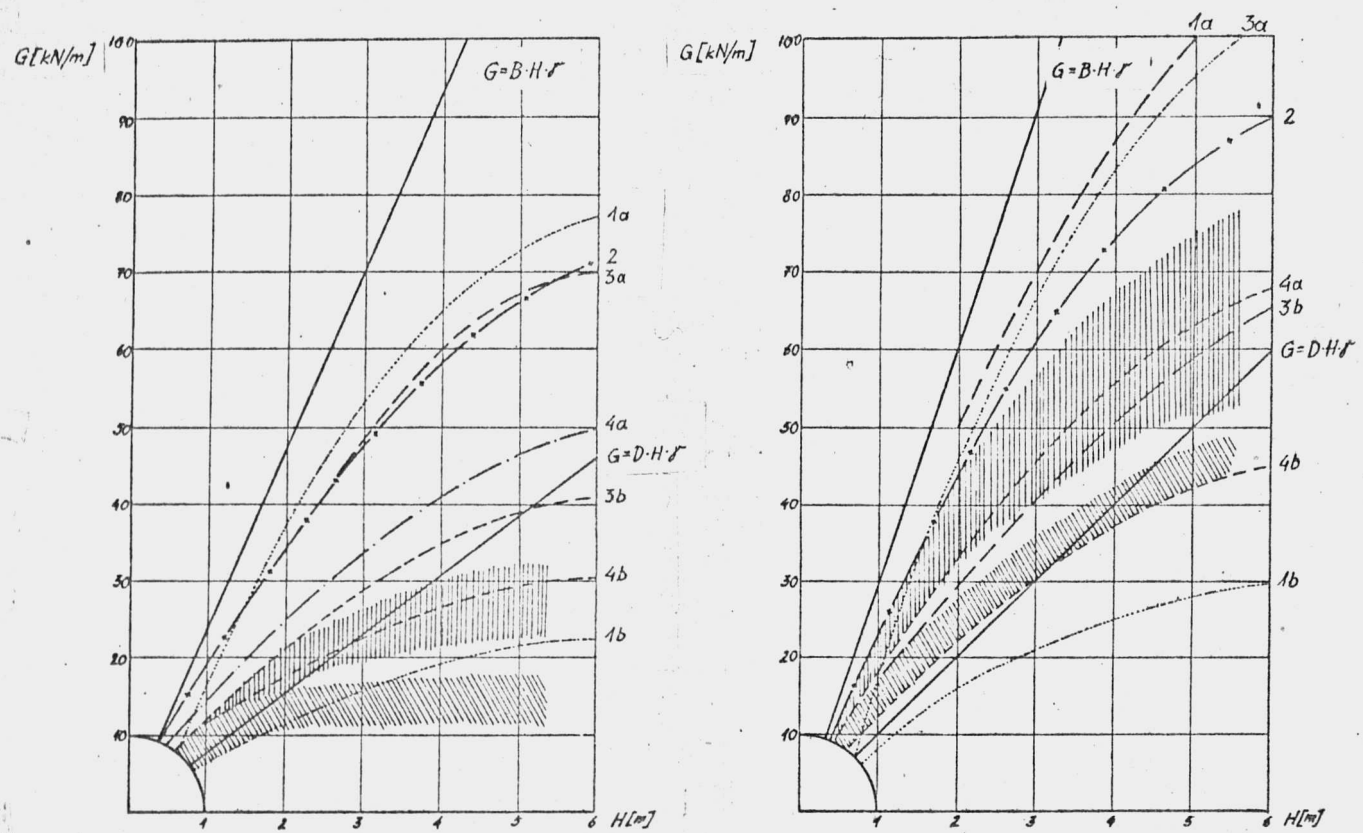
2/ Masrton [49] rura sztywna

3/ PN-65/B-03270 /a/ $B_{obl} = B$

/b/ $B_{obl} = 0,5 / B + D /$

4/ Jemieljanow [42] /a/ $B_{obl} = B$

/b/ $B_{obl} = 0,5 / B + D /$



a/ zasypka z gruntu sypkiego
piasek; $\phi = 32^\circ$
 $= 17.0 \text{ kN/m}^3$

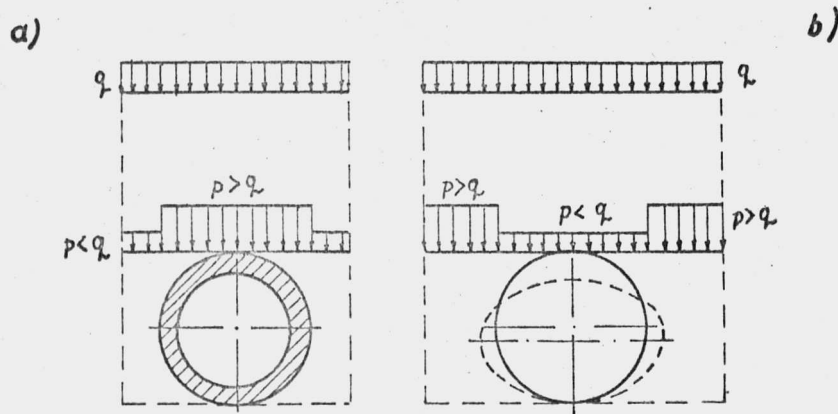
b/ zasypka z gruntu spoistego
il; $\phi = 24^\circ$
 $= 21,6 \text{ kN/m}^3$

Rys. 2.13. Porównanie stosowanych metod obliczania obciążeń działających na rurę sztywną w wykopie.

2.4. Układy podatne - dobrze współpracujące

Układy podatne tworzą wraz z gruntem rurociągi łatwo odkształcalne. Można do nich zaliczyć rury z tworzyw sztucznych, rury stalowe cienkościenne oraz rury o dużych średnicach azbestocementowe i stalowe.

Praca rury podatnej w gruncie jest znacznie korzystniejsza niż praca rury sztywnej, dzięki możliwości powstawania dużych deformacji przekroju. Powoduje to wyrównywanie obciążeń działających wokół rurociągu dzięki powiększaniu się boczno oporu gruntu przy jednoczesnym zmniejszaniu się koncentracji obciążeń czynnych.



Rys. 2.14. Obciążenia czynne działające na rurociąg
a/ sztywny b/ podatny w/g [79]

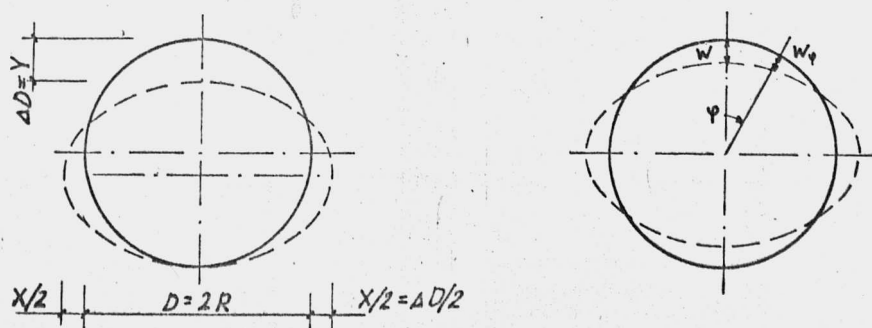
Zbliżanie się rozkładu obciążeń do optymalnego powoduje zmniejszenie wartości momentów zginających w ścianie rury.

Duże deformacje rur podatnych powstające pod wpływem działania obciążeń powodują, że często podstawowym kryterium obliczeniowym jest dopuszczalna, względna zmiana długości średnicy pionowej $\Delta D/D$. Jako wartość graniczną przyjmuje się w/g różnych źródeł dop $\Delta D/D = 3 \div 5 \%$ [28, 70].

Przyjęcie takiego wskaźnika wyłączenia rurociągu za podstawowy podyktowane jest nie tyle pogarszaniem się parametrów hydraulicznych zdeformowanego przekroju, co możliwością utraty stateczności konstrukcji [53].

Duży wpływ na współpracę układu rura podatna - ośrodek ma zarówno rodzaj jak i stopień zagęszczenia zasypki gruntowej. Zalecane jest stosowanie zasypek z gruntów nieściśliwych, dobrze zagęszczonych [4, 9, 42, 74, 77].

W rozważaniach teoretycznych przyjmowane jest założenie, że przekrój obciążonego rurociągu przyjmuje kształt spłaszczonej elipsy /rys. 2.15/. Słuszność tego założenia została potwierdzona w badaniach doświadczalnych [31, 91].



Rys. 2.15. Deformacje przekroju obciążonej rury podatnej.

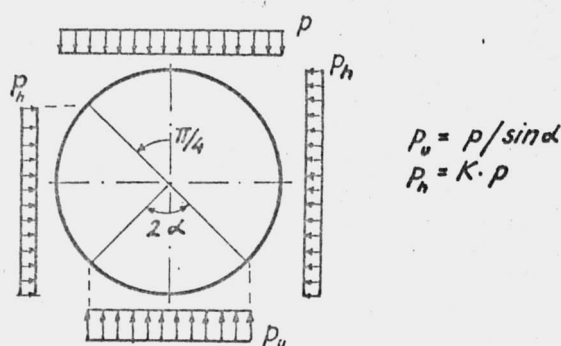
Równanie linii ugięcia opisane jest wzorem /2.11/

$$w = w_0 \cos 2\varphi \quad /2.11/$$

przy czym $Y = X$

Powyższe założenia stosuje również Klejn [39] .

Rozpatrując pracę rury podatnej, przyjmuje on obliczeniowy schemat obciążeń pokazany na rys. 2.16.



Rys. 2.16. Schemat obliczeniowy w/g Klejna [39]

$$\Delta D = K_\alpha \frac{2p R}{E} \left(\frac{R}{t} \right)^3 \xi_p \quad /2.12/$$

p - obciążenie równomiernie rozłożone obliczane z uwzględnieniem współczynnika redukcji /2.7/

E - moduł sprężystości materiału konstrukcyjnego rury

K_α - współczynnik zależny od kąta ułożenia 2α /rys. 2.16/

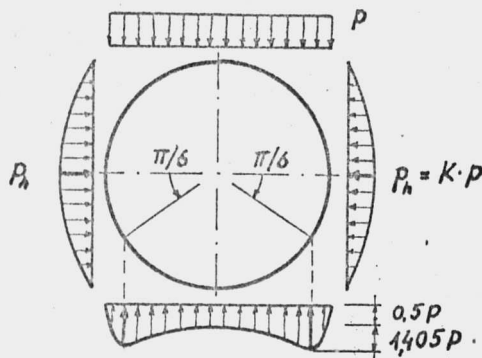
t - grubość ścianki rury

ξ_p - współczynnik uwzględniający podatność podłoża

Podobny rozkład obciążeń przyjmuje Loginow [23] , z tym że w/g jego badań parcia gruntu na dolną i górną część przekroju są takie same. Spowodowało to, że inaczej niż w [39] obliczane są współczynniki podatności podłoża ξ_p .

Scheiblaue [55] uwzględnia wpływ zagęszczenie gruntu w pachwinach na pracę rury i stosuje schemat obliczeniowy przedstawiony na rys. 2.17.

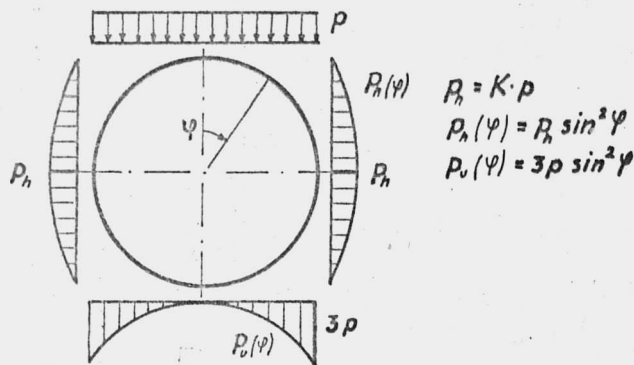
Jako kraterium wymiarowania przyjmowane są tu maksymalne momenty zginające $M_{\max}$



Rys. 2.17. Schemat obliczeniowy w/g Scheiblauder'a [65]

$$M_{\max} = pR^2 / 0,235 - 0,197 K / \quad /2.13/$$

$K = 0,50 \div 0,85$ w zależności od stopnia zagęszczenia zasypki. Bazując na podobnych założeniach Howe [23] przyjmuje rozkład obciążeń działających na podatny rurociąg podziemny jak na rys. 2.18.



Rys. 2.18. Schemat obliczeniowy w/g Howe'a [23]

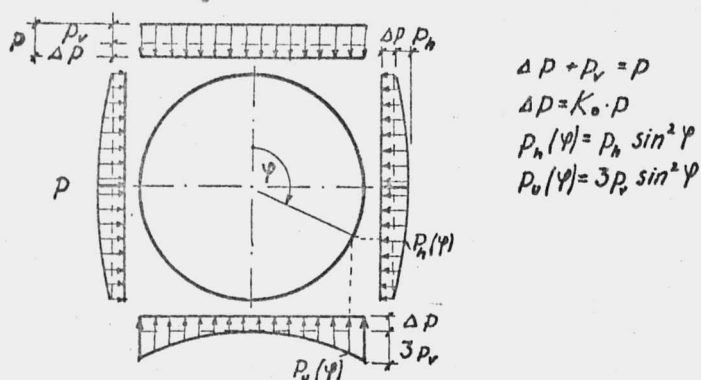
$$M_{\max} = 0,114 p R^2 \quad /2.14/$$

$$\Delta D = \frac{pR^4}{EI} / 0,123 - 0,139 K / \quad /2.15/$$

$K = 0,5$

I - moment bezwładności ścianki rury na jednostkę długości.

Leonhard [44] przyjmuje schemat obliczeniowy pokazany na rys. 2.19. W oparciu o podobne założenia została opracowana szwajcarska norma projektowania podziemnych rurociągów podatnych SIA - 190.



Rys. 2.19. Schemat obliczeniowy w/g Leonharda [44]

K_0 - współczynnik spoczynkowego parcia bocznego gruntu
/por. rys. 2.5/

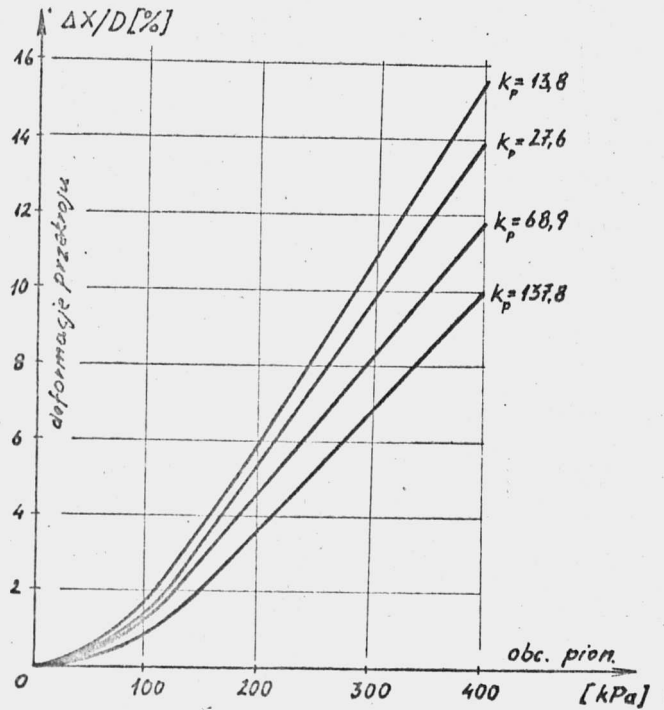
W/g [44] do obliczeń przyjmować należy obciążenie zmniejszone o wartość Δp /rys. 2.19/. Równomiernie rozłożone wokół rury obciążenie Δp , odpowiadające wartości najmniejszego parcia gruntu działającego na rurę wywołuje jedynie błonowy stan naprężeń i nie ma praktycznie wpływu na deformacje jej przekroju poprzecznego.

Badania poligonowe układów podatnych wykazały, że szczególnie istotny wpływ na pracę konstrukcji ma stopień zagęszczenia gruntu zasypki.

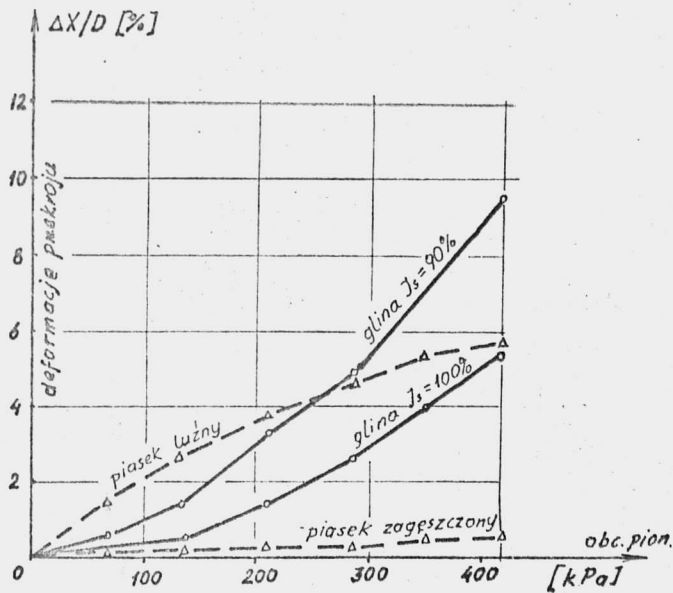
Interesujące wyniki uzyskał Howard [31], porównując wpływ wskaźnika zagęszczenia zasypki I_s z wpływem sztywności przekroju rury k_p na wielkość względnych deformacji $\Delta D/D$.

$$k_p = EI / R^3 \quad /2.16/$$

Wyniki badań przedstawione są na rys. 2.20 i 2.21.



Rys. 2.20. Wpływ sztywności rury na względne deformacje przekroju [31]. Zasyпка z gliny średnio zagęszczonej ($I_s = 90\%$).



Rys. 2.21. Wpływ rodzaju oraz stopnia zagęszczenia zasyпки gruntowej na względne deformacje przekroju badanej rury [31].

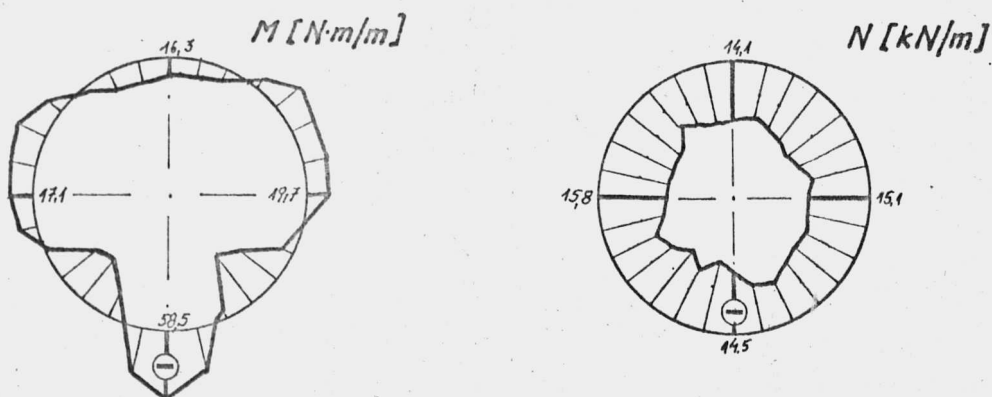
Z przedstawionych wykresów wynika, że stan zagęszczenia zasyпки w pachwinach ma większy wpływ na deformacje przekroju rury

niż jej sztywność. Jest to szczególnie wyraźne w przypadku zasypki z piasku.

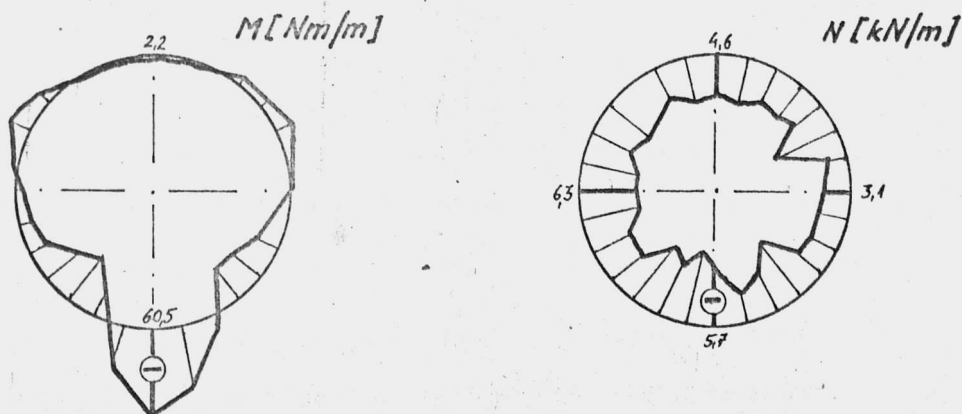
Badania rur podatnych z tworzyw sztucznych prowadzone są w wielu ośrodkach naukowych w kraju [7, 19, 20, 78] i zagranicą [30, 50, 72, 86]. Wiąże się to z rozwojem chemii tworzyw sztucznych. Postępy w tej dziedzinie zapewniają coraz lepsze materiały konstrukcyjne i izolacyjne [11].

W pracy [7] przedstawiono wyniki badań rur z PCW na stanowisku dobrze modelującym rzeczywiste warunki pracy konstrukcji.

Na rys. 2.22 i 2.23 przedstawiono przykładowe wykresy sił wewnętrznych dla rur o średnicy zewnętrznej $D = 315$ mm badanych w tych samych warunkach obciążenia. Zmiennym parametrem był tu stopień zagęszczenia zasypki gruntowej.



Rys. 2.22. Wartości sił wewnętrznych M , N dla rury z PCW badanej przy średnim zagęszczeniu zasypki gruntowej



Rys. 2.23. Wartości sił wewnętrznych M , N dla rury z PCW badanej przy silnym zagęszczeniu zasypki gruntowej.

Badania wykazały, że na wyteżenie rury ma wpływ m.in. sposób i dokładność przygotowania podłoża gruntowego.

3. WYBÓR METODY BADAWCZEJ

3.1. Przedstawienie zagadnienia

W celu zweryfikowania postawionych hipotez należało podjąć badania doświadczalne. Badania takie stosowane są szczególnie często przy analizie pracy konstrukcji zagłębionej w ośrodku gruntowym. Przyczyną tego, są trudności ze zbudowaniem modelu matematycznego uwzględniającego szereg czynników o charakterze losowym i reologicznym. Badania doświadczalne można prowadzić na obiekcie rzeczywistym. Nie zawsze jednak jest to możliwe i celowe, natomiast zawsze kosztowne i czasochłonne.

Mniej kłopotliwe są badania modelowe, które mogą być wystarczająco dobrym analogiem procesów rzeczywistych o ile zostaną prawidłowo zaprojektowane. Ich zaletą jest też możliwość badania wpływu określonego parametru na przebieg procesu oraz łatwiejsze utrzymanie stałych warunków zewnętrznych /wilgotność, temperatura/ [59] .

Z tych względów w pracy zdecydowano się na badania modelowe. Metodą tą posługuje się wielu autorów [71, 85, 87] .

3.2. Model a obiekt rzeczywisty

Wskaźnikami informującymi o wyteżeniu konstrukcji rurociągu podziemnego obciążonego ciężarem zasypki gruntowej są: deformacje przekroju, stan naprężeń w ścianie lub pośrednio rozkład parcia gruntu działającego na rurę.

Każdy ze wskaźników procesu y zależy od różnych wielkości wymiarowych, które można pogrupować w następujące zbiory [15]

- zbiór wielkości kontrolowanych i sterowanych {U}
- zbiór wielkości kontrolowanych i niesterowanych {V}
- zbiór wielkości niekontrolowanych i niesterowanych {Z} .

Elementami pierwszego zbioru są wymiary wykopu i rury, własności fizyczne gruntu i materiałów konstrukcyjnych.

Do drugiego zbioru zaliczyć można temperaturę otoczenia, ciśnienie i wilgotność powietrza, stopień zagęszczenia zasypki. Trzeci zbiór stanowią zakłócenia wynikające z niejednorodności wilgotności, uziarnienia i stopnia zagęszczenia zasypki oraz nierównomierne parametry podłoża rury.

Wskaźniki procesu rzeczywistego y są zależne od wszystkich elementów opisanych zbiorów; można więc napisać, że:

$$y = f /U, V, Z/ \quad /3.1./$$

W praktyce można się zajmować tylko opisem analogu procesu rzeczywistego, ponieważ nie jesteśmy w stanie wyrazić wpływu zakłóceń w postaci liczb [15]. Wskaźnik procesu w analogu y można wyrazić równaniem /3.2/

$$y = f /U, V/ \quad /3.2/$$

W ramach tej pracy analogiem jest model fizyczny, dla którego wskaźnik procesu y można zapisać w postaci

$$y = f /U_1, V_1/ \quad /3.3/$$

U_1, V_1 są podzbiorami U, V , ponieważ w zastosowaniach praktycznych analog nie musi uwzględniać wszystkich składowych zbioru U i V .

Równanie /3.3/ dotyczy konkretnego modelu. Natomiast w ogólnym przypadku mamy:

$$y = f /U_1, V_1, I/ \quad /3.4/$$

I - zbiór wskaźników identyfikacji modelu.

Zbiór I można podzielić na dwa podzbiory Q oraz A , gdzie

Q - zbiór charakterystyk geometrycznych

A - zbiór charakterystyk materiałowych

Równanie /3.4/ można przekształcić teraz do postaci

$$y = f /U_1, V_1, Q, A/ \quad /3.5/$$

Dla analizowanego w pracy układu rura - grunt wyrażenie /3.5/ można rozwinąć i otrzymujemy

$$y = f /U_1, V_1, Q_R, A_R, Q_w, A_w / \quad /3.6/$$

Q_R - zbiór charakterystyk geometrycznych rury

A_R - zbiór charakterystyk materiałowych rury

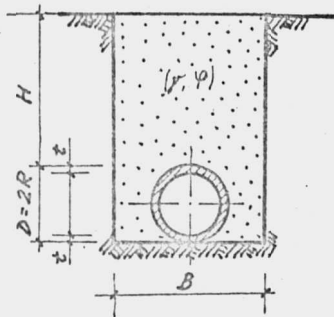
Q_w - zbiór charakterystyk geometrycznych wykopu

A_w - zbiór charakterystyk materiałowych gruntu

3.3. Projektowanie eksperymentu

Przedmiotem badań była rura ułożona w wykopie obciążona ciężarem zasypki gruntowej, jak na rys. 3.1.

Rys. 3.1.



W celu prawidłowego zaprojektowania eksperymentu posłużono się analizą wymiarową [16, 37, 40] .

Rozpatrywano maksymalne parcie gruntu p działające w kluczu rury. Przyjęty wskaźnik procesu p charakteryzuje wielkość obciążeń czynnych działających na rurę oraz pośrednio jej wyciężenie. Wymiar $[p] = \text{kg} \cdot \text{s}^{-2}$

W pierwszym etapie przyjęto zmienne wielkości /argumenty/, których wpływ na przyjęty wskaźnik procesu planowano zbadać

- | | |
|----------------------------------|--|
| - gęstość objętościowa gruntu | $[\rho] = \text{kg} \cdot \text{m}^{-3}$ |
| - przyspieszenie ziemskie | $[g] = \text{m} \cdot \text{s}^{-2}$ |
| - kąt tarcia wewnętrznego gruntu | $[\phi] - \text{bezwymiarowe}$ |
| - grubość warstwy nadsypki | $[H] = \text{m}$ |
| - szerokość wykopu | $[B] = \text{m}$ |
| - promień rury | $[R] = \text{m}$ |

Dobór argumentów zawęży rozwiązanie do przypadku szczególnego /rura sztywna/, lecz pozwala na otrzymanie nieskomplikowanego równania do zaprojektowania tzw. kalibracji modelu.

W rozważanym przypadku operowano na przestrzeni trójwymiarowej Π_3 o następujących jednostkach wymiarowych:

$$X_1 = \text{kg}$$

$$X_2 = \text{m}$$

$$X_3 = \text{s}$$

Następnie wszystkie argumenty wyrażono jako funkcje jednostek wymiarowych $X_1 X_2 X_3$

$$\varphi = f_1 \text{ kg}^1 \text{ m}^{-3} \text{ s}^0$$

$$g = f_2 \text{ kg}^0 \text{ m}^1 \text{ s}^{-2}$$

$$\emptyset = f_3 \text{ kg}^0 \text{ m}^0 \text{ s}^0$$

$$H = f_4 \text{ kg}^0 \text{ m}^1 \text{ s}^0$$

$$B = f_5 \text{ kg}^0 \text{ m}^1 \text{ s}^0$$

$$R = f_6 \text{ kg}^0 \text{ m}^1 \text{ s}^0$$

Obieramy zbiór argumentów wymiarowo niezależnych - bazę

$$\varphi, g, H$$

$$\varphi = A_1 \quad g = A_2 \quad H = A_3$$

W przypadku poprawnego obrania bazy pozostałe argumenty $\emptyset, B, R$ będą wymiarowo zależne; $\emptyset = B_1, B = B_2, R = R_3$

Sprawdzamy, czy argumenty A_1, A_2, A_3 są wymiarowo niezależne. W tym celu budujemy macierz wymiarową

	kg	m	s
φ	1	-3	0
g	0	1	-2
H	0	1	0

Wyznacznik macierzy jest różny od zera, więc zbiór argumentów niezależnych jest obrany prawidłowo.

Następnie argumenty B_1, B_2, B_3 wyrażamy w zależności od argumentów A_1, A_2, A_3

$$\emptyset = B_1 = \varphi^{a_{11}} g^{a_{12}} H^{a_{13}}$$

$$\begin{aligned} \emptyset &= f_3 \text{ kg}^0 \text{ m}^0 \text{ s}^0 = \\ &= \varphi^{a_{11}} f_1^{a_{11}} \text{ kg}^{a_{11}} \text{ m}^{-3a_{11}} \text{ s}^0 \cdot f_2^{a_{12}} \text{ kg}^0 \text{ m}^{a_{12}} \text{ s}^{-2a_{12}} \cdot f_4^{a_{13}} \text{ kg}^0 \text{ m}^{a_{13}} \text{ s}^0 = \\ &= \varphi^{a_{11}} f_1^{a_{11}} f_2^{a_{12}} f_4^{a_{13}} \text{ kg}^{a_{11}} \text{ m}^{-3a_{11}+a_{12}+a_{13}} \text{ s}^{-2a_{12}} \end{aligned}$$

po porównaniu wykładników potęgowych mamy

$$a_{11} = 0$$

$$a_{12} = 0$$

$$a_{13} = 0$$

$$\varphi_1 = \emptyset$$

$$B = B_2 = \varphi_2 \cdot g^{a_{21}} g^{a_{22}} H^{a_{23}}$$

$$B = \xi_5 \cdot \text{kg}^0 \text{m}^1 \text{s}^0 =$$

$$= \varphi_2 \xi_1^{a_{21}} \text{kg}^{a_{21}} \text{m}^{-3a_{21}} \text{s}^0 \xi_2^{a_{22}} \text{kg}^0 \text{m}^{a_{22}} \text{s}^{-2a_{22}} \xi_4^{a_{23}} \text{kg}^0 \text{m}^{a_{23}} \text{s}^0 =$$

$$= \varphi_2 \xi_1^{a_{21}} \xi_2^{a_{22}} \xi_4^{a_{23}} \text{kg}^{a_{21}} \text{m}^{-3a_{21}+a_{22}+a_{23}} \cdot \text{s}^{-2a_{22}}$$

Porównując wykładniki potęgowe otrzymujemy

$$a_{21} = 0$$

$$a_{22} = 0$$

$$-3a_{21} + a_{22} + a_{23} = 1; \text{ stąd}$$

$$a_{23} = 1$$

$$\varphi_2 = B/H$$

$$R = B_3 = \varphi_3 \cdot g^{a_{31}} g^{a_{32}} H^{a_{33}}$$

$$R = \xi_6 \text{kg}^0 \text{m}^1 \text{s}^0 =$$

$$= \varphi_3 \xi_1^{a_{31}} \text{kg}^{a_{31}} \text{m}^{-3a_{31}} \text{s}^0 \xi_2^{a_{32}} \text{kg}^0 \text{m}^{a_{32}} \text{s}^{-2a_{32}} \xi_4^{a_{33}} \text{kg}^0 \text{m}^{a_{33}} \text{s}^0 =$$

$$= \varphi_3 \xi_1^{a_{31}} \xi_2^{a_{32}} \xi_4^{a_{33}} \text{kg}^{a_{31}} \text{m}^{-3a_{31}+a_{32}+a_{33}} \cdot \text{s}^{-2a_{32}}$$

po porównaniu wykładników potęgowych otrzymujemy układ równań, którego rozwiązaniem jest

$$a_{31} = 0$$

$$a_{32} = 0$$

$$a_{33} = 1; \text{ stąd}$$

$$\varphi_3 = R/H$$

Na podstawie twierdzenia Π analizy wymiarowej

$$p = f(\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3) \varrho^{a_1} g^{a_2} H^{a_3}$$

$$p = f(\varnothing, B/H, R/H) \varrho^{a_1} g^{a_2} H^{a_3}$$

$$\text{kg}^1 \text{m}^0 \text{s}^{-2} =$$

$$= f(\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3) \varrho_1^{a_1} \text{kg}^{a_1} \text{m}^{-3a_1} \text{s}^0 \varrho_2^{a_2} \text{kg}^0 \text{m}^{a_2} \text{s}^{-2a_2} \varrho_4^{a_3} \text{kg}^0 \text{m}^{a_3} \text{s}^0$$

$$\text{kg}^1 \text{m}^0 \text{s}^{-2} = f(\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3) \varrho_1^{a_1} \varrho_2^{a_2} \varrho_4^{a_3} \text{kg}^{a_1} \text{m}^{-3a_1+a_2+a_3} \text{s}^{-2a_2}$$

porównując wykładniki potęgowe mamy

$$a_1 = 1$$

$$-2a_2 = -2$$

$$-3a_1 + a_2 + a_3 = 0$$

Rozwiązaniem powyższego układu równań jest

$$a_1 = 1 ; a_2 = 1 ; a_3 = 2$$

ostatecznie otrzymujemy

$$p = f(\varphi_1, \varphi_2, \varphi_3) \varrho \cdot g \cdot H^2 \quad /3.7/$$

Przy uwzględnieniu, że $\varrho \cdot g = \gamma$, gdzie γ oznacza ciężar objętościowy gruntu, równanie /3.7/ przyjmuje postać

$$p = f(\varnothing, B/H, R/H) \gamma \cdot H^2 \quad /3.8/$$

Obierając za argumenty niezależne wielkości ϱ , g , B podobnie posługując się analizą wymiarową dostajemy

$$p = f(\varnothing, H/B, R/B) \cdot \gamma \cdot B^2 \quad /3.9/$$

Otrzymane wyrażenie /3.9/ ma analogiczną postać do równania Marstona /2.7/.

Zaletą stosowania analizy wymiarowej jest możliwość uwzględniania dodatkowych argumentów, co zwiększa zastosowanie otrzymanych rozwiązań.

Przykładowo wprowadzenie do zbioru argumentów sztywności przekroju rury $k_p = EI/R^3$ /2.16/ powoduje modyfikację równania /3.9/

$$p = f(\varnothing, H/B, R/B, k_p / B \cdot \gamma) \cdot \gamma \cdot B^2 \quad /3.10/$$

Wyrażenie /3.10/ zawiera dodatkową funkcję wewnętrzną

$\varphi_4 = k_p / B \cdot f$ w porównaniu z /3.7./ Wpływ $\varphi_1 \dots \varphi_n$ na wartość wskaźnika procesu p należy ustalić drogą doświadczalną.

W tym celu można przeprowadzić badania modelowe.

Do analizy pracy liniowej konstrukcji inżynierskiej, jaką stanowi rurociąg ułożony w wykopie wygodnie byłoby stosować modele płaskie. W praktyce nie są one często stosowane ze względu na znaczne zakłócenia warunków brzegowych.

W ramach pracy zastosowano model przestrzenny. Badano odcinek rury o długości $L = 220$ mm umieszczonej w zasobniku o wymiarach b, h, l /rys. 3.2/.

Ograniczone wymiary zasobnika nie odpowiadają warunkom rzeczywistym. Wielkości wymiarowe b, h, l są więc dodatkowymi argumentami, które będą wpływać na dowolny wskaźnik procesu y . Posługując się jak poprzednio analiza wymiarową i obierając jako argumenty niezależne wielkości : $\varnothing, g, R$ otrzymujemy

$$y = f(\varnothing, H/R, B/R, b/R, h/R, l/R) \cdot f \cdot R^2 \quad /3.11/$$

po przekształceniu

$$\frac{y}{f \cdot R^2} = f(\varnothing, H/R, B/R, b/R, h/R, l/R) \quad /3.12/$$

Ponieważ w rzeczywistości grunt stanowi półprzestrzeń, wartość wskaźnika procesu y nie może być zależna od wymiarów zasobnika b, h, l .

Niepożądane funkcje wewnętrzne $b/R, h/R, l/R$ można wyeliminować z równania /3.12/, dobierając odpowiednie proporcje między wymiarami zasobnika a średnicą badanej rury drogą doświadczalną tzw. kalibrowanie.

Kalibrowanie przeprowadzono dostosowując średnicę rury do wymiarów stanowiska. Po przeprowadzeniu serii badań dla rur o średnicach $D = 75 \div 200$ mm okazało się, że dla przedziału $D = 100 \div 130$ mm równanie /3.12/ można uprościć do postaci:

$$\frac{y}{f \cdot R^2} = f(\varnothing, H/R, B/R) \quad /3.13/$$

Stosując teorię podobieństwa modelowego można uogólnić wnioski wynikające z badań [16, 36].

W tym celu należy za pomocą skal β wyrazić zależności między odpowiadającymi sobie wielkościami w rzeczywistości i w modelu - oznaczenia z indeksami

$$y = \beta y'; \quad r = \beta_r \cdot r' ; \quad R = \beta_R \cdot R' ; \quad /3.14/$$

$$\phi = \beta_\phi \cdot \phi' ; \quad H = \beta_H \cdot H' ; \quad B = \beta_B \cdot B'$$

Kryteria podobieństwa dla badanego modelu otrzymano na podstawie równania /3.13/

$$\frac{y}{r \cdot R^2} = \frac{y'}{r' \cdot R'^2} ; \quad \phi = \phi' ; \quad H/R = H'/R' ; \quad B/R = B'/R' \quad /3.15/$$

po rozwiązaniu układu równań 3.14 i 3.15 dostajemy

$$\beta_\phi = 1 \quad /3.16/$$

$$\beta_H = \beta_R \quad /3.17/$$

$$\beta_B = \beta_R \quad /3.18/$$

$$\beta = \beta_r \cdot \beta_R^2 \quad /3.19/$$

Z warunku /3.16/ wynika, że badania należy prowadzić stosując jako zasypkę materiał, którego kąt tarcia wewnętrznego jest taki jak dla założonego gruntu zasypki. Pozostałe pięć skal ma spełniać trzy warunki.

Zastosowany do badań grunt rzeczywisty spełnia automatycznie warunek /3.16/ oraz uściśla $\beta_r = 1$.

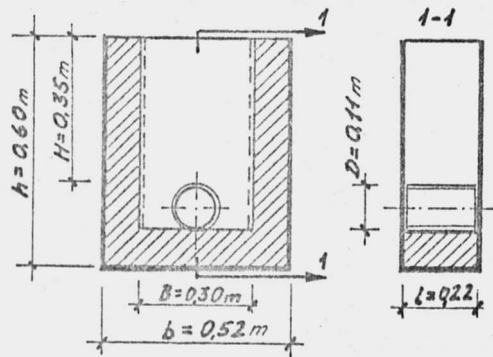
Prowadzone też bywają badania z użyciem materiałów modelujących ośrodki gruntowy [85] .

Ostatecznie rozpatrywany wskaźnik y procesu dla danego gruntu zależny jest od pozostałych funkcji wewnętrznych H/R i B/R z równania /3.11/.

Ze względu na wspomniane występowanie w modelu szeregu niemożliwych do uwzględnienia zakłóceń, należy w trakcie badań poligonowych zweryfikować doświadczenia, których wyniki mogą mieć praktyczne zastosowanie.

3.4. Stanowisko badawcze

Badane były rury o średnicy zewnętrznej $D = 110$ mm, umieszczone w prostokątnym zasobniku przedstawionym na rys. 3.2.

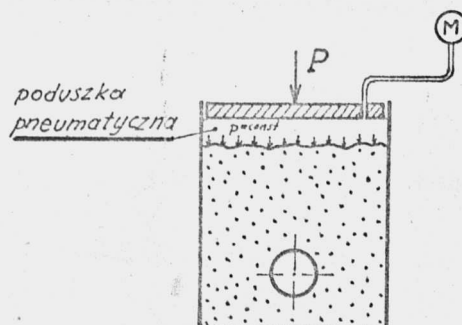


Rys. 3.2. Stanowisko do badań wytrzymałościowych rurociągów

Ściany boczne i dno zasobnika zostały wykonane z blachy stalowej o grubości 4 mm, natomiast ściany czołowe stanowiły dwie prostokątne płyty z metapleksu.

Zasobnik wyposażono w dwie ruchome przegrody równoległe do ścian bocznych i oddległe od nich o 100 mm. Przegrody umieszczone są w prowadnicach, co pozwalało na ich wysuwanie z zasobnika. Takie rozwiązanie techniczne umożliwiało uformowanie pionowej ściany wykopu z gruntu. Zbliżało to warunki badań do rzeczywistych.

Badaną rurę umieszczano w zasobniku, gdzie działał na nią ciężar zasypki gruntowej oraz równomierne obciążenie naziomu. Równomierność obciążenia zapewniało wprowadzając między zasypkę a sztywną płytę stalową poduszkę pneumatyczną /rys. 3.3/.



Rys. 3.3. Schemat obciążania rury

Działanie siły skupionej P na sztywną płytę powodowało równomierne obciążenie naziomu p_n równe ciśnieniu powietrza w poduszce.

Przy czym, wypadkowe obciążenie pionowe P' działające na powierzchnię naziomu było nieco mniejsze od siły P . Przyczyną tego były straty wynikające z tarcia między ścianami zasobnika a poduszką. Siła P była realizowana za pomocą dźwigni o przełożeniu 1 : 10. Pomiar obciążenia p_n polegał na badaniu ciśnienia w poduszce pneumatycznej za pomocą manometru klasy 0,5. Sposób przyłączenia manometru pokazany jest na rys. 3.3. W zasobniku badane były odcinki rur o średnicy zewnętrznej $D = 110$ mm i długości $L = 220$ mm. Stosunkowo małe wymiary stanowiska badawczego były uwarunkowane technicznymi możliwościami realizowania obciążeń.

3.5. Techniki pomiarowe

Mierzone były następujące wskaźniki procesu obciążania badanych rur:

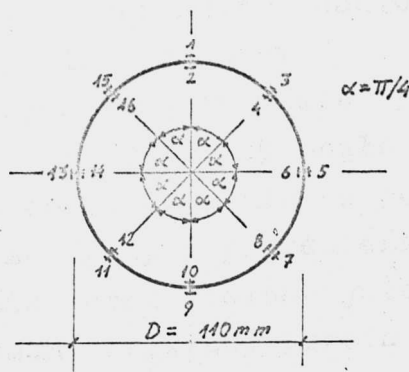
a/ Zmiany długości średnicy pionowej i poziomej.

Pomiar tych wielkości prowadzony był przy pomocy czujników zegarowych umieszczonych wewnątrz rury, a odczytów dokonywano poprzez ścianę czołową.

b/ Naprężenia panujące w skrajnych włóknach; na powierzchni zewnętrznej i wewnętrznej badanej rury.

Były one ustalane przy zastosowaniu tensometrów oporowych typu RL o stałej $k_0 = 2,15$. Długość bazy wynosiła 10 mm a oporność 121 omów. Tensometry rozmieszczono w przekroju środkowym rury w liczbie 16. Sposób ich rozmieszczenia ukazuje rys. 3.4.

Wszystkie przewody elektryczne łączące czujniki z aparaturą pomiarową wprowadzono do wnętrza rury, skąd w postaci splecionego kabla wychodziły na zewnątrz zasobnika poprzez mały otwór w ścianie tylnej.



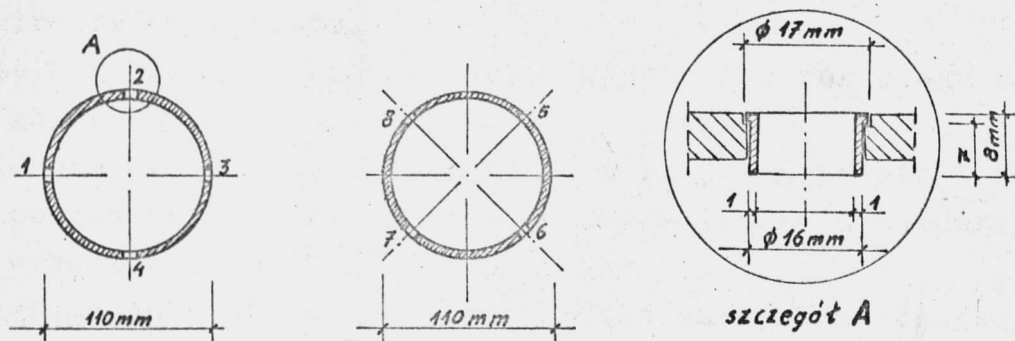
Rys. 3.4. Schemat rozmieszczenia czujników tensometrycznych

Do pomiaru zmian oporności tensometrów zastosowano wielokanałowy półautomatyczny mostek tensometryczny produkcji CSRS typu TSA - 63, który był sprzężony z maszyną do pisania. Rejestracja pomiarów dokonywana była automatycznie.

c/ Ciśnienia gruntu działające na ściankę badanej rury.

Pomiar parcia gruntu prowadzono przy użyciu prototypowych czujników membranowych. Czujniki wykonane były z mosiężnych pierścieni zaopatrzonych w kryzę, do której przylutowano mosiężną membranę o grubości 0,2 mm. Proporcje między grubością membrany a jej średnicą przyjęto na podstawie [81] .

Rozmieszczenie czujników oraz sposób ich zamocowania na ściance rury pokazano na rys. 3.5.



Rys. 3.5. Schemat rozmieszczenia czujników do pomiaru parcia gruntu.

Dążono do zminimalizowania wymiarów czujników, aby otworami wierconymi w ściance rury w celu ich osadzenia nadmiernie nie osłabić konstrukcji. O minimalnej średnicy wewnętrznej korpusu czujnika decydowały wymiary tensometrów naklejanych na membranach od strony nie stykającej się z gruntem.

Dokładność zastosowanych czujników nie była zadawalająca, ponieważ w wyniku uginania się membrany mogło tworzyć się sklepienie gruntowe zakłócające rozkład ciśnień w pobliżu czujnika. Ponadto lutowane połączenie membrany z pierścieniem miało niekorzystny wpływ na pracę czujnika oraz stałość jego parametrów w czasie. Z tych powodów otrzymane rozkłady parcia gruntu można traktować jedynie jako orientacyjne wskaźniki jakościowe.

W trakcie dalszych badań należałoby zastosować dokładniejsze czujniki do pomiaru parcia gruntu np. czujniki magnetosprężyste opracowane w Instytucie Budownictwa Politechniki Wrocławskiej [6,7]

Ze względu na swoje wymiary znajdują one szerokie zastosowanie głównie w badaniach na obiektach rzeczywistych.

4. METODYKA BADAŃ

4.1. Przebieg badań

Badania przeprowadzono w celu poznania czynników decydujących o współpracy układu rurociąg - ośrodek gruntowy oraz wyjaśnienia funkcjonowania mechanizmów odciażających konstrukcję /np. sklepienie gruntowe/.

W oparciu o wyniki eksperymentów planowano zaproponować metody poprawy pracy rury w ośrodku gruntowym stosując m.in. nowe rozwiązania technologiczne.

Ponadto zamierzano opracować model współpracy rurociągu z otaczającym go gruntem.

Badania przeprowadzono w laboratorium znajdującym się w kondygnacji podziemnej, co zapewniało praktycznie stałą temperaturę, która wynosiła $18 \pm 1^{\circ}\text{C}$.

Do doświadczeń zastosowano jeden rodzaj zasypki z gruntu piaszczystego o wilgotności 2 - 3%. Tak małe zmiany wilgotności zapewniało dobre zabezpieczenie zasypki przed utratą zawartej w niej wody przez parowanie /szczelny zasobnik oraz przykrycie powierzchni naziomu poduszką gumową/.

Przed przystąpieniem do pomiarów przygotowano pionowe ściany wykopu formując je z gruntu w zasobniku. Następnie zagęszczano i niwelowano podłoże, na którym umieszczano rurę i sprawdzano jej położenie. Odcinek badanej rury miał długość nieco mniejszą od rozstawu ścian czołowych w celu wyeliminowania tarcia. Pozostawiono szczelinę zabezpieczoną przed wsypywaniem się ziarn piasku do wnętrza badanej rury. Po podłączeniu czujników do przyrządów pomiarowych przystępowano do badań, prowadząc jednocześnie odczyty mierzonych wskaźników procesu.

W pierwszym etapie zasypywano grunt do pachwin, po czym go zagęszczano w warstwach o grubości 50 mm.

Powyżej rury ich grubość wynosiła 100 mm. Zagęszczanie wykonywane było walcowym ubijakiem ręcznym o masie 1 kg i średnicy 60 mm. Obciążenia naziomu realizowano poprzez poduszkę pneumatyczną w zakresie do 60 kPa, co odpowiadało wysokości nadsypki nad rurą

$H = 3,5 \text{ m.}$

Podstawową wadą modelu było zakłócenie warunków brzegowych na styku rury ze ścianami czołowymi zasobnika. Były one spowodowane tarciem gruntu zasypki o ściany czołowe oraz możliwością deformowania się tych ścian. Stymulowanie wysokości nadsypki gruntowej zmiennym obciążeniem naziomu p_n również nie odpowiada ściśle warunkom rzeczywistym ze względu na zmniejszenie redukcji obciążeń powodowanej tarciem zasypki o ściany wykopu.

Mimo opisanych niedogodności na zbudowanym modelu można było przeprowadzić weryfikację postawionych hipotez.

Ponieważ wszystkie badania prowadzono w tych samych warunkach możliwa była analiza jakościowa.

Ponadto celem badań było sprawdzenie możliwości poprawy rozkładu obciążeń działających na rurę do czego wystarczała przyjęta metodyka badań.

4.2. Badania materiałowe

a/ własności gruntu zasypki

Jako grunt modelujący zasypkę wykopu zastosowano piasek.

W celu zachowania proporcji między wymiarami ziaren a średnicą rury zastosowano piasek drobny.

Pełna charakterystyka ośrodka gruntowego obejmuje: analizę sitową, wyznaczenie wilgotności optymalnej oraz maksymalnej gęstości objętościowej szkieletu gruntowego, kąt tarcia wewnętrznego, moduł odkształcenia gruntu.

Badania przeprowadzono na podstawie [54, 55, 63, 88] .

- analiza sitowa;

wyniki badań przedstawia tab. 4.1.

Rozmiar sita d mm	P R Ó B K A 1			P R Ó B K A 2		
	pozostaje na sicie	pozostaje na sicie	pozosta- łości na sicie d	pozostaje na sicie	pozostaje na sicie	pozosta- łości na sicie d
	kg $\cdot 10^{-3}$	%	%	kg $\cdot 10^{-3}$	%	%
1	2	3	4	5	6	7
2,5	0,1	0,02	0,02	0,1	0,02	0,02
2	0,6	0,12	0,14	0,7	0,14	0,16
1	2,0	0,40	0,54	2,4	0,48	0,64
0,5	30,7	6,14	6,68	30,2	6,04	6,68

c.d. tab. 4.1.

1	2	3	4	5	6	7
0,42	96,8	19,36	26,04	106,1	21,22	27,90
0,178	346,7	69,34	95,38	335,0	67,00	94,90
0,074	14,5	2,90	98,28	16,1	3,22	98,12
d < 0,074	8,6	1,72	100,00	9,4	1,88	100,00
Σ	500	100		500	100	

Tab. 4.1. Wyniki analizy sitowej gruntu zasypki.

- wilgotność optymalna w_{opt} oraz maksymalna gęstość objętościowa szkieletu gruntowego ρ_{os} ;

Przeprowadzono badania Proctora w cylindrze małym dla ułożenia gruntu w trzech warstwach. Z wykresu Proctora wyznaczono:

$$w_{opt} = 11,2 \% \quad ; \quad \rho_{os} = 1695 \text{ kg/m}^3$$

- kąt tarcia wewnętrznego ϕ ;

na podstawie badań normowych [54] określono $\phi = 0,654 \text{ rad}/37,5^\circ/$

- moduł odkształcenia gruntu E_g ;

Zgodnie z zaleceniami [83] wartość E_g wyznaczono: w drodze bezpośrednich doświadczeń przy różnym stopniu zagęszczenia.

Mierzono osiadania sztywnej płytki kołowej wciskanej do gruntu. Dla danego ciśnienia jednostkowego wywieranego przez płytkę odczytywano jej zagłębienie w gruncie przy pomocy czujników zegarowych.

Moduł odkształcenia obliczano na podstawie [63]

$$E_g = \frac{\Delta p}{\Delta s} \cdot D_p \quad /4.1/$$

Δp - przyrost ciśnienia działającego na grunt

Δs - odkształcenie gruntu odpowiadające temu przyrostowi ciśnienia

D_p - średnica wciskanej płytki

Otrzymano następujące wyniki:

grunt słabo zagęszczony $E_g = 3,9 \text{ MPa}$

grunt średnio zagęszczony $E_g = 6,2 \text{ MPa}$

grunt silnie zagęszczony $E_g = 24,4 \text{ MPa}$

b/ badania materiałowe rur

Do badań jako rurę sztywną stosowano rurę stalową, a jako podatną rurę z PCW.

- rura stalowa;

grubość ścianki $t = 3,4 \text{ mm}$

średni promień $R = 53,3 \text{ mm}$

moduł sprężystości $E = 210 \text{ GPa}$

- rura z PCW;

$t = 5,9 \text{ mm}$

$R = 52,0 \text{ mm}$

$E = 3,2 \text{ GPa}$

Mając powyższe dane sprawdzono przy jakim stopniu zagęszczenia zasypki dana rura będzie wraz z gruntem tworzyła układ podatny spełniając warunek $n > 1$ w/g /2.1/

$$n = \frac{E_g \cdot R^3}{E \cdot t^3} > 1 \quad /4.2/$$

$$E_g > E \frac{t^3}{R^3} \quad /4.3/$$

- dla rury stalowej $E_g > 55 \text{ MPa}$

Ponieważ nawet przy silnym zagęszczeniu zasypki warunek /4.3/ nie jest spełniony badana rura stalowa zawsze tworzyła z gruntem układ sztywny - słabo współpracujący.

- dla rury z PCW $E_g > 4,7 \text{ GPa}$

Powyższa nierówność jest spełniona już przy średnim zagęszczeniu zasypki, dla którego $E_g = 6,2 \text{ GPa}$.

Oznacza to, że silne i średnie zagęszczenie zasypki umożliwi powstanie podatnego - dobrze współpracującego układu rura - ośrodek gruntowy.

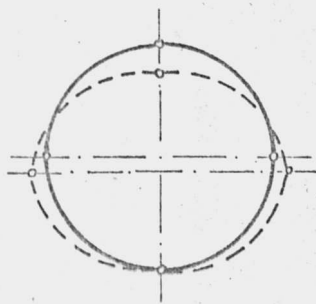
5. WPLYW ZAGĘSZCZENIA ZASYPKI NA PRACĘ RUROCIĄGU

5.1. Wprowadzenie

Poprawę współpracy rury z otaczającym ją gruntem można uzyskać, zgodnie z równaniem /2.1/ przez zwiększanie współczynnika sztywności układu n .

Osiągnąć to można zmniejszając sztywność samej rury k_p /2.16/, lub powodując wzrost modułu odkształcenia zasypki gruntowej. W pierwszym przypadku stosować można rury cienkościenne, lub rury wykonane z materiałów o niskich modułach sprężystości. Umożliwia powstanie odpowiednich deformacji przekroju poprzecznego zapewniających wzrost równomierności obciążeń. Dla rur sztywnych możliwość powstania deformacji przekroju poprzecznego daje wprowadzenie co najmniej czterech przegubów w miejscach występowania największych momentów zginających /rys.5.1/.

Rys.5.1.



Przeguby takie mogą powstać także w ścianie tradycyjnej rury wskutek uplastycznienia najbardziej wyteżonych przekrojów pierścienia [35] .

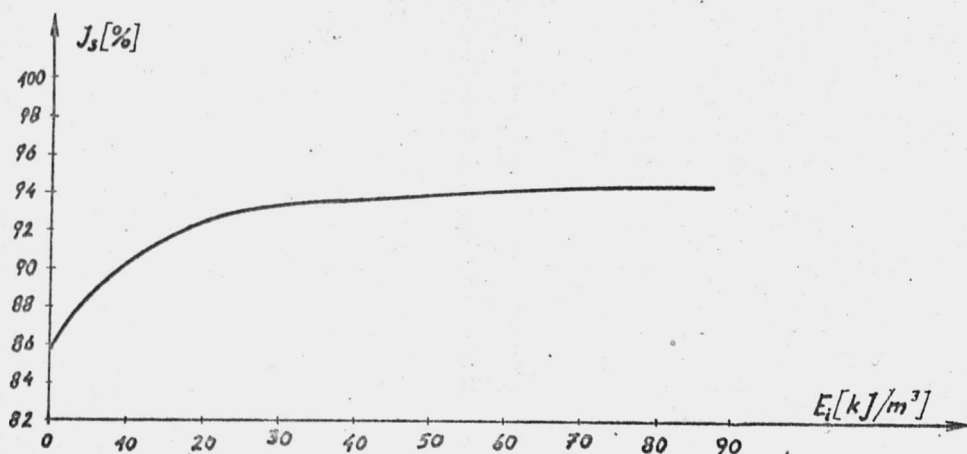
Drugą, niezależną możliwością poprawy współpracy układu jest zwiększanie modułu odkształcenia zasypki gruntowej.

Przy czym decydujący wpływ ma tu zagęszczenie gruntu w pachwinach wykopu, co potwierdziły przeprowadzone badania.

Celem badań było ustalenie optymalnego nakładu energii jednostkowej zużywanej na zagęszczenie zasypki w pachwinach. Planowano również zbadać jaki wskaźnik procesu zagęszczania daje najpełniejszą informację. Wskaźnik zagęszczania gruntu I_g w praktyce budowlanej jest określany na podstawie pomiaru wartości I_g próbek gruntu pobranych w sposób losowy.

Taka metoda oceny stanu zagęszczenia zasyпки obarczona jest błędami wynikającymi z niejednorodności zagęszczania gruntu wzdłuż rurociągu oraz z trudności pobrania próbki w stanie nienaruszonym.

W celu pełniejszego poznania właściwości gruntu stosowanego jako zasyпка na stanowisku modelowym zbadano wpływ jednostkowej energii zagęszczenia E_1 na wskaźnik zagęszczenia I_s . Wyniki badań przedstawiono na rys. 5.2.



Rys. 5.2. Wpływ jednostkowej energii zagęszczenia gruntu E_1 na jego wskaźnik zagęszczenia I_s .

Okazało się, że luźne wsypanie piasku i lekkie ugniecenie powierzchni w celu wyeliminowania lokalnych pustek powietrznych zapewniło $I_s = 86$ %. Następnie w wyniku ubijania gruntu dość szybko rośnie I_s ; i tak po dostarczeniu energii w ilości 10 kJ/m^3 wskaźnik zagęszczenia wzrasta z 86 do 90 %, a więc przyrost wskaźnika $\Delta I_s = 4$ %. Podwojenie dostarczanej energii jednostkowej $E_1 = 20 \text{ kJ/m}^3$ daje już tylko $\Delta I_s = 2$ % / $I_s = 92$ %/. Kontynuując zagęszczanie uzyskujemy coraz mniejsze przyrosty wskaźnika zagęszczenia, który przy stosowanym sposobie zagęszczania nie przekraczał wartości 95 %.

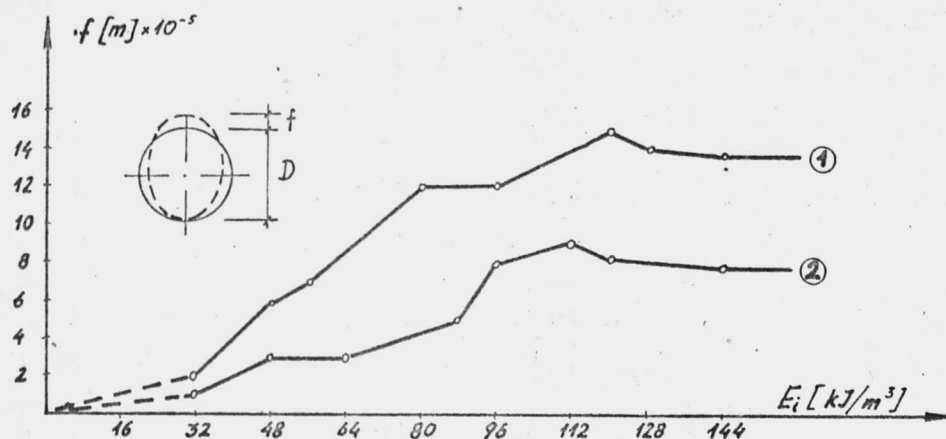
W oparciu o opisane wyżej badania przyjęto dla stosowanego gruntu następujące kryteria intensywności zagęszczania:

- zagęszczenie słabe $I_s \leq 90$ % $E_1 \leq 10 \text{ kJ/m}^3$
- zagęszczenie średnie $93 \geq I_s > 90$ % $30 \geq E_1 > 10 \text{ kJ/m}^3$
- zagęszczenie silne $I_s > 93$ % $E_1 > 30 \text{ kJ/m}^3$

5.2. Praca konstrukcji podczas zagęszczania gruntu w pachwinach

W celu zbadania zachowania się rury podczas zagęszczania zasypki gruntowej w pachwinach przeprowadzono dodatkowe doświadczenia, w których obserwowano deformacje przekroju pod wpływem wzrastającej jednostkowej energii zagęszczania E_i .

Na rys. 5.3 przedstawiono wyniki badań rury z PCW.

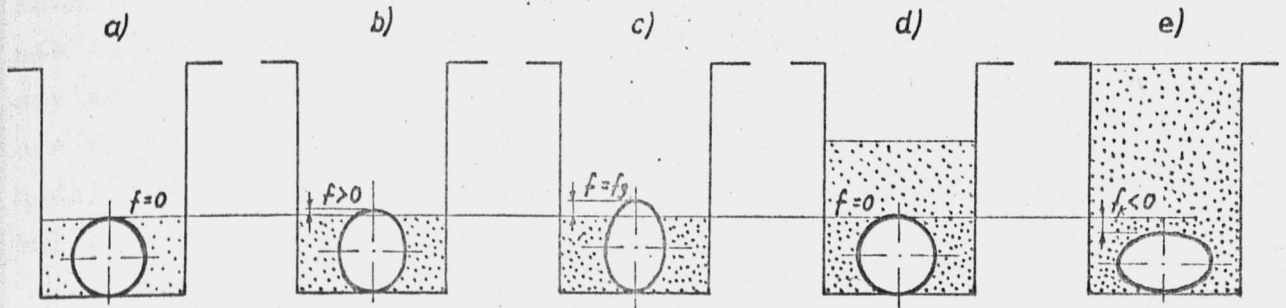


Rys. 5.3. Wpływ jednostkowej energii zagęszczenia gruntu E_i na deformacje przekroju poprzecznego badanej rury.

Wykazują one, że deformacje przekroju rury wzrastają do pewnej granicznej wartości f_g wraz ze wzrostem energii zagęszczenia gruntu. Jednocześnie należy zauważyć, że odpowiednie przemieszczenia są odwrotnie skierowane w stosunku do przemieszczeń powstających przy obciążaniu konstrukcji. Można więc proces powstawania "deformacji odwrotnych" przekroju poprzecznego rury podczas zagęszczania zasypki gruntowej w pachwinach traktować jak sprężanie poprzeczne konstrukcji. Korzystny wpływ sprężania na pracę obciążanej rury potwierdziły wyniki dalszych badań, w szczególności dla rur podatnych.

Przy analizie pracy podziemnych rurociągów podatnych nie uwzględniano dotychczas wpływu sprężania przekroju na wielkość maksymalnych deformacji końcowych f_k .

W oparciu o wyniki badań opracowano schemat przebiegu deformacji przekroju pod wpływem zagęszczania /rys. 5.4/.



Rys. 5.4. Deformacje przekroju rury pod wpływem zagęszczania zasypki gruntowej i wzrostu obciążeń działających na rurę.

Podczas sprężania i obciążania konstrukcji wyróżniono następujące fazy:

Faza I - początkowe zagęszczanie świeżo nasypanego gruntu prowadzone w sposób statyczny lub dynamiczny.

Dostarczana energia jest zużywana na przemieszczanie się pewnych objętości gruntu, które wypełniają lokalne rozluźnienia - pustki powietrzne. Struktura ośrodka gruntowego staje się bardziej jednorodna. W fazie tej nie powstają deformacje budowli /rys. 5.4.a/.

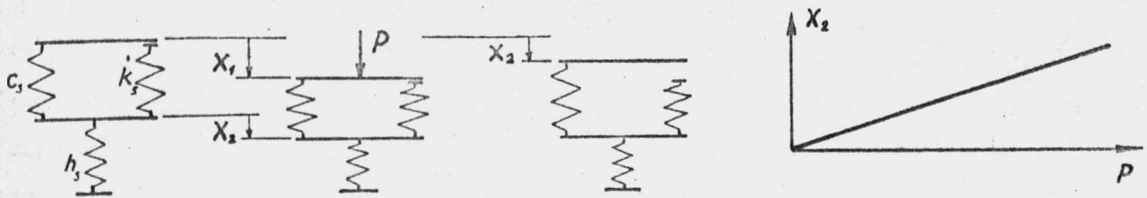
Faza II - zagęszczanie prowadzone w sposób dynamiczny. Wraz ze wzrostem dostarczonej energii E_1 zmniejszają się odległości między ziarnami ośrodka rozdrobnionego po pokonaniu tarcia wewnętrznego. Jednocześnie narastają deformacje przekroju rury, przy czym część energii zużywana jest na pokonanie tarcia między przemieszczającym się gruntem a jej ścianką /rys. 5.4.b/.

Faza III - dalsze zagęszczanie zasypki w pachwinach nie powoduje wzrostu deformacji konstrukcji ani powiększenia wskaźnika zagęszczenia gruntu. Może natomiast nastąpić niepożądane "wypieranie" rurociągu w wyniku wciskania gruntu zasypki z pachwin wykopu pod rurę /rys. 5.4.c/.

Faza IV - wzrost obciążenia rury do wartości odpowiadającej zredukowaniu się deformacji powstałych wskutek sprężania rury oraz pod wpływem obciążeń /rys. 5.4.d/.

Faza V - przy dalszym wzroście obciążeń /rys. 5.4.e/. Zagęszczenie celowe jest prowadzić jedynie do końca fazy II, ponieważ dalszy wzrost dostarczonej energii pogarsza jedynie warunki ułożenia rury.

Model zagęszczania niespoistego gruntu opracowany przez Bathelta [80] przedstawiono na rys. 5.5.



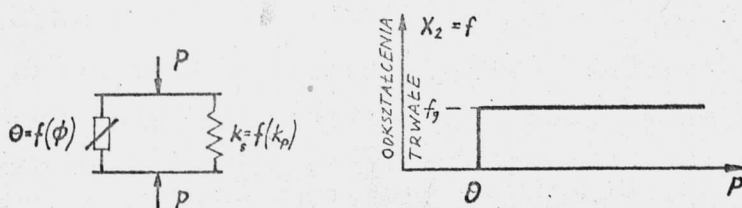
Rys. 5.5. Model zagęszczania gruntu niespoistego

Sprężysty element k_s , posiada blokadę uniemożliwiającą powrót. Dla danych cech sprężystych elementów k_s , c_s , h_s wielkość odkształceń trwałych zależna jest od siły P .

Chcąc zbudować model sprężania rury wskutek zagęszczania gruntu w pachwinach wykopu, należało zastosować ogranicznik wielkości jej trwałych deformacji, gdyż jak wykazały omówione wyżej badania deformacje te powiększają się wraz ze wzrostem energii tylko w fazie II, a dalsze zagęszczanie nie zmienia w zasadzie ich wielkości /rys. 5.4/.

Za wskaźnik sprężania rury przyjęto strzałkę ugięcia f . Jej maksymalna wielkość zależy od charakterystyki wytrzymałościowej przekroju k_p /2.16/ oraz od oporu gruntu θ przeciwdziałającego odprężeniu się przekroju. Dla stosowanych gruntów sypkich opór θ zależny jest od kąta tarcia wewnętrznego ϕ .

Prosty model interpretujący przebieg sprężania rury przedstawiono na rys. 5.6.

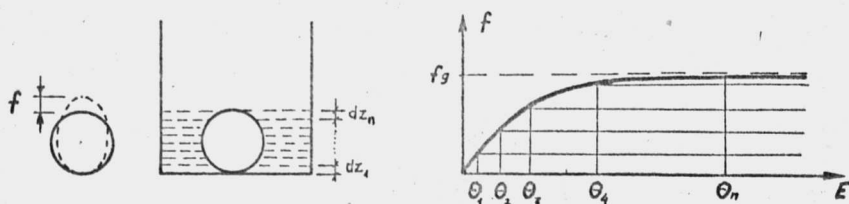


Rys. 5.6. Model sprężania rury podczas zagęszczania gruntu w pachwinach wykopu.

Zauważyć można, że dla $P < \theta$ nie występują żadne odkształcenia trwałe odpowiada to fazie I. Dla $P > \theta$ następuje wzrost obciążeń trwałych do wartości f_g , która potem nie zależy już od wartości P .

Przebieg wykresu odkształceń trwałych nie jest zgodny z wynikami badań /rys. 5.3/, ponieważ opór gruntu θ w rzeczywistości nie jest wielkością stałą. Wzrasta on wraz z zagęszczaniem gruntu i wraz ze wzrostem grubości zasypki na odcinku od dna wykopu do klucza rury /rys. 5.7/.

Przyrost grubości warstwy o dz powoduje wzrost oporu gruntu o wielkość $d\theta$. O krzywoliniowym przebiegu wykresu odkształceń trwałych decyduje też nierównomierność zagęszczenia gruntu w pobliżu rury. Zwykle najniższy wskaźnik zagęszczenia posiada grunt w dolnej strefie przekroju rurociągu.



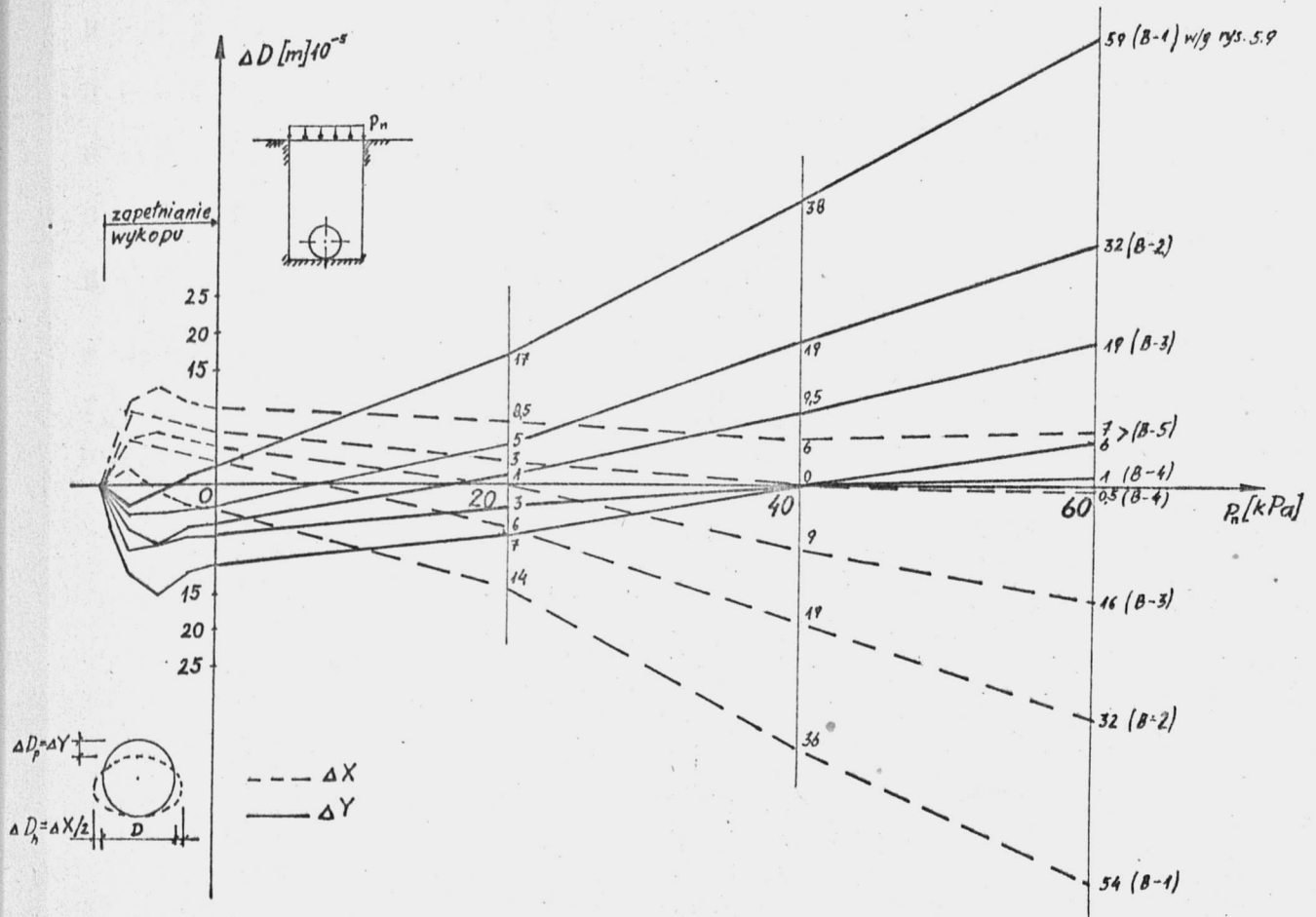
Rys. 5.7. Przyrost deformacji trwałych przekroju rury podczas zagęszczania zasypki gruntowej.

5.3. Badania rury podatnej

Badano rurę z PCW opisaną w rozdziale /4.2./ przy różnych warunkach zagęszczenia zasypki gruntowej. Po zagęszczeniu zasypki na ziemi obciążano stopniowo do największej wartości $p_n = 60$ kPa. Odczyty wskaźników wyężenia konstrukcji, deformacje przekroju

ΔD , siły osiowe N i momenty zginające M obliczono dla $p_n = 20$, $p_n = 40$ i $p_n = 60$ kPa.

Na rys. 5.8. przedstawiono przebieg zmian deformacji przekroju badanej rury pod wpływem wzrastającego obciążenia przy różnym stopniu zagęszczenia gruntu w pachwinach.



Rys. 5.8. Wpływ obciążenia p_n na deformacje przekroju badanej rury z PCW dla różnych stanów zagęszczenia zasypki gruntowej

- B - 1 badanie przy słabo zagęszczonej zasypce
- B - 2, B - 3 badanie przy średnim zagęszczeniu zasypki
- B - 4, B - 5 badanie przy silnym zagęszczeniu zasypki

Największa wartość deformacji końcowej ΔD_p dla $p_n = 60$ kPa występowała przy zasypce słabo zagęszczonej.

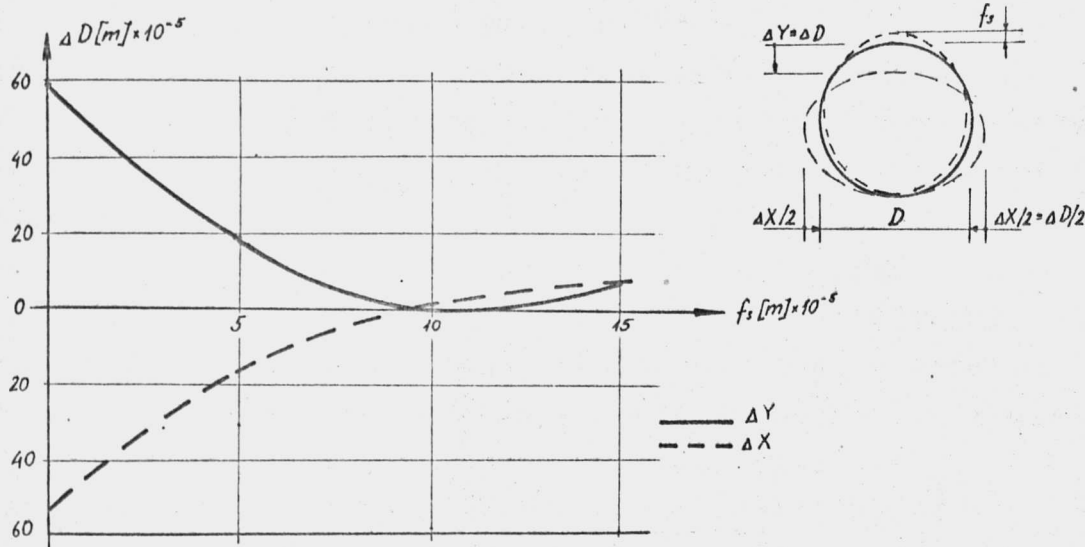
Mierzono także maksymalne deformacje odwrotne f_s powstające w trakcie sprężania rury przy zagęszczaniu zasypki gruntowej.

Dla badania B - 1 przy słabym zagęszczeniu zasypki sprężenie rury nie nastąpiło; $f_s = 0$, natomiast końcowa deformacja ΔD_p była największa ze wszystkich badań i wynosiła $D_p = 590 \mu m$.

Poniżej zestawiono wartości f_s oraz ΔD_p dla wszystkich badań. Podano też odpowiadające obciążeniu $p_n = 60$ kPa wydłużenie średnicy ΔD_h , przyjmując że przemieszczenia do wnętrza rury mają znak dodatni.

B - 1 ; $f_s = 0 \text{ } \mu\text{m}$	$D_p = 590 \text{ } \mu\text{m}$	$D_h = 540 \text{ } \mu\text{m}$
B - 2 ; $f_s = -30 \text{ } \mu\text{m}$	$D_p = 320 \text{ } \mu\text{m}$	$D_h = 320 \text{ } \mu\text{m}$
B - 3 ; $f_s = -50 \text{ } \mu\text{m}$	$D_p = 190 \text{ } \mu\text{m}$	$D_h = 160 \text{ } \mu\text{m}$
B - 4 ; $f_s = -100 \text{ } \mu\text{m}$	$D_p = 10 \text{ } \mu\text{m}$	$D_h = 0 \text{ } \mu\text{m}$
B - 5 ; $f_s = -150 \text{ } \mu\text{m}$	$D_p = 60 \text{ } \mu\text{m}$	$D_h = -70 \text{ } \mu\text{m}$

W oparciu o powyższe dane sporządzono wykres zależności ΔD_p od f_s , na którym widać wyraźnie wpływ sprężenia rury f_s na deformację końcową przekroju poprzecznego rury.



Rys. 5.9.

Z przeprowadzonych badań wynika, że dogodnym wskaźnikiem stanu zagęszczenia gruntu w pachwinach jest właśnie wielkość sprężenia rury f_s . Zagęszczając zasypkę w pachwinach do chwili, gdy f_s osiągnie graniczną wartość f_g /rys. 5.7/ /dla danej zasypki grunтовой, konstrukcja rury i metody zagęszczania/ zapewnić przypuszczalnie można optymalną współpracę układu rurociąg - ośrodek grunтовой.

Określając stan zagęszczenia gruntu przy pomocy wskaźnika f_s , uniknąć można wpływu czynników losowych na jego ocenę.

Potwierdzają to wyniki dwóch badań /B-2 i B-3/, podczas których zagęszczenie zasypki prowadzono w ten sam sposób. Czynniki losowe sprawiły, że mimo jednakowej jednostkowej energii zagęszczenia sprężenia przekroju różniły się między sobą, tak że

$f_{B-2} : f_{B-3} = 0,60$. W tym samym niemal stosunku pozostają do siebie odwrotności deformacji końcowych $D_{B-2}^{-1} : D_{B-3}^{-1} = 0,59$, co potwierdza tezę, że deformacje końcowe są odwrotnie proporcjonalne do sprężenia rury f_s /prostoliniowa część wykresu z rys. 5.9/.

Interesujące są wyniki badania rury przy silnym zagęszczeniu zasypki /B-5/, podczas którego udało się najbardziej sprężyć konstrukcję. Pod wpływem sprężania konstrukcja dobrze współpracowała z gruntem, o czym świadczy jednocześnie skrócenie średnicy poziomej i pionowej przy działaniu obciążenia naziomu $p_n = 60$ kPa. Jak już wspomniano, w trakcie badań mierzono także inne wskaźniki zagęszczenia. Na rys. /5.10/ przedstawiono wartości momentów zginających M , sił osiowych N , parcia gruntu p oraz omówionych deformacji przekroju rury ΔD dla badań B1 ÷ B5 przy obciążeniu naziomu $p_n = 60$ kPa. Rzędne przedstawionych na rys. 5.10 wykresów otrzymano na podstawie pomiarów, natomiast ich przebieg pomiędzy punktami pomiarowymi jest tylko prawdopodobny.

Widać, że przez dobre zagęszczenie gruntu można poprawić współpracę układu, zapewniając korzystniejszy - bardziej równomierny rozkład obciążeń. Zmniejsza się wyteżenie konstrukcji, co widać na wykresach M , N , ΔD .

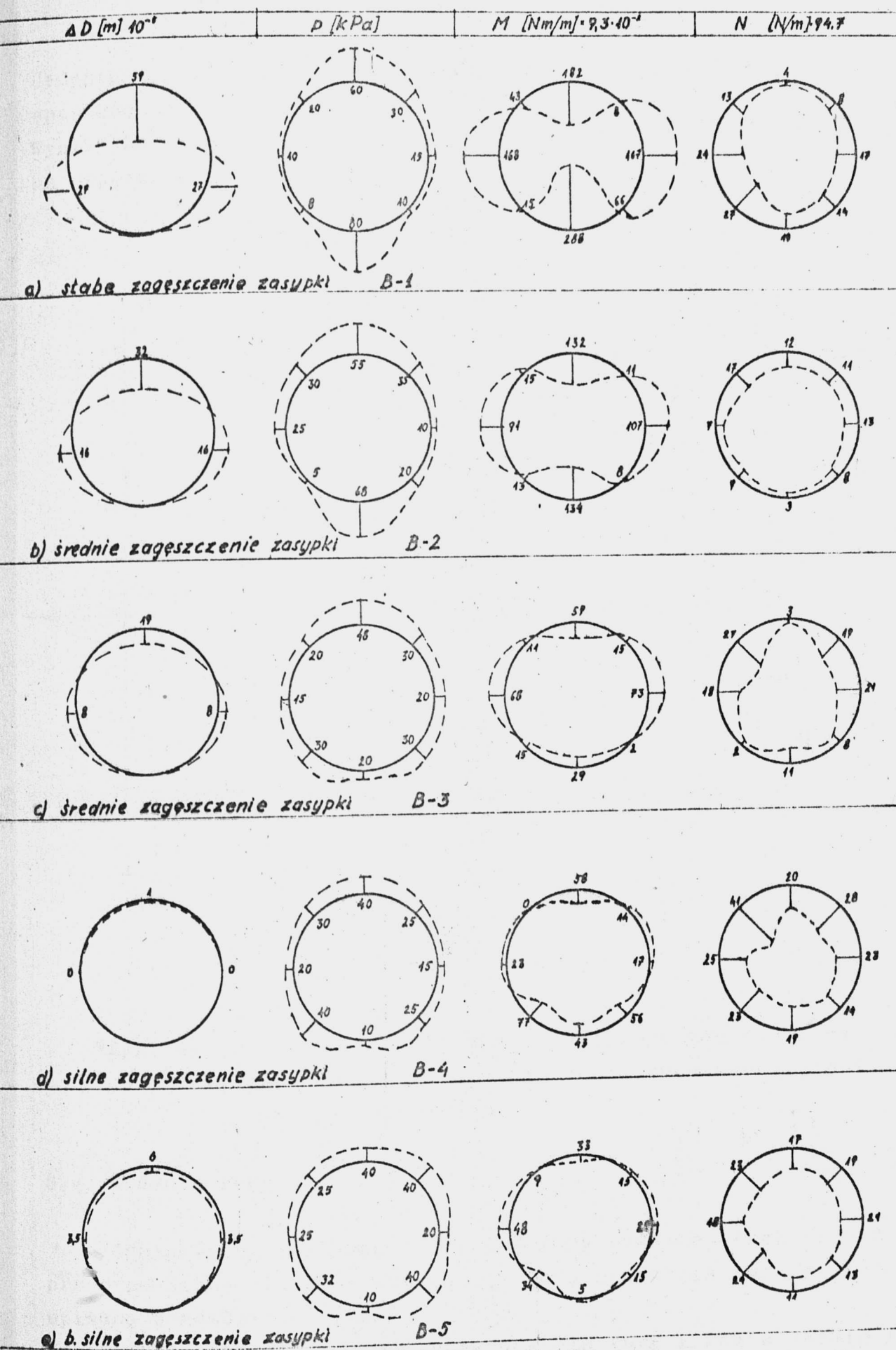
Charakterystyczny dla rur podatnych, przy silnym zagęszczeniu zasypki w pachwinach, jest rozkład parcia gruntu w strefie dolnej przekroju rury. Zmniejsza się koncentracja obciążeń w strefie podporowej rury i tworzą się wyraźnie 2 strefy podparcia zamiast jednej, jak przy słabym zagęszczeniu zasypki /rys. 5.10/.

Potwierdzają to wyniki badań zamieszczone w pracy [6] .

Na podstawie analizy wykresów ΔD , M /rys. 5.10/ można przypuszczać, że przy silnym zagęszczeniu zasypki gruntowej, zdeformowany pod wpływem obciążenia p_n przekrój poprzeczny rury ma kształt nieregularny /zamiast założonej elipsy/. Świadczą o tym wyniki badania B-4, w którym pod wpływem obciążeń długość średnicy poziomej i pionowej była równa wartości początkowej. Nastąpiło więc wyrównanie deformacji od sprężania i zagęszczania. Wprawdzie nie zaobserwowano błonowego stanu naprężeń, lecz wartości momentów zginających były stosunkowo niewielkie.

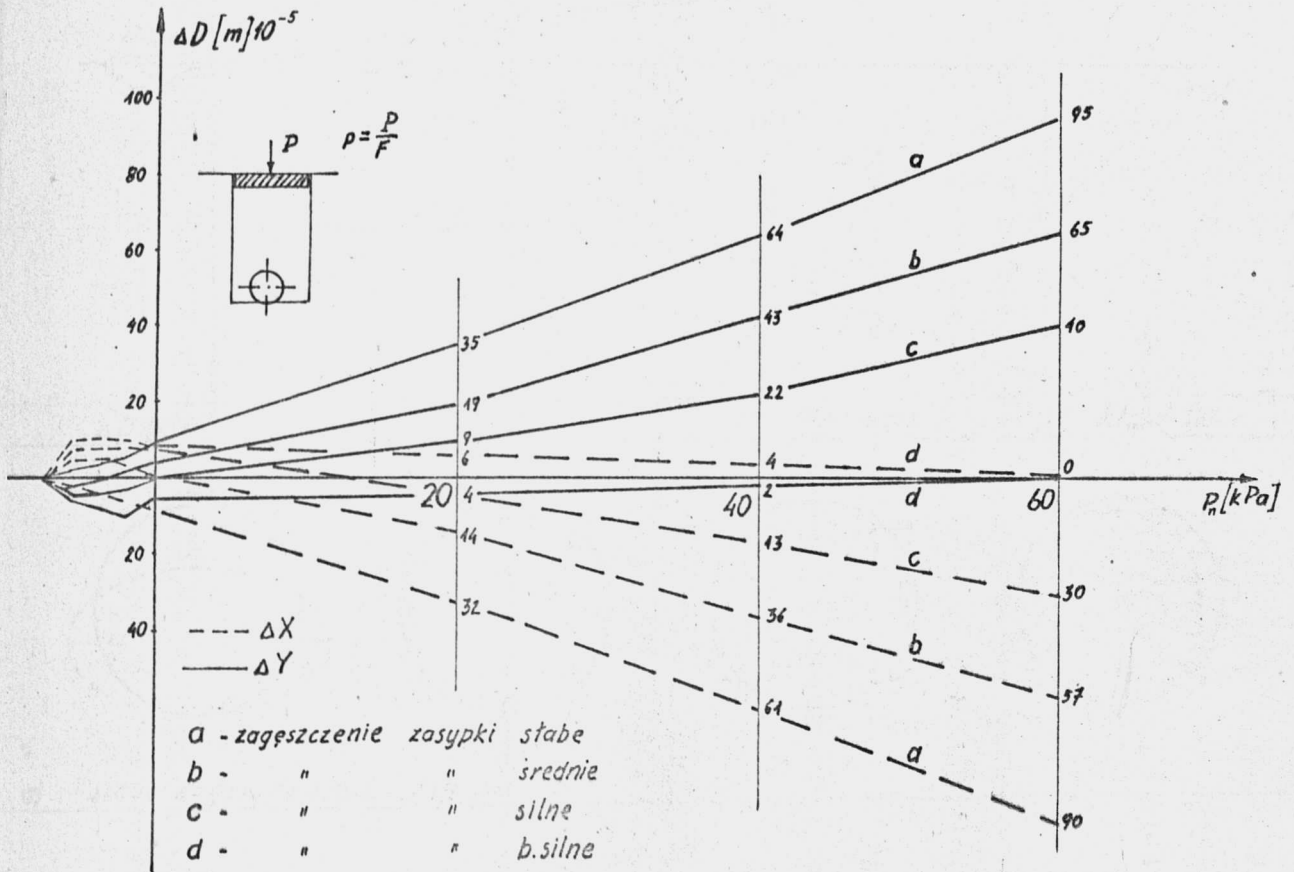
W kolejnym badaniu obserwowano wpływ sposobu obciążania naziomu na pracę rury. Przebieg badania taki jak poprzednio, z tym że obciążenie przykładane było na powierzchni naziomu poprzez sztywną płytę /rys. 5.11/.

Analizując wpływ zagęszczenia zasypki na deformacje przekroju obciążanej rury /rys. 5.11/ widać, w porównaniu z badaniem poprzednim, że koncentracja obciążeń powodowała średnio dwukrotny wzrost deformacji końcowych ΔD przy $p_n = 60$ kPa.



Rys. 5. 10. Wpływ zagęszczenia zasypki gruntowej w pachwinach na pracę rury z PCW. Obciążenie naziomu $P_n = 60 kPa$

Jedynie w przypadku silnego zagęszczenia zasypki wyniki dla obu sposobów obciążania były zbliżone. Wyniki badań potwierdzają decydujący wpływ zagęszczenia zasypki na współpracę układu rurociąg - ośrodek gruntowy.

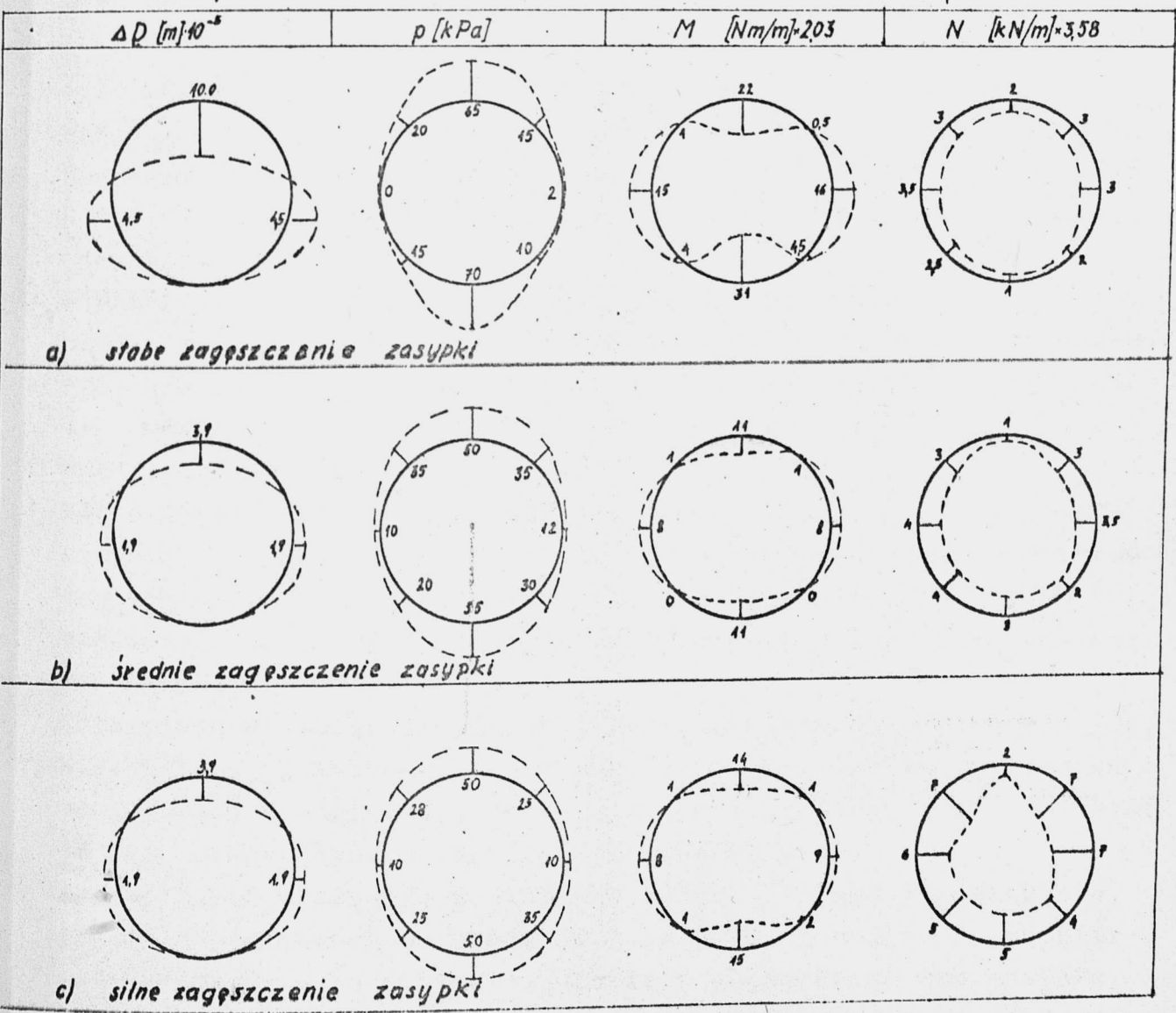
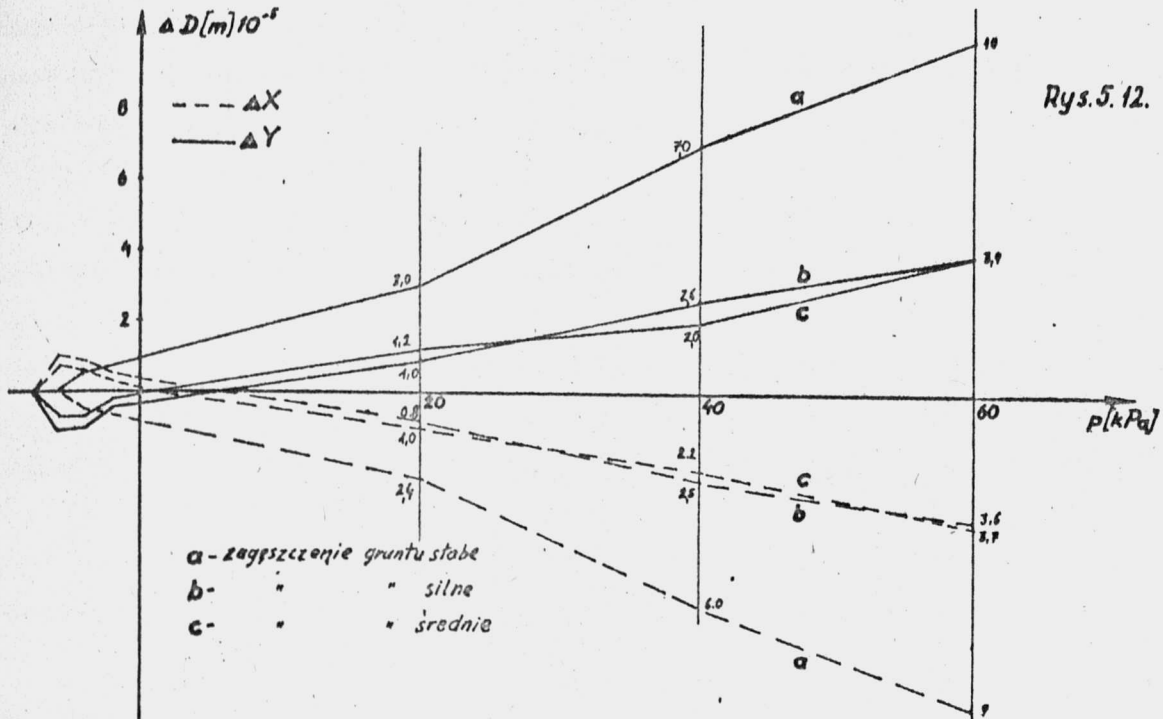


Rys. 5.11. Zależność deformacji przekroju badanej rury z PCW od obciążenia dla różnych stanów zagęszczenia zasypki gruntowej

5.4. Badania rury sztywnej

Analogiczny cykl badań jak dla rury podatnej /rozd. 5.3./ przeprowadzono dla rury sztywnej, którą stanowiła rura stalowa opisana w rozdziale 4.2. Wyniki badań zestawiono podobnie jak dla rury z PCW w formie wykresów. Obciążenie naziomu p_n było równomiernie rozłożone, podobnie jak w dalszych badaniach i realizowano je przy użyciu poduszki pneumatycznej. Na rys. 5.12 przedstawiono wpływ obciążenia

Rys. 5.12.



Rys. 5.13. Wpływ zagęszczenia zasypki gruntowej w pachwinach na pracę rury sztywnej. Obciążenie naziomu $p_n = 60 kPa$

p_n na deformacje przekroju badanej rury sztywnej dla różnych stanów zagęszczenia zasypki.

Natomiast kolejny rys. 5.13 ukazuje wpływ zagęszczenia zasypki gruntowej na pracę rury sztywnej przy maksymalnym obciążeniu nasiomiu; $p_n = 60$ kPa.

Analizując zamieszczone wyniki badań można zauważyć, że praca obciążanej konstrukcji w przypadku średniego i silnego zagęszczenia gruntu w pachwinach jest zbliżona. Świadczy o tym wartości sił wewnętrznych i deformacje przekrojów. Przy słabym zagęszczeniu zasypki wyężenie konstrukcji znacznie wzrastało - przeszło dwukrotne powiększenie maksymalnych momentów zginających i deformacji.

Można więc wnioskować, że zagęszczanie gruntu w pachwinach odmiennie wpływa na pracę rurociągów sztywnych i podatnych.

5.5. Wnioski

Zagęszczenie gruntu w pachwinach wykopu wpływa w istotny sposób na pracę rurociągu sztywnego, jak i podatnego, przy czym w drugim przypadku korzystny wpływ zagęszczenia na wielkość maksymalnych naprężeń i deformacji przekroju badanej rury był wyraźniejszy.

W przypadku rury stalowej, która zawsze tworzyła wraz z gruntem układ sztywny /rozd. 4.2./, przy średnim i silnym zagęszczeniu gruntu uzyskiwano zbliżone wyniki. Natomiast zdecydowanie wzrastało wyężenie konstrukcji i wielkość deformacji, gdy zasypka była słabo zagęszczona.

Dla obu rodzajów badanych rur stosowanie zasypki średnio zagęszczonej zamiast słabo zagęszczonej, powodowało około dwukrotne zmniejszenie się wartości maksymalnych momentów zginających i deformacji przekroju, które to wielkości są w praktyce podstawą do wymiarowania konstrukcji.

Dalszy wzrost zagęszczenia był korzystny jedynie dla rury z PCW. Należy więc postulować, aby w praktyce inżynierskiej zapewniać co najmniej średnie zagęszczenie zasypki gruntowej i uwzględniać to przy projektowaniu konstrukcji rurociągów.

Wyniki badań wykazały, że inaczej wpływa poprawa zagęszczenia gruntu w pachwinach na pracę rury sztywnej i podatnej. Ta pierwsza ze względu na minimalną wielkość odkształceń nie wywiera nacisku na podłoże w strefach bocznych rury. Nie jest więc moż-

liwe wyrównywanie obciążeń przez wzrost bocznego oporu gruntu. Korzystne działanie wzrostu modułu odkształcenia otaczającego rurę gruntu polega na tym, że wypadkowe obciążenie pionowe G rozłożone jest na większej powierzchni - powiększenie strefy parcia czynnego. Ponadto część obciążenia G przekazywana jest po-
przez grunt w pachwinach bezpośrednio na dno wykopu.

W przypadku rury z PCW poprawa rozkładu obciążeń - ich wyrównywanie zachodzi dzięki powstającym pod wpływem obciążeń deformacjom; wzrasta boczny odpór gruntu oraz maleją jednocześnie pionowe parcia czynne wskutek "uginania" się ściany, co stwarza możliwość wytworzenia się sklepienia gruntowego.

Analizując zagadnienie optymalnego zagęszczenia zasypki w pachwinach, zauważono, że zagęszczanie jest celowe doputy, dopóki wraz ze wzrostem wydatkowanej energii jednostkowej wzrasta strzałka sprężenia f /rys. 5.7/, lub gdy jej przyrost znacznie maleje. Korzystny wpływ sprężenia konstrukcji przez zagęszczanie gruntu w pachwinach zaobserwowano szczególnie w przypadku rury podatnej. Pomiar strzałki sprężania f wzdłuż rurociągu mógłby stanowić w praktyce lepszy wskaźnik oceny możliwości współpracy układu rura - grunt niż stosowane obecnie metody losowego pobierania próbek gruntu i określania dla nich wskaźnika zagęszczenia.

Wyniki badań wykazały, że na pracę rury w ośrodku gruntowym ma wpływ nie tylko wartość jednostkowej energii, ale także sposób zagęszczenia. Najkorzystniejsze rezultaty osiągnęto, gdy intensywne zagęszczanie gruntu w pachwinach rozpoczynano po osiągnięciu przez lekko ubijaną zasypkę poziomu klucza rury /rys. 5.3 badanie 1/. Umożliwiało to lepsze sprężenie rury /większe f /, niż w przypadku, gdy intensywne zagęszczanie prowadzono już od dna wykopu /rys. 5.3 badanie 2/.

Nie jest korzystne silne zagęszczanie gruntu tuż nad rurą, gdyż zmniejsza to możliwość powstania sklepienia odciażającego w strukturze ośrodka rozdrobnionego.

Dalsze zagęszczanie gruntu w wykopie, aż do powierzchni terenu należy w praktyce prowadzić warstwami o grubości $0,3 \div 0,7$ m w zależności od stosowanego sprzętu [80] .

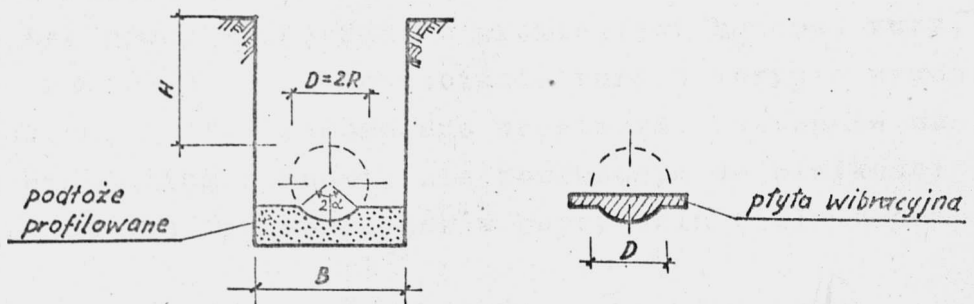
Przy czym na poziomie danej warstwy wskazane jest symetryczne prowadzenie zagęszczenia pasmami wzdłuż osi rurociągu rozpoczynając od ścian bocznych i zbliżając się do środka wykopu. Poprawia to otrzymanie równego zagęszczenia w pachwinach z obu stron rury.

Istotę wpływu zagęszczenia zasypki w pachwinach na pracę rury można ująć krótko, mówiąc, że przy słabym zagęszczeniu grunt zasypki wykopu stanowi jedynie obciążenie, natomiast przy silnym grunt współpracuje z konstrukcją przejmując część obciążeń, bądź przekazując je w korzystniejszy dla danej konstrukcji sposób.

6. WPLYW PODŁOŻA PROFILOWANEGO NA PRACĘ RUROCIĄGU

6.1. Formowanie podłoża profilowego

Jedną z metod polepszenia współpracy układu rura - ośrodek gruntowy jest profilowanie dna wykopu /rys. 6.1/.



Rys. 6.1. Wykop z dnem profilowanym

Celem tej metody jest zmniejszenie koncentracji oddziaływań gruntu na dolną część konstrukcji. Podłoże profilowane powoduje wyrównywanie się obciążeń działających wokół rury i w konsekwencji zmniejszenie się wartości momentów zginających.

Podejmowane są sposoby praktycznego rozwiązania problemu realizacji takiego podłoża profilowanego. Nie jest to łatwe, gdyż należy zapewnić stały spadek dna wykształtowanej "rynny" oraz niezmienny na całej długości rurociągu jej przekrój poprzeczny.

W pracy [91] przedstawiono wyniki badań rur podatnych z tworzywa sztucznego /PVC/ o średnicy zewnętrznej $D = 160$ mm i grubości ścianki $t = 4,7$ mm. Obciążenie konstrukcji stanowił ciężar gruntu zasypki wykopu.

Badano rury w wykopie z dnem płaskim i profilowym.

Po wykonaniu wykopu, jego dno pokrywano warstwą nasypowego gruntu piaszczystego, po czym wprowadzano wibrator zaopatrzony w płytę

profilowaną o wymiarach dostosowanych do średnicy badanej rury. Niweleta wykonanej rynny miała pewne odchyłki w stosunku do założonej. Nie mniej, wyniki badań były obiecujące. Porównywano deformacje przekroju, charakteryzowane zmianą długości średnicy poziomej i pionowej.

Przy przeciętnym zagęszczeniu gruntu w pachwinach deformacje w przypadku rury ułożonej na podłożu profilowanym były o ok. 50 % mniejsze, niż przy ułożeniu na podłożu płaskim w tych samych warunkach obciążenia.

6.2. Badania

Zbadano wpływ zastosowania profilowanego dna wykopu na pracę rury sztywnej /stalowej/ i podatnej /PCW/ na stanowisku pomiarowym opisanym w rozdz. 3.4.

Promień koryta był równy zewnętrznemu promieniowi badanej rury, a kąt ułożenia $2\alpha = \pi/2$. Po ułożeniu rury w korycie wykop wypełniono piaskiem, który zagęszczano warstwami. Następnie naziom obciążano ciśnieniem równomiernie rozłożonym do wielkości maksymalnej $p_n = 60$ kPa, podobnie jak w poprzednim cyklu badań /rodz. 5/.

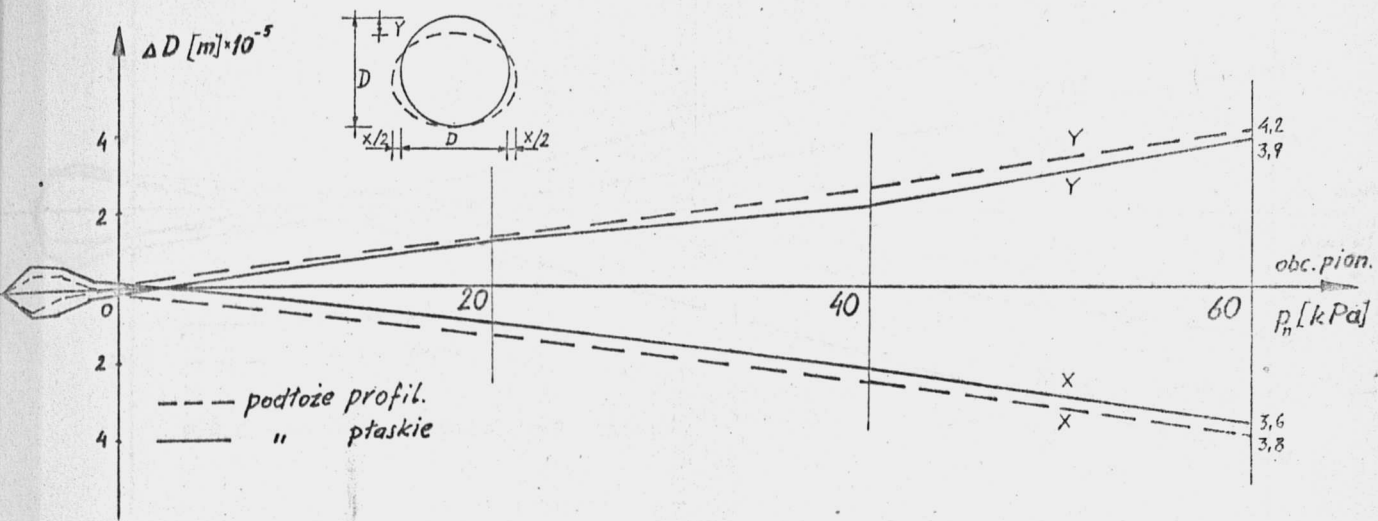
Porównywanymi wskaźnikami wytrzymałości konstrukcji były: deformacje przekroju charakteryzowane zmianami długości średnicy pionowej

Y i poziomej X , parcia gruntu na rurę p , momenty zginające M oraz siły osiowe N .

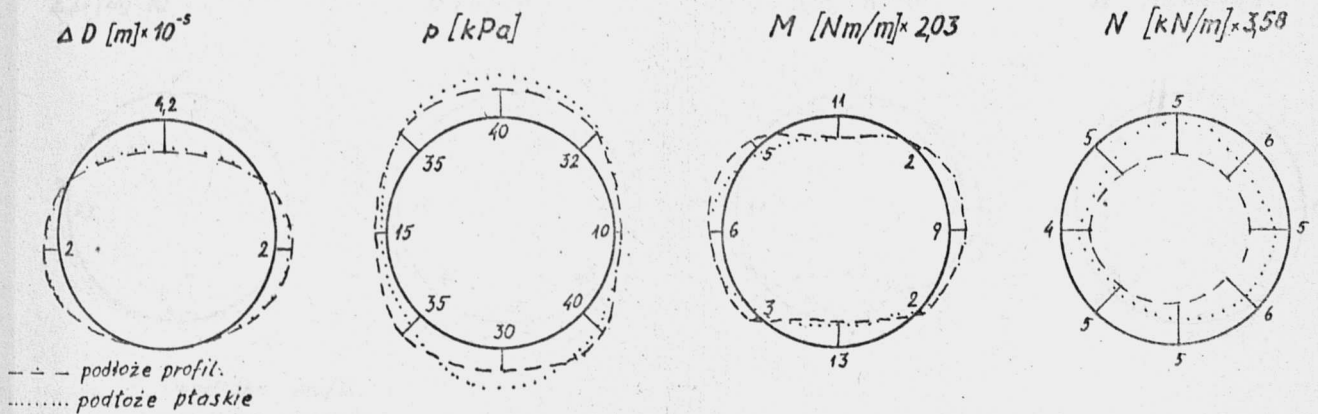
Poniżej przedstawiono wyniki badań w zestawieniu z wynikami otrzymanymi dla rury ułożonej na podłożu płaskim, przy średnim zagęszczeniu zasypki gruntowej.

Na rys. 6.2 przedstawiono wyniki badań wpływu obciążenia naziomu p_n na wielkość deformacji przekroju stalowej rury ułożonej na dnie profilowanym /linia ciągła/. Linia przerywana oznacza deformacje przekroju tej samej rury ułożonej w wykopie z dnem płaskim.

Stan wytrzymałości badanej rury stalowej, przy obciążeniu naziomu $p_n = 60$ kPa charakteryzuje rys. 6.3. Porównać można odpowiednie wielkości dla rury na podłożu profilowanym /linia przerywana/ i płaskim /linia kropkowana/, przy średnim zagęszczeniu zasypki gruntowej.



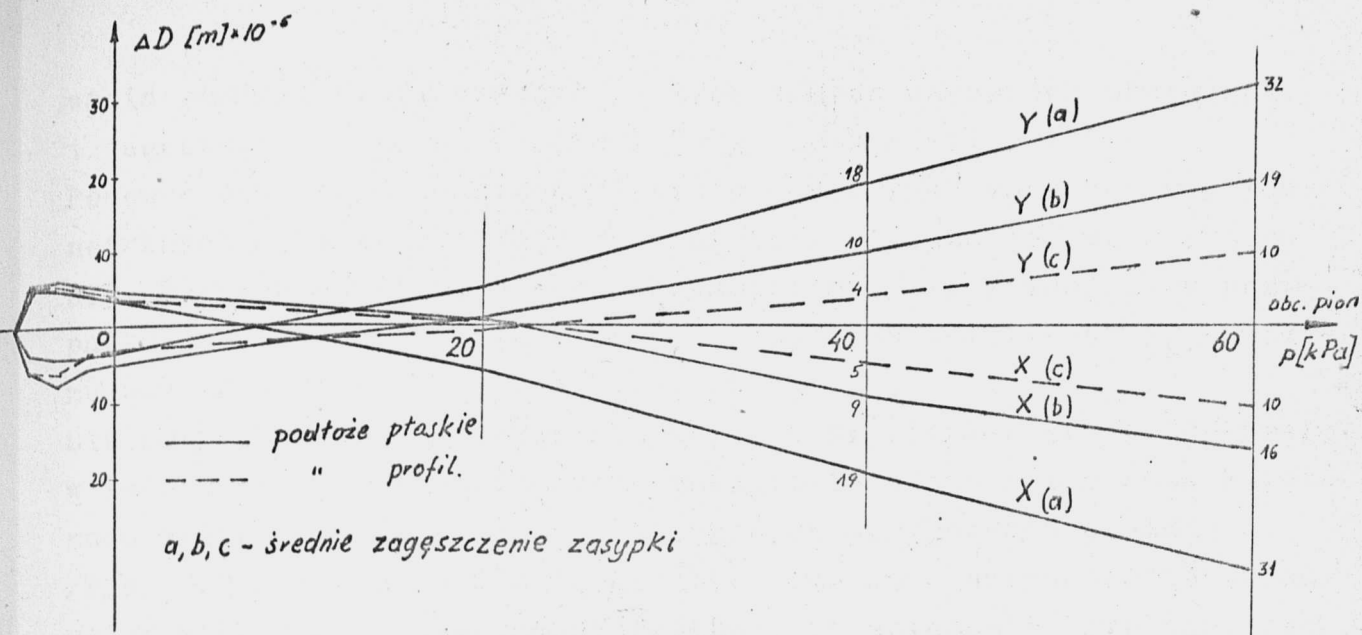
Rys. 6.2. Wpływ obciążenia naziomu p_n na deformacje przekroju badanej rury stalowej w różnych warunkach ułożenia



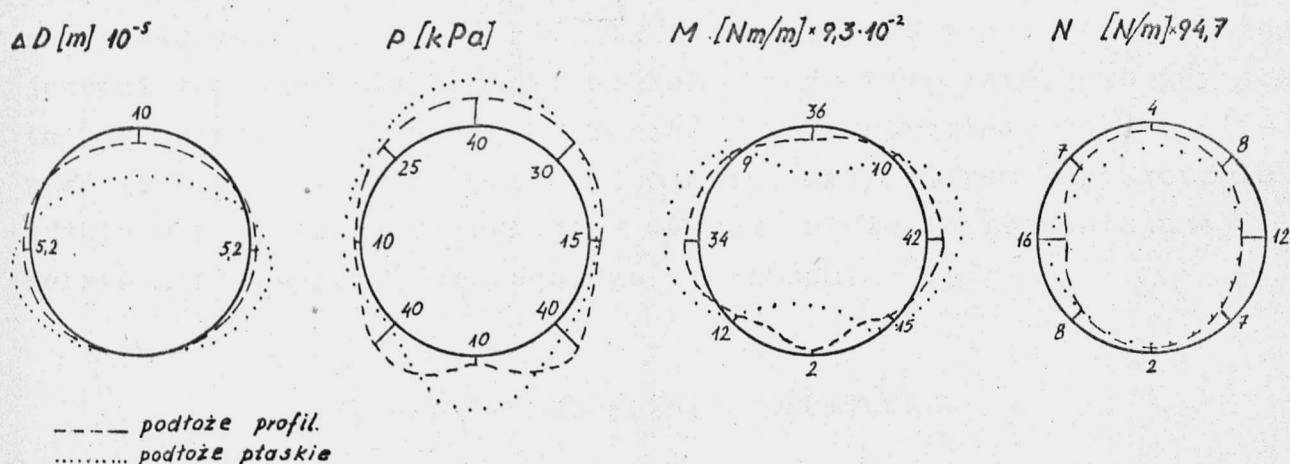
Rys. 6.3. Wpływ warunków ułożenia na pracę badanej rury stalowej przy obciążeniu naziomu $p_n = 60 \text{ kPa}$

Analogiczne badania przeprowadzono dla rury podatnej, z PCW, opisanej w rozdz. 4.2.

Wyniki badań jak poprzednio zestawiono w formie wykresów, które przedstawiono na rys. 6.4 i 6.5.



Rys. 6.4. Wpływ obciążenia naziomu p_n na deformacje przekroju badanej rury z PCW w różnych warunkach ułożenia



Rys. 6.5. Wpływ warunków ułożenia na pracę badanej rury podatnej z PCW przy obciążeniu naziomu $p_n = 60$ kPa

6.3. Analiza wyników badań

Badania wpływu rodzaju podłoża gruntowego na pracę rurociągów podziemnych wykazały, że czynnik ten odgrywa istotną rolę, szczególnie w wypadku konstrukcji podatnych.

Porównując wielkości deformacji przekroju rury z PCW /rys.6.4/ okazało się, że są one o 40 + 70 % mniejsze w przypadku zastosowania

wania podłoża profilowanego, w tych samych warunkach obciążenia i zagęszczenia jak w badaniu z podłożem płaskim.

Podobne różnice daje porównywanie największych wartości sił wewnętrznych M , N w przekroju badanej rury dla obu sposobów ułożenia. Porównując przykładowo maksymalne momenty zginające w przypadku podłoża profilowanego M_{prof} i podłoża płaskiego $M_{pł}$, otrzymujemy proporcje: $M_{prof} : M_{pł} = 0,57 : 1$.

Dla rury stalowej zastosowanie podłoża profilowanego nie wpływało w istotny sposób na pracę konstrukcji. Świadczy o tym duża zbieżność wyników badań w obu rozpatrywanych przypadkach ułożenia /rys. 6.2 ; 6.3/. Powodem mogła być zbyt duża sztywność konstrukcji w stosunku do sztywności podłoża, co uniemożliwiało dopasowanie się kształtu przekroju do profilu koryta.

Przypuszczalnie lepsze rezultaty można osiągnąć w warunkach terenowych, gdzie możliwe jest zastosowanie sprzętu zmechanizowanego w celu poprawy parametrów podłoża.

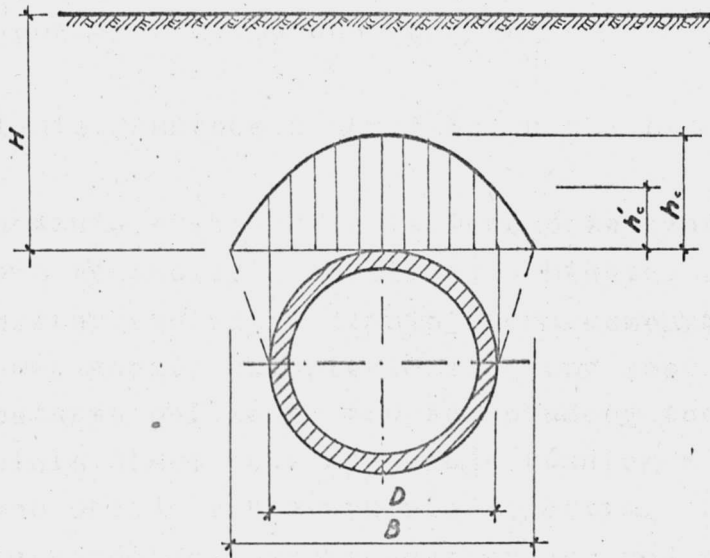
Podsumowując wyniki przeprowadzonego cyklu badań wydaje się, że celowe jest stosowanie profilowanego dna wykopu szczególnie w przypadku rur podatnych, gdy nie ma możliwości zapewnienia dobrej jakości zagęszczenia zasyпки wzdłuż całego rurociągu, lub gdy jest to utrudnione np. w wąskim wykopie. Natomiast jeżeli taka możliwość istnieje, to jak wykazały badania, przy silnym zagęszczeniu gruntu w pachwinach otrzymujemy warunki ułożenia zapewniające korzystniejszą pracę obciążonego rurociągu.

7. WPŁYW SKLEPIENIA GRUNTOWEGO

7.1. Odciażające sklepienie gruntowe

Zwykle sklepienie gruntowe powstaje przy budowie głębokich tuneli. W takim przypadku na konstrukcję działa tylko ciężar gruntu naruszonego tzn. znajdującego się między powierzchnią sklepienia, a powierzchnią zewnętrzną obiektu [77]. Odciażające działanie sklepienia gruntowego polega na tym, że wysokość strzałki sklepienia h_c jest znacznie zredukowana w stosunku do grubości H zalegającej nad budowlą warstwy nakładu. Stopień redukcji zależy głównie od kąta tarcia wewnętrznego gruntu ϕ . W/g różnych źródeł kształt sklepienia może być ograniczony elipsą, lub parabola [1, 4, 46].

Dla konstrukcji o przekroju kołowym schemat sklepienia pokazano na rys. 7.1. [13] .



Rys. 7.1. Schemat sklepienia gruntowego

w/g [13] dla głęboko ułożonych rurociągów podziemnych

$$h_c = \frac{B}{2 w_t} \quad /7.1/$$

$$h'_c = h_c \left(1 - \frac{D^2}{B^2} \right) \quad /7.2/$$

$$B = D \left[1 + \operatorname{tg} \left(\pi/4 - \phi/2 \right) \right] \quad /7.3/$$

w_t - współczynnik zależny od kąta tarcia wewnętrznego ϕ

Wypadkowe obciążenie pionowe G , działające na rurę zostało obliczone przy założeniu równomierności parcia gruntu; $p = \gamma \cdot h_c$

$$G = n_p \cdot h_c \cdot \gamma \cdot D = \frac{n_p \cdot \gamma \cdot D \cdot B}{2 w_t} \quad /7.4/$$

γ - ciężar objętościowy gruntu

n_p - współczynnik przeciążenia

Jak wynika z wzoru /7.4/ wypadkowe obciążenia działające na rurociąg znajdujący się głęboko pod ziemią nie zależy od grubości nadkładu nad konstrukcją.

Warunkiem koniecznym do powstania sklepienia jest odpowiednio duża grubość warstwy nienaruszonego gruntu nad rurą. Minimalna gru-

bość $H_{\min}$ jest zależna od średnicy zewnętrznej kanału i od kąta tarcia wewnętrznego gruntu. W praktyce sklepienie może powstać dopiero na głębokości, gdzie nie sięgają już wpływy dynamiczne obciążenia powierzchni terenu /w/g [4] $H > 10$ m/.

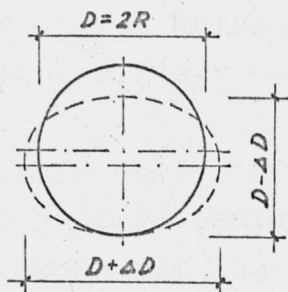
7.2. Sklepienie gruntowe w układzie rura - ośrodek gruntowy.

Występowanie efektu sklepieniowego związane jest zwykle z bezodkrywkową technologią realizacji obiektu, co zapewnia pozostawienie warstwy nakładu w stanie nienaruszonym.

Mechanizm powstawania sklepienia związany jest z rozluźnianiem gruntu w obszarze położonym powyżej obudowy tunelu.

Przypuszczalnie efekt taki występuje również w przypadku rurociągów podatnych układanych w wykopie otwartym.

Po zasypaniu rurociągu gruntem następuje, pod wpływem obciążeń deformacja przekroju poprzecznego rury. Kołowy kształt przekroju poprzecznego przechodzi w eliptyczny, co jest związane z nieznacznym zmniejszeniem się pola powierzchni tego przekroju. Wskutek tego może nastąpić rozluźnienie gruntu nad rurą i w konsekwencji zmniejszenie obciążeń czynnych działających na konstrukcję.



Rys. 7.2. Deformacja przekroju poprzecznego rurociągu pod wpływem obciążeń

Rozważany rurociąg o średnicy D /rys. 7.2/ ma pole powierzchni przekroju poprzecznego F .

$$F = 0,25 \pi D^2 \quad /7.5./$$

W wyniku deformacji następujących pod wpływem obciążeń przekrój poprzeczny ma kształt eliptyczny a więc bezwzględne wartości zmian długości średnicy poziomej i pionowej są sobie równe i wynoszą ΔD .

Pole powierzchni elipsy F_e jest równe

$$F_e = \pi \left(\frac{D - \Delta D}{2} \right) \left(\frac{D + \Delta D}{2} \right) \quad /7.6/$$

$$F_e = 0,25 D^2 - 0,25 \Delta D^2 = F - 0,25 \pi \Delta D^2 \quad /7.7/$$

Odjemnik różnicy /7.7/ jest wartością, o jaką zmniejszy się pole F wskutek deformacji.

Przekształcając /7.7/ do postaci /7.8/ mamy

$$F_e = F \left[1 - \left(\frac{\Delta D}{D} \right)^2 \right] \quad /7.8/$$

Zakładając, zgodnie z [70], że dla rur podatnych dopuszczalna wartość względnych deformacji $\frac{\Delta D_{dop}}{D} = 5 \%$ otrzymujemy

$$F_e = F (1 - 2,5 \text{ ‰}) \quad /7.9/$$

Ze wzoru /7.9/ wynika, że pole powierzchni przekroju poprzecznego rurociągu, pod wpływem dopuszczalnych /ze względu na ugięcie/ obciążeń zmniejsza się o $2,5 \text{ ‰}$.

Bezwzględna wielkość redukcji pola powierzchni jest więc zależna od wielkości obciążenia i średnicy rozpatrywanej rury.

Można przypuszczać w tych samych warunkach ułożenie i obciążenia efekt sklepieniowy może mieć większy wpływ na pracę rurociągów podatnych dużych średnic.

Drugim czynnikiem działającym korzystnie na współpracę rury podatnej z ośrodkiem gruntowym jest wspomniany już wzrost odporu bocznego gruntu wywołany powiększaniem się średnicy poziomej rury wskutek obciążeń.

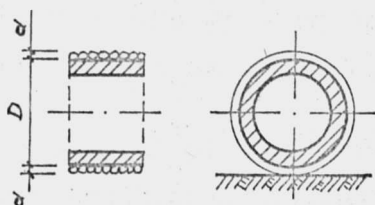
Oba wymienione czynniki powodują korzystne wyrównywanie obciążeń działających wokół przekroju rury podatnej.

W przypadku rury sztywnej deformacje przekroju ze względu na ich małe wartości nie mają praktycznie wpływu na pracę konstrukcji.

7.3. Stymulowanie efektu sklepieniowego przy zastosowaniu osłony pneumatycznej.

W trakcie badań próbowano powodować wytwarzanie się w strukturze ośrodka rozdrobnionego sklepienia odciążającego uwzględniając mechanizmy jego powstawania w warunkach rzeczywistych. Zamie-

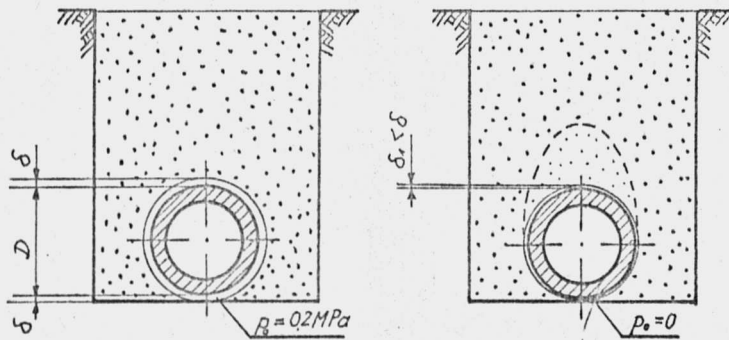
rzano sprawdzić, czy możliwe jest wystąpienie efektu sklepieniowego przy małej grubości warstwy gruntu nadsypki. Doświadczenia były prowadzone na stanowisku pomiarowym opisanym w rozdz. 3.4. Wychodząc z założenia, że powstanie sklepienia gruntowego nad rurociągiem wymaga stworzenia możliwości przemieszczania cząstek ośrodka gruntowego, zmodyfikowano konstrukcję rury. Modyfikacja polegała na tymczasowym powiększeniu grubości ścianki przez spiralne nawinięcie na badaną rurę o średnicy zewnętrznej D /zwoj obok zwoju/, miękkiego, igielitowego przewodu o średnicy zewnętrznej d_1 . W efekcie rura miała zwiększoną średnicę do wartości $D_z = D + 2d$; $d < d_1$, ponieważ w wyniku nawijania przewód ulegał spłaszczeniu /rys. 7.3/



Rys. 7.3. Rura w osłonie pneumatycznej

Koniec nawiniętego przewodu wyprowadzono na zewnątrz zasobnika, w którym prowadzono badanie. Umożliwiało to wprowadzanie sprężonego powietrza do wnętrza przewodu, a tym samym jego usztywnienie. Poprzez trójkąt przewód połączono z manometrem i z zaworem umożliwiającym zmianę ciśnienia p_0 panującego wewnątrz przewodu. Regulacja ciśnienia p_0 mogła się odbywać niezależnie od obciążenia naziomu p_n .

Zakładano, że dla stałego $p_0 > 0$ i $p_n > 0$ następowała stabilizacja obciążeń działających na konstrukcję. Zmniejszając ciśnienie w przewodzie do wartości $p_0 = 0$ /przy $p_n = \text{const}$ /, zmniejszano jednocześnie powierzchnię przekroju poprzecznego rury, co powodowało redukcję wielkości obciążeń działających na rurociąg. Tak więc, o podatności przedstawionej na rys. 7.3 rury decydowała głównie wartość ciśnienia p_0 w przewodzie. W ten sposób można było pewne zalety rurociągów podatnych przenieść na sztywne. Zastosowana metoda nie powodowała wzrostu oporu bocznego gruntu, lecz jedynie redukcję obciążeń czynnych mającą miejsce przypuszczalnie wskutek wystąpienia efektu sklepieniowego. Schemat przebiegu badań przedstawia rys. 7.4.



Rys. 7.4. Schemat przebiegu badań

Wyniki badań zastosowania osłony pneumatycznej dla rury sztywnej /stalowej/ przedstawiono na rys. 7.5.

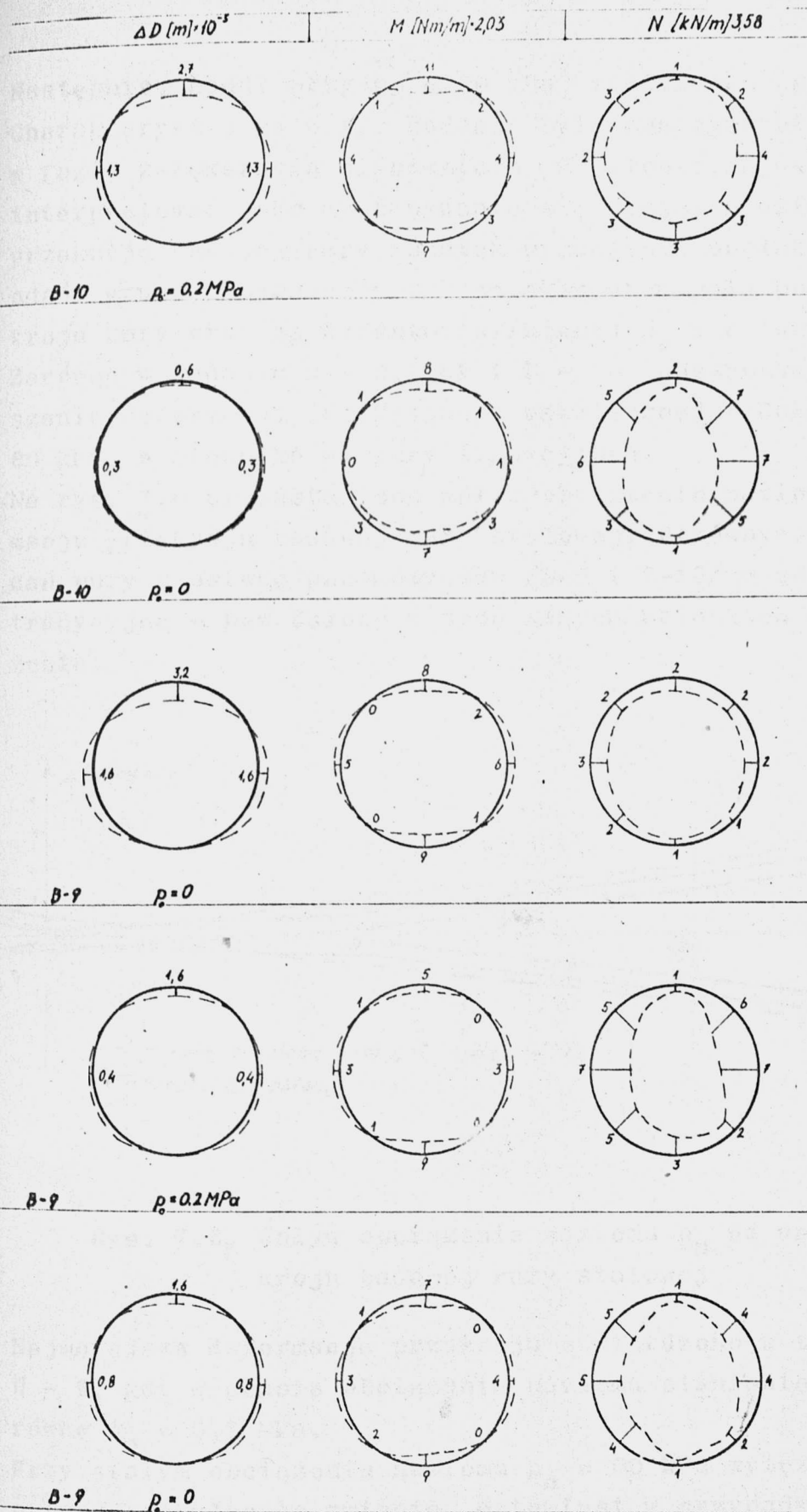
Badania B - 9 i B - 10 prowadzono przy średnim zagęszczeniu zasypki. Ze względów technicznych nie był możliwy pomiar parcia gruntu działającego na rurę. Analizę ograniczono więc do porównywania deformacji przekroju ΔD oraz wielkości sił wewnętrznych: momentów zginających M i sił osiowych N .

Zastosowanie osłony pneumatycznej w stosunku do rury stalowej przyniosło interesujące rezultaty.

Najkorzystniejsze efekty dawało utrzymywanie maksymalnego ciśnienia p_0 w osłonie podczas zapelniania wykopu gruntem i narastania obciążenia naziomu do granicznej wartości $p_n = 60$ kPa. /Warunki techniczne umożliwiały stosowanie największego ciśnienia $p_0 = 0,2$ MPa/. Dopiero wtedy przy $p_n = \text{const}$ rozpoczynano redukcję p_0 do zera. Obserwowano wówczas zmniejszanie wyteżenia konstrukcji. Przedstawione na rys. 7.5.a, b wyniki opisanego wyżej badania wykazują znaczne zmniejszenie wartości maksymalnych momentów zginających, które są podstawowym kryterium wymiarowania rur sztywnych. Redukcja momentów wynosiła 27 %. Jej powodem było najprawdopodobniej powstanie efektu sklepieniowego oraz częściowe zmniejszenie tarcia na powierzchni konstrukcji wskutek rozluźnienia gruntu wokół rury.

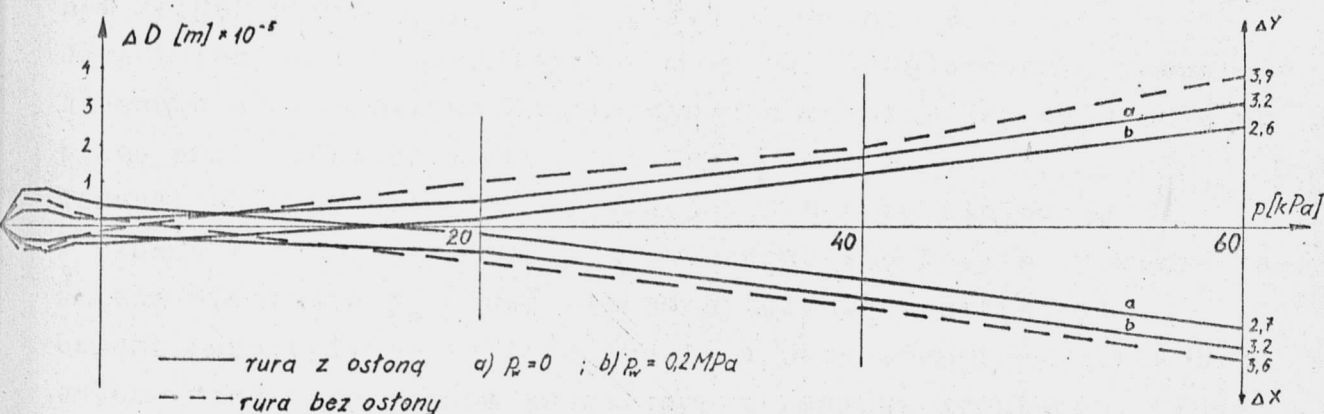
Inny przebieg miało badanie B - 10 /rys. 7.5.c, d, e/. Ciśnienie p_0 wewnątrz osłony zaczęto zwiększać dopiero po obciążeniu naziomu do wartości $p_n = 60$ kPa.

Przy $p_n = \text{const}$ zwiększono ciśnienie p_0 od zera do $p_0 = 0,2$ MPa.



Rys. 7.5. Wpływ ciśnienia p_0 w osłonie pneumatycznej na pracę rury sztywnej. Obciążenie naziomu $p_n = 60 \text{ kPa}$. Zasyпка średnio zagęszczona.

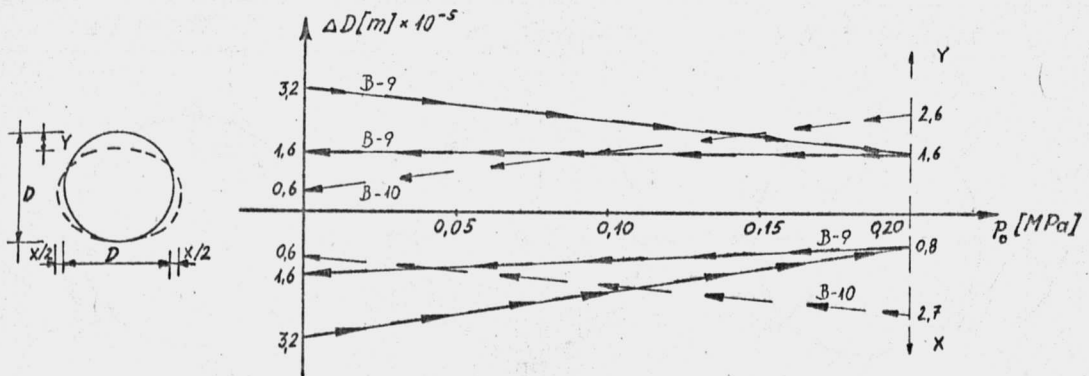
Następnie, nadal przy $p_n = 60$ kPa, zredukowano p_0 do zera. Charakterystyczne w tym badaniu było zmniejszanie się wytężenia w fazie zwiększania ciśnienie p_0 w osłonie. Zjawisko to można interpretować jako wyrównywanie się obciążeń działających wokół przekroju badanej rury wskutek wymuszania obciążeń biernych; odpór gruntu powodowany był zwiększaniem pola powierzchni przekroju rury wraz ze wzrostem ciśnienia p_0 w osłonie. Zarówno w badaniu B - 9, jak i B - 10 następowało znaczne zmniejszenie deformacji przekroju po ostatecznej redukcji p_0 przy $p_n = 60$ kPa, w stosunku do rury tradycyjnej. Na rys. 7.6 przedstawiono wpływ obciążenia naziomu p_n na deformacje przekroju badanej rury stalowej. Porównywane są wyniki badań rury z osłoną pneumatyczną /B-9 i B-10/ w zestawieniu z rurą tradycyjną - bez osłony w tych samych warunkach ułożenia i obciążenia.



Rys. 7.6. Wpływ obciążenia naziomu p_n na deformacje przekroju badanej rury stalowej

Najmniejsze deformacje przekroju stwierdzono w trakcie badania B - 9, gdy w czasie obciążania naziomu ciśnienie w osłonie było równe $p_0 = 0,2$ MPa.

Przy stałym obciążeniu naziomu $p_n = 60$ kPa wytężenie rury bez osłony nie ulegało zmianie. Natomiast w przypadku rury z osłoną pneumatyczną na pracę rury można było wpływać zmieniając ciśnienie p_0 w osłonie. Wpływ ciśnienia p_0 na wielkość maksymalnych deformacji ΔD badanej rury w osłonie przy stałej wartości obciążenia naziomu $p_n = 60$ kPa przedstawiono na rys. 7.7.



Rys. 7.7. Wpływ ciśnienia p_0 w osłonie na deformacje przekroju badanej rury stalowej, przy stałym obciążeniu naziomu $p_n = 60$ kPa

Widoczne jest, że sposób regulacji ciśnienia zastosowany w badaniu B - 9 dał mniejszą wartość deformacji końcowych, po ostatecznym zredukowaniu p_0 do $p_0 = 0$, niż w badaniu B - 10.

Jakkolwiek osłona pneumatyczna może mieć zastosowanie głównie w stosunku do rur sztywnych, to zbadano również jej działanie na pracę rury podatnej z PCW.

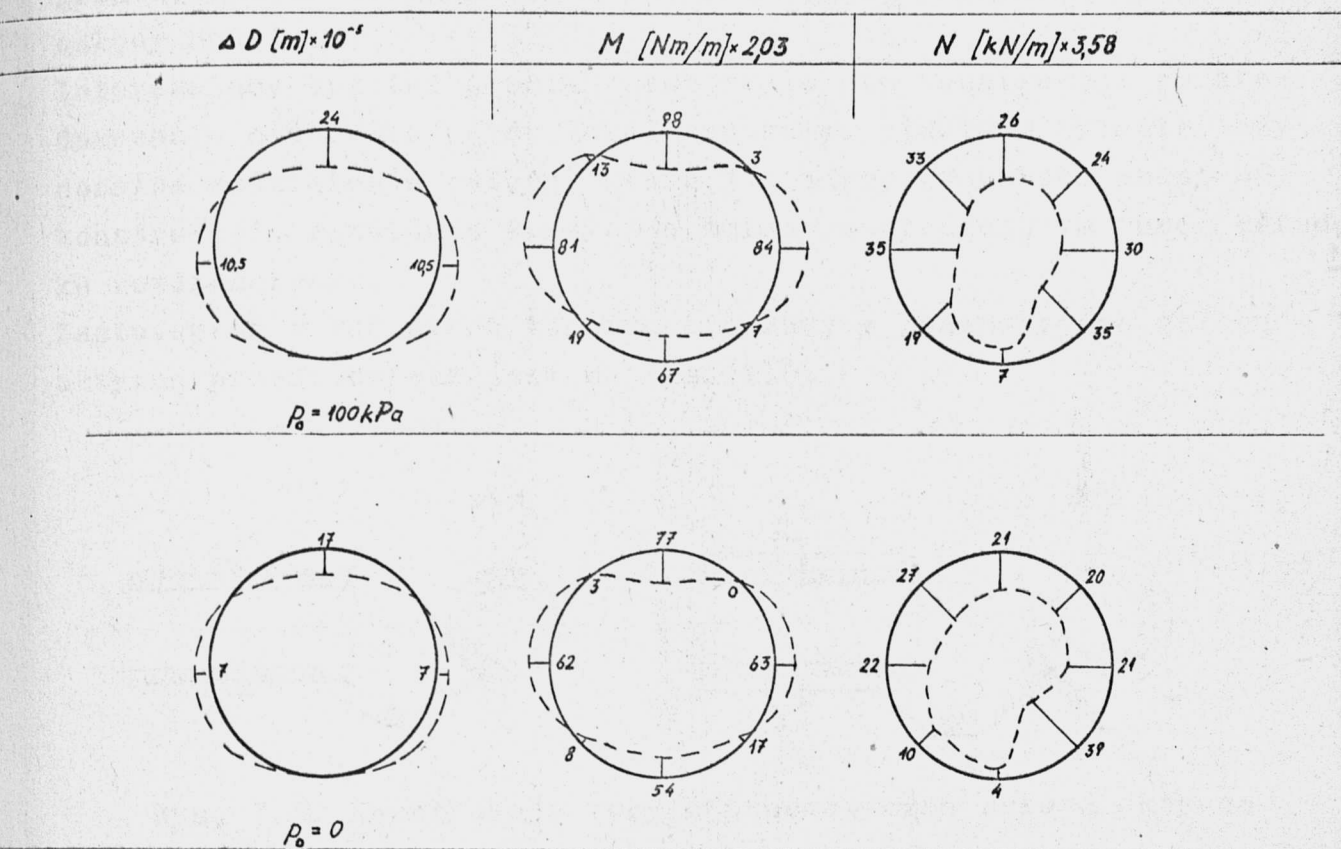
Warunki eksperymentu były takie jak dla rury stalowej.

W czasie badań z rurą podatną zaobserwowano korzystny wpływ redukcji ciśnienia p_0 w osłonie na wytrzymałość konstrukcji.

Lepsze rezultaty osiągnięto jednak w przypadku rury z PCW bez osłony przy odpowiednim zagęszczeniu zasypki gruntowej, które pozwalało na opisane w rozdz. 5. sprężanie konstrukcji.

Zastosowanie osłony pneumatycznej praktycznie uniemożliwiało uzyskanie sprężenia.

Na rys. 7.8. przedstawione są wybrane wyniki badań rury z PCW w osłonie. Pokazano wykresy ΔD , M , N przy obciążeniu naziomu $p_n = 60$ kPa w warunkach średniego zagęszczenia zasypki gruntowej przy zmiennej wartości ciśnienia p_0 w osłonie rury.



Rys. 7.8. Wpływ ciśnienia p_0 w osłonie pneumatycznej badanej rury z PCW przy stałym obciążeniu naziemnym $p_n = 60 \text{ kPa}$

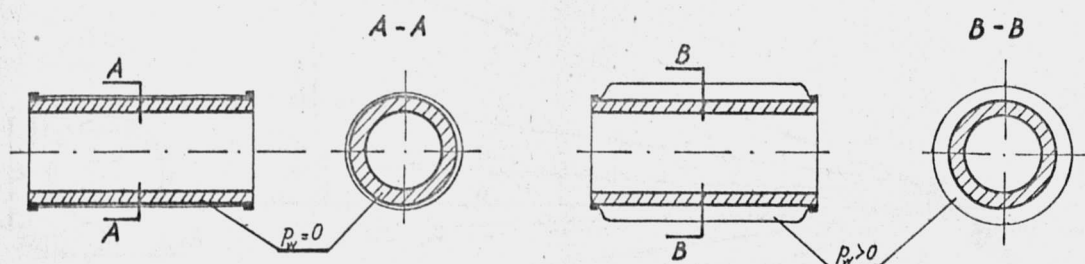
7.4. Badanie sztywnej rury z aktywną osłoną pneumatyczną

Ograniczony wpływ opisanej w rozdziale osłony spowodowany był stosunkowo małą jej rozszerzalnością, co uniemożliwiało aktywne działanie na otaczający grunt w celu zwiększenia obciążeń biernych, a tym samym wyrównania obciążeń działających wokół przekroju. Teoretycznie, w przypadku osłony pneumatycznej mogącej poszerzać się w sposób nieograniczony i działać na otaczający grunt z ciśnieniem p_w panującym w jej wnętrzu, osiągnięcie przez p_w wartości największego parcia gruntu działającego na rurę powodowałoby błonowy stan naprężeń w ścianie rury./Jego zakłóceniem byłby jedynie ciężar własny konstrukcji/. Tak więc, za cel badania postawiono sprawdzenie możliwości wytworzenia błonowego stanu naprężeń w rurociągu obciążonym parciem

gruntu. Zamiar ten próbowano zrealizować przy użyciu aktywnej osłony podatnej.

Interesujący był też problem zachowania się konstrukcji po zredukowaniu ciśnienia p_w do zera. Tym samym stawiano pytanie, czy doraźne zadziałanie osłony, która jak gdyby odpychała grunt od konstrukcji, spowoduje korzystne zmiany w otaczającym rurę ośrodku rozdrobnionym.

Zastosowana w badaniach konstrukcja rury z pneumatyczną osłoną aktywną przedstawiona jest na rys. 7.9.



Rys. 7.9. Konstrukcja rury z pneumatyczną osłoną aktywną

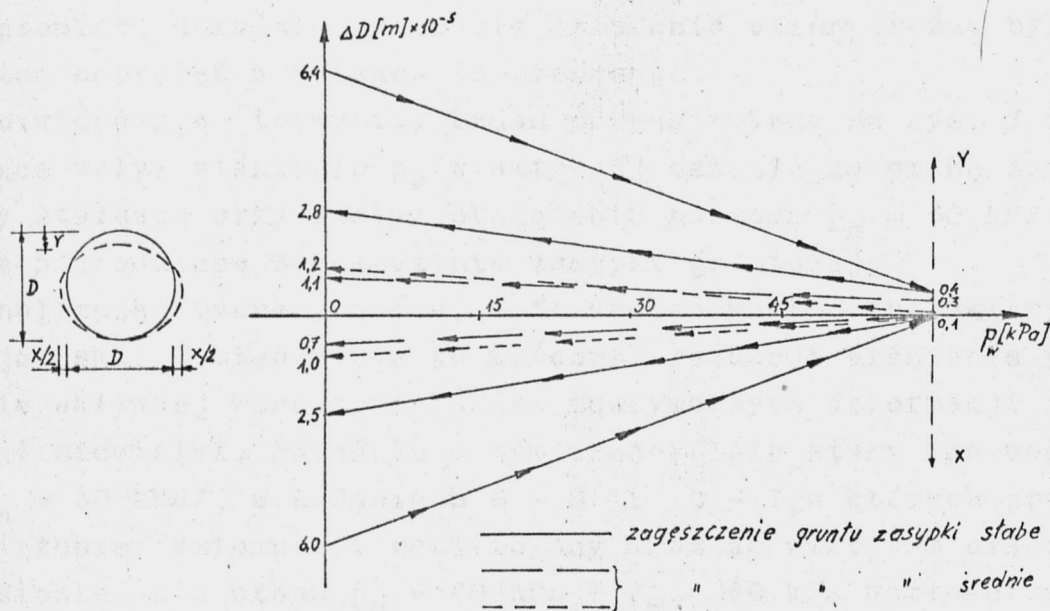
Oslonę stanowił szczelny płaszcz gumowy o grubości 2 mm nałożony na rurę. Płaszcz ten przylegał do powierzchni zewnętrznej odcinka rury a na jej końcach został dociśnięty taśmą stalową w sposób zapewniający dobrą szczelność /rys. 7.9/.

Pomiędzy gumowy płaszcz a rurę można było wprowadzać powietrze przez przewód wyprowadzony na zewnątrz zasobnika. Poprzez trójnik przewód połączony był z manometrem oraz zaworem, który umożliwiał regulację ciśnienia w osłonie.

Przedstawione dalej wyniki badań potwierdziły możliwość wyeliminowania momentów zginających i zapewnienie ściskania w całym przekroju. Istnienie pewnych "szczątkowych" momentów zginających /rys. 7.11/ było spowodowane ciężarem własnym badanego odcinka rury oraz zakłóceniami w skrajnych przekrojach, na których znajdowały się pierścienie dociskowe, co uniemożliwiało całkowite odizolowanie konstrukcji od gruntu na całej długości.

Warunkiem wytworzenia błonowego stanu naprężeń jest jedynie zapewnienie odpowiedniego ciśnienia p_w w osłonie aktywnej. Jak wspomniano ciśnienie to powinno być większe od maksymalnego parcia gruntu na rurę, aby umożliwić całkowite jej oddzielenie od gruntu warstwą sprężonego powietrza.

Jak się okazało zastosowanie aktywnej osłony pneumatycznej umożliwiło poprawę pracy obciążonej gruntem rury, nie tylko w trakcie działania ciśnienia p_w w osłonie, ale także po jego redukcji do zera. Widać to na rys. /7.10/, który przedstawia wpływ ciśnienia p_w na deformację przekroju badanej rury stalowej, przy stałym obciążeniu naziomu $p_n = 60$ kPa.



Rys. 7.10. Wpływ ciśnienia p_w w osłonie aktywnej na deformacje przekroju badanej rury stalowej.
Obciążenie naziomu $p_n = 60$ kPa.

Pokazano wyniki badań przy średnio i słabo zagęszczonej zasypce gruntowej w wykopie. Zmianę obciążenia p_n i zmianę obciążenia p_w prowadzono dwoma sposobami:

- zwiększano jednocześnie ciśnienie w osłonie wraz ze wzrostem obciążenia naziomu do wartości $p_n = 60$ kPa /Badania B-8, B-7 rys. 7.11/.
- wzrost ciśnienia p_w w osłonie był inicjowany po zadziałaniu największego, stosowanego obciążenia naziomu $p_n = 60$ kPa /Badanie B-6 rys. 7.11/.

Wartość ciśnienia p_w zmieniana było w zakresie $0 \div 60$ kPa, gdyż takie były orientacyjnie największe parcia gruntu na rurę. Wpływ zakłóceń jest widoczny na rys. 7.10 w postaci deformacji przekroju $\Delta D > 0$, przy ciśnieniu w osłonie $p_w = 60$ kPa.

Wartość deformacji końcowych /po redukcji p_w do zera/ zależna jest wyraźnie od stanu zagęszczenia zasypki. Deformacje te są około dwukrotnie większe przy słabym zagęszczeniu niż przy średnim.

Porównując otrzymane wyniki z uzyskanymi podczas badań rury ułożonej tradycyjnie, okazało się, że zastosowanie pneumatycznej osłony aktywnej zmniejszało o ponad 50 % wartości maksymalnych momentów zginających i deformacji w sposób trwały tzn. po całkowitej redukcji ciśnienia osłony p_w .

Natomiast doraźnie, w czasie działania osłony można było zbliżyć stan naprężeń w ścianie do błonowego.

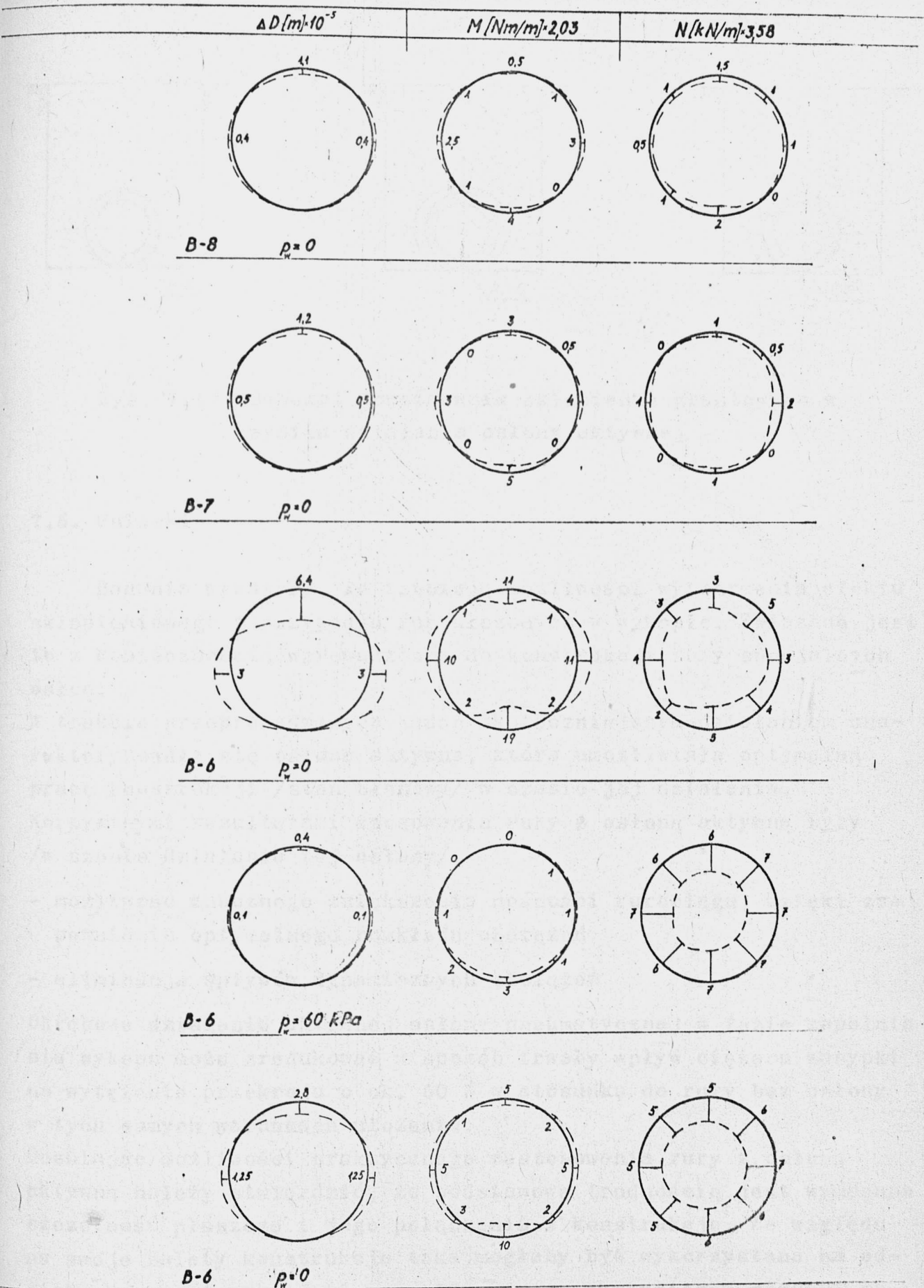
Potwierdzają to wyniki badań przedstawione na rys. 7.11 pokazujące wpływ ciśnienia p_w w aktywnej osłonie na pracę sztywniej rury stalowej przy stałym obciążeniu naziomu $p_n = 60$ kPa w warunkach średniego zagęszczenia zasypki gruntowej.

Analizując wykresy z rys. 7.11 zaobserwowano charakterystyczne zjawisko; a mianowicie po końcowej redukcji ciśnienia p_w w osłonie aktywnej wzrost wielkości maksymalnych deformacji i momentów był niewielki. Świadczą o tym szczególnie stany końcowe / $p_w = 0$; $p_n = 60$ kPa/, w badaniach B - 8 i B - 7, w których przyrost obciążenia naziomu był realizowany wraz ze wzrostem ciśnienia w osłonie. Dla stanu $p_n = 60$ kPa i $p_w = 60$ kPa wartości momentów zginających były zbliżone do zera /błonowy stan naprężeń/.

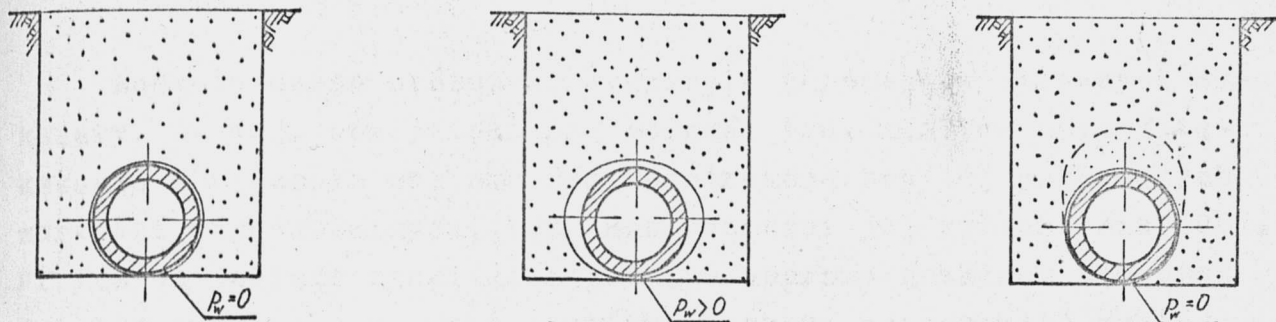
Taką korzystną pracę konstrukcji można tłumaczyć ustabilizowaniem się struktury gruntu, w którym na skutek działania aktywnej osłony pneumatycznej powstało sklepienie odciażające.

Schemat powstawania sklepienia gruntowego wskutek działania aktywnej osłony przedstawiono na rys. 7.12.

Działanie osłony może znacznie redukować tarcie między gruntem a powierzchnią zewnętrzną rury.



Rys. 7.11. Wpływ ciśnienia p_w w aktywnej osłonie pneumatycznej na pracę rury sztywnej. Obciążenie naziomu $p_n = 60 \text{ kPa}$



Rys. 7.12. Schemat powstawania sklepienia gruntowego w wyniku działania osłony aktywnej

7.5. Wnioski

Badania wykazały, że istnieją możliwości wytworzenia efektu sklepieniowego w przypadku rur ułożonych w wykopie. Związane jest to z koniecznością wprowadzenia do konstrukcji rury specjalnych osłon.

W trakcie przeprowadzanych badań skuteczniejszym działaniem charakteryzowała się osłona aktywna, która umożliwiała optymalną pracę konstrukcji /stan błonowy/ w czasie jej działania.

Korzystnymi rezultatami stosowania rury z osłoną aktywną były /w czasie działania tej osłony/

- możliwość znacznego zwiększenia nośności rurociągu, dzięki zapewnieniu optymalnego rozkładu obciążeń
- eliminacja wpływów dynamicznych obciążeń

Okresowe działanie aktywnej osłony pneumatycznej w fazie zapewniania wykopu może zredukować w sposób trwały wpływ ciężaru zasypki na wyteżenie przekroju o ok. 50 % w stosunku do rury bez osłony w tych samych warunkach ułożenia.

Oceniając możliwości praktycznego zastosowania rury z osłoną aktywną należy stwierdzić, że podstawową trudnością jest wymagana szczelność płaszcza i jego połączenia z konstrukcją. Ze względu na swoje zalety konstrukcja taka mogłaby być wykorzystana na odcinkach rurociągu, gdzie przewidywane są specyficzne warunki obciążenia np. tor dźwigu budowlanego ponad kanałem itp.

8. REOLOGICZNE ASPEKTY WSPÓŁPRACY UKŁADU RURA - OŚRODEK GRUNTOWY

Badania dawno ułożonych w gruncie rurociągów sztywnych wykazały, że mają one zwiększoną nośność tzn. możliwe było zwiększanie obciążenia naziomu nad konstrukcją powyżej zakładanych wartości dopuszczalnych, bez konieczności jej wzmocnienia [9]. Przyczyną takiego zjawiska mogła być poprawa rozkładu obciążeń działających na rurę wraz z upływem czasu; następowało zmniejszanie koncentracji obciążeń, co wpływało korzystnie na pracę konstrukcji.

Określenie rzeczywistych rezerw nośności rurociągu, powstających z upływem czasu wymaga analizy procesów zachodzących w ośrodku gruntowym po zasypaniu konstrukcji.

Grunty zalecane jako zasypki wykopów, w których są ułożone rurociągi, to piaski grube i średnie. Charakteryzują się one znacznym tarciem wewnętrznym oraz brakiem spójności.

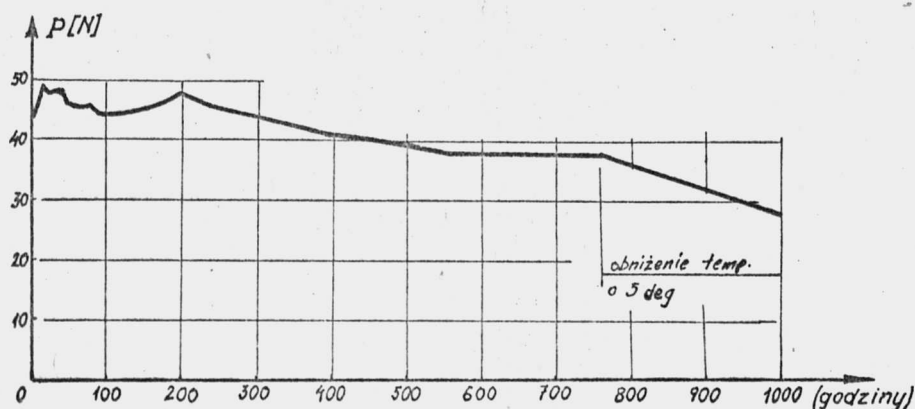
Wraz z zagęszczaniem maleje ich zdolność do zmniejszania objętości pod wpływem obciążenia. Świeżo nasypany do wykopu grunt mimo zagęszczania jest bardziej rozluźniony niż grunt rodzimy, ponadto jego porowatość jest niejednorodna w całej objętości. Pod wpływem działania vibracji przy zmniejszonym tarciu wewnętrznym wskutek wzrostu wilgotności przebiega odtwarzanie się naturalnego środowiska gruntowego. W praktyce vibracje powodowane są drganiami wywołanymi przez pojazdy i urządzenia mechaniczne natomiast zmiany wilgoci związane są zwykle z opadami atmosferycznymi i parowaniem.

Jak podaje Kisiel [37] przy odpowiednio dużej wilgotności piasku i jednoczesnej vibracji może nastąpić całkowity zanik tarcia wewnętrznego i upodobnienie się gruntu do cieczy lepkiej.

Zwykle grunty piaszczyste mają niedużą wilgotność ze względu na znaczną przesiąkliwość, a więc praktycznie obciążenie przejmuje od razu szkielet gruntowy. Nie mniej zaobserwowano występowanie zjawisk reologicznych w całkiem suchym piasku.

Na rys. 8.1 pokazano wpływ czasu na wielkość parcia gruntu na ściankę oporową w/g badań [8].

Analiza procesów powodujących lepszą pracę konstrukcji rury sztywnej w ośrodku gruntowym z upływem czasu podjęta została w pracy [9].

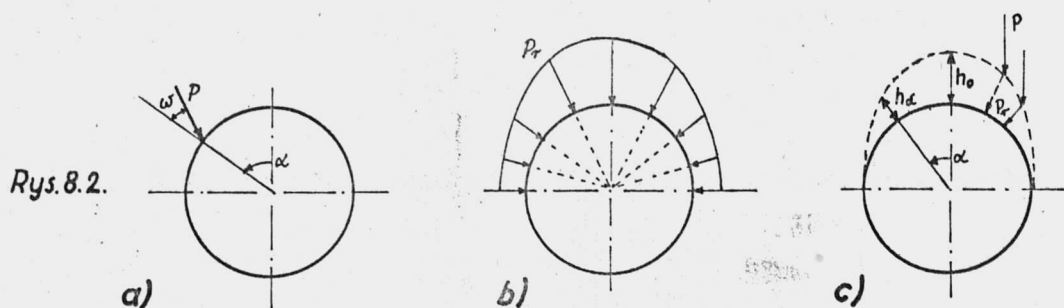


Rys. 8.1. Relaksacja ciśnienia w suchym piasku. P - wypadkowa siła działająca na badaną ściankę

Praca rurociągu rozpatrywana jest w dwóch fazach.

Faza I - bezpośrednio po zasypaniu rury w wykopie, gdy występują naprężenia styczne na skutek tarcia między gruntem zasypki a ścianami wykopu oraz między zasypką a powierzchnią zewnętrzną konstrukcji /rys. 8.2.a/. W fazie tej stan obciążeń działających na rurę jest najbardziej niekorzystny dla pracy konstrukcji.

Faza II - Gdy znikają oba rodzaje naprężeń stycznych, a na rurę działają jedynie ciśnienia radialne /rys. 8.2.b/. W fazie tej wskutek odtwarzania się naturalnego środowiska gruntowego grunt zasypki i grunt rodzimy stanowią jednorodny ośrodek rozdrobniony.



Rozważając pracę rurociągu w drugiej fazie założono [9], że powstaje wokół niego strefa, w której ciśnienia w gruncie zmieniają swój kierunek na radialny /rys. 8.2.c/. Równanie linii ograniczającej tę strefę opisane jest wzorem /8.1/.

$$h_{\alpha} = R \left[\left(\frac{1}{A} \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha \right)^{-\frac{1}{2}} - 1 \right] \quad /8.1/$$

h_{α} - rzędna linii ograniczającej strefę /rys.8.2.c/

R - promień rury

$A = 1,0 \div 4,0$ współczynnik zależny od własności gruntu

Natomiast wartość radialnego ciśnienia p_r z jakim działa grunt na rurę wynosi

$$p_r = \frac{\gamma \cdot H}{A (A^{-1} \cos^2 \alpha + \sin^2 \alpha)^{3/2}} \cdot \alpha \quad /8.2/$$

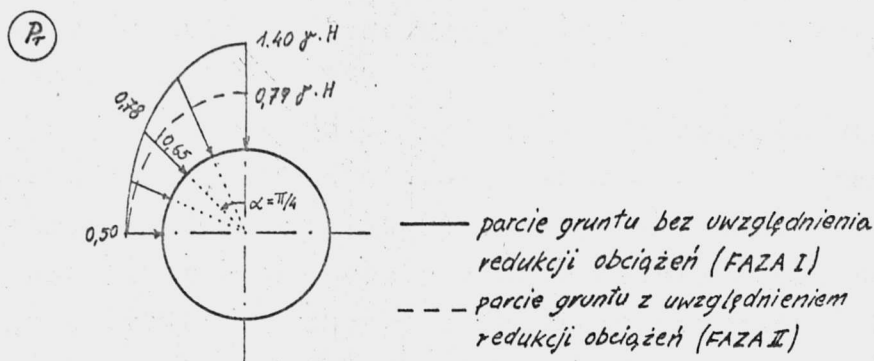
γ - ciężar objętościowy gruntu

H - grubość warstwy gruntu nad rurą

$\alpha = 1,0 \div 0,38$ współczynnik redukcyjny uwzględniający radialny rozkład obciążeń, zależny od własności gruntu

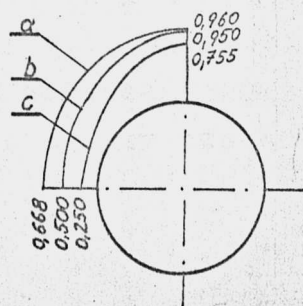
Na rys. 8.3 przedstawiono rozkład obciążeń działających na sztywny rurociąg w fazie I i w fazie II. Zasyпка z gruntu piaszczystego; $A = 2$

Rys. 8.3.



Rys. 8.4. ukazuje wpływ własności zasyпки gruntowej na roz-

Rys. 8.4.



- $\alpha = \frac{p_r}{\gamma \cdot H}$
- a grunt małościśliwy $A=1,5$
 - b grunt średniościśliwy $A=2,0$
 - c grunt bardzościśliwy $A=4,0$

kład ciśnień działających na rurę.

Widoczna jest niekorzystna redukcja bocznego parcia gruntu przy zastosowaniu zasypki ściśliwej.

Nie rozwiązany dotychczas problemem jest ustalenie czasu, po upływie którego można traktować rurociąg jako dawno ułożony.

O ile czas ten nie jest zbyt długi, lub gdyby go można skrócić stosując odpowiednie zabiegi technologiczne, celowe byłoby dopuszczanie obciążeń użytkowych nad rurociągiem dopiero po częściowym przynajmniej odtworzeniu się naturalnego środowiska gruntowego.

Dzięki temu całkowite obciążenie /stałe i użytkowe/ działające na konstrukcję byłoby zmniejszone wskutek redukcji obciążenia stałego i możnaby to uwzględniać już podczas projektowania konstrukcji kanału.

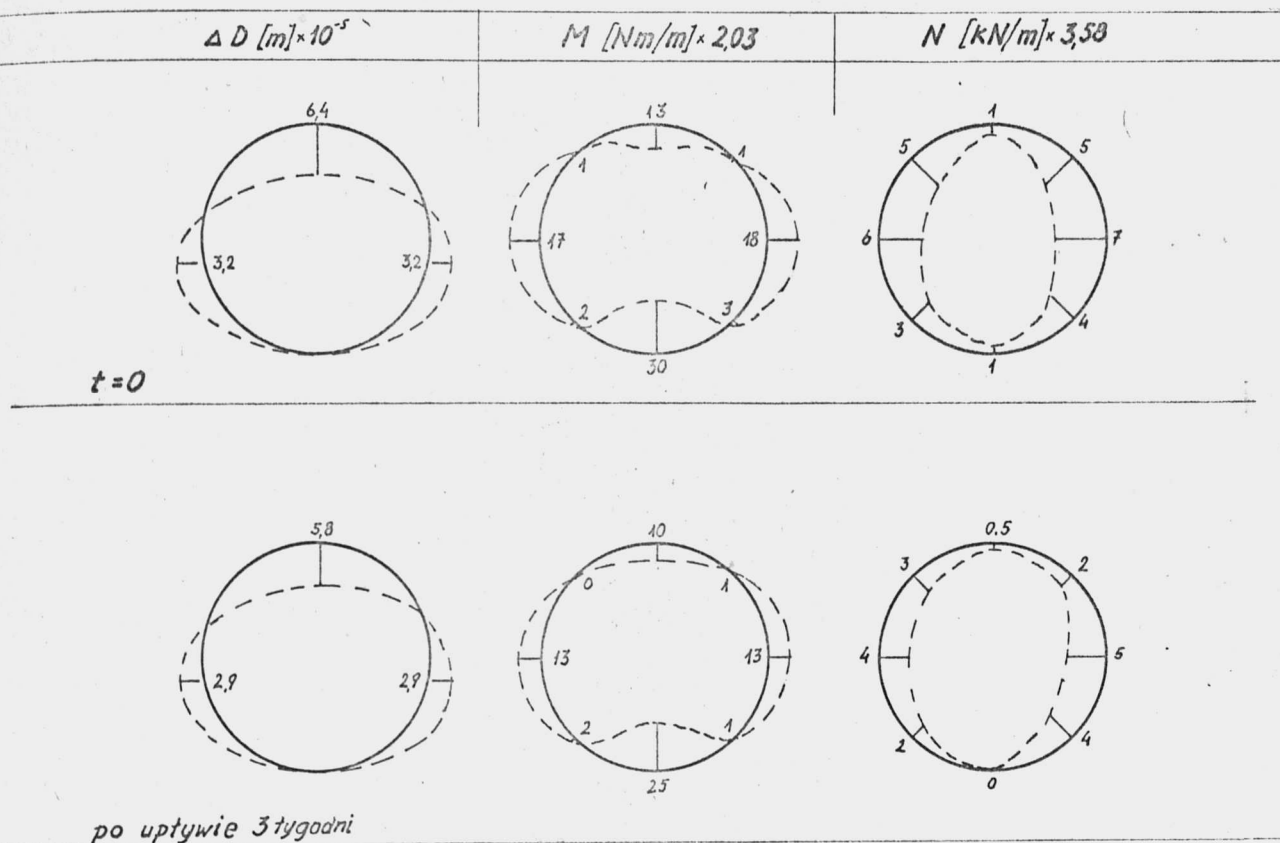
W celu oceny wpływu czasu na poprawę rozkładu obciążeń w wyniku odtwarzania się naturalnego środowiska gruntowego przeprowadzono doświadczenia na opisanym w rozdz. 3.4. stanowisku badawczym.

W trakcie badań próbowano przyspieszać przebieg procesów reologicznych powodujących odtwarzanie się naturalnego środowiska gruntowego, przez zmniejszanie tarcia wewnętrznego zasypki.

Po zasypaniu gruntem sztywnej rury stalowej ułożonej w wykopie obciążono naziem ciśnieniem równomiernie rozłożonym do wartości $p_n = 40$ kPa i dokonano pomiarów deformacji przekroju ΔD i wielkości sił wewnętrznych M , N .

Następnie przy $p_n = 40$ kPa = const na powierzchnię zasypki doprowadzono wodę i okresowo stosowano wibrację zasobnika, aby zmniejszyć tarcie wewnętrzne w gruncie i ułatwić przemieszczanie ziaren ośrodka rozdrobnionego. Po odpowiednio długim czasie mogło to spowodować eliminację naprężeń stycznych na powierzchni rury i korzystne zmiany rozkładu obciążeń /wzrost wartości czynnego parcia bocznego/.

Badanie prowadzono przez okres trzech tygodni. Po upływie tego czasu zaobserwowano pewne zmiany wskaźników wyteżenia konstrukcji ΔD , M , N /rys. 8.4/. Otrzymane wyniki potwierdzają jedynie tendencje do poprawy rozkładu obciążeń w czasie. Są one obarczone błędami wynikającymi m.in. ze zbyt małej grubości warstwy gruntu nad rurociągiem i z zakłóceń związanych z budową modelu np. tarcie gruntu zasypki o ściany czołowe zasobnika.



Rys. 8.5. Wpływ czasu na pracę sztywnej rury stalowej.
Obciążenie naziomu $p_n = 40$ kPa.

Zakłócenia modelowe opóźniały przypuszczalnie proces odtwarzania się naturalnego środowiska gruntowego.

Należy postulować więc, aby badania procesów reologicznych zachodzących w gruncie prowadzić w warunkach rzeczywistych, umożliwi to praktyczne wykorzystanie otrzymanych wyników.

Korzystny wpływ czasu na rozkład obciążeń działających na sztywne rurociągi podziemne potwierdzają przedstawione w pracy [5], wyniki badań amerykańskich.

Na rys. 8.6 pokazano zmianę parcia gruntu p działającego na rurociąg betonowy z upływem czasu w/g [5].

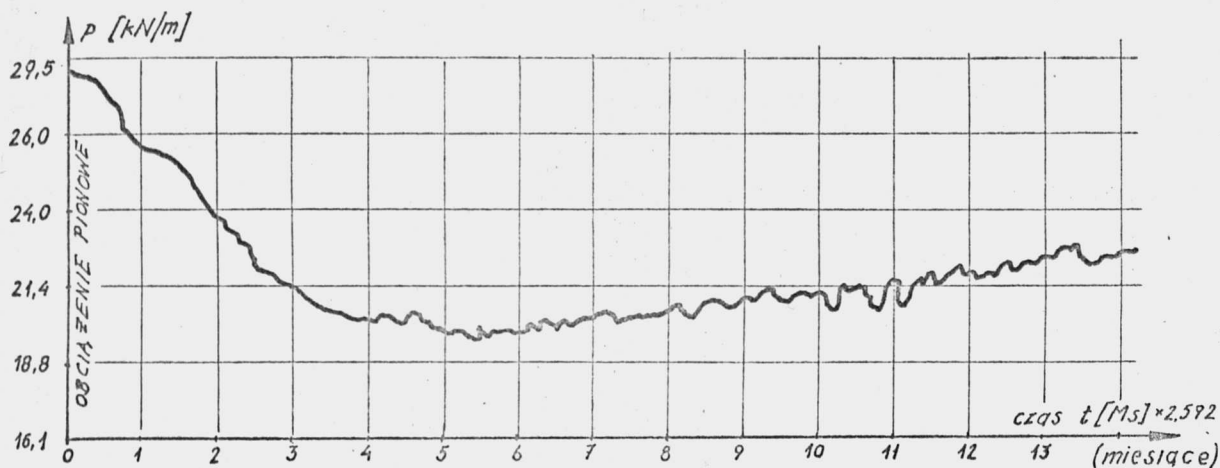
Porównując współczynniki redukcyjne r , uwzględniające korzystny wpływ czasu na pracę sztywnego rurociągu, obliczone na drodze teoretycznej r_t /praca konstrukcji w II fazie/ oraz na podstawie badań amerykańskich r_a i własnych r_w otrzymano:

$r_t = 0,57$; $r_a = 0,78$; $r_w = 0,87$, gdzie

$$r = \frac{y_x}{y_0}$$

y_0 - największe parcie gruntu działające na rurę bezpośrednio po zasypaniu wykopu

y_k - największe parcie gruntu działające na rurę po czasie t



Rys. 8.6. Wpływ czasu na wielkość parcia gruntu działającego na podziemny rurowciąg betonowy

Przy obliczaniu r_w porównywano największe momenty zginające. Widać, że największą redukcję otrzymano przy założeniu zakończenia procesów odtwarzania się naturalnego środowiska gruntowego. Obiecujące są wyniki badań amerykańskich prowadzonych w okresie 14 miesięcy, po upływie którego stwierdzono ponad 20 % zmniejszenie obciążeń.

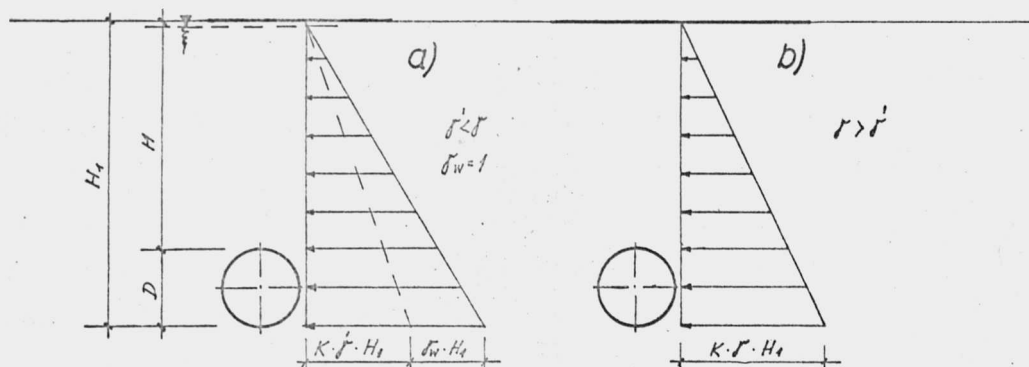
Należałoby sprawdzić hipotezę, że w ciągu roku bez specjalnych zabiegów technologicznych można uzyskać 20 % redukcję obciążeń w warunkach tradycyjnego ułożenia rurowciągu. Wymaga to przeprowadzenia badań poligonowych. Wymagają tego również takie zagadnienia jak:

- ustalenie wpływu rodzaju i zagęszczenia zasyпки gruntowej na przebieg procesu odtwarzania się naturalnego środowiska gruntowego
- zbadanie możliwości przyspieszania odtwarzania się naturalnego ośrodka gruntowego pod wpływem wibracji i przez zastosowanie zasypek nawodnionych /mających zmniejszony kąt tarcia wewnętrznego/ tzw. zamulanie.

Próby wyjaśnienia tych problemów w trakcie badań modelowych nie dały jednoznacznej odpowiedzi, co spowodowane było względami technicznymi.

Celem stosowania zasypek nawodnionych jest zwiększenie parcia w strefach bocznych rury. Bezpośrednio po wypełnieniu wykopu na konstrukcję działa parcie gruntu oraz parcie hydrostatyczne wody /rys. 8.7.a/. Nadmiar cieczy umożliwia samozagęszczanie zasypki początkowo wskutek sedymentacji później zaś, dzięki zmniejszeniu tarcia wewnętrznego.

Ciężar objętościowy nawodnionego gruntu $\gamma' < \gamma$ ze względu na wypór wody [1] .



Rys. 8.7. Parcie boczne działające na rurę
a/ bezpośrednio po wypełnieniu wykopu
b/ po obniżeniu poziomu zwierciadła wody gruntowej

Wraz z obniżaniem się zwierciadła wody gruntowej parcie boczne zmniejsza się w przybliżeniu do geostatycznego, przy czym ciężar objętościowy gruntu $\gamma > \gamma'$ /rys. 8.7.b/

Badania wpływu czasu na pracę rur podatnych /z tworzyw sztucznych/ także są prowadzone [24, 29] . W tym przypadku zajmowano się głównie wielkością maksymalnych deformacji, które stanowią najczęściej kryterium wymiarowania konstrukcji.

Okazało się, że deformacje te się powiększają wraz z upływem czasu, a ich wzrost jest zależny głównie od zagęszczenia gruntu w pachwinach w/g [24] w przypadku słabo zagęszczonej zasypki wzrost deformacji w czasie jest 3 ÷ 5 krotnie większy niż przy dobrym zagęszczeniu.

Niekorzystny wpływ czasu na pracę rur z tworzyw sztucznych w ośrodku gruntowym spowodowany jest także pogarszaniem się parametrów wytrzymałościowych materiału konstrukcyjnego.

9. RUROCIĄG W OSŁONIE PODATNEJ

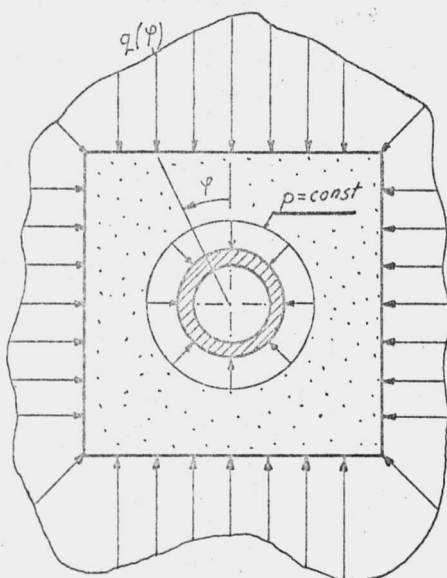
9.1. Koncepcja rozwiązania

Stosowana tradycyjnie metoda poprawy rozkładu obciążeń działających na rurociąg sztywny, przez zagęszczanie gruntu zasypki w wykopie, jest w praktyce mało skuteczna. W rezultacie do obliczeń przyjmuje się zwykle najniekorzystniejsze schematy obciążeń, charakteryzujące się dużą koncentracją w strefie górnej i dolnej przekroju rury oraz brakiem bocznego parcia gruntu. Wraz z odtwarzaniem się naturalnego środowiska gruntowego rozkład obciążeń staje się bardziej równomierny wskutek zmniejszenia się koncentracji obciążeń i wystąpienia bocznego parcia gruntu. Ponadto zanika tarcie między gruntem a rurą. W efekcie następować może zmniejszenie się maksymalnych momentów zginających. Procesy reologiczne, którym towarzyszą te korzystne zmiany rozkładu obciążeń wymagają długiego czasu.

Po analizie czynników wpływających na poprawę współpracy układu rura - ośrodek gruntowy i w oparciu o wyniki przeprowadzonych badań podjęto próbę opracowania nowej metody stymulowania obciążeń działających na sztywny rurociąg podziemny. Postawionym celem było zapewnienie rozkładu obciążeń wywołującego stan zbliżony do błonowego. Spełnienie tego zamiaru wymagało opracowanie nowej, złożonej konstrukcji rury. Należało wprowadzić modyfikacje powodujące zmniejszenie tarcia między ścianką a gruntem oraz zapewniające wzrost odkształcalności przekroju /analogia do rur podatnych/. Postawione warunki spełniało zastosowanie aktywnej osłony pneumatycznej /rozdz. 7.3/. Rozwiązanie to ze względów technicznych nie nadaje się do zastosowania na całej długości przewodu.

Ideą rozwiązania było oddzielenie rury od gruntu nie warstwą powietrza, lecz warstwą nieściśliwej cieczy, która byłaby oddzielona od otaczającego ją środowiska podatną błoną nieprzepuszczalną rys. 9.1.

Rys. 9.1.

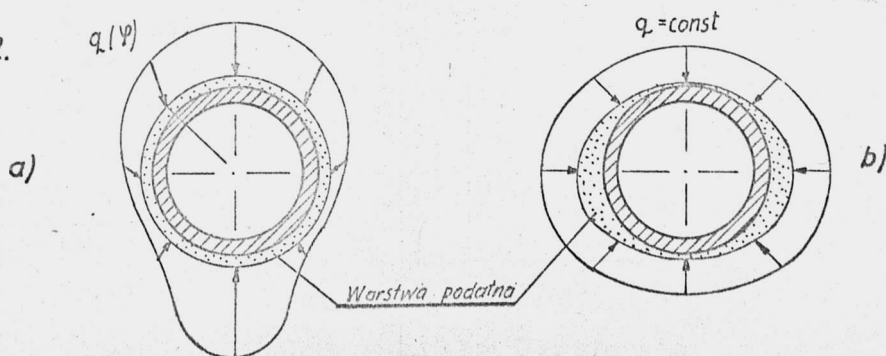


Pod wpływem zewnętrznych obciążeń q powierzchnia błony ulega deformacji, natomiast w całej objętości cieczy panowałoby, zgodnie z prawem Pascala, jednakowe ciśnienie na danym poziomie. Zakładając, że w rozważaniach pominiemy ciężar własny rury oraz, że wartość ciśnienia hydrostatycznego jest pomijalnie mała w stosunku do obciążenia q , można przyjąć praktycznie stałą wartość ciśnienia p_c panującego w cieczy. Ciśnienie to działa też na konstrukcję, jako radialne równomiernie rozłożone parcie pod wpływem, którego rura pracuje w błonowym stanie naprężeń. Ze względu na brak tarcia między cieczą a konstrukcją, praca rury jest charakteryzowana jedynie siłą osiową N stałą w całym przekroju, przy czym $N = p_c \cdot R$.

Praktyczną realizacją zaproponowanej metody, byłoby zastosowanie szczelnego płaszcza gumowego okrywającego rurę, pod który wprowadzono by wodę pod pewnym, niewielkim ciśnieniem.

W ten sposób utworzono by warstwę cieczy pokrywającą równomiernie powierzchnię zewnętrzną rury /rys. 9.2.a/

Rys. 9.2.



Powiększenie przekroju sztywnej rury o warstwę podatną umożliwia powstawanie deformacji wskutek przemieszczania się cieczy wokół rury.

Zaletą zastosowania do budowy osłony cieczy o małej lepkości /np. woda/ jest natychmiastowe reagowanie na zmiany obciążenia zewnętrznego, co zapewnia stałe utrzymywanie błonowego stanu naprężeń, nawet w przypadku dynamicznego charakteru obciążeń.

Mała lepkość cieczy jest z jednej strony zaletą, natomiast z drugiej wadą, ponieważ wymaga zapewnienia całkowitej szczelności płaszcza na całej długości rury.

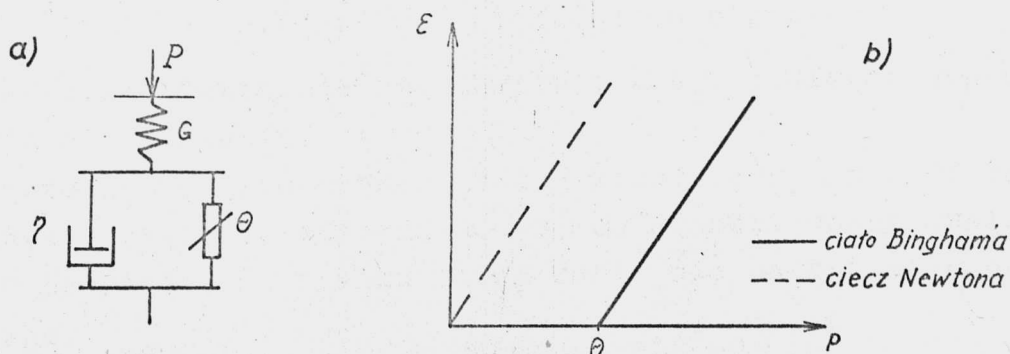
Postanowiono więc zamiast wody zastosować substancję o cechach korzystniejszych ze względów technologicznych. Byłaby to substancja o dużej lepkości, nie wymagająca specjalnych izolacji. Przed ustaleniem składu takiej substancji określono własności jakimi powinna się ona charakteryzować:

- substancja pod wpływem obciążeń zewnętrznych powinna przepływać wokół przekroju rury zgodnie z gradientem ciśnień
- substancja nie powinna spływać z rury pod własnym ciężarem
- substancja nie powinna być agresywna chemicznie w stosunku do materiału konstrukcji rury.

Konieczność spełnienia pierwszego warunku jest oczywista, gdyż wymaga tego proces wyrównywania się ciśnienia w całej objętości cieczy.

Znalezienie substancji spełniającej drugi warunek ułatwiłoby wykonanie takiej osłony, ponieważ możnaby zapewnić w przybliżeniu jednakową grubość warstwy wokół całego rurociągu. Ten drugi warunek można nieco "złagodzić", żądając jedynie, aby substancja nie spływała z rury pod własnym ciężarem zbyt szybko.

Oba wymagania spełnia jednocześnie ciało Bingham'a [37], którego model przedstawiono na rys. 9.3.a.



Rys. 9.3. Model ciała Bingham'a

Na rys. 9.3.b przedstawiony jest wykres płynięcia, z którego wynika, że w odróżnieniu od cieczy Newtona płynięcie ciała Bingham rozpoczyna się dopiero po przekroczeniu granicznej wartości naprężenia $p = \theta$. Poniżej tej wartości ciało Bingham ma własności ciała sprężystego.

Dla zastosowania na osłonę rury substancji o własnościach ciała Bingham należałoby, aby miała ona niską wartość θ /przenoszącą jedynie naprężenia wywołane ciężarem własnym cieczy/.

Jak już wspomniano zastosowanie podatnej osłony plastyczno-lepkiej na powierzchni rurociągu sztywnego umożliwia powstawanie deformacji powiększonego /o grubość warstwy substancji/ przekroju; przy czym deformacje te będą zachodziły jedynie w obrębie tej osłony. Własności substancji umożliwiają po przekroczeniu granicznego naprężenia θ jej przemieszczanie wokół rury zgodnie z gradientem ciśnień, a więc w praktyce ze strefy skoncentrowanych obciążeń wywołanych parciem gruntu do obszarów, gdzie parcie to jest mniejsze /boczne części przekroju poprzecznego rury/. Przepływanie będzie się odbywać, aż do momentu wyrównania ciśnień w całej objętości cieczy.

Pojawienie się czynnika czasu związane jest z lepkością η substancji osłony. Wraz ze wzrostem lepkości wzrasta czas konieczny do zakończenia przepływu masy. Ogranicza to częściowo zdolność warstwy do tłumienia wpływów dynamicznych obciążeń. W praktyce z uwagi na tłumiące działanie gruntu nadsypki nie jest to takie istotne.

W czasie przemieszczania masy wokół rury powstają naprężenia styczne τ wywołane tarciem o powierzchnię zewnętrzną konstrukcji. Wielkość tych naprężeń w/g [12] wynosi $\tau = 0,5 \cdot \Delta p \cdot h/a$ /9.1./

h - średnia grubość warstwy

a - długość odcinka na którym można założyć równomierne parcie gruntu

Δp - różnica ciśnień w sąsiadujących obszarach

Równanie /9.1/ obowiązuje dla chwili $t = t_0$, ponieważ Δp oraz h zmieniają się w czasie.

Wraz z wyrównaniem się parcia gruntu wokół rury ($\Delta p = 0$) zanikają oczywiście naprężenia styczne ($\tau = 0$), co stanowi pewną analogię do stanu powstałego w wyniku odtwarzania się naturalnego ośrodka gruntowego.

W trakcie badań należało dla danej substancji ustalić czas niezbędny do wyrównania ciśnienia w całej objętości osłony. Stopniowe narastanie obciążeń /zapełnianie wykopu/ zapewniałoby konstrukcji stale zbliżony do optymalnego rozkład obciążeń.

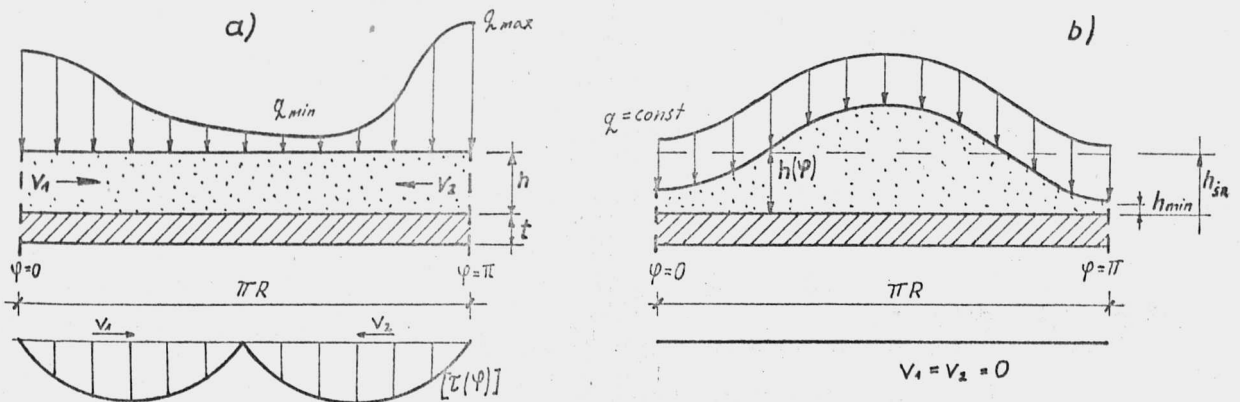
9.2. Badania materiałowe

Optymalnym materiałem na osłonę podatną byłby taki, który mając stosunkowo małą lepkość, miałby granice plastyczności na tyle dużą, aby nie zachodziło jego spływanie pod wpływem ciężaru własnego.

Mała lepkość substancji umożliwiałaby szybkie wyrównywanie się ciśnienia w jej objętości, a więc szybkie korygowanie rozkładu obciążeń działających na rurę /na obciążenia równomierne/ /rys.9.2/ Badania materiałowe przeprowadzono stosując mieszanki dwuskładnikowe; oleje z wypełniaczem. Procentowy udział wymienionych komponentów decydował głównie o lepkości otrzymanej substancji, natomiast uziarnienie wypełniacza miało wpływ na granicę plastyczności θ .

Wstępnie należało ustalić doświadczalnie orientacyjną, minimalną grubość początkową h_{min} osłony, taką, aby po zakończeniu przemieszczeń grubość końcowa h_k w najcieńszym miejscu była większa od zera $h_k > 0$ /rys. 9.4/.

Nie spełnienie powyższego warunku powodowałoby lokalną koncentrację obciążeń i w konsekwencji zakłócenie błonowego stanu naprężeń.



Rys. 9.4. Schemat pracy rury sztywnej w osłonie plastycznej
a/ stan bezpośrednio po obciążeniu układu
b/ stan po wyrównaniu obciążeń

Na rys. 9.4. przedstawiono deformacje osłony plastycznej pod wpływem obciążeń zewnętrznych oraz zmiany rozkładu obciążeń na skutek tych deformacji. Rysunek ten przedstawia w rozwinięciu połowę przekroju poprzecznego rury pokazanej na rys. 9.2 / w przedziale $\varphi = 0$ do $\varphi = \pi$ /.

W dolnej części rysunku wykresy prędkości v przemieszczania się substancji wzdłuż linii przekroju. Analogiczny kształt mają wykresy naprężeń stycznych.

Można zauważyć, że prędkość v / φ jest funkcją pochodnej obciążenia $\frac{dq}{d\varphi}$ w tym punkcie. Można więc zapisać, że dla danej substancji

$$v(\varphi) = f\left(\frac{dq}{d\varphi}, \eta\right) \quad /9.2./$$

η - lepkość materiału

Wzór /9.2/ jest ważny w chwili $t = t_0$ ponieważ rozkład obciążeń q jest zmienny w czasie.

Końcowa grubość osłony $h_{\min}$ /rys. 9.4/ jest zależna jedynie od maksymalnej różnicy obciążeń, przy ciągłym jak założono rozkładzie obciążeń.

$$h_{\min} = f(\Delta q) \quad /9.3/$$

Równanie /9.3/ jest słuszne w warunkach, gdy nieściśliwa ciecz jest otoczona dokładnie gruntem, co można ująć w warunek, że na powierzchnię działa parcie gruntu $q_{\min} > 0$. W praktyce warunek ten nie zawsze jest spełniony, ze względu na losowe nierównomierności zagęszczenia gruntu powodujące występowanie pustek powietrznych. Niedopuszczalne jest więc stosowanie zasypek zawierających odłamki kamienne, gruz itp.

Zrozumiałe jest, że $h_{\min}$ nie zależy od $q_{\max}$, gdyż dla $q(\varphi) = \text{const}$, $\frac{dq}{d\varphi} = 0$ i zgodnie z równaniem /9.2/ nie występują żadne przemieszczenia materiału.

Stosując analizę wymiarową można obliczyć czas t_k , po upływie którego zakończy się wyrównywanie obciążeń.

Zakładając, że dla warstwy o danej grubości t_k jest zależny od Δp i od η , otrzymujemy

$$t_k = \frac{\eta}{\Delta p} \quad /9.4/$$

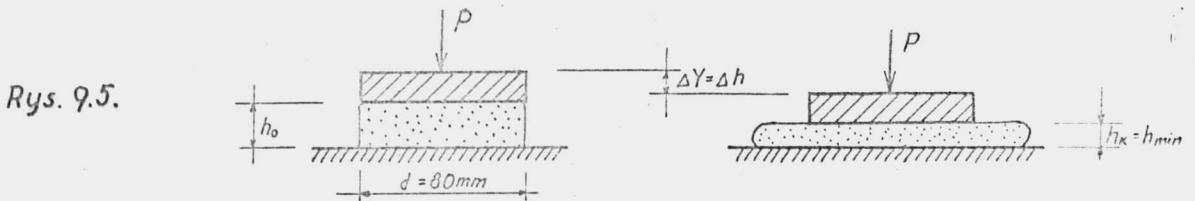
Analityczne rozwiązanie przedstawionych problemów tzn. znalezienie

grubości warstwy h_{min} oraz ustalenie czasu niezbędnego do wyrównania ciśnienia w osłonie jest utrudnione losowym i reologicznym charakterem obciążeń zewnętrznych i grubości warstwy. Z tych powodów przeprowadzono badania doświadczalne, które umożliwiły uwzględnienie zakłóceń powstających zarówno przy nakładaniu osłony, jak i w trakcie zasypywania wykopu gruntem.

W celu ustalenia składu substancji, optymalnego ze względu na możliwość wykorzystania jej jako osłony plastycznej rury sztywnej przeprowadzono szereg badań. Badano próbki zróżnicowane pod względem składu, z których zamierzano wybrać najbardziej przydatną. W trakcie badań mierzono parametry mające zasadniczy wpływ na zachowanie się substancji pod wpływem obciążeń; były nimi:

- deformacje pionowe ΔY powstające pod wpływem obciążenia
- czas t_k , po upływie którego zakończy się przyrost deformacji
- grubość h_k warstwy po czasie t_k /rys. 9.5/

Badania przeprowadzono w/g schematu przedstawionego na rys. 9.5. Czas t_k zgodnie z /9.4/ zależny jest od lepkości η i różnicy ciśnień Δp . Parametr Δp regulowano wielkością obciążenia P /rys. 9.5./, natomiast o wartości η decydował skład substancji. Ponieważ, lepsze własności powinna mieć substancja o mniejszej



lepkości, próbowano sporządzić odpowiednią próbkę. Okazało się, że względy technologiczne ograniczały stosowanie materiałów o małej lepkości.

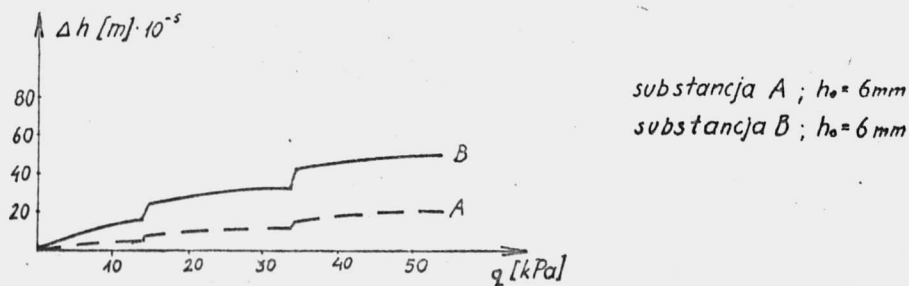
Próbka badanego materiału plastycznego powstawała w wyniku dokładnego wymieszania komponentów, którymi były olej mineralny oraz wypełniacze. Próbkę formowano w płaski krążek o grubości h i średnicy $d = 80$ mm, który następnie obciążano poprzez sztywną płytkę o podobnej średnicy. Stosowano maksymalne obciążenie o wartości $q = 60$ kPa, co odpowiadało występującej w trakcie badań wartości Δq . Wymiar płytki $d = 80$ mm ustalono analizując rozkład obciążeń działający na badaną rurę stalową o średnicy zewnętrznej $D = 110$ mm.

Przyrost obciążenia q realizowany był w trzech etapach, co 20 kPa, przy czym każdorazowo dokonywano pomiarów.

Mierzone były osiadania ΔY płytki powstające w wyniku wypływania badanej substancji /rys. 9.5/. Zastosowano trzy czujniki zegarowe mierzące osiadanie płytki na jej obwodzie. Rozstaw kątowy czujników wynosił $2\pi/3$. Gdy obciążenie osiągało wartość maksymalną $q = 60$ kPa badano zachowanie się warstwy w czasie, aż do momentu ustabilizowania się jej grubości.

Przebadano kilkanaście receptur substancji, z których wykonywano próbki o różnej grubości. Do dalszych doświadczeń, związanych już bezpośrednio z badaniem wpływu osłony plastycznej na pracę rury sztywnej, użyto dwóch mieszanek A i B.

Mieszanka oznaczona literą A miała procentowo większą zawartość wypełniacza niż mieszanka B, która była bardziej płynna. Na rys. 9.6. przedstawiono wyniki badań w/g wyżej opisanego schematu /rys. 9.5/ dla substancji A i B, przy grubości początkowej warstwy $h_0 = 6$ mm.

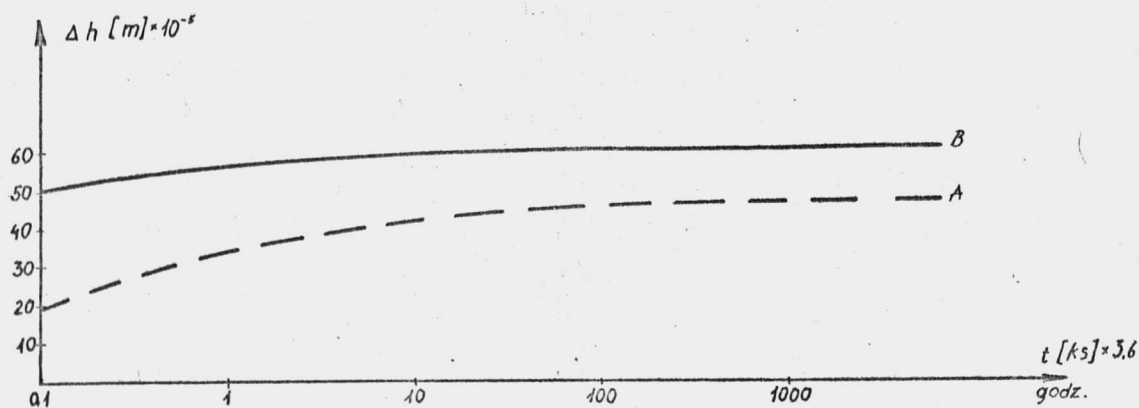


Rys. 9.6. Wpływ obciążeń na deformacje warstwy

Widoczne jest, że mieszanka A, jako bardziej lepka wypływała wolniej niż mieszanka B. Przekroczenie granicy plastyczności nastąpiło już przy pierwszym etapie obciążenia. Świadczy o tym wzrost odkształceń przy stałym obciążeniu, oznaczający płynięcie materiału.

Zachowanie się warstwy plastycznej w czasie przy stałym obciążeniu przedstawia rys. 9.7.

Okazało się, że przyrost deformacji w przypadku substancji B odbywał się głównie bezpośrednio po przyłożeniu obciążenia. Powodem była mała lepkość, która jest jednocześnie zaletą mieszanki B, gdyż jej zastosowanie jako materiału osłony rury skraca proces wyrównywania obciążeń działających na konstrukcję do kilku godzin. Dla mieszanki A czas stabilizacji tu okazał się dłuższy i można przyjąć, że $t_k = 48$ godzin.



Rys. 9.7. Deformacje warstwy w czasie przy stałym obciążeniu q

Charakterystyczne jest też, że końcowa deformacja ΔY warstwy w przypadku mieszanki A / $Y_A = 0,50$ mm/ jest mniejsza niż w przypadku mieszanki B / $Y_B = 0,60$ mm/. Ponadto wielkości deformacji są niewielkie w stosunku do grubości początkowej próbki $h_0 = 6,0$ mm. Przyczyną takiego zjawiska mógł być fakt, że podczas wypływania substancji została zakłócona jej jednorodność i była wyciskana głównie faza ciekła mieszanki. W efekcie pod płytką pozostawała substancja o wzrastającej lepkości i kącie tarcia wewnętrznego. Tym samym rosła granica plastyczności i tarcie o powierzchnie dociskowe. Powodowało to zahamowanie wypływania substancji i stabilizację grubości warstwy przy stałej wartości obciążenia. W praktyce nadmiar fazy ciekłej będzie się przedostawał do gruntu, lecz zajdzie to już po wyrównaniu obciążeń.

Przeprowadzone badania wykazały ponadto, że wpływ grubości na wielkość końcowych deformacji nie był duży. Przykładowo, dwukrotne zwiększenie grubości próbki z substancji A powodowało przyrost deformacji końcowych o 28 %.

Dla mieszanki B przyrost ten był jeszcze mniejszy i wynosił 16 %. Powyższe wyniki świadczą o tym, że w praktyce o minimalnej grubości osłony będą decydować względy techniczne.

Dokładność wyników badań materiałowych jest wprawdzie ograniczona poczynionymi uproszczeniami /m.in. zastosowanie dwóch sztywnych powierzchni dociskowych badanej próbki/, lecz nie odgrywa to większej roli, ponieważ chodziło jedynie o przybliżone określenie parametrów badanych substancji, spośród których wybrano najbardziej przydatne na osłonę rury.

Należy dodać, że zaproponowany skład substancji lepko-plastycznej zapewnia także dobre właściwości izolacyjne warstwy przeciw wil-

goci i agresywnym wpływem środowiska, na które narażona jest zwykle konstrukcja rurociągu podziemnego.

Konieczne jest prowadzenie dalszych badań materiałowych w celu poszukiwania optymalnego składu substancji używanej jako materiał osłony podatnej dla rury sztywnej. Przypuszczalnie przydatne do tego celu mogą być także mieszanki bitumiczne o niskim punkcie mięknięcia. Poszukując składu substancji na osłonę, w praktyce można również zastosować zaproponowaną metodykę badań materiałowych, przy czym należy uwzględnić dodatkowo koszt i dostępność komponentów oraz wpływ temperatury otoczenia.

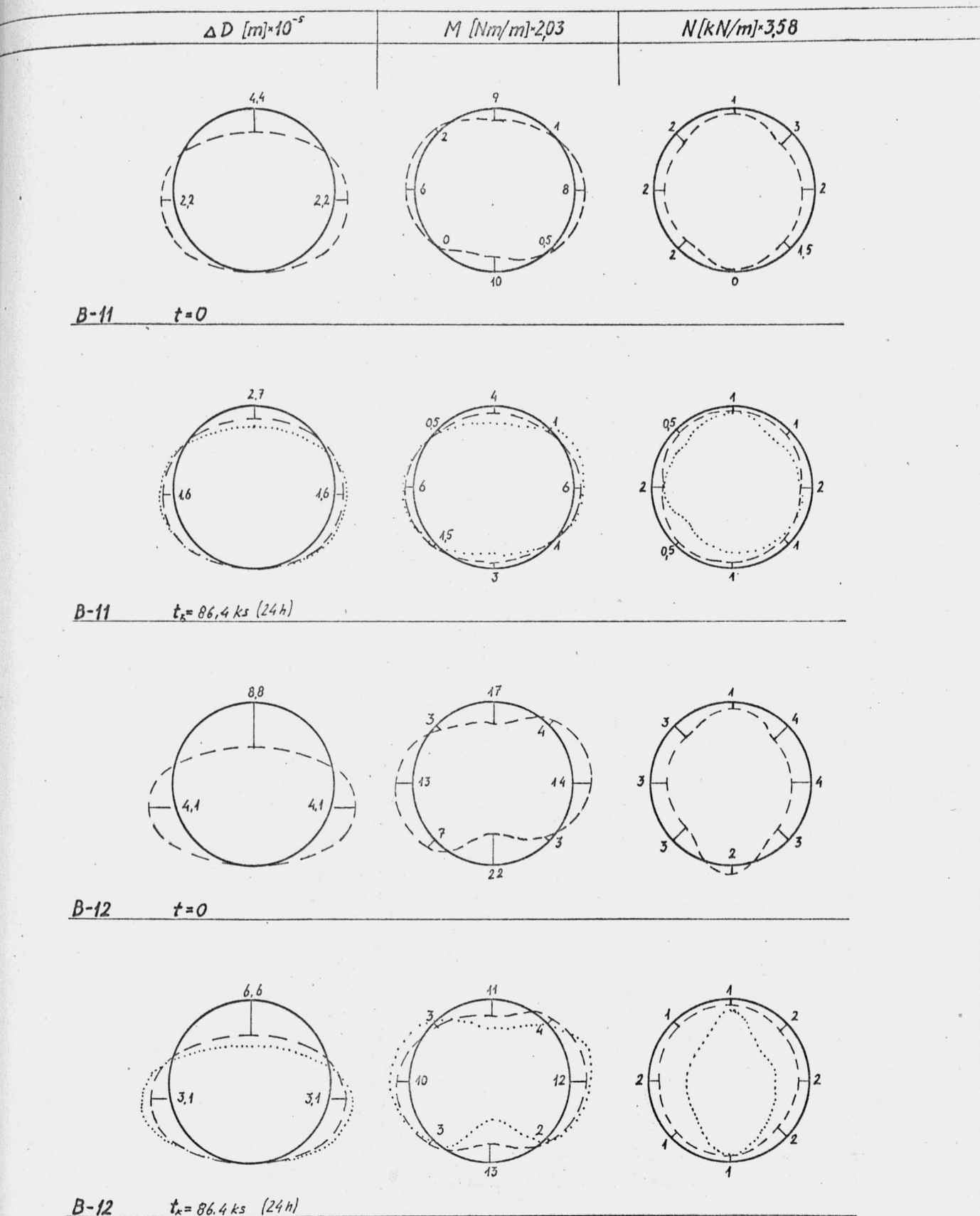
9.3. Badanie wpływu osłony podatnej na pracę rury.

Badano stalową rurę sztywną opisaną w rozdziale 4.2, na którą nakładano osłonę plastyczną o grubości $8 + 10$ mm. Nałożona warstwa była oddzielona od gruntu zasypki cienką folią polietylenową, w celu utrzymania stałego składu substancji.

Po ułożeniu rury w osłonie na dnie wykopu, stosowano analogiczną jak w poprzednich badaniach metodę obciążania konstrukcji na opisanym w rozdz. 3.4. stanowisku badawczym. A więc wsypywano i zagęszczano zasypkę wykopu, po czym stopniowo zwiększano obciążenie naziomu do wartości $p_n = 60$ kPa. Jednocześnie prowadzono odczyty charakteryzujące stan wyężenia konstrukcji, przy czym w tej serii badań pomiary kończyły się dopiero po ustabilizowaniu się porównywanych wskaźników, tzn. gdy zakończyło się przemieszczanie materiału osłony i następowało wyrównanie obciążeń działających na rurę.

W pierwszym cyklu doświadczeń badano wpływ osłony wykonanej z substancji A /o większej lepkości niż substancja B/ na pracę rury, przy różnym stanie zagęszczenia zasypki gruntowej, a wyniki przedstawiono na rys. 9.8. Porównywane są wielkości deformacji przekroju ΔD , momentów zginających M oraz sił osiowych N zmieniające się w czasie, przy stałym obciążeniu $p_n = 60$ kPa. Badanie B - 11 zostało przeprowadzone przy średnim zagęszczeniu zasypki, a B - 12 przy słabym.

Wpływ zastosowania osłony podatnej można ocenić porównując odpowiednie wartości ΔD , M , N zaznaczone linią kropkowaną otrzymane w trakcie badań rury stalowej bez osłony podatnej w tych samych warunkach obciążenia i zagęszczenia.



Rys. 9.8. Wyniki badań rury stalowej w osłonie plastycznej z substancji A

Z wykresów przedstawionych na rys. 9.8 wynika, że stan zagęszczenia zasypki wpływa również na pracę rury w osłonie.

Po ustabilizowaniu się osłony po czasie t_k maksymalne momenty zginające były ponad 2-krotnie większe w badaniu przy słabym zagęszczeniu zasypki /B - 12/ niż przy średnim /B - 11/.

Przyczyną mogła być nieciągłość kontaktu osłony z ośrodkiem gruntowym, spowodowana występowaniem lokalnych pustek powietrznych, do których mógł wpływać materiał osłony.

Prawdopodobieństwo występowania takich pustek jest znacznie większe przy słabym zagęszczeniu zasypki. Takie zakłócenia mają niekorzystny wpływ na funkcjonowanie osłony, gdyż utrudnione jest utrzymanie stałego ciśnienia w jej objętości.

W przypadku słabego zagęszczenia gruntu zasypki rola osłony polega na zmniejszaniu koncentracji obciążeń wskutek wypływania materiału z tych obszarów. Nie wzrasta natomiast parcie boczne działające na rurę. Dlatego, aby zapewnić pełne wykorzystanie zalet osłony, należy dobrze zagęszczać zasypkę wokół rury.

Zastosowanie osłony podatnej z substancji A powoduje przeszło 2-krotne zmniejszenie wartości momentów zginających w stosunku do rury bez takiej osłony /wykresy zaznaczone linią kropkowaną w/g rozdz. 5.3./ w analogicznych ułożeniu i obciążeniu.

Czas stabilizacji t_k dla substancji A wynosił ok. 24 godziny, a więc był nieco krótszy niż w czasie badań pomocniczych. Po upływie czasu t_k nie zaobserwowano zmian wyężenia konstrukcji rury. W drugim cyklu przeprowadzono analogiczne badania przy użyciu osłony z substancji B /mniej lepkiej/, dla której czas stabilizacji t_k wynosił 4 godziny.

Otrzymane wyniki zestawiono jak poprzednio, w formie wykresów /rys. 9.9/.

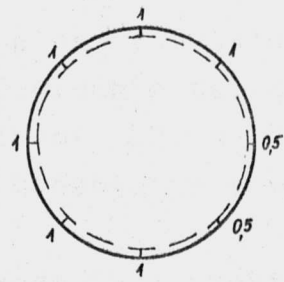
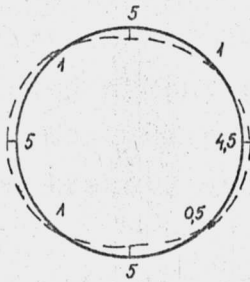
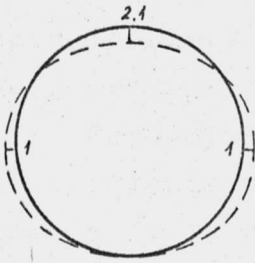
Zastosowanie substancji B jako materiału osłony dało większą redukcję maksymalnych wartości M , N , ΔD w stosunku do rury bez osłony niż w przypadku substancji A.

Mała lepkość osłony pozwalała na łatwiejsze przemieszczenie się materiału wokół rury i powodowała, że konstrukcja pracowała w stanie bardziej zbliżonym do stanu błonowego.

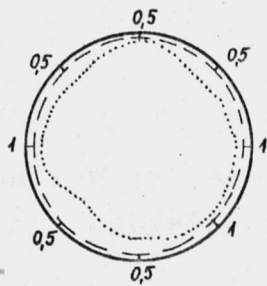
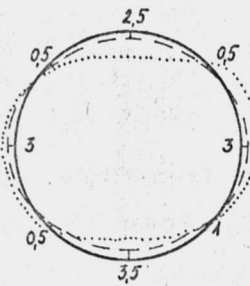
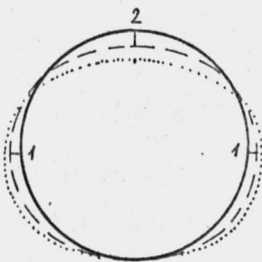
$\Delta D [m] \cdot 10^{-5}$

$M [Nm/m] \cdot 203$

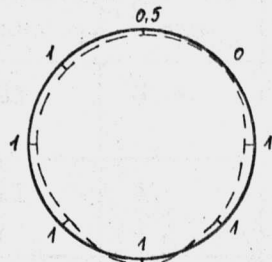
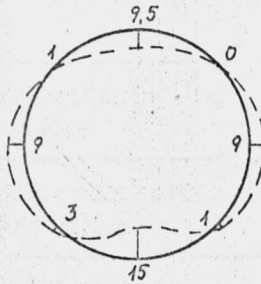
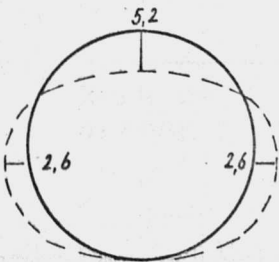
$N [kN/m] \cdot 3,58$



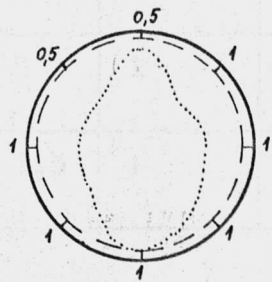
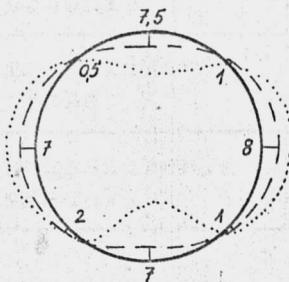
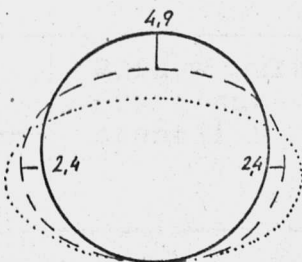
B-13 $t=0$



B-13 $t=28,8 \text{ ks (8h)}$



B-14 $t=0$



B-14 $t=28,8 \text{ ks (8h)}$

Rys. 9.9. Wyniki badań rury stalowej w osłonie plastycznej z substancji B

9.4. Analiza wyników badań

W celu lepszego zobrazowania wpływu osłony z substancji A oraz B na pracę rury stalowej wykonano odpowiednie zestawienie /tab. 9.1/. Porównywane są maksymalne wartości ΔD , M , N jako wskaźniki wyteżenia rury w trakcie danego badania przy obciążeniu naziomu $p_n = 60$ kPa.

Uwzględnione są słaby i średni stan zagęszczenia zasypki gruntowej. Zestawiono wyniki badań dla następujących przypadków:

a/ rura bez osłony

b/ rura w osłonie z substancji A

c/ rura w osłonie z substancji B

Dla przypadków b/ c/ podano wartości wskaźników wyteżenia konstrukcji dla stanu wyrównanego obciążenia /po upływie czasu stabilizacji t_k /.

Nr badania	Rodzaj konstrukcji	Stan zagęszczenia zasypki	Wskaźnik wyteżenia konstrukcji		
			M_{max}	N_{max}	ΔD_{max}
1	Rura bez osłony	zagęszczenie słabe	31	3,5	9,1
2		zagęszczenie średnie	11	4	3,9
3	Rura w osłonie z substancji A	zagęszczenie słabe	13	2	6,6
4		zagęszczenie średnie	6	2	3,2
5	Rura w osłonie z substancji B	zagęszczenie słabe	8	1	4,9
6		zagęszczenie średnie	3,5	1	2

Tab. 9.1. Zestawienie wyników badań sztywnej rury stalowej

Analizując tab. 9.1. widać, że dla każdego rodzaju konstrukcji lepsza zagęszczenie gruntu w pachwinach dawało przeszło dwukrotne obniżenie wskaźników wyteżenia rury. Należy więc podkreślić konieczność dobrego zagęszczania zasypki w praktyce.

Wyraźny jest wpływ zastosowania osłony plastycznej na pracę konstrukcji.

W tabelach 9.2. i 9.3. zestawiono współczynniki redukcji momentów zginających α_M , sił osiowych α_N oraz deformacji α_D . Zostały one obliczone przy założeniu, że wartość odpowiedniego wskaźnika wyężenia rury bez osłony $\alpha = 1$ w danych warunkach zagęszczenia zasypki /w/g tab. 9.1./. Numery badań z tab. 9.2. i 9.3 odpowiadają tab. 9.1.

Nr badania	α_M	α_N	α_D
1	1,00	1,00	1,00
3	0,42	0,57	0,72
5	0,26	0,28	0,54

Tab. 9.2. Zestawienie współczynników redukcji przy słabym zagęszczeniu zasypki

Nr badania	α_M	α_N	α_D
2	1,00	1,00	1,00
4	0,54	0,50	0,82
6	0,32	0,25	0,51

Tab. 9.3. Zestawienie współczynników redukcji przy średnim zagęszczeniu zasypki

Analizując powyższe tabele, widać że wpływ zastosowania osłony na maksymalne wartości M, N, będące podstawą wymiarowania konstrukcji sztywnych, jest bardzo wyraźny.

Wprawdzie nie udało się całkowita redukcja momentów zginających / $\alpha_M = 0$ /, ale stan naprężeń jest znacznie bliższy błonowego, szczególnie w przypadku rury z osłoną z substancji B /badanie Nr 5 i 6/, gdzie współczynniki redukcji są najmniejsze.

Fakt, że nie udało się uzyskać błonowego stanu naprężeń w ścianie rury związany jest z omówionymi na początku rozdziału /9/ zakłóceniami powodowanymi przez niedoskonały model oraz z niedopracowaną jeszcze recepturę substancji stosowanej do budowy osłony. Całkowite wyeliminowanie zginania przy zastosowaniu osłony z substancji o własnościach zbliżonych do własności ciała Bingham

/rys. 9.3.a/ jest niemożliwe nawet teoretycznie. Do zainicjowania płynięcia materiału osłony potrzebna jest pewna minimalna różnicy ciśnień $\Delta p_{\min} > 0$. A zatem, gdy działające na konstrukcję parcie gruntu będzie powodować, że $\Delta p < p_{\min}$, wówczas przemieszczanie materiału ustanie. W konsekwencji na rurę będzie działało nie ciśnienie równomierne p , lecz ciśnienie realne $p_r = p \pm \Delta p_{\min}$.

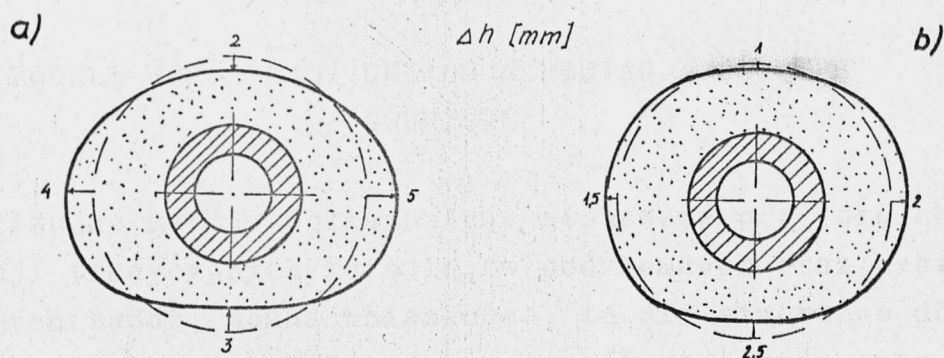
Podkreślić należy dodatkowe korzyści wynikające ze stosowania rury w osłonie plastycznej; a mianowicie zmniejszenie wielkości sił podłużnych wywołanych losowym charakterem obciążeń i podłoża. Powodowane jest to możliwością przepływania substancji również wzdłuż rurociągu.

Końcowym badaniem w ramach analizy zagadnienia rurociągu w osłonie podatnej było, sprawdzenie hipotezy, że przy słabym zagęszczeniu zasypki powstają większe deformacje warstwy.

Mierzono zmianę grubości osłony po zakończeniu badania, tzn. po odciążeniu naziomu i odkopaniu rurociągu.

Pomiar grubości osłony dokonywany był przez wbijanie igły penetracyjnej. Dokładność badania była niewielka, lecz potwierdziła tezę.

Na rys. 9.10 przedstawiono przybliżony przebieg deformacji warstwy, z substancji B, o średniej grubości początkowej 10 mm.



Rys. 9.10. Deformacje osłony podatnej pod wpływem obciążeń
a/ słabe zagęszczenie zasypki
b/ średnie zagęszczenie zasypki

Widoczne jest, że w przypadku słabego zagęszczenia zasypki, w tych samych warunkach obciążenia deformacje osłony podatnej są większe. W wyniku wyciskania osłony pod wpływem obciążeń jej

grubość zmniejszyła się maksymalnie o ok. 30 %.

Zapewniona jest więc ciągłość osłony, co potwierdza jej przydatność jako warstwy izolacyjnej.

9.5. Wnioski

Badania potwierdziły celowość stosowania rurociągów w osłonie plastycznej - lepkiej. Osłona taka stanowi element znacznie poprawiający współpracę układu rura - ośrodek gruntowy.

Odpowiedni dobór składników osłony umożliwiać może pełnienie przez nią dodatkowej funkcji izolacyjnej.

Zastosowanie osłony, w zależności od jej składu pozwoliło na zmniejszenie maksymalnych momentów zginających o 46 - 68 % w stosunku do wartości dla rury bez takiej osłony w tych samych warunkach ułożenia i obciążenia.

Konieczne jest opracowanie technologii nakładania osłony plastycznej. Prawdopodobnie dobre efekty mogłoby dawać owijanie rury folią z PCW pokrytą odpowiednią substancją.

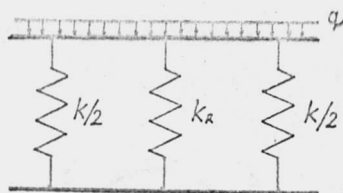
Należy prowadzić dalsze badania materiałowe w celu znalezienia składu substancji, który zapewni najkorzystniejszy rozkład obciążeń działających na rurę oraz będzie stanowił dobrą izolację konstrukcji przeciw wilgoci i agresywnym wpływom środowiska. Badania materiałowe należy prowadzić z uwzględnieniem kosztów komponentów substancji, z której wykonana ma być osłona.

10. MODELE WSPÓŁPRACY UKŁADU RUROCIĄG - OŚRODEK GRUNTOWY

Analizując metody obliczeniowe stosowane przy projektowaniu konstrukcji tradycyjnych rurociągów podziemnych oraz wyniki przeprowadzonych badań, można wnioskować, że nie stworzono dotychczas modelu dobrze uwzględniającego współpracę rury wraz z otaczającym ją ośrodkiem gruntowym. Chodzi tu o model dla rurociągów układanych w wykopie otwartym. Powinien on uwzględniać dwa podstawowe czynniki decydujące o współpracy układu rura-grunt:

- a/ redukcja obciążeń czynnych działających na rurę wskutek przejmowania części obciążeń pionowych przez otaczający grunt
- b/ korzystny odpór boczny ośrodka wywołany deformacjami przekroju /spłaszczenie rury pod wpływem obciążeń czynnych/.

Model opracowany na podstawie założeń Klejna [39] uwzględnia praktycznie tylko jeden z czynników współpracy, a mianowicie proporcjonalność udziału przenoszonych obciążeń od wzajemnej sztywności obu elementów układu rura - ośrodek gruntowy. Schemat takiego modelu przedstawiony jest na rys. 10.1.



Rys. 10.1. Model sztywnego układu rura - ośrodek gruntowy

$k = E_g$ moduł odkształcenia gruntu, charakteryzujący jego sztywność

$k_r = E \frac{t^3}{R^3}$ sztywność przekroju rury

Całkowita sztywność układu wynosi

$$k_c = k_r + k$$

Część obciążenia pionowego q_r przypadająca na rurę wynosi

$$q_r = q \cdot \frac{k_r}{k_r + k} = q \cdot \beta \quad /10.2/$$

Na podstawie wzoru 2.1 schemat z rys. 10.1 odpowiada układowi sztywnemu /słabo współpracującemu/, gdy $k < k_r$. W przypadku gdy $k > k_r$ mamy do czynienia z układem podatnym /dobrze współpracującym/.

W skrajnych przypadkach mamy, zgodnie z /10.2/ dla $k > 0$

- układ idealnie sztywny, gdy $k_r \rightarrow \infty$, wówczas $q_r = q$,
całe obciążenie q przenosi rura

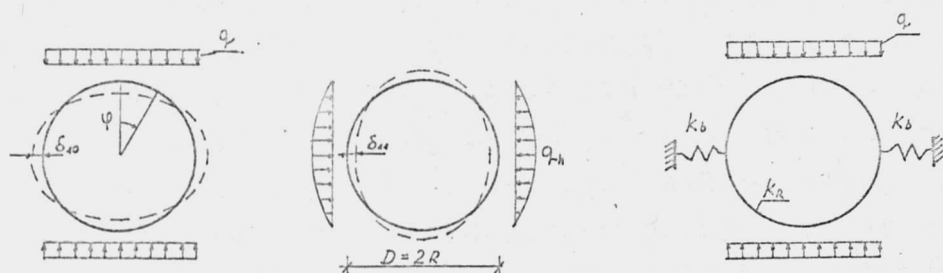
- układ idealnie podatny, gdy $k_r \rightarrow 0$, wówczas $q_r = 0$
Całe obciążenie q przenosi grunt.

Przedstawiony na rys. 10.1 schemat może być adekwatny jedynie dla układów sztywnych, w których nie można zapewnić parcia bocznego gruntu.

Model współpracy oparty na założeniach Leonharda [44] uwzględnia z kolei głównie wpływ bocznego oporu gruntu przy czym jego wielkość uzależniona jest od wielkości deformacji przekroju poprzecznego rury.

Model ten nie uwzględnia wpływu wzajemnej sztywności rury i otaczającego ją gruntu na udział w przenoszeniu obciążeń pionowych. Obciążenie q działające na rurę może być więc obliczane jako $q = \gamma \cdot H$, z czym można się spotkać w literaturze [30, 70].

Model ten może mieć zastosowanie głównie w przypadkach rur podatnych, gdyż zakłada powstawanie deformacji przekroju poprzecznego pod wpływem działania obciążeń.

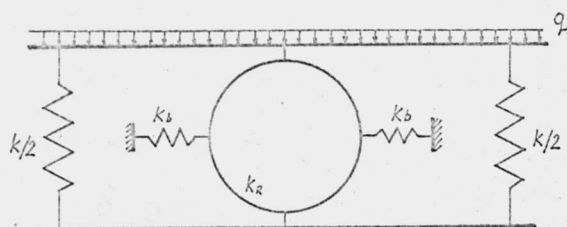


Rys. 10.2. Model podatnego układu rura - ośrodek gruntowy

q - pionowe obciążenie działające bezpośrednio na rurę

k_b - współczynnik oporu bocznego podłoża

Jak widać opisane modele nadają się dla określonego typu układów, co utrudnia analizę i wymaga ścisłego podziału na układy sztywne i podatne. Niedogodności tych nie posiada proponowany model, którego schemat przedstawiono na rys. 10.3. Model ten nie wymaga stosowania podziału na układy sztywne i podatne, lecz automatycznie uwzględnia charakterystyczne cechy każdego z tych układów. Jest to więc model uniwersalny.



Rys. 10.3. Proponowany model współpracy układu rurociąg - ośrodek gruntowy

Rozwiązanie tego modelu /rys. 10.3/ przeprowadzono w oparciu o zmodyfikowaną metodę Leonharda [44]. Modyfikacja polegała na

uwzględnieniu redukcji obciążenia pionowego q działającego na rurę do wartości q_r . Zgodnie z równaniem /10.2/ otrzymujemy

$$q_r = q \frac{k_r}{k_r + k} = q \cdot \frac{E \frac{t^3}{R^3}}{E_g + E \frac{t^3}{R^3}} = q \cdot \beta \quad /10.3/$$

Leonhard [44], którego założenia obliczeniowe przedstawiono już w rozdz. 2.3. przyjmuje pewną redukcję obciążeń. Otóż, zakładając, że parcie gruntu na rurę w każdym punkcie jest większe od parcia bocznego spoczynkowego Δp odejmuje tę równomiernie rozłożoną wokół przekroju składową parcia gruntu na rurę, gdyż wywołuje ona jedynie błonowy stan naprężeń. Postanowiono zrezygnować z tego rodzaju redukcji, ponieważ wielkość sił osiowych, na które wpływ ma także Δp , może być decydująca w pewnych przypadkach /np. stateczność rur podatnych/, a ponadto nie ma możliwości zagwarantowania, że w praktyce obciążenie $q > 0$ w każdym punkcie przekroju.

Stosując oznaczenia jak na rys. 10.2 mamy:

$$\delta = \delta_{10} + \delta_{11} \frac{q_h}{\bar{q}_h} \quad /10.4/$$

δ - całkowite przemieszczenie poziome punktów o współrzędnych

$$\varphi = \pi/2 \quad \text{ i } \quad \varphi = 3\pi/2$$

$\bar{q}_h$ - obciążenie jednostkowe

Zakładając, że wielkość odporu bocznego gruntu q_h jest wprost proporcjonalna do współczynnika odporu bocznego gruntu k_b ;

$k_b = f / E_g$ oraz do wielkości całkowitego przemieszczenia poziomego δ otrzymujemy

$$q_h = k_b \cdot \delta \quad /10.5/$$

przy uwzględnieniu /10.4/.

$$q_h = \frac{\delta_{10}}{\frac{1}{k_b} - \frac{\delta_{11}}{\bar{q}_h}} \quad /10.6/$$

Przemieszczenia δ_{10} , δ_{11} wynoszą odpowiednio

$$\delta_{10} = \frac{q R^4}{EI} \int_0^{\pi} m_o \bar{m} d\varphi \quad /10.7/$$

$$\delta_{11} = \frac{\bar{q}_h R^4}{EI} \int_0^\pi m_1 \bar{m} d\varphi \quad /10.8/$$

Moment $M = q \cdot R^2 \cdot m$, gdzie m współczynnik momentowy zależny od rozkładu obciążeń

$$q_h = \frac{q \cdot \int_0^\pi m_0 \bar{m} d\varphi}{\eta - \int_0^\pi m_1 \bar{m} d\varphi} \quad /10.9/$$

$$\eta = \frac{EI}{R^4 k_b} \quad /10.10/$$

η - współczynnik sztywności układu.

Wielkości momentów zginających obliczone są w/g /10.11/

$$\begin{aligned} M &= M_0\varphi + M_1\varphi \cdot K, \text{ gdzie} & /10.11/ \\ K &= q_h / q & /10.12/ \end{aligned}$$

Stosunek parcia pionowego i poziomego działającego na rurę jest zależny oczywiście od sztywności układu. I tak w przypadku rury idealnie sztywnej $/\eta \rightarrow \infty/$ ze względu na brak deformacji przekroju $q_h = 0$ i $K = 0$, a w przypadku rury podatnej $q \approx q_h$ i $K \approx 1$

W pracy [44] współczynnik K obliczany jest dla rur sztywnych w/g wzoru /10.13/, a dla rur podatnych w/g /10.14/

$$K = \frac{0,097}{\eta + 0,070} \quad /10.13/$$

$$K = \frac{0,064}{\eta + 0,070} \quad /10.14/$$

Przebieg funkcji /10.13/ i /10.14/ przedstawiono na rys. 2.4.

Dla dowolnego rozkładu obciążeń moment zginający $M\varphi$ jest równy:

$$M\varphi = M_0\varphi + M_1\varphi \cdot K \quad /10.15/$$

Przy założeniu $q = 1, R = 1$

$$m\varphi = m_0\varphi + m_1\varphi \cdot K \quad \text{a stąd}$$

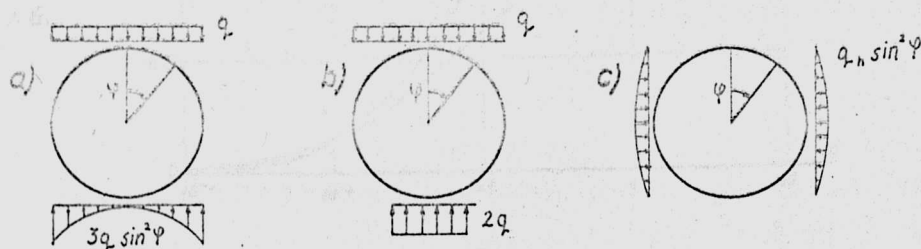
$$M\varphi = m\varphi \cdot q \cdot R^2 \quad /10.16/$$

Wprowadzając redukcję obciążenia w/g równania /10.3/ otrzymujemy

$$M = \varphi \cdot m\varphi \cdot q \cdot R^2 \quad /10.17/$$

Przyjmując, że rozkłady obciążeń działających na rurę sztywną i

podatną, są zgodne ze schematami przyjętymi przez Leonharda [44] rys. 10.4 można wartości współczynników m_φ odczytać z podanych na rys. 10.5 + 10.7 wykresów.

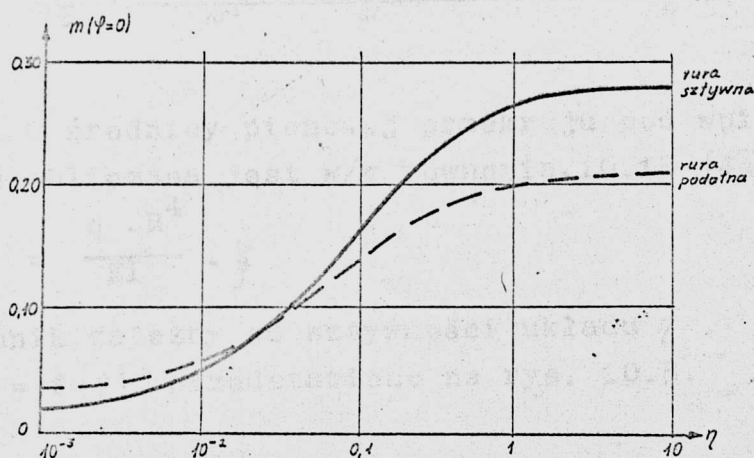


Rys.10.4. Obliczeniowy schemat obciążeń

- a/ obciążenia pionowe działające na rurę podatną
- b/ obciążenia pionowe działające na rurę sztywną
- c/ parcie boczne gruntu

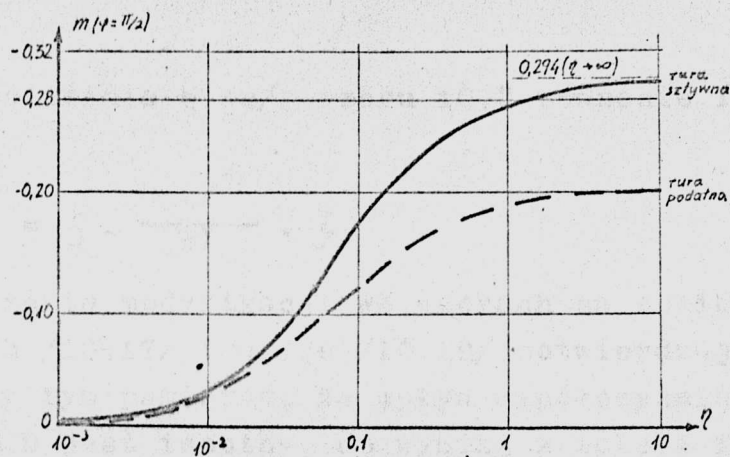
Wartość współczynnika m_φ zależna jest dla danego punktu od współczynnika sztywności układu η .

Przebieg zmienności współczynnika m_φ w charakterystycznych przekrojach: $\varphi = 0$; $\varphi = \pi/2$; $\varphi = \pi$ przedstawiono odpowiednio na rys. 10.5; 10.6; 10.7 na podstawie [44].

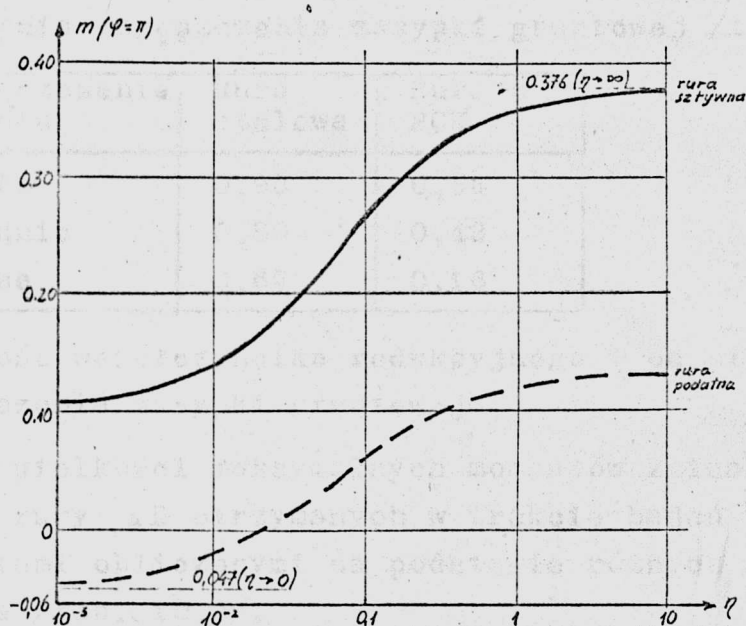


Rys. 10.5.

Rys. 10.6.



Rys. 10.7.

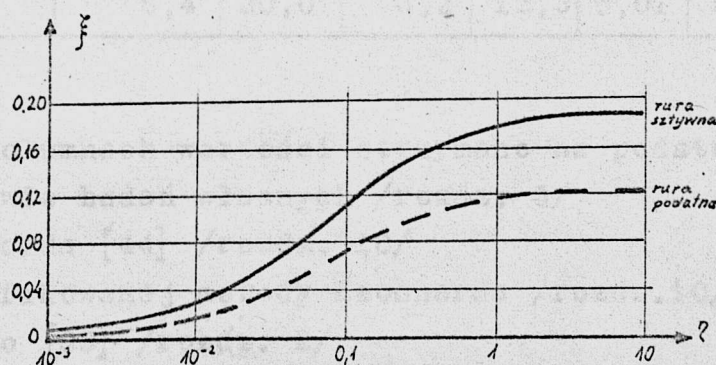


Zmiana długości ΔD średnicy pionowej przekroju pod wpływem działających obciążeń obliczana jest w/g równania 10.18 [44]

$$\Delta D = \frac{q \cdot R^4}{EI} \cdot \xi \quad /10.18/$$

gdzie ξ współczynnik zależny od sztywności układu η .
Wykres funkcji $\xi = f(\eta)$ przedstawiono na rys. 10.8.

Rys. 10.8.



Po modyfikacji obciążenia q w/g wzoru 10.3 równanie 10.18 przyjmuje postać

$$\Delta D = \beta \cdot \frac{q \cdot R^4}{EI} \cdot \xi \quad /10.19/$$

Słuszność wprowadzenia modyfikacji we wzorach na obliczanie momentów zginających /10.17/ i ugięć /10.19/ potwierdzają wyniki badań. Należy przy tym pamiętać, że wpływ współczynnika $\beta < 1$ na wartości M i ΔD jest istotny, co wynika z tabeli 10.1.

W przypadku stosowanych do badań rury stalowej i rury z PCW wartości współczynnika redukcyjnego β zmieniały się zdecydowanie w zależności od stopnia zagęszczenia zasypki gruntowej /tab. 10.1/

zagęszczenie gruntu	Rura stalowa	Rura z PCW
słabe	0,93	0,54
średnie	0,89	0,43
silne	0,69	0,16

Tab. 10.1. Zależność współczynnika redukcyjnego β od stanu zagęszczenia zasypki gruntowej

W celu porównania wielkości maksymalnych momentów zginających M i ugięć pionowych rury ΔD otrzymanych w trakcie badań z odpowiadającymi wielkościami obliczonymi na podstawie różnych metod wykonano zestawienie /tab. 10.2/.

Zagęszczenie zasypki		Max momenty zginające M [Nm/m]				Max. ugięcia ΔD [mm]		
		A	B	C	D	A	B	C
rura stalowa	słabe	63,0	68,7	63,9	67,5	0,09	0,13	0,12
	średnie	22,3	52,0	46,3	45,7	0,04	0,10	0,09
	silne	30,4	46,6	32,2	35,4	0,04	0,09	0,06
rura z PCW	słabe	16,9	34,0	18,4	18,5	0,59	0,88	0,48
	średnie	12,3	30,2	13,0	16,9	0,32	0,80	0,34
	silne	5,4	20,0	3,2	12,3	0,01	0,55	0,09

Tab. 10.2.

W poszczególnych kolumnach wartości otrzymano na podstawie:

A - na podstawie badań własnych /rozd. 5/

B - w/g Leonharda [44] /rozd. 10/

C - w/g zmodyfikowanej metody Leonharda /rozd. 10/

D - Voellmyego [83] /rozd. 2/

Z zestawienia /tab. 10.2/ widać, że najlepszą zgodność z wynikami otrzymanymi na podstawie badań /kolumna A/ daje zastosowanie zmodyfikowanej metody Leonharda /kolumna C/.

W trakcie badań warstwa gruntu nadsypki nad rurą była stosunkowo cienka, co może nasuwać wniosek że w rzeczywistości redukcja obciążeń jest większa m.in. ze względu na większe tarcie zasypki o ściany wykopu.

Zawyżone wartości deformacji ΔD dla rury z PCW w stosunku do otrzymanych w wyniku badań /A/ są spowodowane przypuszczalnie nie uwzględnieniem w obliczeniach wpływu sprężania przekroju.

11. WNIOSKI KOŃCOWE

1/ Znaczny wpływ na poprawę współpracy układu rurociąg - ośrodek gruntowy ma odtwarzanie się naturalnego ośrodka gruntowego - półprzestrzeni sprężystej. W efekcie uzyskujemy korzystniejszy - bardziej równomierny rozkład obciążeń działających na rurę. Procesy związane z odtwarzaniem się naturalnego środowiska gruntowego mają głównie charakter reologiczny i należy sądzić, że przy tradycyjnych metodach układania rurociągów / w wykopie bądź w nasypie/ po upływie odpowiednio długiego czasu rozkład obciążeń zależny jest jedynie od rodzaju zasypki gruntowej i grubości zalegania jej nad budowlą. Odtwarzanie się naturalnego środowiska gruntowego można przyspieszyć przez:

1.1/ Odpowiednie uformowanie podłoża gruntowego /profilowanie/ co zapewnia bardziej równomierny rozkład oddziaływań w strefie dolnej rury, a więc tam, gdzie zwykle występuje największa koncentracja obciążeń

1.2/ Zagęszczanie zasypki w pachwinach mające decydujący wpływ na współpracę układu rura-grunt, szczególnie w przypadku rur podatnych. W trakcie przeprowadzonych badań okazało się, że zarówno w przypadku rury sztywnej jak i podatnej słabe zagęszczenie zasypki w pachwinach powodowało przeszło dwukrotny wzrost wyężenia rury /charakteryzowany wielkością maksymalnych deformacji przekroju i momentów zginających/ w stosunku do wyników otrzymanych w trakcie badań rury przy przeciętnym zagęszczeniu gruntu w pachwinach.

1.3/ Stosowanie rurociągów podatnych. Możliwość dużych deformacji przekroju zapewnia polepszenie współpracy układu rura-grunt oraz przyspiesza proces wyrównywania się obciążeń przez wymuszenie bocznego oporu podłoża.

2/ Istnieją możliwości stymulowania rozkładu obciążeń przez zastosowanie strefy buforowej wokół rurociągu. Realizować to można przez:

- pozostawienie szczeliny wokół rury
- zastosowanie podatnej osłony plastyczno-lepkiej

Pierwsze rozwiązanie wypróbowano stosując osłony pneumatyczne czynne /aktywne/ i bierne. W obu przypadkach stwierdzono korzystny wpływ proponowanych metod. Osłona aktywna umożliwiała doraźne uzyskanie stanu naprężeń zbliżonego do błonowego.

Obiecujące rezultaty dało zastosowanie osłony plastyczno-lepkiej na powierzchni rury sztywnej /dwukrotne zmniejszenie maksymalnych momentów zginających w stosunku do rury bez osłony/.

Własności osłony podatnej umożliwiały jednocześnie jej wykorzystanie jako izolacji konstrukcji przeciw wilgoci i agresywnym wpływom środowiska.

3/ Opracowany model układu rurociąg - ośrodek gruntowy dobrze charakteryzuje współpracę obu elementów, co potwierdziły przeprowadzone badania.

Celem dalszego rozwoju metod obliczeniowych jest ustalenie rzeczywistej nośności rurociągu w danych warunkach ułożenia, co umożliwi bardziej ekonomiczne projektowanie konstrukcji. Stosowanie metod obliczeniowych uwzględniających, osiągniętą różnymi sposobami współpracę układu rura - grunt wymaga zapewnienia założonych warunków pracy konstrukcji na całej jej długości także w praktyce na budowie. Wiąże się to z doskonaleniem metod oceny warunków ułożenia rurociągu.

4/ Jako wskaźnik oceny współpracy układu rurociąg - ośrodek gruntowy można wykorzystać pomiary zmian długości średnicy pionowej i poziomej. Wskaźnik ten umożliwia kontrolę równomierności i intensywności zagęszczenia zasypki gruntowej w pachwinach. Ponadto pozwala na ustalenie, w konkretnych warunkach, efektywnej energii zagęszczenia. Metoda ta, jak wykazały badania, jest szczególnie przydatna w przypadku rurociągów podatnych.

5/ Przedstawione w pracy rozwiązania mogą znaleźć zastosowanie praktyczne.

Duże zalety ma rurociąg z osłoną podatną; a mianowicie zwiększoną nośność oraz dobre zabezpieczenie przed wilgocią i agresywnymi wpływami środowiska. Konieczne są dalsze badania materiałowe substancji mogącej stanowić osłonę, ponadto nie jest jeszcze opracowana technologia nakładania takiej osłony. Przypuszczalnie dobre efekty dałoby zastosowanie osłon bitumicznych o niskim punkcie mięknięcia. Osłony podatne są przeznaczane do stosowania na całej długości rurociągu.

Rurociąg z osłoną pneumatyczną mógłby znaleźć zastosowanie w szczególnych przypadkach, a mianowicie tam gdzie wymagane jest doraźnie znaczne zwiększenie obciążeń użytkowych np. rurociąg pod torem dźwigu budowlanego, czy też pod drogą wysokiej klasy. Obserwowany wzrost nośności rury w wyniku odtwarzania się naturalnego środowiska gruntowego można wykorzystać przy weryfikacji stanu bezpieczeństwa rurociągów w warunkach odmiennych od początkowych /wzrost obciążeń użytkowych, podniesienie niwelety terenu itp./.

6. Borge A., Dupis J., Ruita J., Podolski G., Badania doświadczalne i teoretyczne dotyczące projektowania przewodów izolacyjnych z osłonami z rurą z PCV, Raporty Instytutu Technicznego, Warszawa 1978/81.

8. Borge B., Wpływ czasu okrzuszenia ścian przewodów na charakterystyki mechaniczne, Wykaz, Warszawa 1984.

9. Podolski G., Lasek J., O możliwości obciążenia rurociągów nad powierzchnię gruntu, Wykaz, Warszawa 1978/81.

10. Borge W., Lasek J., Podolski G., Wpływ czasu okrzuszenia ścian przewodów na charakterystyki mechaniczne, Wykaz, Warszawa 1978/81.

11. Borge J., Rury z osłonami z PCV, Wykaz, Warszawa 1978/81.

12. Podolski G., Lasek J., Wpływ czasu okrzuszenia ścian przewodów na charakterystyki mechaniczne, Wykaz, Warszawa 1978/81.

13. Podolski G., Lasek J., Wpływ czasu okrzuszenia ścian przewodów na charakterystyki mechaniczne, Wykaz, Warszawa 1978/81.

L I T E R A T U R A

1. Bartoszewski J., Lessaer S., Tunele i przejścia podziemne w miastach, WKŁ Warszawa 1971.
2. Biernatowski K., Układ rurociąg podłoże gruntowe w ujęciu probabilistycznym, Kolloquium: Erdeingebettete Rohre und Behälter, Lipsk - 1975.
3. Bilz P., Belastarbeit von Betonrohren in verbessertem bindigem Lockergestein, Bauplanung - Bautechnik 1976/3.
4. Błaszczyk W., Stamatello H., Budowa miejskich sieci kanalizacyjnych, Warszawa 1975.
5. Borecz A., Borecz T., Analiza metod projektowania i wykonywania prefabrykowanych rurociągów podziemnych. Opracowanie dla BPBK Wrocław 1963.
6. Borecz A., Dubis J., Pomiar naporu gruntu na umocnienia ścian wykopów, Prace Naukowe Instytutu Inżynierii Lądowej Politechniki Wrocławskiej, Wrocław 1974.
7. Borecz A., Dubis J., Kmita J., Podolski B., Badania doświadczalne i teoretyczne dotyczące projektowania przewodów kanalizacji zewnętrznej z rur z PCW, Raporty I-2 Politechniki Wrocławskiej 1978/51.
8. Broś B., Wpływ ruchu odkształcalnej ściany oporowej na parcie gruntu, Dysertacja Wrocław 1964.
9. Budzianowski Z., Lessaer S., O możliwości obciążenia terenu nad dawno ułożonym rurociągiem podziemnym, Inżynieria i Budownictwo 1970/4.
10. Bujard W., Leitungszone, Rohrauflager und Bodenverdichtung in Rohrleitungen, Betonwerk und Fertigteil - Technik 1976/2.
11. Bursa J., Rury stalowe z powłokami z tworzyw sztucznych, Warszawa 1973.
12. Danilecki W., Mączyński M., Obliczenia statyczne izolacji i wykładzin asfaltowych, Warszawa 1979.
13. Dawidow C.C., Rasczet podziemnych konstrukcji po predielnym sostojaniam, Maszgiz 1955.

14. Djergaczew P.W., Trudy laboratorii zjemljanych saruzeni, Moskwa 1972.
15. Dmitruk S., Izbiicki R., Suchnicka H., Mechanika ośrodka rozdrobnionego, Wrocław 1976.
16. Doroszkiewicz S., Elastooptyka, Poznań 1975.
17. Drescher G., Praktische Berechnung erdbedeckter dünwandiger Rohre, WWT 1965/6.
18. Drescher G., Das im Erdreich eingebettete Rohr, Österreichische Ingenieur - Zeitschrift. Jahrgang 8/3.
19. Dubis J., Podolski B., Warunki pracy statycznej podatnych przewodów kanalizacyjnych zagłębionych w gruncie, Konferencja Naukowo-Techniczna Instytutu Przemysłu Tworzyw i Farb, Gliwice 1979.
20. Dubis J., Podolski B., Zasady projektowania wytrzymałościowego przewodów kanalizacji zewnętrznej z rur PCW, Konferencja j.w., Gliwice 1979.
21. Elbinger K., Umler H., Erdverlegte PVC - H - Kanalrohre Reihe Ingenieur - und Tiefbau 1974/48.
22. Elbinger J., Bemessung und Tragverhalten erdeingebetteten Plastrohre, Kolloquium: Erdeingebettete Rohre und Behälter, Lipsk 1975.
23. Elbinger K., Der Einfluss der Dichte nichtbindigen Lockergesteins im Bereich der Leitungszone auf die Verformung erdverlegter druckloser PVC - H - Rohre, Lipsk 1979.
24. Gaube E., Hofer H., Müller W., Kanalrohre aus Polyäthylen hart, Messergebnisse über die Zeitabhängigkeit des Erd- druckes und der Verformung, Kunststoffe 1971/10.
25. Gorbunow - Posadow M.I., Obliczanie konstrukcji na podłożu sprężystym, Warszawa 1956.
26. Guerrin A., Traite de beton arme, Paryż 1970.
27. Hain H., Stabilität von im Boden eingebetteten Tunnelrohren mit kreisförmigem Querschnitt, Strasse Brücke Tunnel 1970/6.

28. Heierli W., Yang F., Die statische Berechnung erdverlegter Kanalisationsrohre unter besonder Berücksichtigung der flexiblen Rohre, Schweizerische Bauzeitung 1977/15.
29. Honingh J., Erfahrungen mit PVC - Rohren in Holland, Beton 6/1973.
30. Hostalen GM5010 Pipes, Frankfurt 1977.
31. Howard A.K., Moduls if Soil Reaction Values for Buried Flaxsible Pipe, Yournal of the Geotechnical Eng. Division 1977/1.
32. Jansen H.A., Versuche über Getreidedruck in Silozellen, Zeitschrift VDI 1895/39.
33. Jeske T., Przedecki T., Rosiński B., Mechanika gruntów, Warszawa 1966.
34. Kadner W., Beitrag zur statischen Berechnung von kreisrunden Kanalisationsrohren, gwf - wasser abwasser 1970/5.
35. Kezdi A., Marko J., Erdbauten, Budapest 1969.
36. Kisiel I., Dmitruk S., Lysik B., Zarys reologii gruntów. Nośność i stateczność gruntów, Arkady, Warszawa 1969.
37. Kisiel I., Lysik B., Zarys reologii gruntów. Działanie obciążenia statycznego na grunt, Arkady Warszawa 1969.
38. Kittel D., Die Statische Berechnung von Beton - und Stahlbetonrohren, Betonwerk und Fertigteil - Technik 2/1974.
39. Klejn G.K., Raszot podziemnych truboprowodow, Moskwa 1969.
40. Kolonko A., Zastosowanie analizy wymiarowej w rozwiązywaniu problemów budownictwa podziemnego, Konferencja PZITS, W-w 1979.
41. Kolonko A., Analiza pracy rurociągów podziemnych w kierunku podłużnym, Raporty P.W. I-14, Wrocław 1978.
42. Kuczyński J., Budowle sanitarne, Wrocław-Warszawa 1975.
43. Kuster F.X., Sockelgelagerte Rohrleitungen - Eternit, Schweizeirische Bauzeitung 19/1977.
44. Leon hard G., Einfluss der Bettungssteifigkeit auf die Tragfähigkeit und die Vermormungen von flexiblen Rohren, Strasse Brücke Tunnel 3/1972.

45. Leonhard G., Die Belastung von starren Rohrleitungen unter Dämmen, Diss. T.U. Hannover 1973.
46. Lessaer S., Miejskie tunele, przejścia podziemne i kolektory Wkt Warszawa 1979.
47. Marquardt E., Beton und Eisenbetonleitungen, ihre Belastung und Prüfung, Berlin 1934.
48. Marquardt E., Erdbedeckte Rohrleitungen und ihr Baugrund, Baumaister - und Ingenieur - Verlagsgesellschaft 1955/96.
49. Marston A., Anderson A., The theory of loads on pipes in ditches and tests of cement and clay drain tile and sewer pipe., Bull. Iowa Ing. and Exp. Station 1913/31.
50. Nielson F.D., Soil Structure Arching Analysis of Buried Flexible Structures, Highway Research Record Nr 85.
51. Odhe J., Grundbanmechanik in Hütte, Verlag Ernst u. Sohn, Berlin 1956.
52. Pettibone H.C., Howard A.K., Distribution of soil pressures on concrete pipes, ASCE Paper 5354.
53. Pfefferkorn W., Die Knickstabilität eingeeerdeter Rohre und die Berechnung ihrer Wandstärke Wasserwirtschaft-Wassertechnik 1969/7,8.
54. PKN, PN-75/B-04481, Grunty budowlane, Badania laboratoryjne.
55. PKN, PN-74/B-02480, Grunty budowlane. Podział nazwy symbole określenia.
56. PKN, PN/B-03270 /Projekt/, Rurociągi podziemne i przepusty rurowe.
57. PKN, PN-68/B-03010, Ściany oporowe. Obliczenia statyczne i projektowanie.
58. PKN, PN-53/B-06584, Rury betonowe, budowa kanałów w wykopach.
59. Polański Z., Współczesne metody badań doświadczalnych Warszawa 1978.
60. Rajfert T., Rżysko J., Z problematyki obliczeń wytrzymałościowych rurociągów, GW i TS 48/8.
61. Rensch D., Beitrag zur Berechnung eingeeerdeter Rohre, Baningenieur 11/1961.

62. Richards R., Agrawal S., Stresses on Shallow Circular Pipe by Transformed Section, Journ. of the geotechnical eng. div. 1974/6.
63. Rolla S., Badania materiałów i nawierzchni drogowych, Warszawa 1969.
64. Rüb F., Entwicklung im Rohrleitungsban, Hoch und Tiefbau 1972/2.
65. Scheiblauber J., Berechnungsgrundlagen für erdverlegte flexible Rohre, Strasse u. Autobahn 1967/5.
66. Schmidt W., Wartmann R., Neues Dimensionierungsverfahren für eingeeerdete Rohre, Rohre - Rohrleitungsban - Rohr - leitungstransport 1967/4.
67. Schreyer H., Sonderfälle der Belastung im Erdreich eingebetteter starrer Rohre., Stadt - und Gebäudetechnik 4/1969.
68. Schreyer H., Der praktische festigkeitsnachweis erdverlegter Azbestzement - Druckrohre, Stadt - u. Gebäudetechnik 1967/9.
69. Selle O., Statische Berechnung erdverlegter druckloser Betonrohrleitungen in nichtbindigen Erdstoff, Diss T.H. Leipzig 1978.
70. SIA - 190, Obliczenia statyczne rurociągów podatnych, Norma szwajcarska.
71. Sonntag G., Fleck H., Ähnlichkeitsgerechte kohäsionslose Modellböden für Modellversuche an Hohlraumauskleidungen, Strasse Brücke Tunnel 1973/4.
72. Sonntag G., Untersuchung elastischer Rohre im kohäsionslosen Kontinuum, Die Bautechnik 1965/8.
73. Spangler M.G., The Supporting Strength of Rigid Pipe Culverts, Bull. Iowa Eng. Station 1941/153.
74. Spangler M.G., Factors of safety in the design of buried pipelines, Highway Research Record 1969 Nr. 262.
75. Spangler M.G., Soil Engineering, International Textbook Company 1960.
76. Spangler M.G., Stresses in pressure pipelines and protective casing pipes, Journ. Structural Div. 1956/82.

77. Stamatello H., Tunele i miejskie budowle podziemne, Warszawa 1970.
78. Stefanowicz J., Małachowski J., Tworzywa sztuczne wzmacniane włóknem szklanym, Przegląd Mechaniczny 1979/17.
79. Steinbacher K., Über einige Forderungen an die Berechnung eingebetteter elastischer Rohre, Rohre Rohrleitungsbau, Rohrleitungstransport 1971/4.
80. Steube R., Werner M., Rationalisierung des Verdichtungsaufwandes einzelner Verdichtungsgeräte für beengte Arbeitsräume in Abhängigkeit von bestimmten Erdstoffen, T.H. Lipsk 1972.
81. Styburski W., Przetworniki tensometryczne, Warszawa 1976.
82. Tschebotarcoff G.P., Mechanika gruntów, osnowanija i ziemlanyje sooruzenija, Moskwa 1968.
83. Voellmy A., Die Bruchsicherheit eingebetter Rohre, Zürich 1937.
84. Wachs W., Obliczanie obciążeń zewnętrznych rurociągów metodą elementów skończonych, Konferencja Miejskie Sieci Zaopatrzeniowe, Bierutowice 1974.
85. Wagner H., Halasz R., Ähnlichkeitsgerechte kollisionslose Modellböden für Moderversuche an Hohlraumauskleidungen, Strasse Brücke Tunnel 1973/4.
86. Watkins K., Smith A.B., Ring Deflection of Buried Pipe, Journal of the American Water Works 1967/3.
87. Wetzorke M., Über die Bruchsicherheit von Rohrleitungen in parallelwändigen Gräben, Hanover 1960.
88. Witun Z., Zarys geotechniki, W.K.L. Warszawa 1976.
89. Windels R., Spannungstheorie zweiter Ordnung für den teilweise gebotten Kreisring, Die Bautechnik 1968/8.
90. Wölfel, Stahlbetonfertigteile in Grund - und Wasserbau, Berlin 1960.
91. Wolfram G., Ermittlung statischer und dynamischer Rohrverformungen unter den Bedingungen der Grabenverfüllung, T.H. Lipsk 1978.

92. Zajbert M., Gospodarka wodna w planie przestrzennego zagospodarowania w kraju do roku 1990, GWiTS 1976/1.
93. Zbiorowa praca, Studium techniczno - ekonomiczne projektowania i realizacji sieci podziemnych na terenach zurbanizowanych, P.W. Wrocław 1977.
94. Zbiorowa praca, Handbuch für Rohre aus Beton Stahlbeton Spannbeton, Wisbaden - Berlin 1978.

Mgr inż. Andrzej Kolonko
Instytut Inżynierii Lądowej
Politechniki Wrocławskiej
ul. Wybrzeże Wyspiańskiego 27

. Raport wpłynął do
Redakcji w lutym
1980 r.

The interreaction of soil and pipe

Summary

The paper deals with behaviour of pressure pipeline buried in soil. The emphasis is laid on working of pipeline in surrounding soil. Above mentioned behaviour of pipeline depends on flexibility of pipeline and ground filling compacting. Proper pipe working in the soil provides advantageous pipe load distribution. Pipe load optimization tends not only to load reduction but preferably to equalization of load along the pipe in order to minimize the difference between maximum and minimum soil pressure acting on pipe. In such circumstances the bending moments are minimized. Factors concerned with working of pipeline in the ground are discussed and their influence on pipeline behavior is estimated on the basis of model test results. The model of behavior pipeline buried in ground is also presented as well as analytical method of computing thereof. Analysis of significant factors of proper pipe operation gives rise to new technical designs, where the most interesting is the concept of pipeline in plastic shield.