

AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

ZESZYTY NAUKOWE NR 154

BUDOWNICTWO 24



BYDGOSZCZ - 1987



AKADEMIA TECHNICZNO-ROLNICZA
IM. JANA I JĘDRZEJA ŚNIADECKICH
W BYDGOSZCZY

ZESZYTY NAUKOWE NR 154

BUDOWNICTWO 24



BYDGOSZCZ - 1987

PRZEWODNICZĄCY KOMITETU REDAKCYJNEGO
doc. dr hab. Juliusz Skonieczny

REDAKTOR NAUKOWY
dr inż. Jan Lorkowski

OPRACOWANIE TECHNICZNE
Zbigniew Gackowski

Wydano za zgodą Rektora
Akademii Techniczno-Rolniczej
w Bydgoszczy

ISSN 0208-6379

**WYDAWNICTWO UCZELNIANE AKADEMII TECHNICZNO-ROLNICZEJ
W BYDGOSZCZY**

Wyd. I. Nakład 200 + 50. Ark. wyd. 11,04, ark. druk. 12,25. Papier drukowy kl. V, 71 g.
Oddano do druku 1987.09.28. Druk ukończono w październiku 1987
MNiSzW Cena 265 zł
Uczelniany Zakład Małej Poligrafii w Bydgoszczy ul. Olszewskiego 20
Zamówienie nr 368/87. TR P-8

Nr inw P. 378/88

88 D 2/1

SPIS TREŚCI

str.

1. Jan Górski, Tadeusz Kabat - Wnioski z numerycznej analizy stateczności pewnej ramy	5
2. Adam Podhorecki - Metoda czasoprzestrzennych elementów skończonych w nieliniowej mechanice continuum	21
3. Kazimierz Braun, Antoni Łączkowski, Julita Rojek, Zbigniew Woziwodzki - Szczelność zbiorników żelbetowych w aspekcie oddziaływań termiczno skurczowych	31
4. Zbigniew Kotłęga, Zbigniew Woziwodzki - Żelbetowa konstrukcja szkieletowa pawilonu usługowo-handlowego łączona w węzłach na śróby sprężające	47
5. Antoni Łączkowski, Julita Rojek - Próba oceny nośności płyt żelbetowych silnie obciążonych	57
6. Antoni Łączkowski, Jan Gadomski, Maria Gadomska - Wektory wychyleń baterii komór elewatora zbożowego	65
7. Antoni Łączkowski, Jan Gadomski, Maria Gadomska - Wpływ wadliwej pracy podnośników hydraulicznych deskowań ślizgowych na pionowość żelbetowych komór silosów zbożowych	75
8. Antoni Łączkowski, Maciej Kumor - Próba oceny osiadań rzeczy wistych i przewidywanych fundamentów płytowych pod bateriami silosów zbożowych	85
9. Halina Ferens-Budzyńska - Zastosowanie obliczeń numerycznych do ustalania optymalnych ilości dodatku do betonu	91
10. Antoni Łączkowski, Adam Podhorecki - O pewnej katastrofie komina stalowego w trakcie montażu	97
11. Jan Klugiewicz - Nowe konstrukcje oczyszczalni ścieków	103
12. Jan Klugiewicz - Nowa technika w podziemnym uzbrojeniu terenów zabudowy	115
13. Piotr Dzielewczyński, Jan Klugiewicz, Adam Podhorecki - Badania nowych konstrukcji obudów dla bezkanałowych sieci ciepłych..	125
14. Jan Klugiewicz - Nowe urządzenia do pobierania próbek gleb i gruntów w stanie naturalnym	133
15. E.Stępkowska, D.Schalek, M.Störr - Reakcja strukturalna 1200 na zewnętrzne obciążenie	141
16. Andrzej Zawalski - Wpływ pęcznienia na wytrzymałość na ściskanie przerobionego 1200 pliccańskiego z Bydgoszczy	149
17. Jan Kempa - Koncepcja wyznaczenia minimalnych wartości promieni krzywych poziomych	157

	str.
18. Romuald Napierała - Pyły kamienne z otaczarek jako wypełniacz mieszanek mineralno-bitumicznych	173
19. Jadwiga Bizon-Górecka, Elżbieta Człapińska - Badanie praco - chłonności robót wykończeniowych w budownictwie mieszkanio - wym	185
20. Zbigniew Tokarski - Metody obliczania wydajności zespołu ma - szyn do robót ziemnych składającego się z koparki i samocho - dów oraz sposoby przybliżania wyników do rzeczywistości	191

Jan Górski

Tadeusz Kabat

WNIOSKI Z NUMERYCZNEJ ANALIZY STATECZNOŚCI
PEWNEJ RAMY

W pracy przedstawiono analizę stateczności dwunawowej ramy przy różnych wartościach sztywności rygla. Wyniki analizy wg teorii nieliniowej porównano z wynikami liniowej analizy stateczności i sformułowano wnioski, dotyczące praktycznego stosowania różnych kryteriów stateczności.

1. WSTĘP

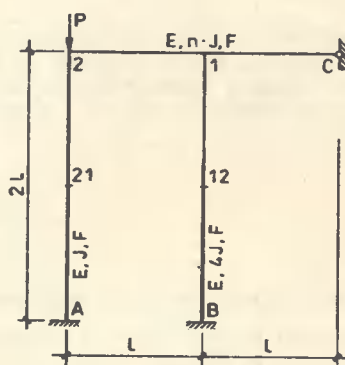
Konstrukcje budowlane, a szczególnie konstrukcje metalowe, projektowane i realizowane w okresie ostatniego ćwierćwiecza, cechują się coraz większą oszczędnością zużywanych materiałów. Poszczególne elementy konstrukcji metalowych posiadają coraz mniejsze wymiary przekrojów poprzecznych; pręty tych konstrukcji są bardziej smukłe, a występujące w nich naprężenia osiągają wartości większe od uznawanych za dopuszczalne, np. przed 30 laty. Możliwości projektowania lżejszych, a więc bardziej oszczędnych konstrukcji, powstają - między innymi - dzięki ciągłemu rozwojowi coraz bardziej dokładnych metod obliczeń statycznych, metod ich wymiarowania i analizy stanów granicznych.

Stanem granicznym, ograniczającym nośność nowoczesnych, ekonomicznych konstrukcji metalowych jest przeważnie utrata stateczności całego ustroju lub poszczególnych jego elementów. Z tego względu, coraz większego znaczenia praktycznego nabiera doskonalenie metod analizy stateczności konstrukcji, umożliwiających nie tylko obliczenie, z wymaganą dokładnością, wartości krytycznej obciążenia, lecz również umożliwiających zbadanie sposobu utraty stateczności ustroju, wielkości przemieszczeń występujących w stanie krytycznym, zachowanie się konstrukcji w momencie utraty stateczności i w stanie pokrytycznym. Tradycyjne, elementarne metody obliczeń krytycznej wartości obciążeń / [7], [6], [3], [2], .../, bazujące na za-

łożeniu o małych przemieszczeniach, nie pozwalają na wykonanie takiej rozszerzonej analizy. Możliwości takie powstają dopiero przy wykonywaniu obliczeń wg teorii geometrycznie nieliniowej, uwzględniającej dowolnie duże przemieszczenia ustroju / [1], [8], [5], .../.

2. PRZYKŁAD ANALIZY STĄCZNOŚCI PŁASKIEJ RAMY

Dla zilustrowania szerokiego zakresu informacji o pracy konstrukcji w stanie przed- i pokrytycznym, które można uzyskać dzięki zastosowaniu teorii geometrycznie nieliniowej, opracowano przykład analizy stączności płaskiej ramy, przedstawionej na rys. 1.



Dane :
 $E = 205\,000 \text{ MPa}$
 $J = 1000 \text{ cm}^4$
 $n = 2, 20; 200$
 $F = 160 \text{ cm}^2$
 $L = 2,50 \text{ m}$

Rys. 1.

Zakłada się, że pręty ramy wykonane są z materiału idealnie liniowo sprężystego; przy dowolnie dużym, rozważanym obciążeniu i deformacji, naprężenia w prętach nie przekraczają granicy proporcjonalności.

W celu umożliwienia konfrontacji wyników, uzyskanych różnymi metodami, wykonano najpierw obliczenia krytycznej wartości obciążenia elementarną metodą przemieszczeń [2], przy założeniu małych przemieszczeń ustroju. Według założeń tej metody, jedynie w pręcie 2-A występuje różna od zera siła normalna: jest to siła ściskająca o wartości P . Przy pominięciu wpływu zmian długości prętów, układ jest tylko dwukrotnie geometrycznie niewyznaczalny. Macierz sztywności układu przedstawia się następująco:

$$K = \frac{EJ}{2L} \begin{bmatrix} [\alpha(\lambda) \cdot \beta(\lambda) + 8n] & 4n \\ 4n & (14n + 16) \end{bmatrix}$$

gdzie: $\lambda = L \sqrt{\frac{P}{EJ}}$:

$$\alpha(\lambda) = - \frac{\lambda^2 \sin \lambda}{\lambda \cos \lambda - \sin \lambda}$$

$$\beta(\lambda) = \frac{\lambda \cos \lambda}{\sin \lambda}$$

Układ traci stateczność gdy macierz sztywności staje się macierzą osobliwą, czyli gdy spełnione jest równanie:

$$[\alpha(\lambda) \cdot \beta(\lambda) + 8n] (14n + 16) - 16n^2 = 0$$

Najmniejszą dodatnią wartość $\lambda = \lambda_{kr}$, spełniającą to równanie, wyliczono dla trzech następujących wartości parametru n /określającego sztywność ryglu/:

$$\text{dla } n = 2 \quad \lambda_{kr 2} = 2.97237$$

$$\text{dla } n = 20 \quad \lambda_{kr 20} = 3.11907$$

$$\text{dla } n = 200 \quad \lambda_{kr 200} = 3.13931$$

Odpowiadające temu wartości siły krytycznej, wyliczone wg zależności:

$$P_{kr} = \frac{\lambda_{kr}^2 EJ}{L^2}$$

po wstawieniu danych, określonych przy rys. 1, są równe:

$$P_{kr 2} = 2897.67 \text{ kN}$$

$$P_{kr 20} = 3190.98 \text{ kN}$$

$$P_{kr 200} = 3232.53 \text{ kN}$$

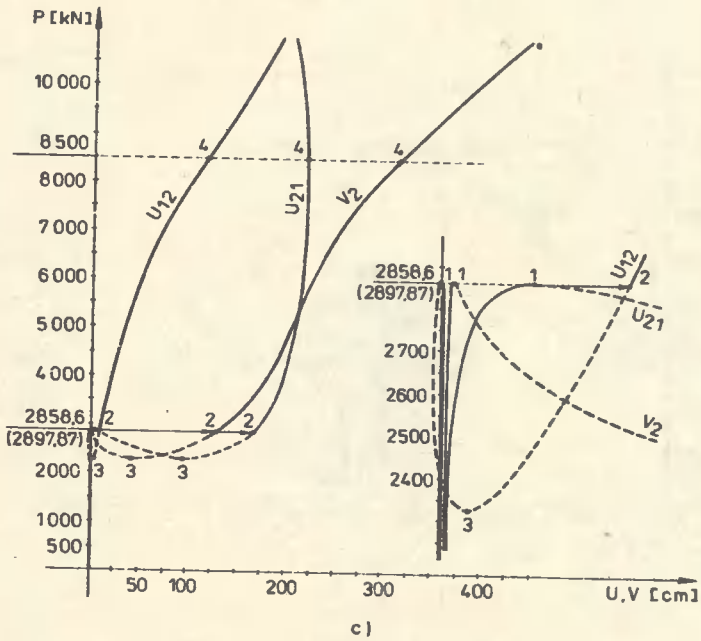
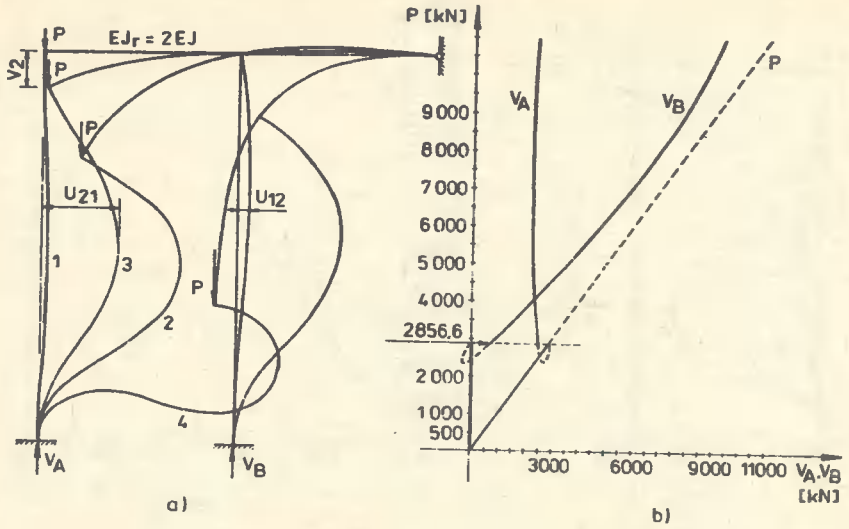
Analiza stateczności odkształcalnego ustroju przy zastosowaniu teorii geometrycznie nieliniowej, uwzględniającej duże przemieszczenia układu, polega na śledzeniu związku między narastającą wartością obciążenia a wartościami poszczególnych przemieszczeń, wyliczanych metodami numerycznymi w możliwie najbardziej dokładny sposób [8], [1], [5].

Stosowane w tym celu metody obliczeń pozwalają na wyznaczanie dowolnych przemieszczeń liniowych i kątowych, spośród których praktycznie wybiera się i szczegółowo rejestruje jedno lub kilka takich przemieszczeń, które są najbardziej charakterystyczne dla obserwowanej postaci deformacji układu. W omawianym przykładzie przyjęto trzy takie przemieszczenia: pionowe przemieszczenie V_2 punktu przyłożenia siły oraz poziome przemieszczenie U_{12} i U_{21} punktów leżących w połowie wysokości słupów /rys. 1/.

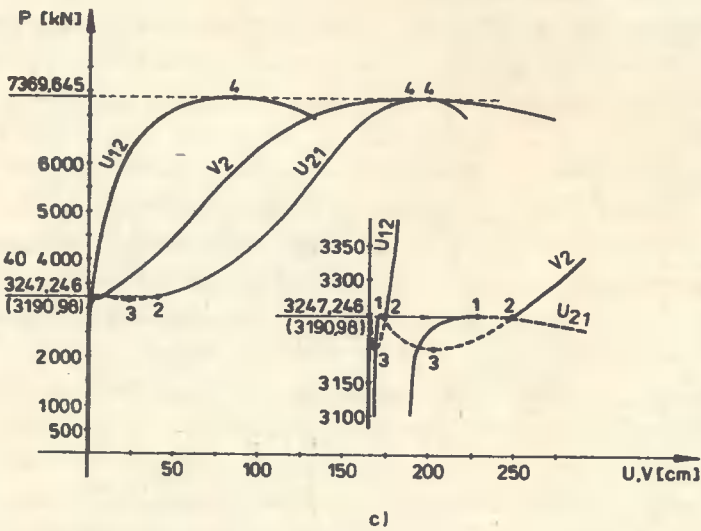
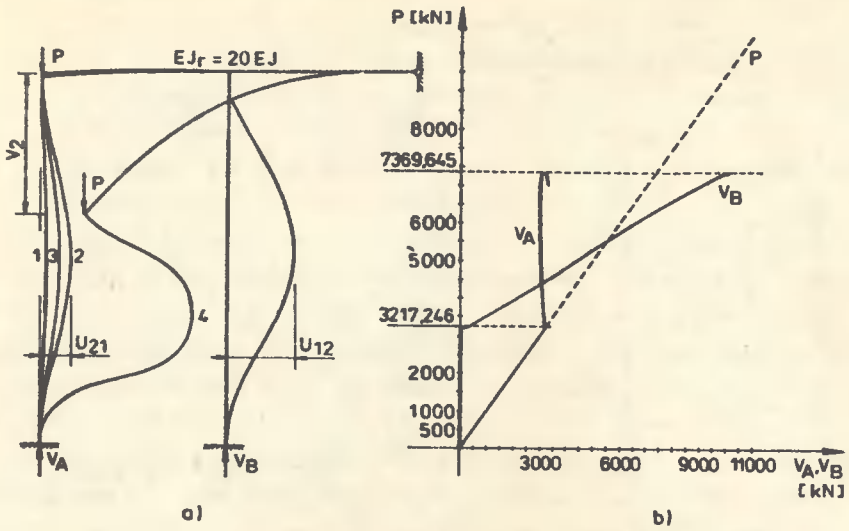
Obliczenia przemieszczeń i wielkości statycznych wykonano na minikomputerze typu IBM PC/XT przy użyciu własnego programu ERDA-12 [4], [5] odpowiednio zmodyfikowanego, w sposób umożliwiający analizę statyczną układów złożonych również z prętów zginanych. Numeryczną postać wyprowadzonych wyników obliczeń uzupełniono zaprogramowaniem wyprowadzenia wyników również w postaci graficznej na drukarce mozaikowej. Wszystkie wykresy, przedstawione na rysunkach 2, 3, 4, i 5, są kopiami rysunków wykonanych na drukarce mozaikowej /z wyrównaniem jej rastra/. Rysunki 2, 3 i 4 przedstawiają wyniki obliczeń dla ramy o sztywności rygla równej kolejno 2EI, 20EI i 200EI.

Na rysunkach a/ pokazano kolejne etapy deformacji ramy w miarę narastania obciążenia, oznaczone numerami, zapisanymi również przy odpowiadających im punktach na wykresach /rysunki c/ ilustrujących związek między wartością wybranych przemieszczeń V_2 , U_{12} , U_{21} , a wartością obciążenia. Program ERDA-12 umożliwia swobodne sterowanie wartością obciążenia, co - w połączeniu z możliwością automatycznego wykonania wykresów w dowolnie dużej skali - pozwoliło na sporządzenie, z dowolną dokładnością, powiększenia najbardziej interesujących fragmentów tych wykresów /przedstawione z prawej strony rysunków c/. Na wykresach tych wpisano też lokalnie maksymalne wartości obciążenia, z taką dokładnością, jaką udało się uzyskać w trakcie obliczeń. Wartości zapisane w nawiasach są wartościami krytycznymi obciążenia P'_{kr2} , P'_{kr20} , P'_{kr200} wyliczonymi poprzednio elementarną metodą przemieszczeń.

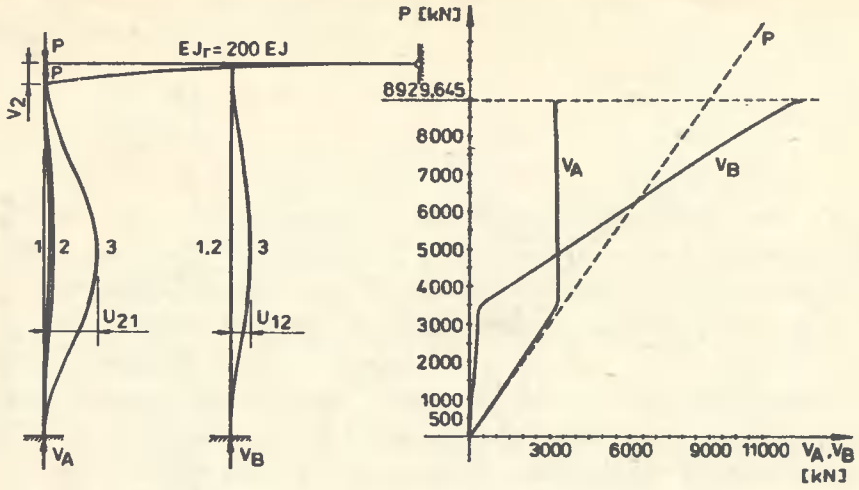
Rysunki b/ przedstawiają wykresy zależności między wartością obciążenia a wartością pionowych reakcji na podporach A i B /siły podłużne w słupach/. Na rys. 5 przedstawiono również wykresy zależności między wartością obciążenia, a wartościami wybranych przemieszczeń, lecz w zesta-



Rys. 2. Wyniki analizy ramy z rygłem o sztywności $EJ_r = 2EJ$

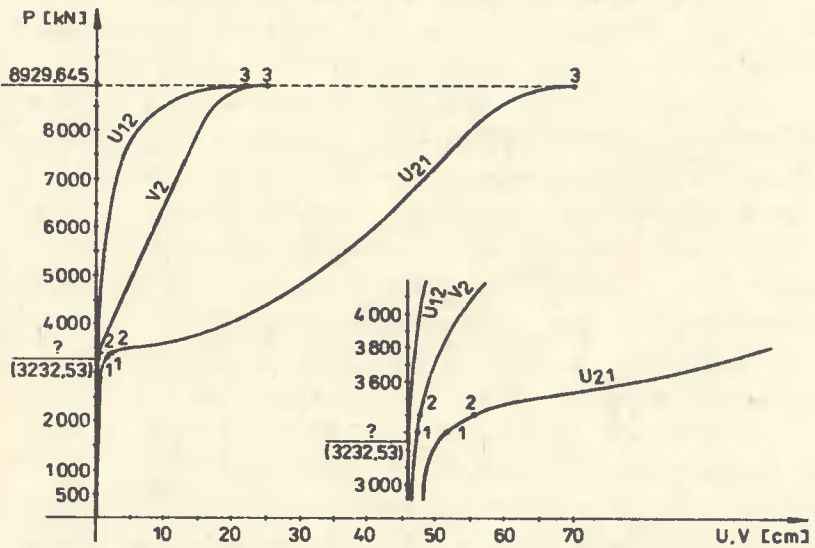


Rys. 3. Wyniki analizy ramy z ryglem o sztywności $EI_r = 20EI$



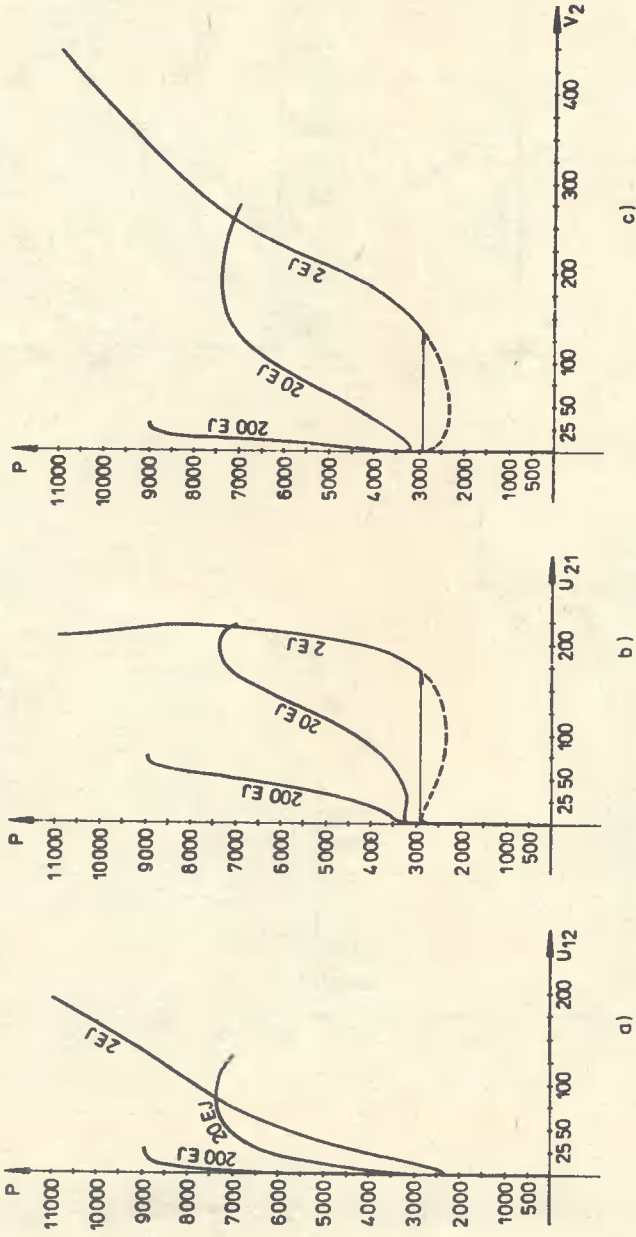
a)

b)



c)

Rys. 4. Wyniki analizy ramy z rygłem o sztywności $EI_r = 200EI$



Rys. 5. Porównanie przemieszczeń rany o różnych stężeniach ryglu

wieniu porównawczym: to samo przemieszczenie w funkcji obciążenia, dla trzech różnych sztywności rygla.

3. ANALIZA WYNIKÓW

Głównym celem numerycznych badań, których wyniki przedstawiono na rysunkach od 2 do 5, była konfrontacja uzyskanych wyników z wynikami obliczeń tradycyjną metodą elementarną /przy założeniu małych przemieszczeń/, a przede wszystkim uzyskanie chociażby orientacyjnych informacji w zakresie następujących problemów i wątpliwości:

- 3.1. W elementarnych metodach wyznaczania wartości krytycznej obciążenia ram /metoda sił, metoda przemieszczeń, także w postaci zmodyfikowanej do metody elementów skończonych/ przyjmuje się szereg upraszczających założeń. Między innymi zakłada się, że przemieszczenia ustroju, wywołane obciążeniem o wartości mniejszej, niż wartość krytyczna, są tak małe, że można pominąć ich wpływ na rozkład sił normalnych w prętach ramy. Wyznaczony, przy tym założeniu, rozkład sił normalnych przyjmuje się również jako aktualny w momencie utraty stateczności, kiedy to wartości przemieszczeń szybko wzrastają, nawet przy bardzo małym wzroście obciążenia. Duże zmiany wartości przemieszczeń układu mogą powodować również duże zmiany redystrybucji sił podłużnych w prętach. Powstaje więc pytanie: czy zmiany te są na tyle duże, że mogą one w istotny sposób wpływać na obliczaną wartość krytyczną obciążenia? Z wykresów przedstawionych na rysunkach b/ wynika, że dopóki wartość obciążenia nie jest większa, niż wartość krytyczna, wyznaczona elementarną metodą analizy liniowej, to wartości sił normalnych w słupach tak mało różnią się od wartości przyjmowanych w analizie liniowej /maksymalnie o ok. 6,3% - w ramie z rygłem o sztywności $EI_R = 200EI$ /, że różnice te nie mają istotnego wpływu na wyniki obliczeń. Po przekroczeniu tego poziomu krytycznego następuje zdecydowana zmiana redystrybucji sił podłużnych. Przy dalszym wzroście obciążenia, siła w słupie 2-A nie wzrasta lecz nawet nieco maleje, natomiast siła w minimalnie dotychczas ściskanym słupie 1-B szybko wzrasta, prawie proporcjonalnie do wzrostu wartości obciążenia. W tej pokrytycznej fazie pracy układu występuje zupełnie odmienny rozkład sił normalnych, niż przyjmowany w analizie liniowej.
- 3.2. Wyznaczenie krytycznej wartości obciążenia elementarną metodą przemieszczeń /lub metodą elementów skończonych/ polega na wyliczeniu takiej wartości obciążenia, przy której macierz układu równań równo-

wagi, czyli macierz sztywności K , staje się macierzą osobliwą / $\det K = 0$ /. Natomiast w nieliniowej analizie konstrukcji, utrata stateczności objawia się poprzez osobliwość tzw. macierzy sztywności stycznej / $\det K_s = 0$ /. Warto sprawdzić, czy w prezentowanym przykładzie wartości krytyczne obciążenia, wyznaczone tymi dwiema metodami, są takie same? Dla ramy z ryglem o sztywności $EI_F = 2EI$ /rys. 2 c/ wyznaczono $P_{kr2} = 2858,6$ kN, co w przybliżeniu pokrywa się z wartością $P'_{kr2} = 2897,87$ kN, wyznaczoną poprzednio z warunku $\det K = 0$ /różnica jest równa ok. 1,4%/. Podobnie, dla ramy z ryglem o sztywności $EI_F = 20EI$, różnica między $P_{kr20} = 3247,246$ kN /rys. 3 c/, a $P'_{kr20} = 3190,98$ kN wynosi tylko ok. 1,8%, co także można przyjąć za praktycznie wystarczającą zgodność. Jednakże z wykresów przedstawionych na rys. 3 c wynika, że globalna utrata stateczności tej ramy następuje pod wpływem obciążenia $P_{kr} = 7369,645$ kN. Przy tej wartości obciążenia $\det K_s = 0$ lecz w analizie liniowej macierz sztywności K nie jest macierzą osobliwą. Zupełne rozbieżności występują dla ramy z ryglem o sztywności $EI_F = 200EI$ /rys. 4 c/. Przy obciążeniu $P'_{kr200} = 3232,53$ kN, przy którym $\det K = 0$, nie występuje utrata stateczności ramy, gdyż $\det K_s \neq 0$. Natomiast globalna utrata stateczności następuje pod wpływem obciążenia $P_{kr200} = 8929,645$ kN /około 2,8 razy większego/, przy którym jednak $\det K \neq 0$. Wynika stąd, że metodą elementarną /analizy liniowej/ nie można wyznaczyć wartości obciążenia, przy której traci stateczność ta rama.

Rozbieżności te będą jeszcze dalej dyskutowane.

3.3. Dla oceny bezpieczeństwa konstrukcji jest bardzo istotne, czy utrata stateczności ramy następuje stopniowo, w sposób uprzednio sygnalizowany coraz bardziej narastającymi, znacznymi przemieszczeniami, czy też w sposób nagły - od przemieszczeń stosunkowo małych do tak dużych, że powodujących z reguły nagłe zniszczenie konstrukcji. Ten drugi sposób utraty stateczności nazywamy "przeskokiem". Jest on bardzo niekorzystny dla bezpieczeństwa konstrukcji, gdyż powoduje groźne zjawiska dynamiczne, na których przejście konstrukcja nie była projektowana. Zjawisko przeskoku znane jest przede wszystkim z badań stateczności ustrojów powierzchniowych, np. mało wyniosłej powłoki walcowej lub powłoki cylindrycznej, ściskanej w kierunku tworzących.

Dla układów prętowych o zagrożeniu takim przeskokiem można najczęściej - ciej wnioskować już na podstawie konfiguracji ustroju, np. dla mało wyniosłych łuków. Najbardziej popularnym ustrojem prętowym, używanym do ilustracji zjawiska przeskoku, jest tzw. kratownica Missesa. Okazuje się jednak, że zjawisko przeskoku może występować również przy

utracie stateczności takich układów prętowych, których konfiguracja bezpośrednio nie sugeruje występowania przeskoku, np. dla ramy przedstawionej na rys. 1.

Przy sztywności ryglu $EI_x = 2EI$ /rys. 2 c/, minimalny wzrost obciążenia ponad wartość krytyczną $P_{kr2} = 2858,6$ kN powoduje nagły wzrost pionowego przemieszczenia węzła 2: z $V_2 \approx 0,6$ cm aż do $V_2 \approx 130$ cm. Strzałka ugięcia słupa 2-A z wartości $u_{21} \approx 5,4$ cm wzrasta nagle do $u_{21} = 166$ cm.

Również "przeskokiem" wzrasta strzałka ugięcia słupa 1-B, lecz znacznie mniej: od $u_{12} \approx 0$ do $u_{12} \approx 10,8$ cm. Podobnemu "przeskokowi" ulega rama z ryglem o sztywności $EI_x = 20EI$ /rys. 3 c/. Gdy wartość obciążenia przekracza minimalnie $P_{kr20} = 3247,246$ kN, obciążenie punktu przyłączenia siły wzrasta nagle z $V_2 \approx 0,7$ cm do $V_2 \approx 8,3$ cm, zaś strzałka ugięcia słupa 2-A wzrasta od $u_{21} \approx 6,6$ cm do $u_{21} \approx 38$ cm. Natomiast w ramie z ryglem o sztywności $EI_x = 200EI$ nie występuje zjawisko przeskoku. Po przekroczeniu wartości obciążenia $P'_{kr200} = 3232,53$ kN, przemieszczenia również szybko wzrastają, lecz stopniowo, w sposób ciągły w funkcji przyrostu wartości siły, bez przeskoku.

- 3.4. Zmiana proporcji między sztywnościami prętów ramy, powoduje - oczywiście - zmiany ilościowe wyników analizy stateczności /różne wartości krytyczne obciążenia/. Zmiana relacji między sztywnościami prętów, powoduje jednakże również zmiany jakościowe w przebiegu utraty stateczności. Przy pewnych proporcjach sztywności prętów, utracie stateczności towarzyszy przeskok, a przy innych proporcjach sztywności prętów - nie. Przy pewnych relacjach między sztywnościami prętów, ten, objawiający się przeskokiem, stan krytyczny jest jedynym poziomem krytycznym; po jego przejściu, wzrost obciążenia nie jest ograniczony następnym poziomem krytycznym /rys. 2 c - dla $EI_x = 2EI$ /. Przy innych proporcjach między sztywnościami prętów, również występuje taka krytyczna wartość obciążenia, przy której następuje utrata stateczności w postaci przeskoku, ale, po jej przekroczeniu, dalszy wzrost obciążenia ograniczony jest drugą wartością krytyczną powodującą globalną utratę stateczności ramy /rys. 3 c - dla $EI_x = 20EI$ /. Przy jeszcze innych relacjach między sztywnościami prętów / $EI_x = 200EI$, rys. 4 c/, nie występuje zjawisko przeskoku lecz tylko zmiana restrykcji sił podłużnych w prętach /przy wartości obciążenia, dla której macierz sztywności K , występująca w analizie liniowej, staje się macierzą osobliwą/.

Utrata globalnej stateczności sygnalizowana jest uprzednim wystąpieniem dużych przemieszczeń w ustroju.

3.5. Wyniki przedstawionego przykładu analizy stateczności ramy usasadniają potrzebę sformułowania jednoznacznej odpowiedzi na zasadnicze pytanie: Co należy dokładnie rozumieć pod pojęciem krytycznej wartości obciążenia konstrukcji?

Tradycyjne definicje obciążenia krytycznego, stosowane przy analizie stateczności ustrojów sprężystych metodami bazującymi na założeniu o małych przemieszczeniach, są mało uniwersalne lub zbyt ogólnikowe. W tych elementarnych metodach analizy stateczności np. układów złożonych z prętów prostych /belki, ramy itp./ jako krytyczną uważa się taką graniczną wartość obciążenia, przy której możliwe są dwie postacie stanu równowagi ustroju: stan, w którym pręty zachowują swą postać prostoliniową oraz stan, w którym występują wygięcia prętów /np. [6] i inne/. Na wykresie obrazującym zależność między wartością obciążenia a wartością wybranego przemieszczenia układu, występuje wówczas punkt bifurkacji obu tych stanów równowagi. Taka definicja krytycznej wartości obciążenia może być stosowana tylko dla stosunkowo wąskiej klasy wyidealizowanych zagadnień. Nie jest ona przydatna dla tych wszystkich przypadków, w których nie występuje bifurkacja stanów równowagi, np. dla pojedynczych prętów, mimośrodowo ściskanych, ram obciążonych w dowolny sposób itp. Stosując takie pojęcie obciążenia krytycznego dla ramy przedstawionej na rys. 1, analizowanej wg teorii geometrycznie nieliniowej, trzeba by stwierdzić, że obciążenie nigdy nie osiąga wartości krytycznej, bo - przy sztywności rygla $EI_x = 2EI$ /rys. 2/ i przy sztywności rygla $EI_x = 20EI$ /rys. 3/ - występują co prawda takie wartości obciążenia, przy których możliwe są dwie postacie stanu równowagi, lecz jest to poziom nagłego przeskoku na dalszą część tej samej ścieżki równowagi, a nie poziom bifurkacji dwóch stanów, z których jeden charakteryzowałby się prostoliniową postacią prętów. Przy sztywności rygla $EI_x = 20EI$ /rys. 4/ nie ma takiej wartości obciążenia, przy której możliwe są dwa różne stany równowagi.

Bardziej uniwersalne pojęcie krytycznej wartości obciążenia wynika z uznania za stan krytyczny takiego stanu, w którym nawet bardzo mała zmiana przyczyny /tutaj - wartość obciążenia/ powodują duże zmiany skutków /tutaj - przemieszczeń, sił przekrojowych, naprężeń/. Zgodnie z powyższym, dla rozpatrywanej ramy, przy sztywności rygla $EI_x = 2EI$ i przy $EI_x = 20EI$, za krytyczne obciążenie należy uznać to, przy którym następuje zjawisko przeskoku, gdyż rzeczywiście występuje tu znaczny, wielokrotniony przyrost przemieszczeń przy najmniejszym nawet przyroście wartości obciążenia. Są to wartości obciążenia, przy

których styczna macierz sztywności staje się macierzą osobliwą i praktycznie przy tych samych wartościach obciążenia osobliwą jest też macierz sztywności w elementarnej metodzie przemieszczeń. Stosując metodę energetyczną otrzymuje się również takie same krytyczne wartości obciążenia, gdyż przy tych wartościach całkowita energia potencjalna układu osiąga lokalne maksimum / $\delta V = 0$, $\delta^2 V < 0$ /.

W rozpatrywanym przykładzie, małe przyrosty wartości obciążenia powodują znaczne przyrosty przemieszczeń również wówczas, gdy - przy $EI_R = 20EI$ /rys. 3/ - wartość siły obciążającej zbliża się do ok. 7370 kN, a także przy $EI_R = 200EI$ /rys. 4/, gdy wartość obciążenia dochodzi do ok. 8930 kN. W obu tych przypadkach całkowita energia potencjalna układu osiąga również maksimum /globalne/, a styczna macierz sztywności staje się macierzą osobliwą. Ale w żadnym z tych dwóch przypadków nie jest osobliwą macierz sztywności w analizie liniowej bazującej na założeniu o małych przemieszczeniach. Czy te duże w/w wartości obciążenia należy uznać za wartości krytyczne?

Odrotna sytuacja występuje dla ramy o sztywności rygla $EI_R = 200EI$, gdy obciążenie osiąga wartość około 3237 kN /rys. 4/. Wówczas macierz sztywności w analizie liniowej staje się macierzą osobliwą, lecz wyniki obliczeń wg dokładniejszej teorii nieliniowej nie wykazują tutaj dużego przyrostu przemieszczeń przy minimalnym przyroście obciążenia; macierz sztywności stycznej nie jest macierzą osobliwą. Występuje łagodne przejście z większej sztywności globalnej ustroju na ustabilizowaną dalej sztywność mniejszą. Energia potencjalna układu nie osiąga lokalnego maksimum i nie występuje zjawisko przeskoku /jak to miało miejsce przy $EI_R = 2EI$ i przy $EI_R = 20EI$ /. Czy mimo to, taką wartość obciążenia należy przyjąć za wartość krytyczną? Jeżeli nie, to wówczas, dla ramy o $EI_R = 200EI$, jako krytyczne trzeba przyjąć obciążenie o wartości ok. 8930 kN, a więc prawie trzykrotnie wyższe, niż wartość wyliczona tradycyjną metodą elementarną. Jeżeli tak, to trzeba sformułować definicję obciążenia krytycznego w taki sposób, aby umożliwiała ona jednoczesne określenie wartości krytycznej obciążenia również przy analizie wg nieliniowej mechaniki konstrukcji.

4. WNIOSKI KOŃCOWE

Wyszczególnione w p. 3 rozbieżności między wynikami analizy stateczności ramy, uzyskanymi tradycyjną metodą analizy liniowej, a wynikami szczegółowej analizy, uzyskanymi przy zastosowaniu teorii nieliniowej, a

szczególnie eksponowana w p. 3.5. niejednoznaczność pojęcia wartości krytycznej obciążenia, upoważniają do postulowania dalszych, wnikliwych badań w tym zakresie. Uściślenie definicji krytycznej wartości obciążenia musi iść w parze z bardziej dokładnym określeniem pojęcia utraty stateczności ustroju. Wydaje się, że trzeba rozróżnić - również dla ram - zjawisko lokalnej utraty stateczności od przypadku utraty stateczności całego ustroju. W pierwszym przypadku występują znaczne przemieszczenia tylko w części konstrukcji; następuje odmienna redystrybucja sił wewnątrz - nych i istnieje możliwość dalszego wzrostu wartości obciążenia /i całkowitej energii potencjalnej układu/, aż do wystąpienia następnego zjawiska lokalnej utraty stateczności lub globalnej utraty stateczności. Taki proces ilustruje rozważny przykład ramy z ryglem o sztywności $EI_R = 20EI$ /rys. 3/. W przypadku globalnej utraty stateczności występują duże przemieszczenia zasadniczo we wszystkich elementach ustroju; całkowita energia potencjalna układu osiąga globalne maksimum i nie ma możliwości dalszego wzrostu wartości obciążenia. W prezentowanym przykładzie zjawisko takie wystąpiło w ramie z ryglem o sztywności $EI_R = 20EI$ oraz w ramie z ryglem o sztywności $EI_R = 200EI$.

Wartość krytyczna obciążenia, wyznaczona elementarną metodą analizy liniowej, jest zawsze tą wartością obciążenia, przy której następuje znaczna zmiana redystrybucji sił podłużnych w prętach ramy. Jeżeli pod wpływem takiego obciążenia nie wystąpiła globalna utrata stateczności, to wartość krytyczną obciążenia powodującego globalną utratę stateczności można wyznaczyć tylko przy zastosowaniu analizy nieliniowej, uwzględniającej duże przemieszczenia ustroju.

LITERATURA

- [1] Argyris J.H. i inni: Metoda elementów skończonych w zagadnieniach geometrycznie nieliniowych. Metody obliczeniowe w mechanice nieliniowej. Ossolineum 1976
- [2] Borkowski A. i inni: Mechanika budowli z elementami ujęcia komputerowego. Arkady, Warszawa 1984
- [3] Brzoska Z.: Statyka i stateczność konstrukcji. PWN, Warszawa 1965
- [4] Kabat T.: Numeryczna analiza statyczna układów cięgnowych. Inżynieria i Budownictwo Nr 1/1977
- [5] Kabat T., Watras A.: Numeryczna analiza stateczności układów kratowych i kratowo-cięgnowych. Inżynieria i Budownictwo Nr 7/1978
- [6] Nowacki W.: Mechanika budowli. PWN, Warszawa 1960

- [7] Timoshenko S.P., Gere J.M.: Teoria stateczności sprężystej. Arkady, Warszawa 1963
- [8] Woźniak Cz., Kleiber M.: Nieliniowa mechanika konstrukcji. PWN, Warszawa-Poznań 1982

CONCLUSIONS FROM A NUMERICAL ANALYSIS OF FRAME STABILITY

Summary

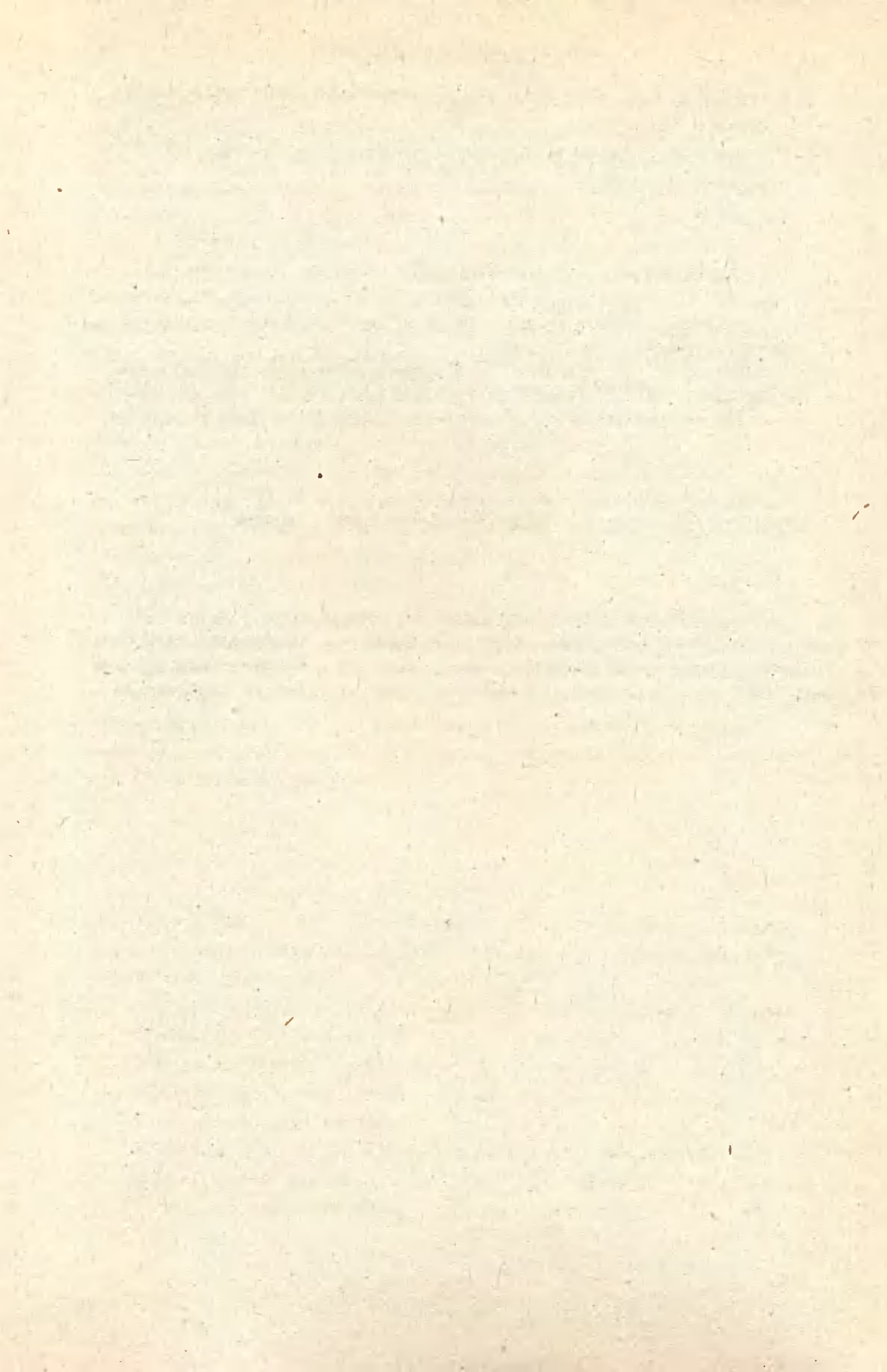
The paper presents an analysis of duobay frame stability for various values of spandrel beam rigidity.

A comparison of the results of an analysis according to the nonlinear theory with those of a linear analysis of stability was made and conclusions for the practical use of different stability criteria formulated.

ВЫВОДЫ ИЗ ЧИСЛЕННОГО АНАЛИЗА УСТОЙЧИВОСТИ РАМОЙ - ТО РАМЫ

Резюме

В настоящей работе дан анализ устойчивости двухпролетной рамы при разных значениях жесткости ригеля. Результаты анализа по нелинейной теории сравнены с результатами линейного анализа жесткости и сформулированы выводы, касающиеся практического применения различных критериев устойчивости.



Adam Podhorecki

METODA CZASOPRZESTRZENNYCH ELEMENTÓW SKOŃCZONYCH
W NIELINIOWEJ MECHANICE CONTINUUM

Praca stanowi próbę uogólnienia metody czasoprzestrzennych elementów skończonych na zagadnienia geometrycznie nieliniowe.

1. WSTĘP

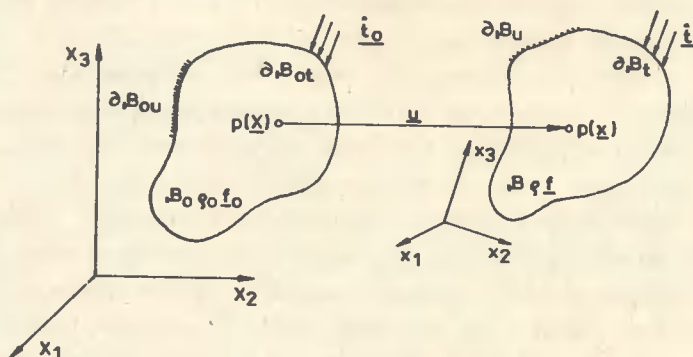
W ostatnich latach nastąpił gwałtowny rozwój komputerowych metod analizy konstrukcji. Bogatych opracowań doczekała się metoda elementów skończonych /MES/ [6, 20, 21, 12]. Sformułowano metodę elementów brzegowych [3, 4], opracowano elementy nieskończone [22, 2] i jako syntezę różnych wariantów MES - metodę uogólnionych elementów skończonych [23]. Z niezwykle bogatej bibliografii dotyczącej komputerowych metod analizy konstrukcji inżynierskich przytoczono nieliczne. Obecnie nawet nieliniowe zagadnienia mechaniki nie stwarzają problemów obliczeniowych /np. [12]/. Dużo wysiłku wkłada się natomiast w znalezienie wygodnego narzędzia do rozwiązywania między innymi zagadnień kontaktowych w ośrodkach niesprężystych. Do słabo zbadanych należą zagadnienia fizyki matematycznej odnoszące się do obszarów niestacjonarnych. Wygodna w wielu zagadnieniach metoda elementów skończonych w tym przypadku często zawodzi. Jej sformułowanie nie pozwala na bezpośrednie uwzględnienie zmieniającego się obszaru. Tej wady pozbawiona jest metoda czasoprzestrzennych elementów skończonych /MECZ/ [7, 8, 9, 10]. Użycie elementów czasoprzestrzennych /SKECZ/ o dowolnych, nieprostokątnych kształtach pozwoliło między innymi na przyjęcie niestacjonarnej dyskretyzacji continuum czasoprzestrzennego, a tym samym na rozwiązanie nowej, szerszej klasy zagadnień. Możliwy stał się także naturalny podział konstrukcji na elementy skończone, aby w każdej chwili brzegi elementów i ich węzły pokrywały się np. z liniami ograniczającymi obszar kontaktu, sferę uplastycznienia lub też ruchomy brzeg.

Stosowanie w MECZ elementów symplektycznych /o kształtach trójkątnych, czworosiennych, nadczworosiennych/ prowadzi w naturalny sposób do trójkątnej macierzy sztywności [11, 1]. Dotychczasowe badania możliwości MECZ koncentrowały się głównie wokół zagadnień geometrycznie i fizycznie liniowych. Poczyniono jednak pierwsze próby zastosowania MECZ do problemów geometrycznie nieliniowych [19, 14]. Analizowano też pewne problemy liniowej lepkości przy stosowaniu elementów czasoprzestrzennych [15, 16, 17]. Interesująco zapowiada się zastosowanie MECZ do rozwiązywania ruchomych zagadnień kontaktowych [18].

Wydaje się, że metoda elementów czasoprzestrzennych stwarza nową jakość w zagadnieniach początkowo-brzegowych, zwłaszcza w niestacjonarnych zagadnieniach geometrycznie i fizycznie nieliniowych. W pracy przedstawia się ogólne sformułowanie MECZ pozwalające na rozwiązywanie wielu zagadnień mechaniki continuum.

2. RÓWNANIA MECHANIKI CONTINUUM

Rozpatrujemy ciało continuumalne zajmujące w naturalnej /początkowej/ konfiguracji obszar \bar{B}_0 , który jest podzbiorem przestrzeni euklidesowej E^3 . Przez B_0 oznaczamy wnętrze tego obszaru a przez ∂B_0 jego brzeg, który jest sumą zbiorów ∂B_{0t} i ∂B_{0u} /rys. 1/.



Rys. 1.

Ruch ciała będziemy badali w przedziale czasu $\tau \in (0, \infty)$. Do określenia deformacji i ruchu ośrodka w teorii skończonych deformacji użyjemy opisu Lagrange'a \underline{X} . Zmienne dynamiczne występujące w tym opisie, tj. pole wektorowe przemieszczeń \underline{u} i sił masowych $\varrho_0 \underline{f}_0$, symetryczne pole tensorowe naprężeń Pioli-Kirchhoffa \underline{I} i odkształceń Greena \underline{E} określone są na iloczynie kartezjańskim zbiorów $B_0 \times (0, \infty)$. Pole wektorowe sił

powierzchniowych \hat{t}_0 opisane jest natomiast na iloczynie $\partial B_{0t} \times \langle 0, \infty \rangle$. Konfigurację aktualną charakteryzują odpowiednio: układ osi kartezjańskich x , obszary $B, \partial B_t, \partial B_u$, siły masowe $\varrho \hat{t}$ i powierzchniowe \hat{t} . Wszystkie funkcje występujące w równaniach są wielkościami ciągłymi w sensie Lipschitza. W formułowaniu równań stosujemy w pełnym zakresie zasady rachunku tensorowego. Podkreślenie u dołu oznacza macierz.

Jeżeli korzystamy z tego samego kartezjańskiego układu współrzędnych /prostoliniowego i ortogonalnego/ do opisu konfiguracji pierwotnej i aktualnej, to odkształcenia ujmujemy tensor Greena [5]

$$E_{ij}(\underline{X}, \tau) = \frac{1}{2} (u_{i,j} + u_{j,i} + u_{k,i} u_{k,j}) \quad (2.1.)$$

$$\underline{X}, \tau \in B_0 \times \langle 0, \infty \rangle, \quad i, j, k = 1, 2, 3$$

gdzie:

$$u_i(\underline{X}, \tau) = x_i - X_i \quad (2.2.)$$

jest funkcją przemieszczenia.

Stan naprężenia w konfiguracji aktualnej, odniesiony do początkowej określa tensor Kirchhoffa I /II Pioli-Kirchhoffa/, który z tensorem Couchy'ego $\underline{\sigma}$ związany jest zależnością [5].

$$\underline{\sigma}_{ij} = \frac{\varrho}{\varrho_0} (\delta_{i,\alpha} + u_{i,\alpha}) (\delta_{j,\beta} + u_{j,\beta}) T_{\beta,j}, \quad u_{i,\alpha} \equiv \frac{\partial u_i}{\partial X_\alpha} \quad (2.3.)$$

$$\frac{\varrho_0}{\varrho} = \det \left| \delta_{ij} + u_{i,j} \right|, \quad \delta_{ij} = \begin{cases} 1 & \text{dla } i=j \\ 0 & \text{dla } i \neq j \end{cases}$$

Związek między symetrycznymi tensorami naprężenia I i odkształcenia \underline{E} napiszemy w postaci całkowej /por. [17, 18] /

$$T_{ij}(\underline{X}, \tau) = \Psi_{ijkl}(\underline{E}, \underline{X}, \tau) E_{kl}(\underline{X}, 0) + \int_0^\tau \Psi_{ijkl}(\underline{E}, \underline{X}, \tau-z) \dot{E}_{kl}(\underline{X}, z) dz \quad (2.4.)$$

$$\dot{E}_{kl} = \frac{\partial E_{kl}}{\partial \tau} \quad \underline{X}, \tau \in B_0 \times \langle 0, \infty \rangle, \quad i, j, k, l = 1, 2, 3$$

gdzie:

Ψ jest tensorową funkcją relaksacji, którą można wprost wyznaczyć doświadczalnie, bądź opisać innymi funkcjami. Równanie konstytutywne (2.4) pozwala na bardzo szerokie modelowanie własności materiałowych w teorii skończonych deformacji /ciała sprężyste, lepkosprężyste liniowo i nieliniowo, .../.

Równania równowagi dynamicznej w współrzędnych Lagrange'a \underline{x} basujące na II tensorze Pioli-Kirchhoffa wyrażamy w następującej formie /np. [5]/.

$$\begin{aligned} & [T_{jk}(\delta_{jk} + u_{i,k})]_{,j} + \rho_0(f_{0i} - \ddot{u}_i) = 0 \\ & \ddot{u}_i \equiv \frac{\partial^2 u_i}{\partial \tau^2} \quad , \quad \underline{x}, \tau \in B_0 \times \langle 0, \infty \rangle \quad , \quad i, j, k = 1, 2, 3 \end{aligned} \quad (2.5.)$$

Podany zestaw równań należy jeszcze uzupełnić warunkami brzegowymi /por. rys. 1/:

- naprężeniowymi

\hat{t}_0 - dane obciążenie powierzchniowe,

$\underline{\nu}_0$ - wektor oznaczający kierunek normalnej zewnętrznej elementu powierzchni ∂B_{0t} ,

$$T_{jk}(\delta_{jk} + u_{i,k}) \nu_{0j} = \hat{t}_{0i} \quad , \quad (2.6.)$$

$$\underline{x}, \tau \in \partial B_{0t} \times \langle 0, \infty \rangle \quad , \quad i, j, k = 1, 2, 3$$

- przemieszczeniowymi

$$u_i = \hat{u}_i \quad , \quad \underline{x}, \tau \in \partial B_{0u} \times \langle 0, \infty \rangle \quad , \quad i = 1, 2, 3 \quad (2.7.)$$

oraz początkowymi, np.

$$u_i = u_i^0 \quad ,$$

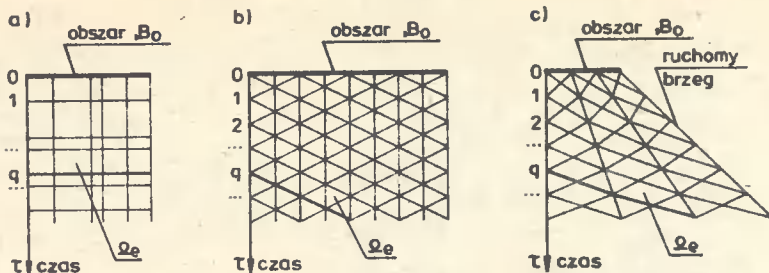
$$\dot{u}_i = v_i^0 \quad , \quad \underline{x}, \tau \in \bar{B}_0 \times \{0\} \quad , \quad (2.8.)$$

$$E_{ij} = E_{ij}^0 \quad , \quad i, j = 1, 2, 3 \quad .$$

Rozwiązania ściśle równań /2.1/ - /2.8/ bez wielu dodatkowych i mocno uproszczonych założeń jest niemożliwe, stąd stosowanie metod przybliżonych jest jedyną możliwością uzyskania użytecznych informacji dotyczących rozważanego zagadnienia mechaniki.

3. DYSKRETYZACJA OBSZARU CZASOPRZESTRZENI WEDŁUG METODY ELEMENTÓW CZASO - PRZESTRZENNYCH

Obszar czasoprzestrzeni $C(\bar{\Omega}), \bar{\Omega} = \{B, 0 \leq \tau < \infty\}$ dyskretyzujemy na skończoną liczbę elementów czasoprzestrzennych /SKECZ/, czyli skończoną liczbę rozłączanych podobszarów $\Omega_e, e = 1, 2, \dots, E$ /rys. 2/.



Rys. 2.

Kształt SKECZ i liczba węzłów mogą być różne w zależności od typu zadania itp. Zakłada się, że elementy te są połączone ze sobą w skończonej liczbie punktów, znajdujących się na ich obwodach. Przemieszczenia punktów węzłowych stanowiąc będą podstawowy układ niewiadomych.

Przemieszczenia $u(\underline{X}, \tau)$ prędkości i przyspieszenia przemieszczeń opisujemy przemieszczeniami węzłowymi SKECZ r

$$\begin{aligned}
 u_{i,\alpha}^e(\underline{X}, \tau) &= N_{i,\alpha}^e(\underline{X}, \tau) r_{\alpha} , \\
 \dot{u}_{i,\alpha}^e(\underline{X}, \tau) &= \dot{N}_{i,\alpha}^e(\underline{X}, \tau) r_{\alpha} , \\
 \ddot{u}_{i,\alpha}^e(\underline{X}, \tau) &= \ddot{N}_{i,\alpha}^e(\underline{X}, \tau) r_{\alpha} , \\
 \underline{X}, \tau &\in \Omega_e , \quad i=1,2,3, \quad \alpha=1,2,\dots,N, \quad e=1,2,\dots,E .
 \end{aligned}
 \tag{3.1}$$

gdzie:

$N^e(\underline{X}, \tau)$ jest macierzą kształtu zawierającą funkcję czasoprzestrzenną o ograniczonej rozległości do obszaru Ω_e i spełniającą warunek

$$N_{i,\alpha}(\underline{X}, \tau) = \begin{cases} 1 & \text{dla } \underline{X} = \underline{X}_{\alpha} , \quad \tau = \tau_{\alpha} , \\ 0 & \text{dla } \underline{X} \neq \underline{X}_{\alpha} , \quad \tau \neq \tau_{\alpha} . \end{cases}
 \tag{3.2}$$

Przemieszczeniami węzłowymi SKECZ opisujemy także odkształcenia /2.1/

$$\begin{aligned}
 E_{ij}^e(\underline{X}, \tau) &= \frac{1}{2} (u_{i,j}^e + u_{j,i}^e + u_{k,i}^e u_{k,j}^e) = \\
 &= [{}^{\prime}B_{ij\alpha}^e + {}^{\prime\prime}B_{ij\alpha}^e(r_{\rho})] r_{\alpha}
 \end{aligned}
 \tag{3.3}$$

i naprężenia /2.4/

$$T_{ij}^e(\underline{X}, \tau) = [{}^{\prime}C_{ij\alpha}^e + {}^{\prime\prime}C_{ij\alpha}^e(r_{\rho})] r_{\alpha} + \Psi_{ijkl}^e(\tau - \tau_0^e) E_{kl}(\tau_0^e) .
 \tag{3.4}$$

gdzie:

$$\begin{aligned}
 \cdot B_{ij\alpha}^e &= \frac{1}{2} (N_{i\alpha,j}^e + N_{j\alpha,i}^e) , \\
 \cdot B_{ij\alpha}^e (r_\beta) &= \frac{1}{2} N_{k\beta,i}^e N_{k\alpha,j}^e r_\beta , \\
 \cdot C_{ij\alpha}^e &= \int_{\tau_0}^{\tau} \Psi_{ijkl}^e (\tau-z) \cdot \dot{B}_{kl\alpha}^e (z) dz , \\
 \cdot C_{ij\alpha}^e &= \int_{\tau_0}^{\tau} \Psi_{ijkl}^e (\tau-z) \cdot \dot{B}_{kl\alpha}^e (z) dz .
 \end{aligned} \tag{3.5}$$

Równania ruchu MECZ wyprowadzamy przy zastosowaniu ważonej metody residualnej. Dotychczas MECZ formułowano stosując rachunek wariacyjny /minimalizacja funkcjonału/, czyli równanie czteropracy wirtualnej /np. [8, 10] /. Przepiszmy wpieryw równanie równowagi dynamicznej /2,5/ i naprężeniowy warunek brzegowy /2.6/ w postaci:

$$\begin{aligned}
 \tilde{S}_i &= [T_{jk}(\delta_{ik} + u_{i,k})]_{,j} + q_0(f_{0i} - \ddot{u}_i) = 0 , \\
 \partial \tilde{S}_i &= \dot{t}_{0i} - T_{jk}(\delta_{ik} + u_{i,k}) \nu_{0j} = 0 .
 \end{aligned} \tag{3.6}$$

gdzie:

\tilde{S}_i i $\partial \tilde{S}_i$ oznaczają pewne reszty /residua/, które zanikają przy rozwiązaniach ścisłych. Po dokonaniu dyskretyzacji 'continuum czasoprzestrzennego wg /3.1/ - /3.5/ równania /3.6/ przyjmują następującą formę

$$\begin{aligned}
 \sum_{e=1}^E S_i^e &= \sum_{e=1}^E \left\{ \left[(C_{jk\beta}^e + \cdot C_{jk\beta}^e) r_\beta + \Psi_{jkil}^e E_{i,l}^e(t_0^e) \right]_{,j} (\delta_{ik} + N_{i\eta,k}^e r_\eta) + \right. \\
 &\quad \left. + q_0(f_{0i} - \ddot{N}_{i\beta}^e r_\beta) \right\} , \\
 \sum_{e=1}^E \partial S_i^e &= \sum_{e=1}^E \left\{ \dot{t}_{0i} - \left[(C_{jk\beta}^e + \cdot C_{jk\beta}^e) r_\beta + \right. \right. \\
 &\quad \left. \left. + \Psi_{jkil}^e E_{i,l}^e(t_0^e) \right] (\delta_{ik} + N_{i\eta,k}^e r_\eta) \nu_{0j} \right\} .
 \end{aligned} \tag{3.7}$$

Najdokładniejszym rozwiązaniem będzie takie, które redukuje /mini - malizuje/ reszty \tilde{S}_i i $\partial \tilde{S}_i$ do najmniejszej wartości we wszystkich punktach /węzłach/ obszaru czasoprzestrzennego $\bar{\Omega}$ ($\bar{\Omega} = \beta_0 + \tau, 0 \leq \tau < \infty$). Najprościej można tego dokonać przez wykorzystanie faktu, że jeśli \tilde{S}_i i $\partial \tilde{S}_i$ są wszędzie /w obszarze $\bar{\Omega}$ / tożsamościowo równe zeru, to

$$\sum_{e=1}^E \Lambda_{\alpha}^e = \sum_{e=1}^E \left\{ \iint_{\Omega_e} W_{i\alpha}^e S_i^e d\Omega + \iint_{\partial\Omega_e} W_{i\alpha}^e \partial S_i^e d(\partial\Omega) \right\} = 0 , \tag{3.8}$$

gdzie $W_{i\alpha}(x,\tau)$ są liniowo niezależnymi funkcjami czasoprzestrzennymi, tzw. funkcjami wagi, które w szczególności pokrywają się z funkcjami kształtu /3.2/.

Podstawiając do /3.8/ reszty /3.7/, wykonując przekształcenia całek /przekształcenie Gaussa-Ostrogradskiego, całkowanie przez części/ uzyskujemy równania ruchu MECZ w postaci

$$\sum_{\alpha=1}^E \Lambda_{\alpha}^e = \sum_{\alpha=1}^E \left[{}^e K_{\alpha\beta}^{(kon)} + {}^e K_{\alpha\beta}^{(u)} + {}^e K_{\alpha\beta}^{(s)} - {}^e M_{\alpha\beta} \right] r_{\beta} - {}^e R_{\alpha} = 0 \quad , \quad \alpha, \beta = 1, 2, \dots, M \quad (3.9.)$$

gdzie

$$\begin{aligned} {}^e K_{\alpha\beta}^{(kon)} &= \iint_{\Omega_e} \tilde{B}_{ij\alpha}^e \cdot C_{ij\beta}^e d\Omega \quad , \\ {}^e K_{\alpha\beta}^{(u)} &= \iint_{\Omega_e} \tilde{B}_{ij\alpha}^e \cdot C_{ij\beta}^e (r_{\eta}) d\Omega \quad , \\ {}^e K_{\alpha\beta}^{(s)} &= 2 \iint_{\Omega_e} \tilde{B}_{ij\alpha}^e (r_{\eta}) \left[C_{ij\beta}^e + C_{ij\beta}^e (r_{\eta}) \right] d\Omega \quad , \\ {}^e M_{\alpha\beta} &= \iint_{\Omega_e} \dot{W}_{i\alpha}^e \varphi_0^e \dot{N}_{i\beta}^e d\Omega \quad , \\ {}^e R_{\alpha} &= \iint_{\Omega_e} W_{i\alpha}^e \varphi_0^e f_{0i}^e d\Omega + \iint_{\partial\Omega_e} W_{i\alpha}^e \dot{t}_{0i}^e d(\partial\Omega) + \\ &+ \iint_{\Omega_e} \left[\tilde{B}_{ij\alpha}^e + 2 \tilde{B}_{ij\alpha}^e (r_{\eta}) \right] \Psi_{ijkl}^e E_{kl}^e (\tau_0^e) d\Omega + \\ &+ \int_{B_{0e}} W_{i\alpha}^e \varphi_0^e \dot{u}_i^e d_{,i} B_0 \left| \begin{array}{c} \tau_0^e \\ \tau_{ij}^e \end{array} \right. \quad , \\ \tilde{B}_{ij\alpha}^e &= \frac{1}{2} (W_{i\alpha,j}^e + W_{j\alpha,i}^e) \quad , \end{aligned} \quad (3.10.)$$

$$\tilde{B}_{ij\alpha}^e (r_{\beta}) = \frac{1}{2} N_{k\beta,i}^e W_{k\alpha,j}^e \Gamma_{\beta}$$

Całkowita macierz sztywności czasoprzestrzennej ma charakter macierzy sześciennej.

$$K_{\alpha\beta} = \sum_{\alpha=1}^E \left[{}^e K_{\alpha\beta}^{(kon)} + {}^e K_{\alpha\beta}^{(u)} + {}^e K_{\alpha\beta}^{(s)} - {}^e M_{\alpha\beta} \right] \quad , \quad (3.11.)$$

Przy znanych warunkach początkowych /2.8/, układ nieliniowych równań przekształca się w formułę rekurencyjną, niezależnie od dyskretyzacji czasoprzestrzennej /rys. 2/

$$\underline{X}^q = \underline{C}^q \underline{\Gamma}^{q-1} + \left[\underline{D}^q + \underline{A}^q \right] \underline{\Gamma}^q + \underline{B}^q \underline{\Gamma}^{q+1} - \underline{R}^q = \underline{0} \quad , \quad (3.12.)$$

q = 1, 2, 3, ...

W celu ustalenia warunków stabilności napiszemy równanie /3.12/ w postaci:

$$\left[\begin{array}{c} \underline{\Gamma}^{q+1} \\ \underline{\dot{\Gamma}}^{q+1} \end{array} \right] = \underline{G}^q \left[\begin{array}{c} \underline{\Gamma}^q \\ \underline{\dot{\Gamma}}^q \end{array} \right] - \left[\begin{array}{c} \underline{R}^q \\ \underline{0} \end{array} \right] \quad , \quad (3.13.)$$

gdzie:

\underline{G}^q jest macierzą przeniesienia.

Warunkiem stabilności procesu /3.12/ jest ograniczenie na promień spektralny ρ macierzy \underline{G}^q [13]

$$\rho(\underline{G}^q) < 1 \quad (3.14)$$

co oznacza mieszkanie się wszystkich wartości własnych macierzy \underline{G}^q w kole jednostkowym.

LITERATURA

- [1] Bajer Cz.: Triangular and tetrahedral space-time finite elements in vibration analysis, *Int.J.Num.Meth.Eng.*, 23, 1986, pp. 2031-2048
- [2] Bettles P., Bettles J.A.: Infinite elements for static problems, *Engineering Computations*, 1, 1, 1984, pp. 4-16
- [3] Brebbia C.A., Walker S.: Boundary element techniques in engineering, *Hewnes-Butterworths* 1980
- [4] Brebbia C.A., Talles J., Wrobel L.: Boundary element techniques theory and applications in engineering, *Springer-Verlag* 1984
- [5] Fung Y.C.: Foundations of solid mechanics, *Prentice-Hall, Englewood Cliffs, New Jersey*, 1965
- [6] Gallagher R.H.: Finite element analysis - fundamentals, *Prentice - Hall, Englewood Cliffs, New Jersey* 1975
- [7] Kączkowski Z.: The method of finite space-time elements in dynamics of structures, *J.Techn.Phys.*, 16, 1, 1975, pp. 69-84
- [8] Kączkowski Z.: Metoda czasoprzestrzennych elementów skończonych, *Arch.Inż.Ląd.*, 22, 3, 1976, pp. 365-378
- [9] Kączkowski Z.: General formulation of the stiffness matrix for the space-time finite elements, *Arch.Inż.Ląd.*, 25, 3, 1979, pp. 351-357
- [10] Kączkowski Z., Langer J.: Synthesis of the space-time finite element method, *Arch.Inż.Ląd.*, 26, 1, 1980, pp. 11-17
- [11] Kączkowski Z.: O stosowaniu nieprostokątnych elementów czasoprzestrzennych, *Mech.Teoret.Stos.*, 21, 4, 1983, pp. 531-554
- [12] Kleiber M.: Metoda elementów skończonych w nieliniowej mechanice kontinuum, *PWN, Warszawa* 1985
- [13] Legras J.: Praktyczne metody analizy numerycznej, *WNT* 1974
- [14] Podhorecka A.: Metoda elementów czasoprzestrzennych w zagadnieniach geometrycznie nieliniowych, *Mech.Teoret.Stos.*, 1987 /w druku/
- [15] Podhorecki A., Podhorecka A.: Lepkosprężysty element czasoprzestrzenny, *Rozp.Inż.*, 33, 1-2, 1985, pp. 3-22

- [16] Podhorecki A.: The viscoelastic space-time element, *Comp. Struct.*, 23, 1986, pp. 535-544
- [17] Podhorecki A.: Metoda czasoprzestrzennych elementów skończonych w pewnych lepkosprężystych zagadnieniach geometrycznie nieliniowych, *Rozp.Inż.*, /w druku/
- [18] Podhorecki A., Bajer Cz.: Metoda elementów czasoprzestrzennych w zagadnieniu kontaktu ciał, *Prace IPPT PAN*, 1987 /w druku/
- [19] Witkowski M.: O czasoprzestrzeni w dynamice budowli, *Prace Naukowe Politechniki Warszawskiej*, Budownictwo 80, 1983
- [20] Zienkiewicz O.C.: The finite element method, 3rd ed., McGraw-Hill, New York 1977
- [21] Zienkiewicz O.C., Morgan K.: Finite elements and approximations, Wiley, New York 1983
- [22] Zienkiewicz O.C., Emson C., Bettles P.: A novel boundary infinite element, *Int.J.Num.Meth.Engng.*, 19, 1983, pp. 393-403
- [23] Zienkiewicz O.C.: The generalized finite element method-state of the art and future directions, *Trans. ASME*, 50, 1983, pp. 1210-1217

SPACE-TIME FINITE ELEMENT METHOD IN NON-LINEAR MECHANICS OF
CONTINUUM

Summary

A way of modelling physically and geometrically nonlinear medium large spatial deformations in the space-time finite method is presented in the paper.

МЕТОД ПРОСТРАНСТВЕННО - ВРЕМЕННЫХ КОНЕЧНЫХ ЭЛЕМЕНТОВ В НЕЛИНЕЙНОЙ МЕХАНИКЕ
CONTINUUM

Резюме

В работе дана общая формулировка метода пространственно - временных конечных элементов в геометрически и физически нелинейных задачах.

Kasimierz Braum
Antoni Łąckowski
Julita Rojek
Zbigniew Wosiński

SZCZELNOŚĆ ZBIORNIKÓW ŻELBETOWYCH W ASPEKTCIE
ODDZIAŁYWAŃ TERMICZNO-SKURCZOWYCH

W artykule przeanalizowano wpływ obciążeń temperaturowo-skurczowych na konstrukcję zbiorników żelbetowych. Obciążenia te zazwyczaj nie są w wystarczającym stopniu uwzględniane w fazie projektowania. Na podstawie obliczeń sprawdzających wykazano, że główną przyczyną zarysowania ścian zbiorników są naprężenia rozciągające od oddziaływań termiczno-skurczowych.

1. PROBLEM SZCZELNOŚCI ŻELBETOWYCH ZBIORNIKÓW

Większość zrealizowanych żelbetowych zbiorników prostokątnych i cylindrycznych jest zarysowana i popękana. Występują przy tym następujące prawidłowości:

- większość rys i pęknięć powstaje zimą lub wczesną wiosną, jeżeli zbiornik betonowany był poprzedniego lata, a na okres zimowy pozostał termicznie nieizolowany,
- zarysowania i pęknięcia są tym rozleglejsze /większa liczba, większe szerokości i głębokości rozwarcia rys/, im:
 - grubsze są ściany zbiornika w stosunku do jego wymiarów gabarytowych,
 - przestrzennie sztywniejsza /jako całość/ jest konstrukcja zbiornika,
 - głębiej i sztywniej posadowiony jest zbiornik /naziemny/,
 - większe różnice temperatur występowały w okresach lato-zima lub dzień-noc,
 - większe są różnice temperatur pomiędzy cieczą wypełniającą, a otoczeniem zewnętrznym,

- wyższej klasy jest beton,
- mniej /procentowo/ jest zbrojenia rozdzielczego,
- szerokość rozwarcia rys mało zmienia się po upływie około 1-2 lat od chwili zarysowania /pomijając zmiany rozwarcia spowodowane zmiennością obciążeń eksploatacyjnych, np. napełnianie, opróżnianie zbiornika/.

Prawidłowości te pozwalają stwierdzić z prawdopodobieństwem graniczącym z pewnością, iż główną przyczyną powstawania rys i pęknięć jest skurcz oraz różnice temperatur, nie uwzględniane w dostatecznym stopniu w fazie projektowania.

Jednak, pomimo powszechności tego bardzo negatywnego zjawiska, literatura techniczna jest uboga. Mimo dość skrupulatnego śledzenia publikacji krajowych i dostępnych zagranicznych, zarówno w czasopiśmie, jak i w książkach, nie spotkaliśmy się z opracowaniem inżynierskiej procedury obliczeniowej, dotyczącej wymiarowania żelbetowych zbiorników prostokątnych z uwzględnieniem wpływu skurczu i temperatury.

Np. w podręczniku J. Kobiaka i W. Stachurskiego "Konstrukcje żelbetowe", w rozdziale "Obliczanie ścian zbiorników na ciecz", podano następujący wzór:

$$M = \frac{\Delta t \alpha_t E_b J}{d} , \quad /1/$$

gdzie:

- M - moment zginający,
- $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5}$ - współczynnik rozszerzalności termicznej betonu,
- E_b - współczynnik sprężystości betonu,
- J - moment bezwładności przekroju ściany /pasma o szerokości 1 m względem osi obojętnej przekroju/,
- d - grubość ściany,
- $\Delta t = t_w - t_z$ - różnica temperatur pomiędzy obu powierzchniami ściany /wewnętrzną i zewnętrzną/.

Wzór /1/ dotyczy jedynie wyznaczania wewnętrznego momentu zginającego w przekroju ściany. Nie uwzględnia on rzeczywistych warunków pracy ściany, tj. utwierdzenia /choćby częściowego/ w fundamencie czy gruncie, sztywności naroży zbiornika, oddziaływania dwóch sąsiednich ścian przy ich narożu.

Omawiany wzór nie określa sił osiowych, głównie rozciągających, które naszym zdaniem stanowią dominującą przyczynę pęknięć. Gdyby działał tylko moment wg /1/, to rysy sięgałyby najwyżej do osi obojętnej, a z takim przypadkiem nigdy nie spotkaliśmy się. Zawsze rysy czy pęknięcia przechodziły przez całą grubość ściany, a różnice pomiędzy szerokościami roz-

warcia z obu stron bywały zerowe lub minimalne.

Inny wzór podany w cytowanym podręczniku:

$$F_R = 8 \cdot 10^{-5} \frac{E_d \Delta t}{Q_r} \quad /2/$$

nie daje się teoretycznie skomentować. Poza tym, podobnie jak poprzedni, nie uwzględnia ani zewnętrznego schematu statycznego ściany, ani sił osiowych.

Podręcznik Z. Płaskowskiego i M. Romana "Konstrukcje budowlane w oczyszczalniach" w rozdziale "Niektóre zalecenia dotyczące obliczeń statycznych i wymiarowania" w ogóle nie wspomina o wpływie temperatury i skurczu.

Zwłaszcza problem wpływu skurczu i temperatury na rozkład i wielkość naprężeń, odkształceń i przemieszczeń ścian prostokątnych zbiorników żelbetonowych jest skomplikowany. Istnieje wiele czynników, które są trudne do liczbowego zidentyfikowania i ujęcia w przekonujące modele, dające się matematycznie rozwiązać z zadowalającym przybliżeniem do stanu rzeczywistego. Oto niektóre z nich:

1. Tarcie między fundamentem ścian a gruntem w czasie odkształceń temperaturowo-skurczowych.
2. Niejednorodność wszystkich właściwości betonu, związana między innymi z dość długim cyklem betonowania i zmiennością zewnętrznych warunków w czasie tego cyklu.
3. Różnice skurczu i temperatury fundamentów oraz części podziemnych, a nadziemnej części zbiornika.
4. Egzotermia cementu.
5. Jednostronne nagrzanie niektórych tylko ścian /np. od silnego nasłonecznienia/.
6. Wpływ otworów technologicznych.
7. Model podłoża gruntowego.
8. Częściowe napełnienie zbiornika.
9. "Szok temperaturowy" w przypadku napełnienia zamrożonych ścian zbiornika.
10. Zaburzenia ciągłości materiału spowodowane mikrorysami lub rysami sięgającymi do pewnej tylko głębokości ścian /szczelność jest przy tym zachowana/.

2. OBCIĄŻENIA TEMPERATUROWO - SKURCZOWE

Termin "obciążenia" w kontekście temperatury i skurcsu nie jest ścisły. Zmiany temperatury, funkcja czy pole temperatur zmienne w czasie, to czynniki oddziaływujące na konstrukcje, zaś skurcs to zjawisko fizyczne. Nie mogą one stanowić "obciążenia" sensu stricto. Jednak sformułowanie użyte w tytule niniejszego punktu jest powszechnie zrozumiałe i pojęciowo nośne technicznie, a więc można się nim posługiwać.

2.1. Wpływy temperaturowe

Biorąc pod uwagę oddziaływanie zewnętrznych temperatur na ściany zbiornika, jako jedno z podstawowych kryteriów klasyfikacji wpływów temperaturowych można przyjąć przepływ strumienia ciepła przez ścianę zbiornika prostopadle do jej powierzchni. Początkowy nieustalony przepływ ciepła przez ścianę, a następnie ustalony występuje m.in. w następujących przypadkach:

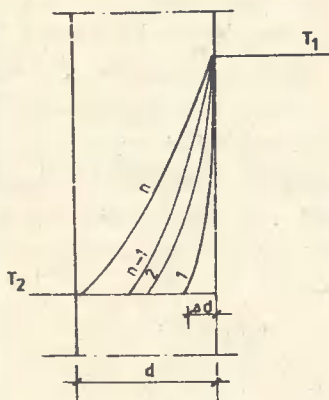
- jednostronnego nasłonecznienia /druga strona np. obsypana ziemią/,
- wpływu ciepłych ścieków do wychłodzonego zbiornika,
- stygnięcia opróżnionego i obsypanego ziemią zbiornika,
- spadku temperatury zewnętrznej przy napełnianym zbiorniku ciepłymi ściekami,
- nocnego stygnięcia obsypanego ziemią zbiornika, nagrzanego w czasie dnia.

Krótkotrwały często stan nieustalonego przepływu ciepła jest wielokrotnie bardziej niebezpieczny dla ściany, niż stosunkowo długotrwały stan ustalony. Jeżeli już /w pewnych procedurach obliczeniowych/ uwzględnia się wpływ temperatur na zbiornik to niemal wyłącznie w fazie ustalonego przepływu ciepła. Gdy zmiany temperatury są nagłe, to w początkowej nieustalanej fazie przepływu strumienia ciepła może wystąpić "szok temperaturowy" spowodowany krótkotrwałymi dużymi gradientami temperatur.

Na rys. 1. poszczególne krzywe 1, 2, ..., n-1, n ilustrują rozkład temperatury w odcinkach czasowych w początkowym nieustalonym przepływie ciepła, Zauważyć można, że:

- im bliżej początku wystąpienia stanu różnic temperatur $\Delta T = T_1 - T_2$, tym większe są gradienty temperatur i tym większe naprężenia temperaturowe w powierzchniowej warstwie przegrody,
- im większe wartości ΔT i d /grubość ściany/, tym dłużej występuje najniebezpieczniejszy, nieustalony stan przepływu ciepła i tym prawdopodobiejsze jest wystąpienie na tyle dużego gradientu

$\Delta T / \Delta d$, że spowoduje zjawisko "szoku temperaturowego" i pęknięcie ściany zbiornika.



Rys. 1. Rozkład temperatury, w odcinkach czasowych, w początkowym, nieustalonym przepływie ciepła

Kolejnym, negatywnym wpływem temperatury na zbiornik jest różnica temperatury betonu ścian i łąw fundamentowych pod nimi. Jeżeli zbiornik betonowany latem nie został na okres simy termicznie izolowany /np. zasypany ziemią lub obłożony matami/, to z nastaniem pierwszego okresu mrozów, szczególnie nagłych, ściany oziębiają się wielokrotnie szybciej, niż fundamenty. Spowodowane jest to następującymi czynnikami:

- bezpośrednim kontaktem ścian z mroźnym powietrzem,
- możliwością konwekcji naturalnej, szczególnie wymuszonej /mroźny powiew wiatru/,
- wielokrotnie większym modułem powierzchniowym ścian, niż łąwy fundamentowej,
- większym tempem schładzania betonu w ścianach zbrojonych /przewodność cieplna stali jest przeszło 40-krotnie większa, niż przewodność cieplna betonu/.

Powyższe czynniki powodują, że odkształcenia termiczne ściany i łąwy fundamentowej są różne. Wymuszone poziome naprężenia betonu ściany są rozciągające, a łąwy ściskające. Te właśnie naprężenia wywołują inny moment zginający w płaszczyźnie ściany, niż określony wzorem /1/ i są główną przyczyną powstawania pionowych pęknięć. Opisane zjawisko dotyczy płaskich segmentów ścian zbiornika wydzielonych dwoma kolejnymi dy-latacjami. W przypadku segmentu narożnego opisane zjawisko komplikuje

się, gdyż wzajemne oddziaływanie dwóch sąsiednich przynaroznych ścian powoduje ich wychylenie z pionu.

2.2. Wpływ skurczu

Ponieważ betonowanie, pielęgnacja i warunki środowiska w jakich znajdują się ściany i ławy fundamentowe są różne, różny zatem jest skurcz w obu tych elementach. Końcowa wartość skurczu betonu w powietrzu o średniej wilgotności względnej wynosi $\epsilon_{sk} \approx 25 \cdot 10^{-5}$, a w środowisku o dużej wilgotności $\epsilon_{sk} \approx 10 \cdot 10^{-5}$. Pęknięcie ściany zwykle występuje w momencie gdy skurcz betonu nałoży się na przypadkową niekorzystną różnicę temperatur. Stąd przy projektowaniu żelbetowych konstrukcji monolitycznych przyjmuje się praktycznie równoważnik temperaturowy skurczu w postaci osiężenia betonu o 15°C .

3. OBLICZENIA SPRAWDZAJĄCE

Obliczenia przeprowadzono dla jednego z oddylatowanych, narożnych segmentów komory biostabilizacji budowanej w Chojeicach oczyszczalni ścieków. Komorę zaprojektowano jako odkryty, zagłębiony w gruncie zbiornik o wymiarach $54,0 \times 30,0 \times 3,7$ m. Konstrukcję zbiornika stanowią monolityczne ściany oporowe oddylatowane od płyty dna. Pomimo, że wykonawstwo zbiornika nie budziło zastrzeżeń technologicznych, zaobserwowano w ścianach "typowe" dla zbiorników pionowe pęknięcia. Rysy występowały w stosunkowo regularnych odległościach, a ich szerokość rozwarcia wynosiła od $0,15$ mm do $1,5$ mm /średnio $0,5 + 0,8$ mm/.

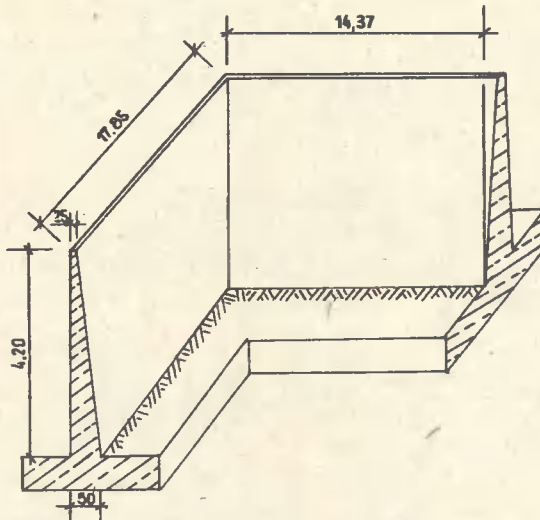
Pierwsze rysy zauważono na wiosnę, a największe pęknięcia w segmentach betonowanych latem 1984 r.

Z przyczyn wymienionych w punkcie 1 nie przeprowadzono ściślejszych obliczeń /brak procedur obliczeniowych, dokładnych danych wyjściowych, modelu/, lecz przeprowadzono jedynie sprawdzające oszacowanie naprężeń. Chodziło o potwierdzenie uprzednio sformułowanej hipotezy, że główną przyczyną pionowych pęknięć ścian zbiorników jest przekroczenie wytrzymałości betonu na rozciąganie pod wpływem naprężeń temperaturowo-skurczowych.

Przyjęto następujące założenia:

1. Analizie obliczeniowej poddano jeden charakterystyczny segment narożny ścian zbiornika o wymiarach jak na rys. 2.
2. Własności fizyko-mechaniczne betonu:
 - współczynnik Poissona $\nu = 1/6$,
 - współczynnik sprężystości $E_0 = 23\ 000$ MPa,

- współczynnik rozszerzalności termicznej $\alpha_t = 1 \cdot 10^{-5}$.

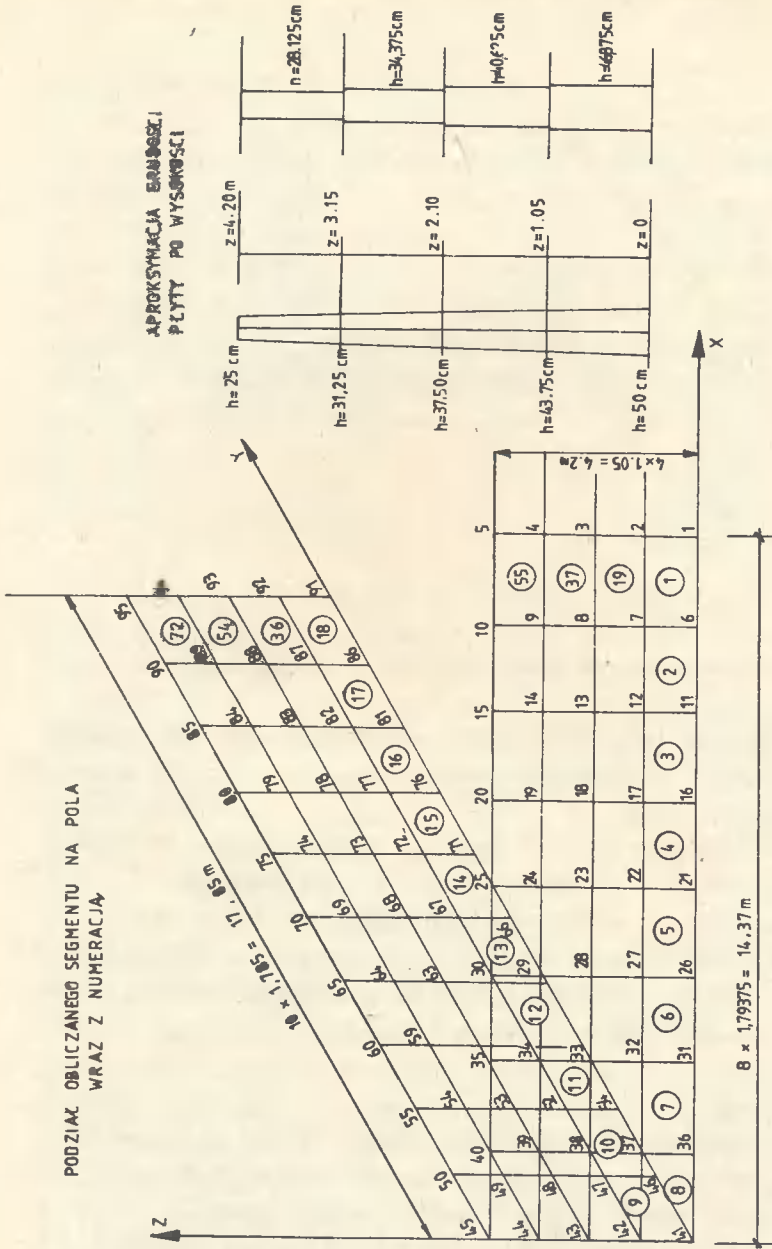


Rys. 2. Segment narożny wybrany do obliczeń sprawdzających

3. Stan zerowy naprężeń temperaturowo-skurczowych występował w chwili ukończenia betonowania segmentu, przy temperaturze betonu $+ 20^{\circ}\text{C}$.
4. Zmienność temperatur betonu łącznie z temperaturowym równoważnikiem skurczu -15°C / wynosiła: $-30^{\circ}\text{C} \leq T \leq +40^{\circ}\text{C}$.
5. Dokonano podziału obliczanego segmentu na pola jak na rys. 3.
6. Wykorzystując /po modyfikacji/ dostępne programy obliczono na maszynie cyfrowej naprężenia ściskające i rozciągające dla stanu błonowego oraz momenty dla stanu zgięciowego.

3.1. Wyniki obliczeń

Uzyskane wyniki obliczeń zestawiono w tablicach od 1 do 4 dla krótszej ściany zbiornika, a w tablicy 5 dla dłuższej ściany. Podkreśla się, że z powodu upraszczających założeń i prostego modelu, uzyskane wyniki są obarczone pewnym błędem matematycznym. Bez ścisłej analizy przypadku i stworzenia choć w miarę dokładnej procedury obliczeniowej nie można było dokonać precyzyjnego oszacowania tego metodycznego błędu.



RYŚ. 3.

$$[C] = \frac{E}{1-\nu^2} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 23657,14 & 3942,86 & 0 \\ 3942,86 & 23657,14 & 0 \\ 0 & 0 & 9857,14 \end{bmatrix}$$

SYMETRIA

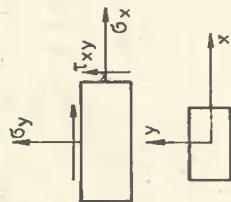
Tablica 1

Naprężenia w płycie krótszej /14,37 m/ w środku elementów /ogrzewanie o 20 °C/

Stan błonowy

-0,142	-0,892	-1,927	-2,525	-2,525	-2,525	-1,909	-0,893	-0,161
-0,031	-0,054	0,035	0,052	0,051	0,051	0,032	-0,055	-0,028
0,003	-0,345	-0,316	-0,106	0,111	0,111	0,312	0,330	-0,007
-0,542	-1,728	-2,573	-2,939	-2,932	-2,932	-2,546	-1,671	0,525
-0,261	-0,151	0,180	0,225	0,223	0,223	0,166	-0,149	-0,243
-0,364	-0,878	-0,637	-0,207	0,220	0,220	0,642	0,852	0,372
-1,354	-2,812	-3,337	-3,526	-3,520	-3,520	-3,331	-2,728	-1,101
-0,855	-0,044	0,426	0,446	0,443	0,443	0,415	-0,082	-0,783
-1,213	-1,363	-0,761	-0,242	0,261	0,261	0,783	1,387	1,100
-3,493	-3,950	-4,101	-4,157	-4,155	-4,155	-4,090	-3,907	-3,256
-1,837	0,493	0,661	0,665	0,664	0,664	0,657	0,489	-1,821
-2,354	-1,420	-0,755	-0,236	0,258	0,258	0,787	1,494	2,630

8 x 1,79375 = 14,37 m



$$\left. \begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{array} \right\} \text{ [MPa.]}$$

Tabela 2

Stan zgięciowy płyty krótszej /14,37 m/ /ogrzewanie o 20 °C/

0,004242	-0,002843	-0,003132	-0,001837	-0,000846	-0,000340	-0,000122	-0,000032
0,002217	0,000137	-0,000593	-0,000522	-0,000263	-0,000106	-0,000038	-0,000014
-0,000416	0,002206	0,002398	0,001366	0,000596	0,000225	0,000076	0,000022
0,007074	-0,006378	-0,004983	-0,002392	-0,000979	-0,000366	-0,000124	-0,000029
0,002865	-0,000534	-0,003094	-0,001969	-0,000883	-0,000338	-0,000118	-0,000041
-0,001102	0,006341	0,004649	0,002271	0,000941	0,000351	0,000121	0,000041
0,01005	-0,01080	-0,005747	-0,002191	-0,000791	-0,000273	-0,000086	-0,000017
0,02359	-0,01057	-0,008516	-0,003845	-0,001471	-0,000513	-0,000164	-0,000045
0,00267	0,01302	0,006311	0,002497	0,000919	0,000317	0,000103	0,000039
-0,01689	-0,01279	-0,004353	-0,001344	-0,000422	-0,000130	-0,000035	-0,000001
-0,1103	-0,04475	-0,01484	-0,004889	-0,001576	-0,000476	-0,000125	-0,000005
0,05871	0,01504	0,004659	0,001494	0,000483	0,000152	0,000046	0,000023
8 x 1,79375 = 14,37 m							
$\left. \begin{matrix} m_{xx} \\ m_{yy} \\ m_{xy} \end{matrix} \right\} \left[\begin{matrix} \text{MNm} \\ \text{m} \end{matrix} \right]$							

Ogrzanie o 20 °C

Tablica 3

Napięcia w płycie krótszej /14,37 m/ w środku elementu /osięgnięcie o 50 °C/

Stan bżonowy

0,356	2,230	4,818	6,312	6,290	4,772	2,231	0,402
0,078	0,136	-0,086	-0,130	-0,126	-0,079	0,136	0,071
-0,008	0,863	0,791	0,264	-0,278	-0,781	-0,825	0,019
1,355	4,319	6,433	7,349	7,329	6,365	4,177	1,312
0,652	0,377	-0,451	-0,564	-0,557	-0,415	0,372	0,609
0,910	2,195	1,592	0,518	-0,550	-0,606	-2,131	-0,931
3,385	7,029	8,342	8,816	8,800	8,275	6,819	2,753
2,138	0,110	-1,066	1,116	-1,108	-1,037	0,206	1,958
3,031	3,407	1,901	0,605	-0,653	-1,956	-3,466	-2,750
8,733	9,875	10,25	10,39	10,39	10,22	9,768	8,139
4,593	-1,232	-1,653	-1,662	-1,660	-1,642	-1,222	4,554
5,885	3,551	1,887	0,590	-0,646	-1,969	-3,735	-6,574

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{array} \right\} \text{ [MPa]}$$

Osięgnięcie o 50 °C

Tablica 4

Stan zgięciowy płyty krótszej /14,37 m/ /oziebnienie o 50 °C/

0,01060	0,00711	0,007831	0,004593	0,002116	0,000851	0,000304	0,000079
-0,00554	-0,00034	0,001482	0,001304	0,000658	0,000266	0,000096	0,000035
0,00104	-0,00552	-0,005996	-0,003414	-0,001490	-0,000562	-0,000190	-0,000055
-0,01768	0,01594	0,01246	0,00598	0,002448	0,000915	0,000309	0,000073
-0,007163	0,001334	0,007736	0,004923	0,002207	0,000845	0,000295	0,000103
0,002754	-0,01585	-0,01162	-0,005678	-0,002352	-0,000878	-0,000302	-0,000102
-0,02513	0,02700	0,01437	0,005495	0,001976	0,000683	0,000215	0,000042
-0,05897	0,02641	0,02129	0,009612	0,003677	0,001282	0,000410	0,000114
-0,00668	-0,03256	-0,01578	-0,006244	-0,002298	-0,000792	-0,000257	-0,000098
0,04222	0,03199	0,01088	0,00336	0,001054	0,000324	0,000088	0,000003
0,2757	0,1119	0,03710	0,01222	0,003939	0,001190	0,000314	0,000013
-0,1468	-0,0376	-0,01165	-0,003735	-0,001206	-0,000379	-0,000116	-0,000057

oziebnienie o 50 °C

$$\left. \begin{matrix} m_{xx} \\ m_{yy} \\ m_{xy} \end{matrix} \right\} \left[\begin{matrix} M \\ M \\ M \end{matrix} \right]$$

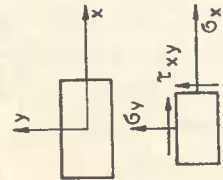
Tabela 5

Naprężenia w płycie dłuższej /L = 17,85 m/

Stan bionowy

y	10 x 1,785 = 17,85 m										z
	50°	0°	50°	90°	135°	180°	225°	270°	315°	360°	
0,441	2,440	5,324	7,421	8,415	8,458	7,554	5,531	2,616	0,533	50°	
0,083	0,152	-0,064	-0,095	-0,073	-0,072	-0,099	-0,073	0,147	0,093	0°	
-0,0004	0,908	0,924	0,516	0,163	-0,133	-0,486	-0,922	-0,950	-0,033	50°	
1,363	4,333	6,859	8,253	8,925	8,957	8,353	7,054	4,728	1,522	50°	
0,677	0,437	-0,341	-0,421	-0,336	-0,335	-0,424	-0,390	0,425	0,686	0°	
1,011	2,338	1,941	1,090	0,360	-0,296	-1,022	-1,887	-2,412	-1,043	50°	
2,792	6,990	8,623	9,405	9,773	9,792	9,470	8,774	7,397	3,921	50°	
2,128	0,330	-0,884	-0,837	-0,703	-0,699	-0,836	-0,917	0,147	2,188	0°	
2,889	3,758	2,394	1,332	0,446	-0,364	-1,238	-2,273	-3,625	-3,417	50°	
8,186	9,853	10,38	10,64	10,77	10,78	10,66	10,44	10,04	9,208	50°	
4,859	-1,060	-1,409	-1,266	-1,072	-1,064	-1,250	-1,407	-1,104	4,697	0°	
6,770	4,046	2,428	1,342	0,453	-0,368	-1,238	-2,270	-3,712	-5,573	50°	

Oziębienie o 50°C



naprężenia w układzie lokalnym (x,y)

 $\left. \begin{array}{l} \sigma_x \\ \sigma_y \\ \tau_{xy} \end{array} \right\} \text{naprężenia w środku elementów}$

[MPa]

3.2. Wnioski z przeprowadzonych obliczeń

Analizując wyniki liczbowe dochodzimy do następujących wniosków:

1. Przy nagraniu latem występują w ścianach zbiornika naprężenia ściskające, a więc zaobserwowane pęknięcia nie mogły wtedy wystąpić /tablica 1 i 2/.
2. Przy oziębieniu, a więc zimą /tablica 3/, w ścianach występują naprężenia rozciągające dochodzące do 10 MPa. Nawet gdyby błąd metodyczny sięgał 50%, czego nie przewidujemy, to i tak naprężenia rzędu 5 MPa byłyby naprężeniami rysującymi. Fakt zaobserwowania pierwszych rys w marcu potwierdza oba wnioski.
3. Momenty w stanie zgięciowym /tablica 4/ od oziębienia lub ogrzania płyt mają niewielki wpływ na ścianę w porównaniu z naprężeniami rozciągającymi. Z tego też powodu nie zamieszczono ich wydruku dla dłuższej ściany.
4. Największa pozioma siła rozciągająca wynosi ok. 5 MN i występuje w dalszym poziomym pasie ściany szerokości 1,05 m /biorąc pod uwagę wielkość naprężenia podaną poprzednio/. Przeniesienie jej w całości przez zbrojenie w ten sposób, aby nie wystąpiło sarysowanie konstrukcji, jest nierealne, co najwyżej istnieje możliwość ograniczenia szerokości rozwarcia rys do 0,1 mm poprzez zaprojektowanie zbrojenia o odpowiedniej dyspersji.
5. Przeprowadzone obliczenia sprawdzające i obserwacje ścian zbiornika zdają się potwierdzać hipotezę, iż główną przyczyną pionowych pęknięć ścian zbiorników są "obciążenia temperaturowo-skurczowe".

4. WNIOSEK KONCOWY

Pomimo występowania powszechnie zjawiska pęknięć i rysowania się żelbetowych zbiorników, brak jest procedury obliczeniowej do projektowania takich konstrukcji od obciążeń temperaturowo-skurczowych, które stanowią - jak wykazano w referacie - główną przyczynę uszkodzeń ścian. Procedury takie, ewentualnie wraz z programem na maszynę cyfrową, należy pilnie opracować.

LEAK TIGHTNERS OF REINFORCED CONCRETE TANKS IN RELATION TO
THERMAL - SHRINKAGE REACTION

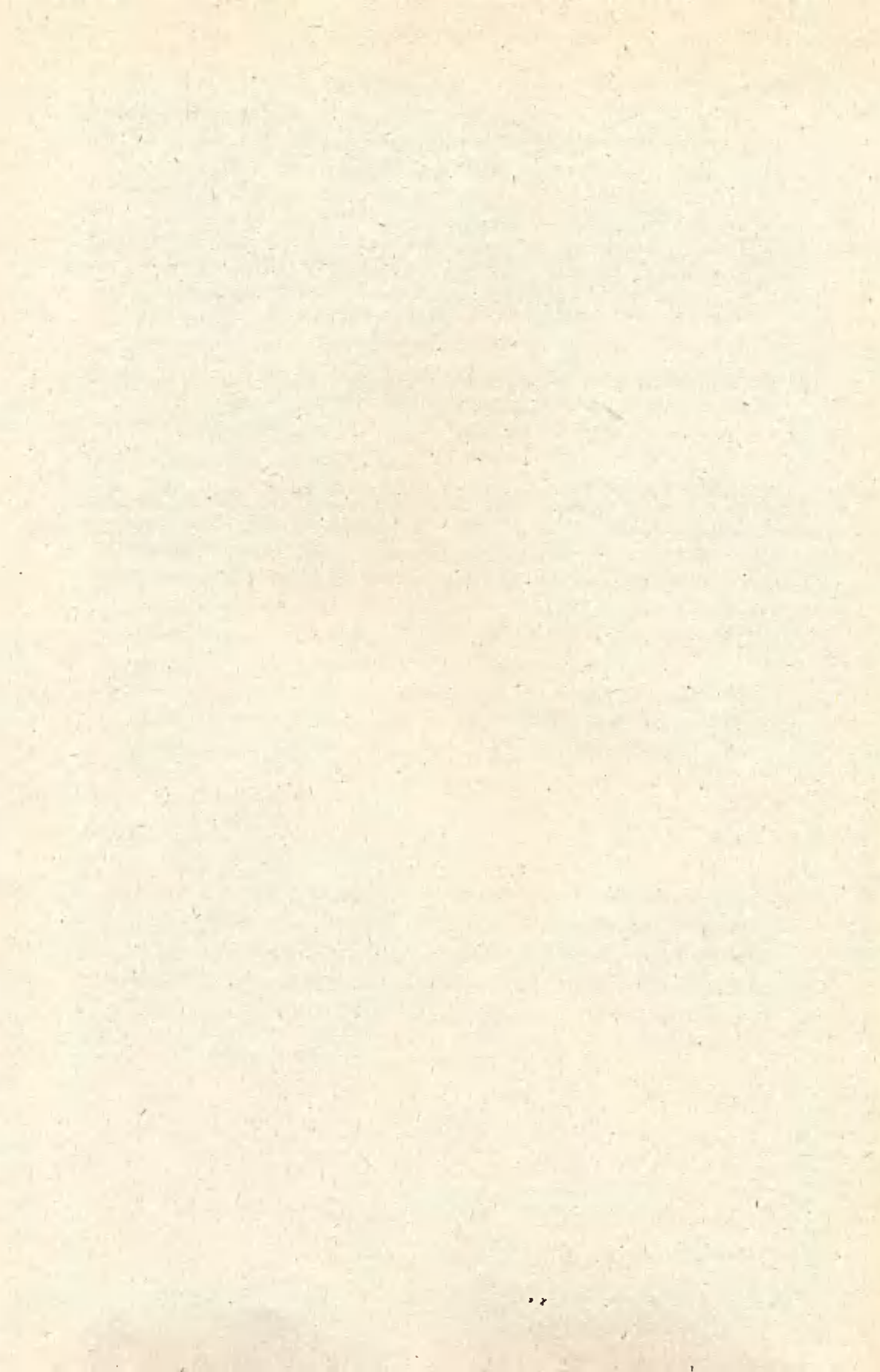
Summary

The paper presents the effect of thermal-shrinkage loading on tanks reinforced concrete construction. Usually, the loadings are not sufficiently considered at a designing stage. On the basis of testing calculations, it was shown that the main cause of scratches in the walls of tanks were tension stresses of the thermal-shrinkage action.

НЕПРОНИЦАЕМОСТЬ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ БАССЕЙНОВ В АСПЕКТЕ ТЕРМИЧЕСКО - УСАДОЧНЫХ ВОЗДЕЙСТВИЙ

Резюме

В статье дан анализ влияния температурно - усадочных нагрузок на конструкцию железобетонных бассейнов. Эти нагрузки не всегда учитываются во время проектирования. При помощи проверяющих вычислений доказано, что главная причина появления трещин бассейных стен в термическо - усадочных растяженных напряжениях.



Zbigniew Kotłęga

Zbigniew Woziwodzki

ŻELBETOWA KONSTRUKCJA SZKIELETOWA PAWILONU USŁUGOWO-HANDLOWEGO
ŁĄCZONA W WĘZŁACH NA SRUBY SPRĘŻAJĄCE

W artykule przedstawiono wybrane zagadnienia ze studiów nad prototypową konstrukcją żelbetowego szkieletu ryglowo-słupowego. Prefabrykaty szkieletu scalane są w węzłach za pomocą natychmiast sprawnych śrubowych połączeń ciernych.

1. WSTĘP

W latach 1976 - 79 opracowano w Zakładzie Konstrukcji Betonowych pod kierunkiem Z. Wiśniewskiego kompleksowy system szkieletowego budownictwa niskiego [2, 3]. Był to uprzemysłowiony, konstrukcyjno-technologiczny system budownictwa prefabrykowanego, przeznaczony dla budownictwa miejskiego i wiejskiego, dostosowany do istniejących wówczas warunków deficytu surowców i materiałów, nośników energii i siły roboczej. W ramach systemu opracowano tylko elementy "własne", tj. słupy, rygle, płyty stropowe panelowe i stopy fundamentowe. Zastosowanie w systemie natychmiast sprawnych połączeń ciernych stwarzało możliwość: "suchego" i szybkiego montażu kilku kondygnacji w jednym ciągu technologicznym bez wypełniania szcęg betonem pełnej, trzykierunkowej rektyfikacji ułożenia słupów i rygli oraz całkowitej eliminacji spawania na budowie.

W celu weryfikacji założeń konstrukcyjno-technologicznych w 1979 r. podjęto /Bydgoski "Miastoprojekt", Bydgoski Kombinat Budowlany "Wschód", Solecki "Zremb" oraz ATR/ decyzję o prototypowej realizacji pawilonu usługowo-handlowego w osiedlu mieszkaniowym Szwederowo-Północ w Bydgosz - czy.

Rozpoczętym pracom towarzyszyło kryterium minimum kosztów, stąd m. in. prosta bryła obiektu oraz zastosowanie typowych, a nie systemowych

płyt stropowych. Jednak i to minimum kosztów okazało się zbyt duże w okresie ówczesnego radykalnego uszczuplenia środków na badania i inwestycje. Z całego przedsięwzięcia w pełni zdołano jedynie wykonać projekt techniczny obiektu [1].

Jubileuszowy charakter sesji stwarza okazję do przypomnienia niepublikowanej dotychczas pracy [1] zwłaszcza, że także u schyłku lat osiemdziesiątych problem łączenia prefabrykatów słupowo-ryglowych nadal stanowi poważną bolączkę firm wykonawstwa budowlanego.

2. CHARAKTERYSTYKA ARCHITEKTONICZNO-BUDOWLANA PAVILONU

Pawilon składa się z dwóch niezależnych brył w kształcie sześcianu o boku 10,0 m połączonych wydzielonymi z konstrukcji zewnętrznymi schodami /rys. 1/.

Takie rozwiązanie pozwala na dowolne rozwinięcie ciągu usługowo-handlowego w planie osiedla poprzez dobudowywanie kolejnych brył. Pierwszą kondygnację pawilonu przeznaczono na sklepy, drugą zaś na zakłady usługowe.

Parametry przestrzenne szkieletu ukształtowane zostały następująco:

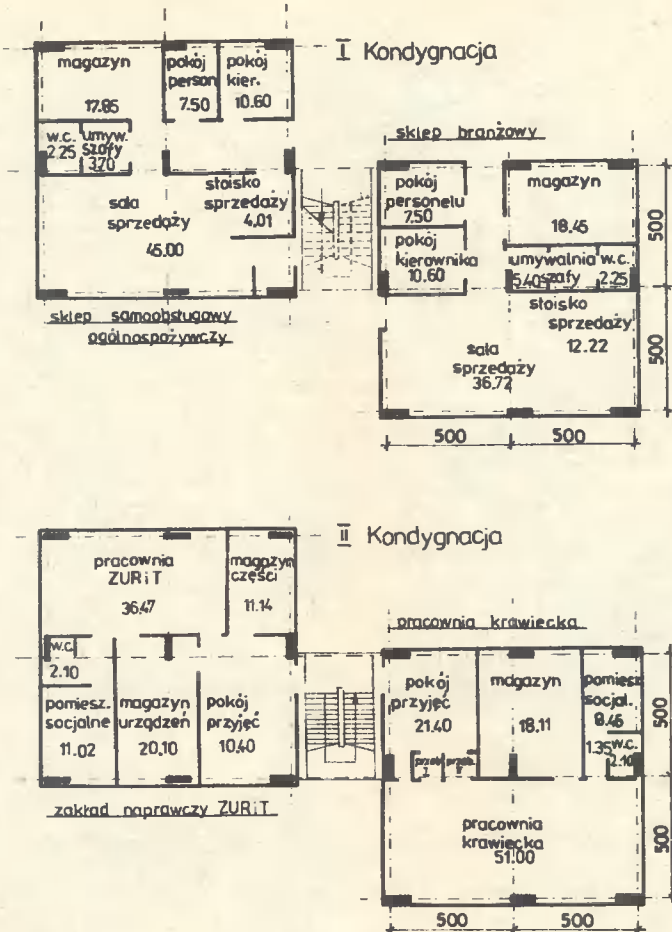
- rzęstaw siatki słupów	5,00 x 5,00 m
- wysokość kondygnacji	3,60 m
- kubatura jednej bryły	1050 m ³

Na rys. 3 przedstawiono rzut poziomy i przekrój poprzeczny konstrukcji nośnej pawilonu, w skład której wchodzi /rys. 2/:

- trzy typy rygli o różnym skonstruowaniu końcówek,
- dwa typy słupów o różnych długościach,
- dwa typy stóp fundamentowych o różnych wymiarach,
- płyty stropowe kanałowe.

Sposób łączenia rygli i słupów szkieletu przedstawiono w p. 4. Połączenia słupów ze stopami dokonuje się za pomocą tradycyjnych śrub fundamentowych. Płyty stropowe ułożono w sposób szachownicowy w celu bardziej równomiernego obciążenia poszczególnych rygli. Zastosowanie typowych płyt kanałowych zwiększyło modułarną systemową siatkę słupów z 4,80 na 5,00 m. Nie przykryty płytami stropowymi pas o szerokości 0,30 m, służący do przepuszczania instalacji wodno-kanalizacyjnej, wypełnia się zbrojonym betonem monolitycznym.

Wykończenie pawilonu standardowe dla budownictwa usługowo-handlowego.

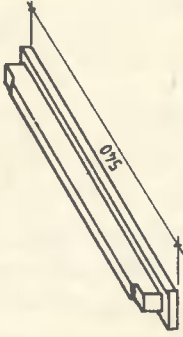
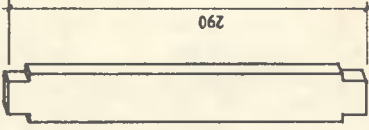
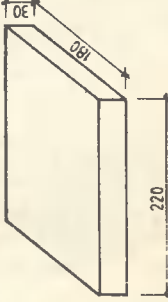
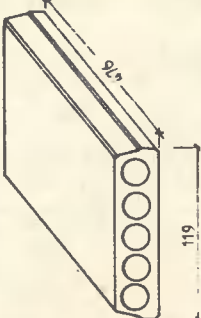

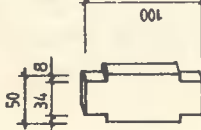
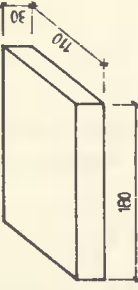
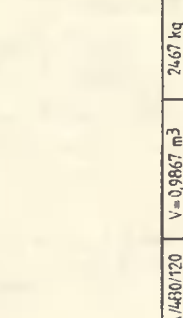
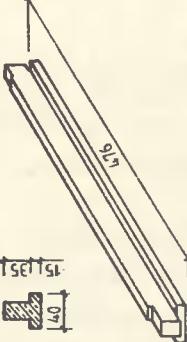


Rys. 1. Rzut I i II kondygnacji pawilonu usługowo-handlowego wraz z opisem funkcji

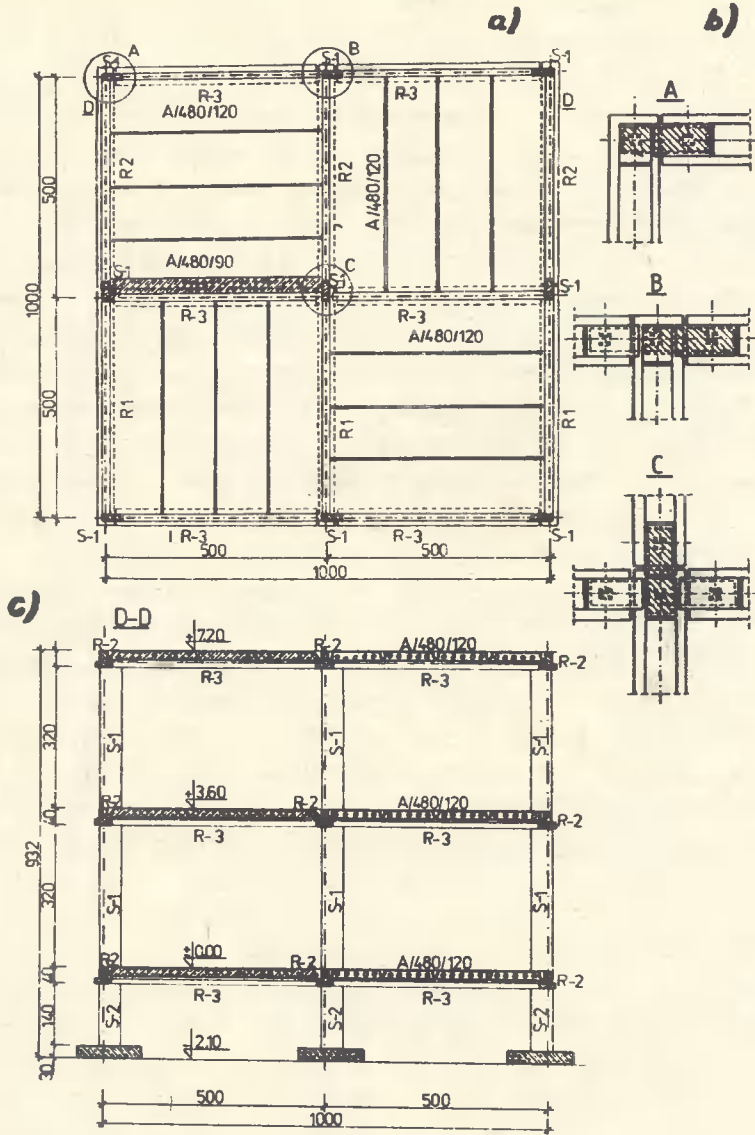
3. OBLICZENIA STATYCZNE KONSTRUKCJI ORAZ WYMIAROWANIE RYGLI I SZCZEPÓW

Do obliczeń statycznych przyjęto schemat w postaci przestrzennego ustroju prętowego o sztywnych połączeniach w węzłach. Modeluje on możliwie wiernie rzeczywisty schemat statyczny, m.in. poprzez uwzględnienie przesunięcia pionowej osi słupa o 0,15 m względem geometrycznego środka węzła.

Obliczenia statyczne przeprowadzono na EMC "Odra 1305" za pomocą programu "Strains 75" dla dwóch stadiów pracy konstrukcji: realizacji /złącza niewypełnione betonem/ i eksploatacji.

RYGŁE	SZUPY	STOPY FUNDAMENTOWE	PŁYTY STROPOWE
 <p>R-1</p> <p>$V = 0,5810 \text{ m}^3$</p> <p>1460 kg</p>	 <p>S-1</p> <p>$V = 0,2730 \text{ m}^3$</p> <p>683 kg</p>	 <p>SF-1</p> <p>$V = 1,119 \text{ m}^3$</p> <p>2970 kg</p>	 <p>P-1</p> <p>$V = 0,9867 \text{ m}^3$</p> <p>2467 kg</p>
 <p>R-2</p> <p>$V = 0,5478 \text{ m}^3$</p> <p>1380 kg</p>	 <p>S-1</p> <p>$V = 0,0930 \text{ m}^3$</p> <p>233 kg</p>	 <p>SF-2</p> <p>$V = 0,5940 \text{ m}^3$</p> <p>1488 kg</p>	 <p>P-2</p> <p>$V = 0,4480/120$</p> <p>1148 kg</p>
 <p>R-3</p> <p>$V = 0,5116 \text{ m}^3$</p> <p>1280 kg</p>			

Rys. 2. Zestawienie prefabrykatów konstrukcji nośnej



Rys. 3. Konstrukcja szkieletowa pawilonu:
 a/ przekrój poziomy,
 b/ szczegóły połączenia rygli w węzle,
 c/ przekrój pionowy D-D



Przyjęte w stadium eksploatacji obciążenia użytkowe na strop wynosiły:

- handlowy parter $6,0 \text{ kN/m}^2$,
- usługowe piętro $3,0 \text{ kN/m}^2$.

Do wymiarowania zbrojenia elementów przyjęto beton klasy B 20 i stal klasy A II gat. 18G2.

Z obliczeń statycznych prowadzonych na EMC klasycznie wg teorii sprężystości uzyskano dla rygli maksymalny moment podporowy $93,0 \text{ kNm}$ i przęsłowy $44,0 \text{ kNm}$. W celu bardziej równomiernego rozłożenia momentów zginających /zbrojenia/, wykorzystano w wymiarowaniu zjawisko redystrybucji momentów. A zatem za wskazaniem normy ACI 318-63 zmniejszono moment podporowy o 20% /założono tzw. przegub plastyczny/ i jednocześnie przeprowadzono wyrównanie momentów przęsłowych. Ostatecznie wymiarowano zbrojenie rygli na moment podporowy $74,4 \text{ kNm}$ / $F_a = 8,04 \text{ cm}^2$ / i moment przęsłowy $55,9 \text{ kNm}$ / $F_a = 5,59 \text{ cm}^2$ /, strzemiona na siłę tnącą $87,4 \text{ kN}$. Wpływ momentu skręcającego na rygle był znikomy i w wymiarowaniu został pominięty.

Dla słupów, podlegających dwukierunkowemu ścisaniu mimośrodowemu, zaprojektowano najpierw zbrojenie symetryczne, osobno dla obu płaszczyzn działania momentów M_y , M_z w bardziej niekorzystnych, głowicowych przekrojach. Największą powierzchnię zbrojenia uzyskano dla słupów narożnych II kondygnacji dla zginania w płaszczyźnie mniejszej sztywności: $F_a = F_{ac} = 4,03 \text{ cm}^2$ dla $M = 23,4 \text{ kNm}$ i $N = 72,9 \text{ kN}$. Po czym dodatkowo sprawdzono nośność przekrojów głowicowych słupów przy dwukierunkowym ścisaniu mimośrodowym. Nośność słupów zazbrojonych prętem $\varnothing 16$ w każdym narożu / $F_a = F_{ac} = 4,02 \text{ cm}^2$ / dla jednoczesnego zginania momentami $M_y = 43,9 \text{ kNm}$ i $M_z = 24,5 \text{ kNm}$ wynosi $N = 452,5 \text{ kN}$ i jest większa od maksymalnej siły normalnej $N_x = 409,5 \text{ kN}$, występującej w słupie środkowym parteru.

4. KONSTRUKCJA I WYMIAROWANIE POŁĄCZEN ELEMENTÓW

Ogólna koncepcja połączenia elementów jest następująca. Przenoszenie sił w węzłach konstrukcji odbywa się za pośrednictwem wbetonowanych w słupy i rygle blach węzłowych, a z nich poprzez połączenie cierne siły przejęte zostają przez łączniki poziome i pionowe, które scalają poszczególne prefabrykaty w przestrzenny szkielet. Styki blach węzłowych i łączników sprężone zostają czterema śrubami sprężającymi M20 klasy 10.9. Sprężenia dokonuje się kluczem dynamometrycznym wyskalowanym na moment $M_s = 0,65 \text{ kNm}$. Nośność takiego połączenia wynosi:

$$N_{\max} = n \cdot \mu \cdot P_s = 4 \cdot 0,5 \cdot 170,9 = 341,8 \text{ kN}$$

gdzie:

- μ - współczynnik tarcia, wynoszący dla powierzchni opalanych 0,5;
 P_B - dopuszczalna siła sprężająca w jednej śrubie;
 n - liczba śrub.

Konstrukcję połączenia przedstawiono na rys. 4. Składa się ona z blach węzłowych z przyspawanym zbrojeniem głównym /6/ i kotwiącym /7,8/, zabetonowanych w ryglach /1/ i w słupie /2/. Blachy węzłowe rygli /4,5/, wykonane są z płaskowników, natomiast blachy węzłowe słupów stanowią odcięte stópki dwuteownika /3/, których pozostała część z odpowiednio wyciętymi owalnymi otworami pełni funkcję łącznika pionowego /13/. W blachach węzłowych słupów i rygli wycięte są otwory, po obwodzie których przyspawane są spoinami zczepnymi gwintowane tulejki /9/. W tulejki wkręca się trzpienie śrub sprężających /10/. Rygle ze słupami zostają połączone za pomocą łączników poziomych /12/ i pionowych /13/, w których stosuje się otwory owalne o luzie dostosowanym w obu kierunkach do przyjętych tolerancji: wymiarowych prefabrykatów i montażowych. Nakrętki /11/ dokręcane są kluczem dynamometrycznym do chwili uzyskania odpowiedniego sprężenia styków blach węzłowych i łączników.

Połączenie wymiarowane jest w dwóch stadiach pracy konstrukcji. W stadium I - montażu, łączniki przenoszą obciążenie od ciężaru własnego konstrukcji i obciążenia montażowe, co umożliwia "suchy" montaż całej konstrukcji, bez przerywania cyklu na czas wiązania i twardnienia zaprawy lub betonu w połączeniach. W stadium II - eksploatacji, przestrzenie między prefabrykatami węzłów muszą być wypełnione betonem.

Miarodajnymi do wymiarowania połączeń ciernych elementów były:

-- stadium eksploatacji dla połączeń poziomych

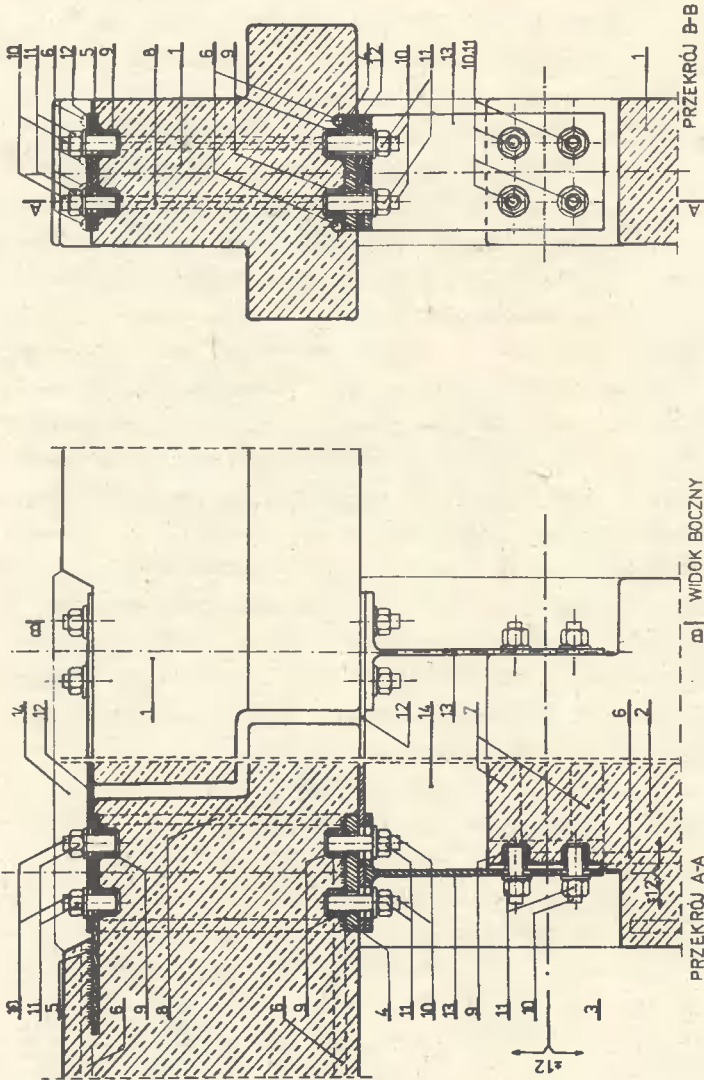
$$N_a = 293,0 \text{ kN} \quad - \quad N_{\max} = 341,8 \text{ kN}$$

- stadium montażu dla połączeń pionowych

$$N_a = 208,8 \text{ kN} \quad - \quad N_{\max} = 341,8 \text{ kN}$$

5. POISUMOWANIE

1. Wymiary gabarytowe rygli i słupów zapewniają przeniesienie występujących obciążeń przy ekonomicznym stopniu zbrojenia. Bez wprowadzenia zmian w konstrukcji można dopuścić także na drugą kondygnację szkieletu obciążenie użytkowe $6,0 \text{ kN/m}^2$.



1-rygiel, 2-słup, 3-odcięciastopka I360, 4-platekownik 160x160x20, 5-platekownik 300x160x10, 6-zbrojenie główne elementów $\varnothing 16$, 7-platekowniki kotwiące 80x8, 8-pręty kotwiące $\varnothing 16$, 9-lulejki gwintowane, 10-trzpień śruby M20, 11 nakrętka M20 z podkładką o grubości 4mm, 12-tacznik poziomy platekownik 160x8x420, 13-tacznik pionowy I360, 14-iniektowany beton min. klasy B20.

Rys. 4. Konstrukcja połączenia rygieli i słupów w węźle

2. Szywność przestrzenna budynku jest zapewniona bez stosowania jakichkolwiek usztywnień dodatkowych. Zapewniają ją głównie sztywne połączenia elementów w węzłach oraz "żyłkowy" kształt słupów o dość dużej sztywności w jednej z płaszczyzn. Sposobem ustawienia słupów w planie konstrukcji można w zasadzie regulować sztywność budynku.
3. Szachownicowy sposób ułożenia płyt stropowych jest bardzo korzystny, ponieważ powoduje wystąpienie zbliżonych wartości momentów zginających we wszystkich ryglach szkieletu i umożliwia tym samym zastosowanie jednego typu zbrojenia.
4. Rygle w razie potrzeby można przystosować do przeniesienia dodatkowych obciążeń przez zwiększenie zbrojenia, jednak z ograniczeniem do 4 ϕ 20, co jest uwarunkowane względami konstrukcyjnymi. Zmiana ta umożliwia jednocześnie pełne wykorzystanie nośności połączeń ciernych zaprojektowanych na 4 śruby sprężające M20. Stanowią one górną granicę nośności połączeń osiągalną dla przyjętego przekroju poprzecznego rygla. Dalszy wzrost nośności połączeń i rygla można uzyskać jedynie poprzez zwiększenie wysokości przekroju rygla.
5. W kontekście obliczonych wielkości przemieszczeń węzłów ram oraz zapasów nośności słupa i łączników pionowych w stadium eksploatacji uzyskanych dla dwukondygnacyjnego pawilonu usługowo-handlowego można stwierdzić, iż istnieje potencjalna możliwość wznoszenia obiektów nawet cztero-, pięciokondygnacyjnych z zaprojektowanych słupów, rygla i łączników.
Jednakże montaż "na sucho" może wówczas wyprzedzić proces wypełniania złącz betonem o dwie kondygnacje, co jest uwarunkowane nośnością łączników pionowych w stadium realizacji.
6. Zaprojektowany prototypowy pawilon usługowo-handlowy wyróżnia się bardzo korzystnymi wskaźnikami ekonomicznymi, zwłaszcza zużycia betonu $0,078 \text{ m}^3/\text{m}^3$ kubatury, z czego prawie połowa przypada na ciężkie płyty kanałowe/ i stali, które są wyraźnie mniejsze od tychże wskaźników w innych obiektach tego typu.

LITERATURA

- [1] Kotłęga Z., Woźniowski Z.: Konstrukcja prototypowego obiektu usługowego. OSBN. Praca studialna - maszynopis. ATR Bydgoszcz 1979
- [2] Wiśniewski Z., Kotłęga Z., Woźniowski Z.: Informator systemu konstrukcyjnego szkieletu . OSBN SK - wersja I. ATR Bydgoszcz 1978

- [3] Wiśniewski Z., Kotłęga Z., Woziwodzki Z.: Informator systemu połączeń elementów szkieletu żelbetowego na śruby sprężające OSBN SK -
- wersja I. ATR Bydgoszcz 1978

REINFORCED CONCRETE SKELETON CONSTRUCTION IN SERVICE AND
TRADE PAVILIONS

Summary

The paper presents selected problems from studies on a prototype reinforced concrete skeleton with spandrel beams and columns. The skeleton's prefabricates are connected in knots by promptly efficient bolts.

ЖЕЛЕЗОБЕТОННАЯ КОНСТРУКЦИЯ КАРКАСА БЫТОВОГО-ТОРГОВОГО ПАВИЛЬОНА, СОЕДИНЕННАЯ
В УЗЛАХ СЖИМАЮЩИМИ БОЛТАМИ

Резюме

В статье представлены некоторые проблемы, связанные с проектированием прототипной железобетонной конструкции ригельно-столбового каркаса. Сборные железобетонные каркасы соединяются в узлах при помощи полностью исправных фрикционных соединений.

Antoni Łączkowski
Julita Rojek

PROBA OCENY NOŚNOCI PŁYT ŻELBETOWYCH
SIŁNIE OBCIĄŻONYCH

W artykule przedstawiono wyniki badań nośności i ugięcia żelbetowych płyt silnie obciążonych. Badania przeprowadzono bezpośrednio na budowie. Stwierdzono, że wprowadzona normą PN-84/B-03264 metoda stanów granicznych nie daje spodziewanych korzyści ekonomicznych przy projektowaniu między innymi płyt żelbetowych.

1. WSTĘP

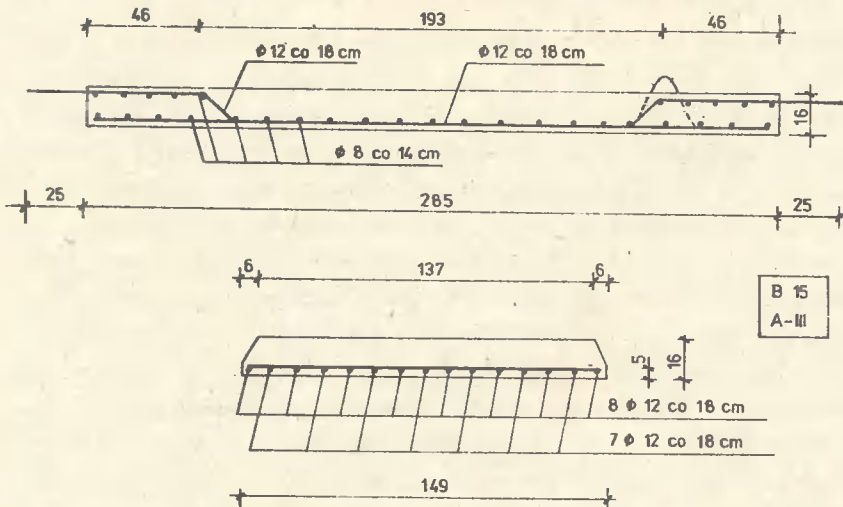
Wprowadzenie do projektowania konstrukcji żelbetowych nowej normy PN-84/B-03264 nadal wzbudza wśród jej użytkowników liczne kontrowersje. Znacznie zwiększony nakład pracy nie zawsze daje spodziewane efekty ekonomiczno-techniczne. Obowiązujące przepisy wyżej wymienionej normy nakazują bowiem projektantowi konstrukcji - oprócz stanu granicznego nośności - uwzględniać dodatkowo stany graniczne użytkowania. W przypadku płyt żelbetowych wyłaniają się znaczne trudności odnośnie prawidłowego ustalenia ich sztywności. Sztywność ta zależy zarówno od przekroju betonu i zbrojenia, jak i od wielkości obciążeń działających na płytę. Przy jej określaniu należy uwzględniać wpływ zarysowania i uplastycznienia betonu. W praktyce najczęściej problem ten rozwiązuje się stosując znaczne uproszczenia polegające między innymi na przyjęciu stałej sztywności płyty dla całego jej obszaru. Prowadzi to do dużych rozbieżności w porównaniu z wynikami badań eksperymentalnych.

Zagadnienie określania przemieszczeń - deformacji i sił wewnętrznych w zarysowanych płytach żelbetowych było już przedmiotem wielu analiz teoretycznych i badawczych /między innymi [1, 2, 3]/. Nadal jednak celowym jest poszukanie metod dających rezultaty zgodne lub nieskończenie zbliżone z eksperymentem, a jednocześnie metody prostej w zastosowaniu.

Często w praktyce inżynierskiej napotyka się przesadne zaprojektowanie przekroju elementów. W tej sytuacji należy przeprowadzić jak najwięcej badań eksperymentalnych laboratoryjnych i na obiektach rzeczywistych. Badania takie na obiektach rzeczywistych /elementach pracujących pod projektowanymi obciążeniami/ dają wyniki rzetelne i obiektywne.

Zakład Konstrukcji Budowlanych i Prefabrykacji Wydziału Budownictwa ATR od lat współpracując z przemysłem miał okazję przeprowadzenia badań płyt żelbetowych w terenie. Wyniki tych badań oraz celowość ich dalszej kontynuacji przedstawia niniejszy artykuł.

Badaniami objęto prefabrykowane płyty żelbetowe wchodzące w skład stropu, na którym mają być składowane wyroby gotowe w jednej z dużych hal produkcyjnych regionu bydgoskiego. Płyty opierały się swobodnie na ruszcie z belek stalowych. Zaistniała konieczność określenia rzeczywistej, dającej gwarancję bezpieczeństwa, nośności płyt, ponieważ przez dość długi czas obiekt był w stanie surowym otwartym /inwestycja wstrzymana/. Zbadano 483 płyty, z których 157 wzbudzało szczególne wątpliwości co do ich przydatności. Rzeczywistą wytrzymałość betonu ustalono metodą nieniszczącą w oparciu o wyniki badań 33 losowo wybranych płyt. Konstrukcję badanych płyt przedstawia rys. 1.



Rys. 1. Wymiary i zbrojenie badanej płyty

2. OPIS BADAŃ

Badania płyt przeprowadzono pod obciążeniem doraźnym w dwóch wariantach /I i II/.

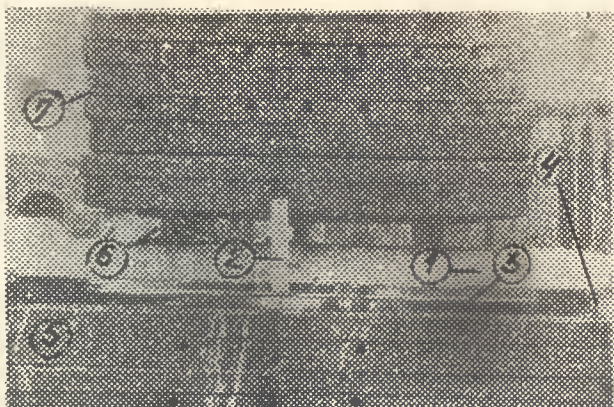
W pierwszym wariantcie badano płyty bezpośrednio w miejscu ich przeszaczenia, tj. ułożone swobodnie na ruszcie stropowym. Przyszłe równomierne obciążenie użytkowe stropu realizowano przy pomocy stalowych pojemników napełnianych wodą. Po dokonaniu pomiarów ugięć przesuwano je z płyty na płytę.

W drugim wariantcie badano płyty na specjalnie skonstruowanym stanowisku zapewniając warunki swobodnego podparcia i właściwego przyłożenia obciążenia rzeczywistego /rys. 2, 3, 4/.



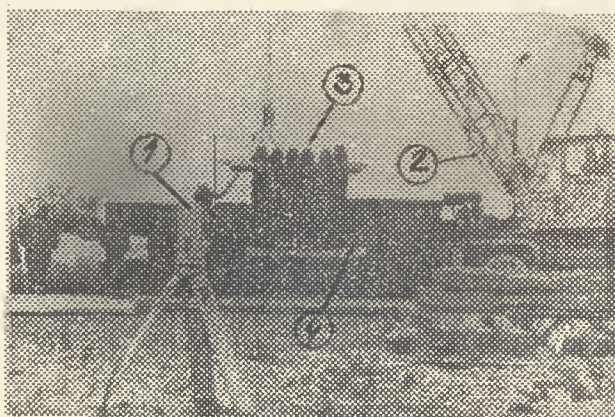
Rys. 2. Stanowisko badawcze /wariant drugi/

- 1 - płyta żelbetowa
- 2 - podpora
- 3 - balast obciążeniowy składający się z płyt metalowych
- 4 - podziałka geodezyjna
- 5 - lustro pod płytą



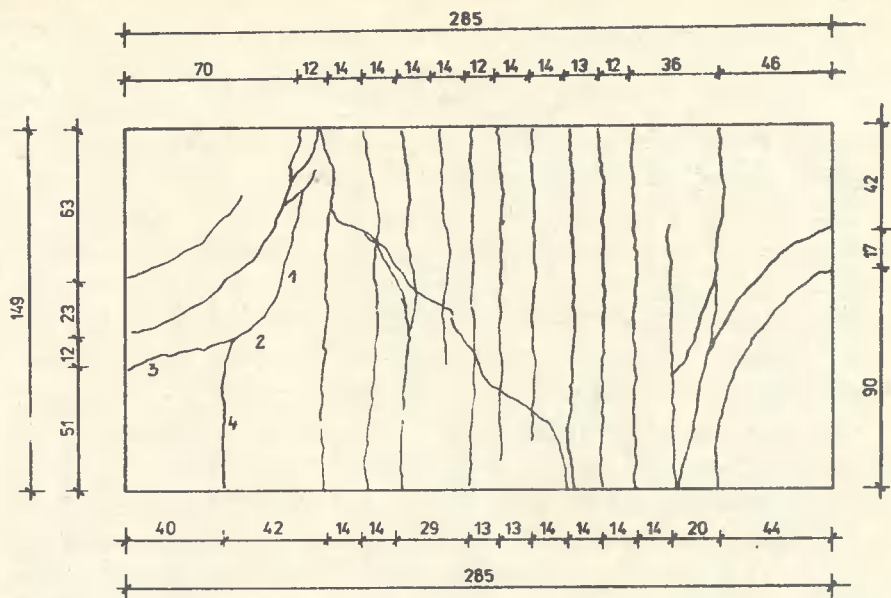
Rys. 3. Stanowisko badawcze /wariant drugi/

- | | |
|--------------------------|---|
| 1 - płyta żelbetowa | 5 - płyta stalowe pod badaną płytą |
| 2 - podziałka geodezyjna | 6 - miejsce przyłożenia obciążenia skupionego |
| 3 - lustro | 7 - balast obciążeniowy |
| 4 - podpora | |



Rys. 4. Stanowisko badawcze w ujęciu perspektywnym

- | | |
|--------------|-------------------------|
| 1 - teodolit | 3 - balast obciążeniowy |
| 2 - dźwig | 4 - płyta żelbetowa |



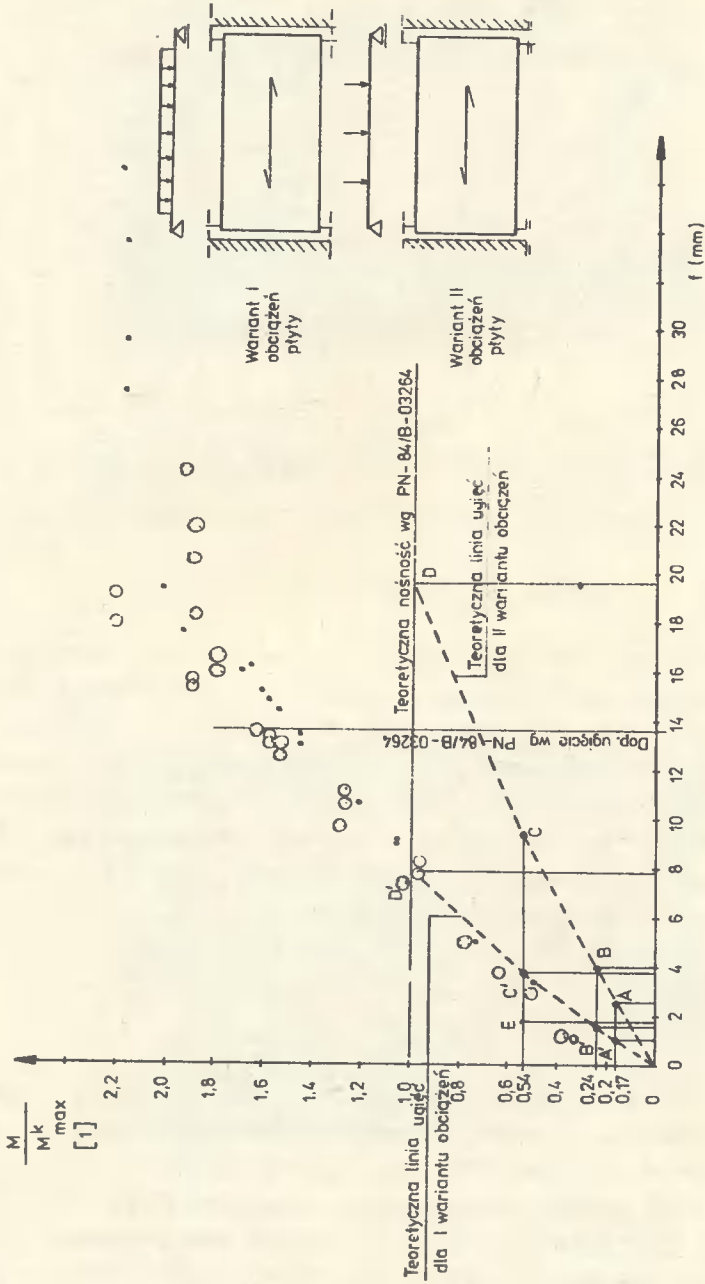
Rys. 5. Morfologia rys po próbnym obciążeniu

W celu obserwacji przebiegu rys /rys. 5/ każda badana płyta była od spodu malowana mlekiem gipsowym, a pomiędzy podporami /belkami stalowymi ułożonymi na nieodkształcalnych płytach stalowych/ było ułożone lustro o takiej samej powierzchni co płyta. Obciążenie z płyt stalowych, o oznaczonej masie, przekazywane było poprzez trzy stalowe belki, ułożone w rozstawie odpowiadającym charakterowi obciążenia eksploatacyjnego. Przy pomocy teodolitu rejestrowano ugięcia narastające pod wpływem momentu zginającego wywołanego obciążeniem zewnętrznym.

3. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

Wyniki badań przedstawiono graficznie na rys. 6 w układzie współrzędnych osi pionowej - rzeczywisty moment zginający w stosunku do teoretycznej nośności płyt i osi poziomej - wielkość ugięcia.

Na podstawie obliczeń sprawdzających stwierdzono, że już na etapie projektowania płyty zostały przestrojone. Zamiast przewidywanego dla nich obciążenia zmiennego 27 kN/m^2 miały możliwość przeniesienia o 85% większego obciążenia zewnętrznego. Obciążane aż do fizycznego zniszcze-



Rys. 6. Wyniki badań nośności płyt żelbetowych

nia płyty posiadały jeszcze dodatkowy zapas nośności wynoszący minimum 80%. Z kolei biorąc pod uwagę, jako kryterium przydatności płyt, dopuszczalne ugięcie dla tego rodzaju konstrukcji stwierdzono, że zapas ten wynosi minimum 40%.

Dla dalszej analizy wyników badań obliczono, w oparciu o normę żelbetową, spodziewane ugięcia płyt pod narastającym obciążeniem zewnętrznym. Teoretycznie wyznaczono spodziewane wartości ugięć na końcu fazy I /punkty A, A'/, początku fazy II /punkty E, E'/, pod obciążeniem eksploatacyjnym /punkty C, C'/ oraz w chwili zniszczenia płyty /punkty D, D'/.

Uzyskane dwie linie ugięć naniesiono na rys. 6. Linia łamana A'B'C'D' odzwierciedla teoretyczne ugięcia płyt dla I wariantu obciążeń. Linia łamana ABCD ilustruje teoretyczne ugięcia płyt dla II wariantu obciążeń. Pomierzone ugięcia pod obciążeniem eksploatacyjnym dla wariantu I i II odpowiednio wynosiły 1,77 mm /punkt E/ i 3,81 mm, natomiast według teoretycznych analiz 3,70 mm i 9,34 mm. Badania wykazały istotny wpływ schematu obciążeń na wartości ugięć. Ponadto stwierdzono przeszło dwukrotne zawyżenie wartości ugięć obliczanych według normy [4] w stosunku do ugięć rzeczywistych. Przyczyn takiego stanu rzeczy należy upatrywać między innymi w pominięciu w normie przestrzennej pracy silnie obciążonych płyt.

4. WNIOSKI

Na podstawie analizy przeprowadzonych badań można zauważyć, że wprowadzone w normie [4] metody stanów granicznych nie dały oczekiwanych rezultatów ekonomicznych w projektowaniu między innymi płyt żelbetowych.

LITERATURA

- [1] Absi E., Brandt A.M.: Analiza i badanie płyt żelbetowych w stanie zarysowania. PWN Warszawa 1974
- [2] Borcz A.: Teoria konstrukcji żelbetowych. Cz. I, Politechnika Wrocławska, Wrocław 1973
- [3] Goszczyński S., Mucha J.: Kontynuualna teoria zginania w zastosowaniu do płyt żelbetowych obciążonych doraźnie. Arch.Inż.Łąd. T. XXX, z. 4/1984
- [4] PN-84/B-03264 - Konstrukcje betonowe, żelbetowe i sprężone. Obliczenia statyczne i projektowanie

AN ATTEMPT AT ESTIMATING REINFORCED CONCRETE SLABS UNDER HEAVY LOAD

Summary

The paper presents the results of the investigation into load capacity and deflection of reinforced concrete slabs under heavy loading. The investigation was carried out on site. It was proved that the introduced method of boundary states, according to Polish Standard PN-84/B-03264, did not lead to obtaining expected economic profits in designing, among others, reinforced concrete slabs.

ИСПЫТАНИЯ ПРЕДЕЛЬНО НАГРУЖЕННЫХ ЖЕЛЕЗОБЕТОННЫХ ПЛИТ

Резюме

В настоящей статье представлены результаты исследований нагрузки и изгиба предельно нагруженных железобетонных плит. Исследования проводили непосредственно на строительной площадке. Определено, что введенный стандартом PN - 84/B - 03264 метод предельных состояний не дает ожидаемых экономических результатов при проектировании между другими железобетонных плит.

Antoni Łączkowski
Jan Gadomski
Maria Gadomska

WEKTORY WYCHYLEŃ BATERII KOMÓR ELEWATORA ZBOŻOWEGO

W artykule określono wychylenia i kąty wychyleń czterekomorowych baterii elewatora zbożowego podczas kolejnych 26 zasypów. Zestawiono parametry wychyleń oraz przedstawiono czynniki wpływające na wychylenia.

1. WSTĘP

Obciążenia zmienne w elewatorach zbożowych mają dwójaki charakter. Już w trakcie realizacji obiektu występuje obciążenie wynikające z ciężaru własnego baterii. Jednocześnie wznosi się 4,9 czy nawet 16 komór, a w normalnych warunkach atmosferycznych śluz podnosi się co 15 minut o 3,5 do 4,0 cm. Ciężar własny baterii zwiększa się więc periodycznie. Drugi rodzaj obciążenia zmiennego to obciążenie eksploatacyjne wynikające z napełniania komór zbożem i opróżniania ich. Komory opróżnia się nie tylko dla celów konsumpcyjnych lecz również dla rotacji zboża. Ponieważ zboże znajdujące się w poszczególnych komorach nie może mieć wilgotności powyżej 14% musi być przepuszczone przez suszarnie. Cała operacja jest zautomatyzowana. Zboże z komory wędruje taśmociągami do suszarni, po osuszeniu wraca na podnośniki do galerii i z góry wsypywane jest do odpowiedniej wolnej komory.

Tak się składa, że w przekroju całego elewatora zboże jest w ciągłym ruchu. Wymaga tego technologia przechowania. W niektórych przypadkach jest to również obciążenie dynamiczne. Elewator składa się często z kilku, a nawet kilkunastu baterii komór. Każdy zespół komór, a więc bateria posadowiona, jest na oddzielnej żelbetowej płycie fundamentowej. Bateria z płytą fundamentową związana jest monolitycznie. Komory przekazują wszystkie obciążenia na powierzchnię płyty fundamentowej. Każda bateria elewatora posiada osobną płytę fundamentową.

Dylatacja tych płyt stanowi szczelinę wypełnioną dwoma miękkimi płytami pilśniowymi. Płyty fundamentowe osiadają nierównomiernie. Następują nieprzewidziane ich przechyły, a co za tym idzie wychylają się baterie sztywno z nimi połączone. Według [6] dla budowli masywnych o dużej sztywności własnej ustawionych na masywnych płytach fundamentowych wychylenie można przyjąć $\alpha = 1/100 - 1/200$ stosunku szerokości fundamentu do wysokości budowli.

Na wielkość wychyleń poszczególnych baterii elewatora - poza warunkami gruntowymi - w zasadniczy sposób ma wpływ eksploatacja wstępna. W tym rozumieniu dotyczy to próbnych zasypów poszczególnych komór. Pierwsze zasypy mogą odbywać się wyłącznie według programu, który użytkownik otrzymuje od jednostki projektującej elewator. Wstępny zasyp koryguje ewentualne niebezpieczne wychylenia baterii. Jest to bardzo ważne dla przyszłej eksploatacji elewatora i dlatego odbywa się przy współpracy inżynierów budowlanych i geodetów.

2. CHARAKTERYSTYKA TECHNICZNA ELEWATORA I WARUNKI POSADOWIENIA

Elewator składa się z czterech baterii komór i wieży operacyjnej, a każda bateria z czterech komór o średnicy 9 m. Wysokość baterii wynosi 33,3 m. Grubość płaszczy komór ma 18 cm. Wieża operacyjna jak i poszczególne baterie komór posiadają oddzielne płyty fundamentowe.

Fundament pod poszczególne baterie stanowi oddzielna żelbetowa płyta, dwustronnie krzyżowo zbrojona o wymiarach 18,74 x 20,40 m, grubości 0,85 m. Natomiast pod wieżą operacyjną /której wysokość wynosi 45 m/ wymiary płyty są następujące: 10,75 x 14,40 m, grubość 0,85 m.

2.1. P o j e m n o ś ć e l e w a t o r a - 2 1 . 0 0 0 t o n

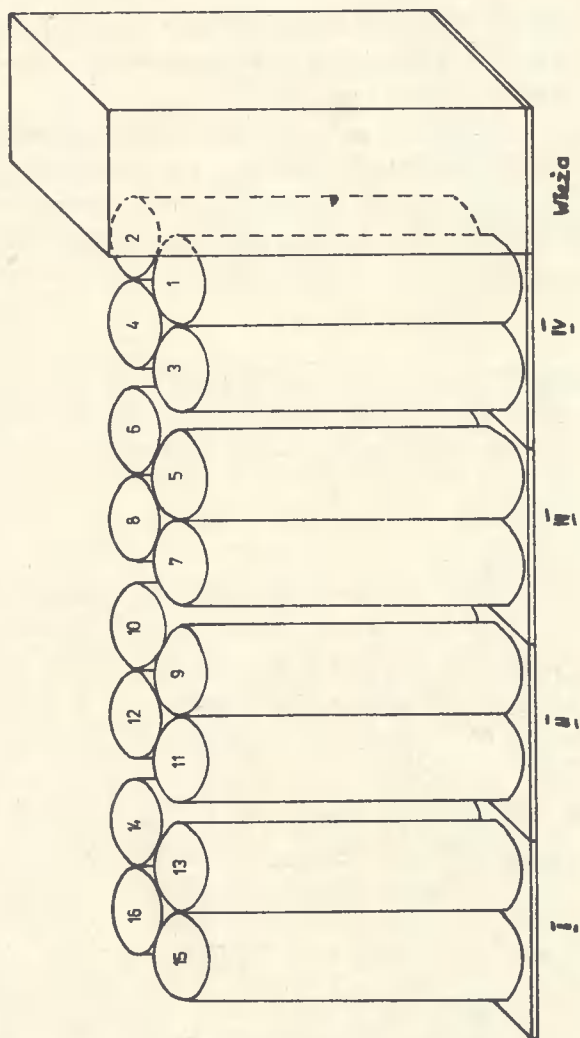
Pojemność 1 bloku silosów /4 komory/ - 5.000 ton

Pojemność 1 komory ϕ 9 m - 1.250 ton

Pojemność 1 komory gwiazdkowej - 300 ton

2.2. P o s a d o w i e n i e - w a r u n k i g r u n t o w e

Elewator znajduje się na terenie pogórza Karpat. Pod względem geomorfologicznym jest to obszar zapadliska podkarpackiego, które jest wypełnione utworami trzecio- i czwartorzędowymi. Badania geologiczne wykazały, że pod 20 - 40 cm warstwą gleby występują lessy w warstwie o miąższości 12 - 14 m. Głębiej zalegają iły i gliny pylaste, następnie piaszki średnie z otoczkami.



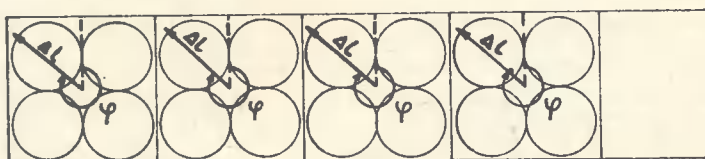
Rys. 1. Schemat numeracji baterii i komór

3. WYCHYLENIE BATERII KOMÓR

Dane o wielkości wychyleń i ich kierunku uzyskano w sposób pośredni z geodezyjnych pomiarów kontrolnych. W tym celu założono na bateriach I i IV po sześć reperów roboczych, a na wewnętrznych bateriach II i III po cztery repery robocze.

Dokonano obserwacji położenia reperów w funkcji czasu i obciążeń. W celu określenia rzędnych reperów roboczych zastosowano metodę precyzyjnej niwelacji geometrycznej. Dokładność wzajemnego położenia dwóch sąsiednich reperów roboczych wynosiła $\pm 0,3$ mm.

Stosując metodę generalizacji złożonej pomierzonych przemieszczeń 1 dokonano określenia deformacji fundamentu i współczynników nachylenia oraz kierunków nachylenia. W oparciu o te dwie ostatnie wielkości wyznaczono wielkość wychyleń baterii w najwyższy jej punkcie oraz kierunków tych wychyleń.



Rys. 2. Określenie kierunku wychylenia się baterii

Wielkości kątów wychyleń i wartości wychyleń dla różnych schematów zasypów zbożem przedstawiono w tablicy 1 oraz graficznie na rys. 3.

T a b e l a 1

Zestawienie wartości kątów wychylenia φ [°] i wychyleń baterii Δl [mm] w najwyższym punkcie

Schemat zasypu	Dni	Bateria							
		I		II		III		IV	
		φ	Δl	φ	Δl	φ	Δl	φ	Δl
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
I	2	324	1	337	2	336	3	323	3
II	5	0	3	351	6	334	12	299	8
III	9	357	5	352	9	336	16	298	11
IV	13	345	7	352	11	344	21	312	15
V	15	317	10	329	17	339	25	308	19

1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
VI	20	307	21	326	27	331	32	308	26
VII	28	320	14	331	27	322	32	301	34
VIII	37	315	46	329	42	317	61	296	70
IX	42	328	41	341	43	313	71	295	86
X	48	339	42	348	47	325	72	297	110
XI	57	345	35	337	45	331	70	297	120
XII	66	352	33	0	45	334	70	297	126
XIII	77	358	32	2	47	333	72	296	128
XIV	87	3	31	1	45	330	72	295	129
XV	93	359	31	1	48	333	73	295	129
XVI	99	3	28	0	48	333	73	295	132
XVII	112	14	31	1	49	329	74	295	134
XVIII	125	8	34	358	49	328	69	295	133
XIX	139	8	37	358	52	328	76	295	135
XX	160	11	41	359	51	329	74	295	141
XXI	185	8	42	354	51	330	78	293	139
XXII	214	1	37	354	56	334	83	296	142
XXIII	249	7	44	352	44	327	84	293	141
XXIV	276	9	36	357	49	335	75	295	143
XXV	304	13	37	349	52	335	78	293	140
XXVI	347	14	37	354	40	336	79	295	148

W tabelicy tej zarejestrowano również czas jaki upłynął od pomiaru zerowego. Schematy zasypów przedstawiono w tabelicy 2.

T a b e l a 2

Schematy zasypu komór zbożem

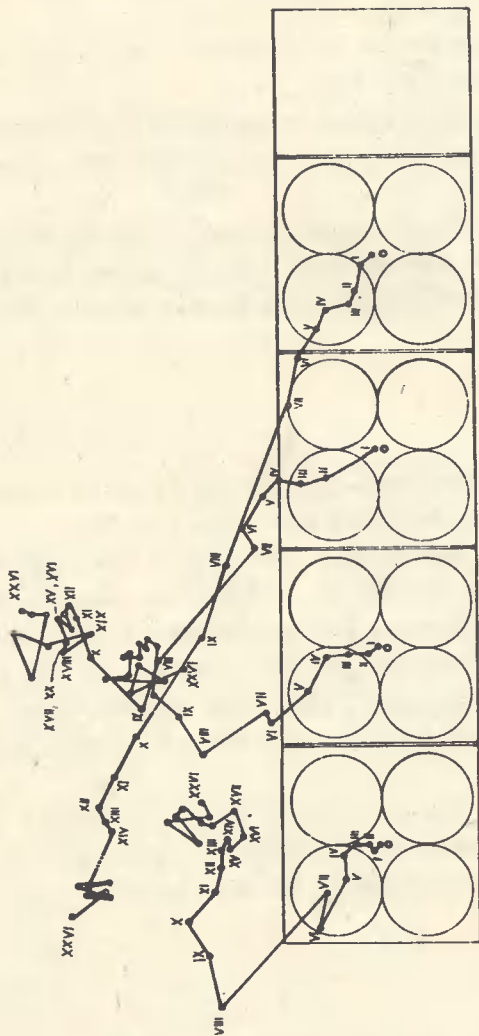
Nr schematu	Wielkość zasypu
1	2
	Pomiar zerowy wykonano przy napełnieniu wszystkich baterii do 1/4 pojemności
I, II	Bateria I, II zasypana do 1/2 pojemności Bateria III, IV zasypana do 1/4 pojemności
III	Bateria I, II, III zasypana do 1/2 pojemności Bateria IV zasypana do 1/4 pojemności
IV	Bateria I zasypana do 3/4 pojemności Bateria II, III, IV zasypana do 1/2 pojemności
V	Bateria I, II zasypana do 3/4 pojemności Bateria III, IV zasypana do 1/2 pojemności
VI	Bateria I, II, III zasypana do 3/4 pojemności Bateria IV zasypana do 1/2 pojemności
VII	Bateria I zasypana całkowicie Bateria II, III, IV zasypana do 3/4 pojemności
VIII, IX	Bateria I, II, III zasypana całkowicie Bateria IV zasypana do 80%
X, XI	Bateria I, II, III, IV zasypana całkowicie

1	2
XII, XIII, XIV	Bateria I, II, III, IV zasypana oazkowiecie oprócz komory 4 - 50%
XV	We wszystkich bateriach opróżnione komory gwiazdkowe
XVI, XVII, XVIII, XIX, XX, XXI	Pełny zasyp silosów
XXII	Zasyp łączny 17500 T /komora 3,7,9,14 opróżniona w całości/
XXIII	Zasyp łączny 14550 T /komora obsypana - 650 T, komora 6,8,9,15 opróżniona w całości/
XXIV	Zasyp łączny 14080 T /komora 5,7,16 - 50%, komora 8, 12,14 opróżniona w całości/
XXV	Komora 5,7 opróżniona w całości Komora zasypana do 1/3 pojemności, pozostałe 90%
XXVI	Komory obsypane: 1 - 1192 T, 3 - 535 T, 5 - 778 T, 7 - 532 T, 9 - 935 T, 11 - 248 T, 13 - 1243 T, 15 - 1237 T, 2 - 814 T, 4 - 1437 T, 6 - 1205 T, 8 - 1000 T, 12 - 0 T, 14 - 1288 T

Pomiar zerowy wykonano przy wypełnieniu wszystkich komór do 1/4 pojemności. Zaobserwowano na wszystkich bateriach wychylenie generalnie w jednym kierunku, a mianowicie w lewo od kierunku osi podłużnej^o elewatora. W przypadku baterii I obserwuje się również wychylenia wzdłuż elewatora w kierunku do wieży dla schematów zasypu I - VIII. Przy zasypie baterii I, II, III - 100% i baterii II - 80% /schemat zasypu IX/, tzn. przy zwiększonym obciążeniu baterii III i IV obserwuje się na baterii I, II cofnięcie się wychylenia wzdłuż elewatora, a na baterii III jeszcze wzrost wychylenia. Przy całkowitym zasypie wszystkich baterii obserwuje się wychylenie tylko baterii IV w tym samym kierunku, natomiast wychylenie baterii I, II, III cofa się. Systematyczne przyrosty wychyleń obserwuje się aż do schematu zasypu XI, kiedy to baterie zasypane są do 100% pojemności - jest to 57 dzień od pomiaru zerowego. Jak z tego wynika zasyp odbywał się zbyt intensywnie. Największe wychylenia obserwuje się na baterii IV i dla schematu zasypu XI - wynosi ono 12 cm.

Największe przyrosty wychyleń zaobserwowano między zasypem VII i VIII, a spowodowane to jest zbyt gwałtownym zasypem baterii II i III. W 57 dniu obserwacji stwierdzono, że osie baterii I i II wróciły do położenia wyjściowego, z tym, że pozostało wychylenie w kierunku poprzecznym, natomiast wychylona pozostała oś baterii III i IV. Oś baterii III niewiele wychylała się aż do 160 dnia od pomiaru zerowego. Po tym czasie obserwuje się przypadkowe wahania osi i wychylenia.

Badania wykazały, że zjawisko opróżniania komór ze zboża nie miało istotnego wpływu na wielkość wychyleń.



Rys. 3. Wykresy wychyleń baterii w najwyższych ich punktach

4. WNIOSKI

Wychylenia poszczególnych baterii silosów w elewatorze zbożowym mogą być spowodowane wieloma czynnikami, a mianowicie:

- rozkładem naprężeń w podłożu pod płytą fundamentową i przebiegiem osiadań pod działaniem narastających obciążeń od ciężaru własnego podczas wznoszenia komór, następnie od obciążeń dynamicznych w czasie eksploatacji elewatora,
- oddziaływaniem podłoża na fundamenty w zależności od ich sztywności i podatności podłoża,
- wpływem sztywności nadbudowy /duża sztywność baterii/ na osiadanie i odpór podłoża oraz na pracę całego monolitycznego ustroju elewatora,
- schematami próbnymi zasypów poszczególnych komór w składzie baterii i zasypów poszczególnych baterii w składzie elewatora,
- brakiem nadzoru geodezyjnego w trakcie próbnego napełniania komór.

LITERATURA

- [1] Janusz W.: Metoda generalizacji złożonej przemieszczeń i odchyłek usytuowania punktów. Prace IGiK 1969, z. 1/37
- [2] Łączkowski A., Zawalski A.: Osiadanie silosów zbożowych posadowionych na lessach. Inżynieria i Budownictwo /przyjęty do druku/
- [3] Łączkowski A., Młynarek Z., Przysański J.: Osiadanie silosów zbożowych posadowionych na gruntach piaszczystych przy zmiennych obciążeniach użytkowych. II Konf. Nauk. WBL PP, Poznań 1973, t. II
- [4] PN-74/B-02480. Grunty budowlane. Podział, nazwy, symbole i określenia
- [5] Marcel et André Reimbert: Silos, théorie et pratique. Editions Eyrolles, 61, Boulevard Sain-Germain - Paris 1971
- [6] Wiłun Z.: Zarys geotechniki. WKŁ Warszawa 1982

DEFLECTION VECTORS OF CAVITY GROUPS FOR GRAIN SILOS

Summary

The paper presents deflections and angles of deflection of four cavities in group for the grain silo during 26 batches of hydraulic fill. The parameters of the deflections are listed and factors affecting them presented.

ВЕКТОРЫ ОТКЛОНЕНИЯ БАТАРЕИ КАМЕР ЗЕРНОВОГО ЭЛЕВАТОРА

Резюме

В статье определены отклонения и углы отклонений четырехкамерной батареи зернового элеватора во время очередных 26 засыпок. Составлены параметры отклонений, а также представлены факторы, влияющие на отклонения.

Antoni Łączkowski
Jan Gadomski
Maria Gadomska

WPEŁYW WADLIWEJ PRACY PODNOŚNIKÓW HYDRAULICZNYCH
DESKOWAŃ ŚLIZGOWYCH NA PIONOWOŚĆ ŻELBETOWYCH
KOMÓR SIŁOSÓW ZBOŻOWYCH

Artykuł omawia negatywne efekty wadliwej pracy deskowań ślizgowych podczas wznoszenia baterii kołowsymetrycznych komór żelbetowych wchodzących w skład elewatora zbożowego.

1. WSTĘP

Polska jest znanym w Europie eksporterem budownictwa przemysłowego, w skład którego wchodzi obiekty przechowalnictwa płodów rolnych, między innymi elewatory na zboże /spichrze zbożowe/.

Metody uprzemysłowione w realizacji obiektów kołowsymetrycznych są już powszechnie znane. Do budowy silosów zbożowych stosuje się metodę deskowań ślizgowych. Jest to najlepszy system budowania komór żelbetowych dający efekty ekonomiczne tak pod względem kosztów robocizny, jak i okresu wznoszenia. Średnio można przyjąć, że dziewięciokomorowy zespół deskowania ślizgowego wznosi się co 15 minut 3,5 cm /w temperaturach letnich/. Wpływ na szybkość wznoszenia komór ma również wilgotność powietrza. Przy opadach atmosferycznych jest to wznoszenie powolniejsze, ponieważ beton nie wiąże.

W okresach niskich temperatur składniki betonu /kruszywo, woda/ są podgrzewane, a wznoszenie komór odbywa się pod namiotem, co polepsza warunki dojrzewania betonu.

2. URZĄDZENIA SZALUNKOWE

Blaszane szalunki podnoszone są za pomocą podnośników hydraulicznych o określonym udźwigu każdy. Podnośniki te umieszczone są na specjalnych stalowych prętach, tak że cały pomost powinien w płaszczyźnie poziomej wznosić się równomiernie. Od bezawaryjnej pracy tych podnośników zależą odchylenia od pionu płaszczy komór baterii. Takie baterie mogą składać się z czterech lub dziewięciu komór. Najczęściej są to dziewiątki.

Zakład Konstrukcji Betonowych i Prefabrykacji ATR od lat prowadzi badania nad realizacją, osiadaniem i eksploatacją elewatorów. Z badań pracy deskowań ślizgowych wynika, że podczas budowy jednego z elewatorów wymieniono około 400 podnośników hydraulicznych. Przeważnie były one krajowej produkcji.

Z dostępnych na naszym rynku podnośników najlepsze okazały się produkcji NRD. One to najmniej sprawiały kłopotu wykonawcom.

3. ELEWATOR ZBOŻOWY W MILINIE

Elewator wzniesiony przez stronę polską w Milinie /Czechosłowacja/ jest jednym z osiemdziesięciu obiektów tego typu, który wybudowali polscy specjaliści za granicą.

3.1. Badania pionowości wznoszenia wielokomorowej baterii

Do badania odchyłek od pionu płaszczy komór baterii elewatorów, wykorzystano metodę pomiaru małych kątów poziomych. Metoda ta polega na pomiarze małego kąta zawartego między pionowymi płaszczyznami przechodzącymi przez punkty leżące w poziomach odniesienia i badanym. Pomiaru dokonano na różnych poziomach baterii. Dokładność określenia wychylenia od linii pionu wynosi $\pm 0,5$ cm.

Wyniki badań jedenastobaterijnego elewatora zbożowego przedstawiono w tabeli 1. Zestawiono w niej wielkości odchyłek dla sześciu przekrojów przedstawionych na rys. 1.

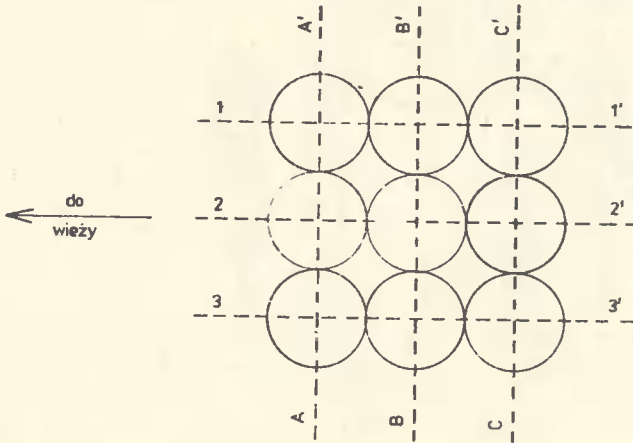
Największą odchyłkę zaobserwowano na baterii 5, przekrój 3-3, która wynosi 5 cm. Odchyłka ta pojawiła się na całym obiekcie elewatora tylko w jednym przypadku. W celu zobrazowania różnego przebiegu odchyień wzdłuż linii pionu przedstawiono w ujęciu aksjonometrycznym baterie 3, 6 i 9 /rys. 2, 3, 4/.

Rysunki wykonano w następujących skalach: skala wysokości komór 1:500, natomiast wychyleń 1:2.

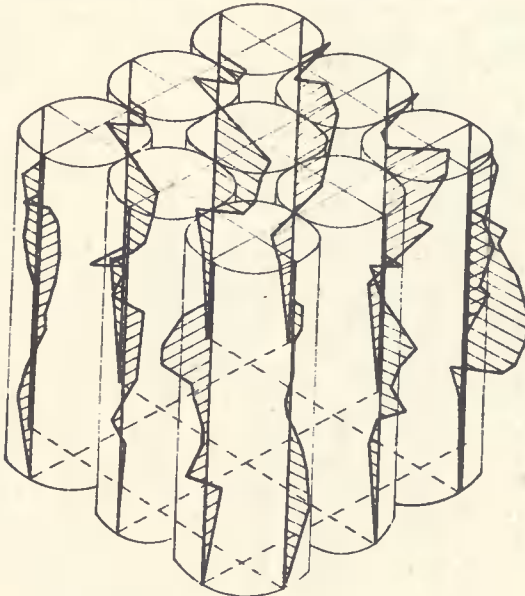
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	13	13	14
6	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	7,0	-2	9	0	6	0	7	-7	0	0	8	0	12
	10,5	-4	12	-7	12	3	10	-13	0	-4	16	0	26
	14,0	-7	3	-7	4	0	0	-18	-8	0	6	0	19
	16,0	-12	0	6	0	0	0	-20	-6	-11	6	-2	18
	20,5	-13	0	3	0	0	0	-23	-5	-16	14	-7	11
	29,0	-19	5	5	14	4	11	-29	-16	-20	10	-9	18
	32,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	7	0	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	0
9,5		0	0	-	14	3	16	-12	4	0	0	11	18
16,5		0	-2	-	14	-12	22	-14	-3	0	2	14	31
19,5		-12	-11	-	0	10	16	-18	12	9	12	16	38
22,5		-12	-18	-	-6	10	15	-28	9	0	16	15	41
25,5		-32	-28	-	-18	13	0	-24	0	0	11	11	32
28,0		-28	-41	-	-28	-17	-13	-45	-11	-14	2	6	28
32,7		-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
8		0	0	0	-	0	0	0	0	0	0	0	0
	11,0	0	-6	-	4	8	12	-24	-23	-12	2	-7	0
	21,5	0	-4	-	5	10	16	-29	-28	-20	-30	-7	0
	23,5	0	6	-	26	18	27	-34	-18	-32	7	-32	6
	27,0	0	0	-	17	21	26	-42	-4	-23	-4	-17	0
	32,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
9	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	4,5	0	-2	1	1	1	3	-2	0	-3	0	0	1
	11,5	-8	0	10	7	8	9	-7	-12	-15	-2	7	4
	14,0	-6	-6	13	18	29	22	-22	-17	-17	-7	11	5
	18,0	-4	-8	19	27	35	27	-27	-20	-23	-10	6	8
	21,0	-6	-4	17	26	35	29	-27	-19	-18	-3	7	11
	23,0	-7	-4	13	28	37	40	-27	-25	-19	2	12	15
	30,0	-10	0	24	32	45	45	-39	-	-21	-	5	-
	32,8	-10	0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
10	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	2,0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	6,0	-5	10	-10	11	-7	10	0	7	-4	0	-6	-1
	10,5	-7	0	-14	10	-8	10	0	0	-6	-7	-11	-2
	12,0	-7	2	-14	11	-9	11	-4	0	-9	-7	-13	-5
	14,0	-7	5	-14	13	-10	12	-9	-2	-13	-7	-19	-8
	16,0	-6	8	-14	17	-10	12	-8	1	-11	-7	-19	-6
	18,0	-10	7	-14	15	-16	17	-10	-1	-19	-8	-24	-8
	20,5	-10	9	-19	22	-18	19	-10	-5	-20	-8	-24	-8
	24,5	-10	13	-18	23	-18	16	-19	-5	-30	-9	-32	-9
	26,0	-9	16	-20	23	-19	16	-20	-5	-33	-10	-40	-14
	28,5	-10	20	-22	24	-19	20	-26	-5	-33	-11	-42	-18
	32,8	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
11	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	5,0	-1	0	-3	2	4	0	-13	-4	-4	-5	0	0
	6,5	0	0	0	0	8	0	-19	-5	-10	-6	0	0
	8,0	0	0	2	2	15	6	-20	-6	-12	-6	0	2
	9,5	0	0	2	5	20	9	-20	-7	-14	-7	0	3
	11,5	-3	2	0	9	20	10	-24	-8	-17	-4	-2	6
	13,0	-7	0	-3	15	20	17	-34	-8	-21	-3	0	8
	15,5	-10	-3	0	11	28	20	-29	-9	-20	0	2	7
	17,5	-18	-9	0	14	30	25	-30	-10	-20	-2	4	12
	20,5	-18	-10	2	13	34	29	-36	-18	-20	-8	10	12
	22,0	-23	-13	0	15	36	32	-40	-18	-22	-5	5	17

c.d. tablicy 1

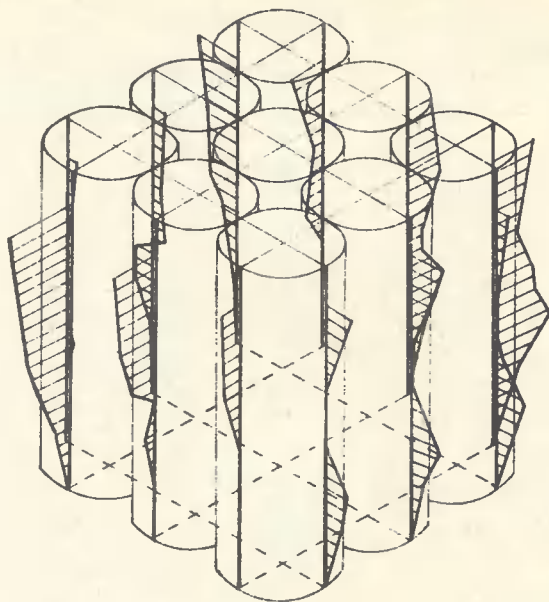
1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14
11	24,0	-23	-13	0	13	38	32	-41	-23	-21	-7	8	17
	25,5	-20	-12	8	11	45	34	-42	-24	-20	-7	4	17
	32,7	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-



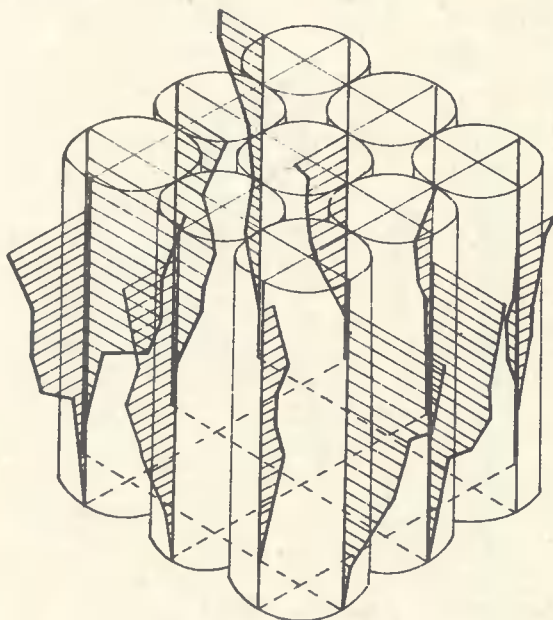
Rys. 1. Oznaczenia przekrojów



Rys. 2. Wykres odchyłek płaszczy komór baterii nr 3

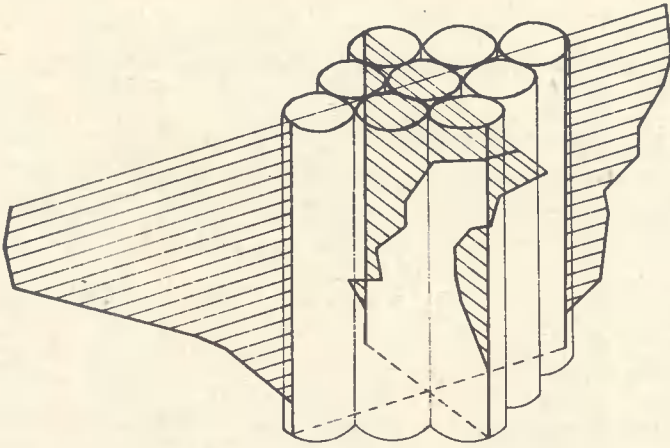


Rys. 3. Wykres odchyłek płaszczy komór baterii nr 6



Rys. 4. Wykres odchyłek płaszczy komór baterii nr 9

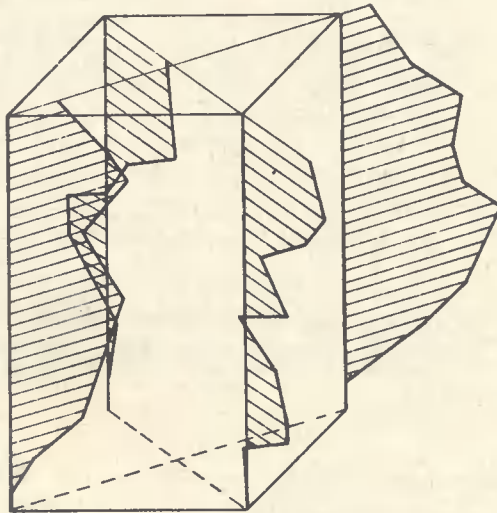
Dla porównania przedstawiono odchyłki płaszczy komór baterii nr 2 elewatora zbożowego wzniesionego w Pieniężnie, woj. olsztyńskie /rys. 5/



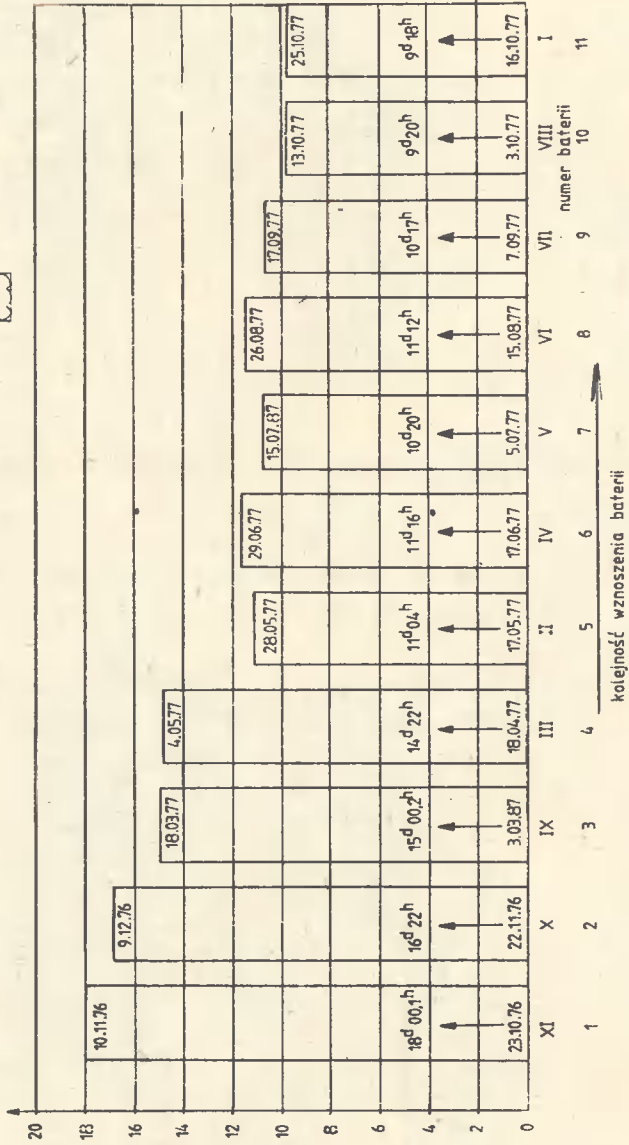
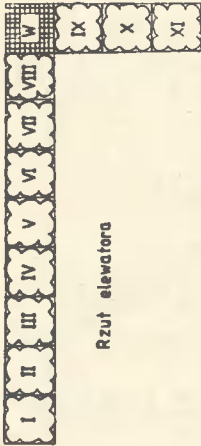
Rys. 5. Wykres odchyłek płaszczy komór baterii nr 2 /elewator w Pieniężnie/

Z rysunku wynika, że odchyłki od pionu w tym przypadku osiągają wielkość 12 cm. W jednym przypadku na baterii nr 5 tego elewatora wystąpiła odchyłka 13 cm.

Na rys. 6 przedstawiono odchyłki wieży operacyjnej przedmiotowego elewatora w Pieniężnie. Największa odchyłka wynosi 8 cm.



Rys. 6. Wykres odchyłek wieży /Pieniężno/



Rys. 7. Ilustracja okresu wznoszenia poszczególnych baterii w Miłlinie

Należy zaznaczyć, że w przypadku budowy w Pieniężnie zespół desek - wań ślizgowych wnoszony był podnośnikami hydraulicznymi typu CH DIK-3 o udźwigu 3,6 tony.

Dla dziewięciokomorowej baterii o średnicy komór 6 m każda, wmontowano 120 podnośników, natomiast dla komór o średnicy 9 m zastosowano 144 podnośniki.

W podobny sposób wnoszony był również elewator zbożowy w Kętrzynie, woj. olsztyńskie. I na tym elewatorze stwierdzono duże odchyłki. Na odcinkach z sześciu badanych baterii stwierdzono występowanie odchyłek rzędu 9-10 cm.

4. PODSUMOWANIE

Ze względu na duży wpływ jakości i sprawności działania podnośników hydraulicznych na odchylenia od pionu płaszczy komór należy zapewnić optymalne warunki pracy podnośników. Przede wszystkim przed rozpoczęciem wznoszenia komór producent powinien sprawdzić prawidłowość zmontowania podnośników oraz dokonać próbnego uruchomienia.

Czynności te oraz gotowość ślizgu do pracy należy potwierdzić w dzienniku budowy.

Istotnym czynnikiem dla zapewnienia prawidłowości pracy podnośników jest obsługiwanie ich przez wykwalifikowanych i doświadczonych pracowników.

THE EFFECT OF DEFECTIVE WORK OF HYDRAULIC LIFTS FOR SLIPPER BOARDING ON VERTICALITY OF REINFORCED CONCRETE COMPARTMENTS OF GRAIN SILOS

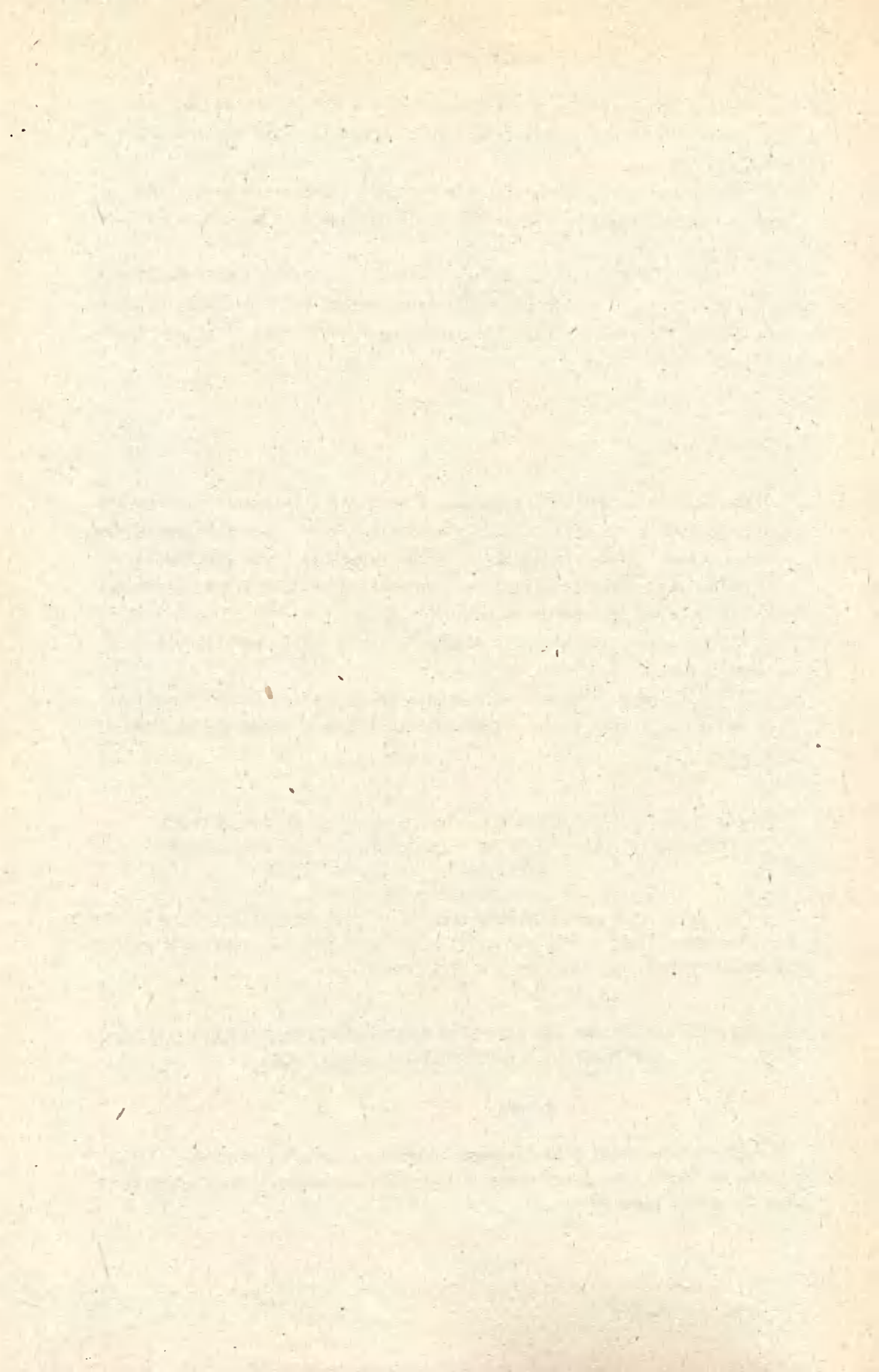
Summary

The paper presents negative effects of the defective action of sliding boardings during the construction of cylindrical reinforced concrete compartments of elevators for grain silos.

ВЛИЯНИЕ ДЕФЕКТНОЙ РАБОТЫ ГИДРАВЛИЧЕСКИХ ПОДЪЕМНИКОВ СКОЛЬЗЯЩЕЙ ОПАЛУБКИ НА ВЕРТИКАЛЬНОСТЬ КАМЕР ЗЕРНОВЫХ ЭЛЕВАТОРОВ

Резюме

В статье обсуждаются отрицательные эффекты дефектной работы скользящей опалубки во время возведения батарей круговосимметрических железобетонных камер зернового элеватора.



Antoni Łączkowski
Maciej Kumor

PRÓBA OCENY OSIADAŃ RZECZYWISTYCH
I PRZEWIDYWANYCH FUNDAMENTÓW PŁYTOWYCH
POD BATERIAMI SIŁOSÓW ZBOŻOWYCH

W artykule przedstawiono wyniki wielomiesięcznych badań osiadania fundamentów siłosów zbożowych. Otrzymane rezultaty porównano z osiadaniami obliczonych wg Polskich Norm.

1. WSTĘP

Tak się składa, że państwo, które dysponuje arsenałem magazynów przeznaczonych do przechowania produktów rolnych, nie musi obawiać się okresowych kryzysów żywnościowych.

Do takich magazynów zaliczamy między innymi silosy na zboże. Obciążenie użytkowe silosów jest dość charakterystyczne. W silosach zboże jest w ciągłym ruchu. Dynamika zmiennych obciążeń eksploatacyjnych w komorach silosów jest nieograniczona i bez szczegółowych badań i analizy rzeczywistych /nie modelowych/ technologicznych procesów przechowania jest nieuchwytna.

Osiadanie fundamentów płytowych pod bateriami silosów od wymienionych obciążeń jest do dziś problemem otwartym. Usytuowanie płyt fundamentowych pod bateriami komór jest najczęściej szeregowo liniowe. Ale bywają przypadki, że elewator ma również w rzucie kształt linii załamanej pod kątem prostym. Nie wiadomo również dokładnie jaki wpływ na współpracę fundamentów z podłożem ma zespół strzelistych komór monolitycznie związanych z płytą fundamentową. Osiadanie rzeczywiste i przewidywane obliczeniowo prawie we wszystkich przypadkach badanych obiektów są różne. Aby określić współczynnik określający różnicę osiadań rzeczywistych i przewidywanych próbowano zbudować analogowo podłoże gruntowe i badać osiadania pośrednie i ostateczne modelu elewatora. Badania te nie dały oczekiwanych wyników.

Z tego wynika, że badania osiadań należy prowadzić tylko na obiektach konkretnych. Badania takie są kosztowne i trwają latami.

2. CHARAKTERYSTYKA PRZEPROWADZONYCH BADAŃ

2.1. T e r e n b a d a ń

Badania osiadań prowadzono na elewatorze zbożowym zlokalizowanym w północnej części Polski. Obszar otaczający badany obiekt znajduje się w obrębie tarasu zalewowego rzeki, która przepływa w odległości ok. 500 m od elewatora. Wysokość terenu nad poziomem morza wynosi 173 m n.p.m.

2.2. W a r u n k i g e o t e c h n i c z n e p o d ł o ż a

Podłoże budują utwory czwartorzędowe, niespoiste, piaszczysto żwirowe, pochodzenia fluwialnego i fluwiogłacyjnego zalegającego na całym obszarze badawczym.

W głębszym podłożu napotyka się również utwory zastoiskowe /muły i torfy/ w formie niewielkich przewarstwień. Parametry geotechniczne i cechy fizyczne podłoża gruntowego pod płytami fundamentowymi wyznaczono na podstawie badań polowych i analiz laboratoryjnych, które podano w tab. 1.

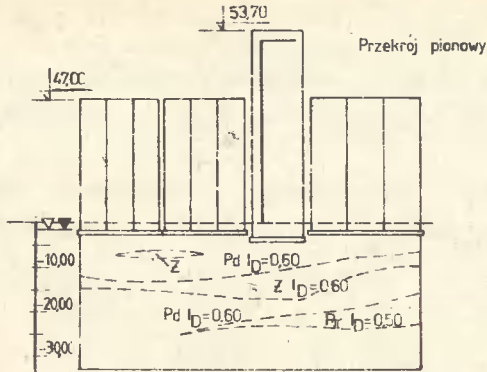
Tabela 1

Cechy geotechniczne podłoża silosów

Lp.	Rodzaj gruntu	Symbol wg PN	ρ_{s3} /kg·m ⁻³ /	I_D /1/	ρ /kg·m ⁻³ /	ϕ_u /o/	M_o /kPa/
1	piaski drobne	P_d	2600	0,60	1900	35	75,0
2	piaski średnie i grube	P_s, P_r	2650	0,60	2000	38	111,0
3	żwiry i pospółki	\dot{Z}, P_o	2650	0,60	2050	40	170,0

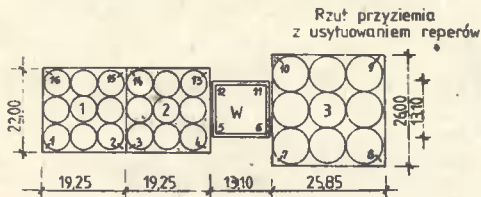
Stwierdzono występowanie swobodnego zwierciadła wody gruntowej średnio od 0,5 m n.p.m. do 1,8 m n.p.m. w warstwach piasków i żwirów. Przeprowadzone obserwacje wykazały, że woda gruntowa kontaktuje się z wodą w rzece, a zachodzące wahania zwierciadła wody gruntowej są zależne od poziomu wody w rzece.

Schematyczny przekrój geotechniczny podłoża budowlanego pod płytami fundamentowymi elewatora charakteryzuje rysunek 1.



Rys. 1. Schematyczny przekrój geotechniczny podłoża oraz wieżki elewatora

2.3. Dane techniczne elewatora



Rys. 2. Schemat rozmieszczenia reperów pomiarowych

Objekt składa się z trzech części. Od lewej strony mamy:

- 1 - dwie baterie silosów po 9 komór; każda komora o średnicy 6 m,
- 2 - wieża operacyjna,
- 3 - jedna bateria silosów 9 komór o średnicy 8 m.

2.4. Fundamenty

Pod bateriami komór o średnicy 6 m jako fundament zastosowano płyty żelbetowe o wymiarach 19,25 m x 22,0 m x 0,85 m.

Pod bateriami komór o średnicy 8 m wykonano również fundament bezpośredni, tj. płytę żelbetową o wymiarach 28,85 m x 26,0 m x 1,0 m.

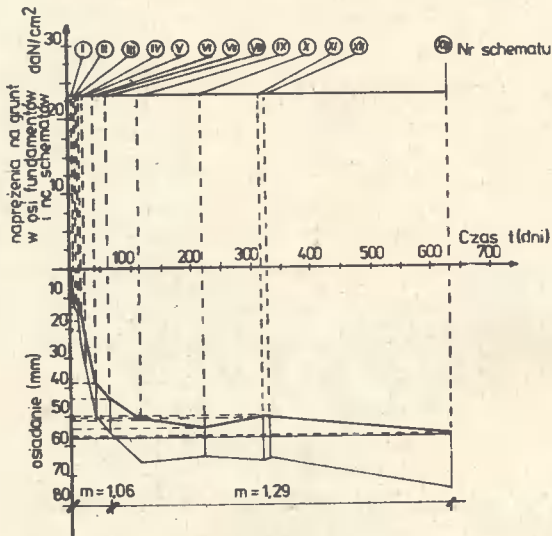
2.5. Pomiar osiadań

W celu przeprowadzenia pomiarów osiadań założono 16 reperów wbetonowanych w poszczególnych narożach fundamentów /rys. 2/.

Wielkości osiadań płyt fundamentowych określono metodami geodezyjnymi a ich zmianę przedstawiono na wykresie /rys. 3/.

Zaprogramowano do zasypu zbożem elewatora czternaście schematów obciążeń. Były to średnie wielkości obciążeń wzięte z praktyki eksploatacyjnej elewatorów.

Obserwacje osiadań fundamentów prowadzono przez 634 dni. Pod koniec tego okresu stwierdzono stabilizowanie się osiadań fundamentów poszczególnych baterii silosów.



Rys. 3. Przykładowe wyniki osiadań rzeczywistych i obliczonych dla wieży operacyjnej

Tabela 2.

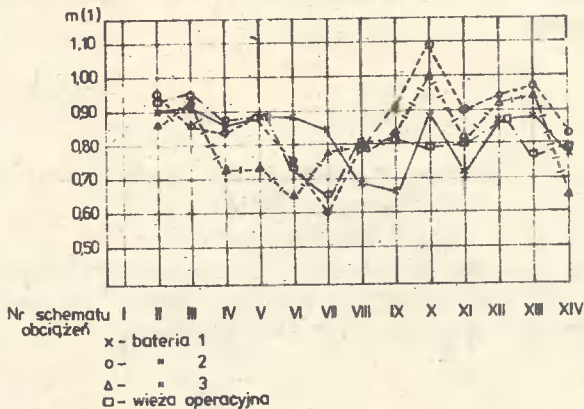
Średnie osiadanie rzeczywiste silosa po 634 dniach [mm]

Bateria nr 1	Bateria nr 2	Bateria nr 3	Wieża operacyjna
56,3	57,9	53,3	58,3

2.6. Porównanie rezultatów

Porównanie rezultatów osiadań rzeczywistych i obliczonych graficznie przedstawione jest przy pomocy współczynnika "m" na wykresie /rys. 4/. Przyjęty przez autorów współczynnik "m" stanowi stosunek osiadań rzeczy-

wistych do obliczeniowych. Pokazano na rys. 4, przykładowo wartość współczynnika "m" dla wieży operacyjnej i baterii nr 1, 2, 3. Obliczenia przewidywanych osiadań poszczególnych fundamentów przeprowadzono na maszynie cyfrowej "Odra 1204".



Rys. 4. Ilustracja współczynnika "m" dla elewatora w okresie prowadzonych pomiarów

3. WNIOSKI

Uzyskane rezultaty z przeprowadzonych badań pozwalają podać następujące uogólnienia:

- rzeczywiste osiadania fundamentów silosów zbożowych obciążanych wg przyjętych schematów posadowionych na gruntach sypkich stanowią średnio 65% do 97% wartości wyliczonych osiadań,
- wzrost obciążenia komór silosów w wyniku ciągłego ruchu zboża wywołuje osiadanie fundamentów, a nierzadko przy znacznych różnicach obciążeń podnoszenie sąsiednich fundamentów konstrukcji nieobciążonych zasypem /np. wieża operacyjna/,
- różnice przemieszczeń sąsiednich obiektów i wieży operacyjnej wywołują naprężenia w elementach konstrukcyjnych przekryć /galeria/ przez co powodują ich spękania. W takich przypadkach komory są od góry zalewane opadami deszczu i śniegu,
- należy prowadzić bardziej szerokie badania nad współpracą podłoża gruntowego z fundamentami silosów. Wyniki badań są bowiem bardzo is-

totne dla projektanta i wykonawców elevatorów, szczególnie w odniesieniu do zachowania szczelności konstrukcji przekryć tych komór, zapewniających prawidłową bezawaryjną ich eksploatację,

- po szczegółowym rozpoznaniu problemu będzie można konstruować w warunkach krajowych odpowiednie, elastyczne przeguby w urządzeniach nośnych przekryć spoczywających na konsolach płaszczy poszczególnych komór, z którymi pozytywne doświadczenia znane są nie tylko z zagranicznej praktyki budowlanej.

ESTIMATION OF CALCULATED AND REAL SETTLEMENTS OF MAT FOUNDATION FOR GRAIN SILOS

Summary

The paper presents the results of several-month observations of the settlement of mat foundations. The results obtained are compared with calculated ones according to the Polish Standard.

ПОПЫТКА ОЦЕНКИ ОСЕДАНИЯ ДЕЙСТВИТЕЛЬНЫХ И ПРЕДВИДЕННЫХ ФУНДАМЕНТНЫХ ПЛИТ ПОД БАТАРЕЯМИ ЗЕРНОВЫХ ЭЛЕВАТОРОВ

Резюме

В работе приведены результаты многомесячных исследований оседания фундаментов зерновых элеваторов. Полученные данные сравнены с теоретическими вычислениями по Польским нормам.

Halina Ferens-Budzyńska

ZASTOSOWANIE OBLICZEŃ NUMERYCZNYCH
DO USTALANIA OPTYMALNYCH ILOŚCI DODATKU DO BETONU

W artykule przedstawiono numeryczną metodę obliczeń optymalnych ilości dodatku do betonu. Zaproponowana metoda ma na celu optymalne określenie dodatku przeciwmroźowego Antigelu poprzez optymalizację wytrzymałościową.

1. WSTĘP

Ustalenie optymalnych ilości dodatku do betonu /w odniesieniu do istotnych kryteriów/ metodą tradycyjną poza czaso- i energochłonnością budzi wiele zastrzeżeń co do obiektywności wyników. Zaproponowana przez autora metoda optymalizacyjna - jedna z wielu wprowadzanych do procesów technologicznych - ma na celu określenie optymalnych ilości dodatku przeciwmroźowego Antigelu, w odniesieniu do obranych autorytatywnie kryteriów. Cel ten realizowano poprzez:

- określenie / w oparciu o badania doświadczalne i obliczenia numeryczne/ optymalnej ze względów wytrzymałościowych ilości Antigelu jako dodatku do zaprawy normowej, w określonych, a zwłaszcza obniżonych temperaturach,
- zbudowanie statystycznych modeli matematycznych /równań regresji/ wytrzymałości zaprawy normowej, uwzględniających badane czynniki w określonych przedziałach. Przyjęty program obliczeniowy pozwala także ustalić istotności wpływu poszczególnych zmiennych czynników na wytrzymałość zaprawy normowej.

2. KONCEPCJA I METODYKA BADAŃ

Cechy fizyczne i chemiczne zachodzących procesów i ich wzajemne związki sprawiają, że obiekt badań należy do bardzo złożonych układów. Zbudowanie dedukcyjnego modelu matematycznego obiektu badań nie jest jeszcze możliwe, pomimo podejmowania prób tworzenia hipotez dokumentowanych prostymi zależnościami analitycznymi [1].

W związku z powyższym uwagę kierowano na zbudowanie indukcyjnych modeli matematycznych obiektu badań. W badaniach założono funkcję obiektu badań w postaci wielomianu stopnia drugiego:

$$y_n = b_0 + \sum_{i=1}^k b_{i1} \check{x}_i + \sum_{i=1}^k b_{i1} \check{x}_i^2 + \sum_{i < j} b_{ij} \check{x}_i \check{x}_j \quad /1/$$

gdzie:

- y_n - n-ty czynnik wynikowy,
- $b_0, b_{i1}, b_{11}, b_{ij}$ - współczynniki funkcji regresji,
- k - liczba czynników badanych,
- \check{x}_i, \check{x}_j - zakodowane wartości czynników badanych.

Przyjęcie wielomianu /1/, jako postaci matematycznej funkcji obiektu badań, stanowi kompromis uwzględniający - z jednej strony - przewidywaną nieliniowość przebiegów procesu, a z drugiej strony - dążenie do ograniczenia liczby pomiarów [5].

Badanie wpływu Antigelu na wytrzymałość R_c zaprawy normowej realizowano według programu statycznego sdeteterminowanego selekcyjnego wieloczynnikowego quasi - rototabilnego, oznaczonego symbolem PS/IS-P: λ [5].

Każdy z czterech zmiennych czynników /A - zawartość procentowa Antigelu w stosunku do masy cementu, T - temperatura dojrzewania, t - czas dojrzewania, C - zawartość procentowa glinianu trójwapieniowego C_3A w badanych cementach/ przyjęto na pięciu poziomach, przy powtórzeniach umożliwiających tworzenie statystycznych rozkładów /n = 30/. Badane czynniki oraz zakres ich zmian ujęto w tabeli 1.

Tabela 1

poziomy czynniki	- 2	- 1	0	+ 1	+ 2
$x_1 = A$ ‰	0	2,5	5	7,5	10
$x_2 = T$ °C	-18	-9	0	+9	+18
$x_3 = t$ dni	3	9	15,5	22	28
$x_4 = C$ ‰	8,25	8,75	9,25	9,75	10,25

Do badań stosowano cementy portlandzkie tej samej marki /Cement portlandzki 35/, dobierając je jednakże względem zawartości C_3A . Kierując się wynikami prac N. Tenoutassena [4], M.R. Rixona [2] oraz M.H. Robertsa [3], założono wybiórczość reakcji jonów Antigelu / SO_4^{--} i Cl^- / z C_3A badanych cementów.

Do statystycznego opracowania wyników badań wykorzystano wybrane programy, opracowane do celów identyfikacji procesów technologicznych [5]. Programy te umożliwiają obliczanie średnich wartości współczynników regresji dla standaryzowanych wartości parametrów wejściowych oraz wartości statystyk wykorzystywanych w weryfikacji modelu matematycznego. Weryfikacja ta dokonywana jest w oparciu o wyniki testów statystycznych: t-Studenta /istotności współczynnika korelacji/, F Snedecora /istotności funkcji regresji/, η^2 /adekwatności funkcji regresji/. W przypadku uznania modelu za dobry, możliwe jest obliczenie wartości zmiennej wyjściowej y_n w całym zakresie zmienności wszystkich czynników badanych, z jednoczesnym określeniem przedziałów ufności dla średnich wartości odpowiedzi procesu, na poziomie ufności 0,95.

Badania przeprowadzono na beleczkach normowych o wymiarach $4 \times 4 \times 16$ cm. Wykonanie próbek oraz oznaczenie wytrzymałości na ściskanie R_c było zgodne z PN-80/B-04300 Cement, Metody badań, Oznaczenie cech fizycznych.

3. OPIS WYNIKÓW BADAŃ

Przeprowadzone badania /w oparciu o przyjęty program badań PS/IS-P:z/ pozwoliły otrzymać niżej podane zależności, przedstawiające ustalone numerycznie równanie regresji dla $R_c = f(A, T, t, C)$ sprawy normowej:

$$\begin{aligned} R_c^m = & 1,076 - 3,608 \cdot 10^{-1} \check{A} - 7,418 \cdot 10^{-1} \check{T} - \\ & - 2,670 \cdot 10^{-1} \check{t} + 7,051 \cdot 10^{-3} \check{C} + 1,108 \cdot 10^{-1} \check{A}^2 + \\ & + 3,363 \cdot 10^{-1} \check{T}^2 + 1,151 \cdot 10^{-1} \check{t}^2 + 1,011 \cdot 10^{-1} \check{C}^2 + /2/ \\ & + 5,395 \cdot 10^{-1} \check{A}\check{T} + 2,396 \cdot 10^{-1} \check{A}\check{t} + 1,241 \cdot 10^{-2} \check{A}\check{C} + \\ & + 3,783 \cdot 10^{-1} \check{T}\check{t} + 1,017 \cdot 10^{-3} \check{T}\check{C} + 1,721 \cdot 10^{-1} \check{t}\check{C} \end{aligned}$$

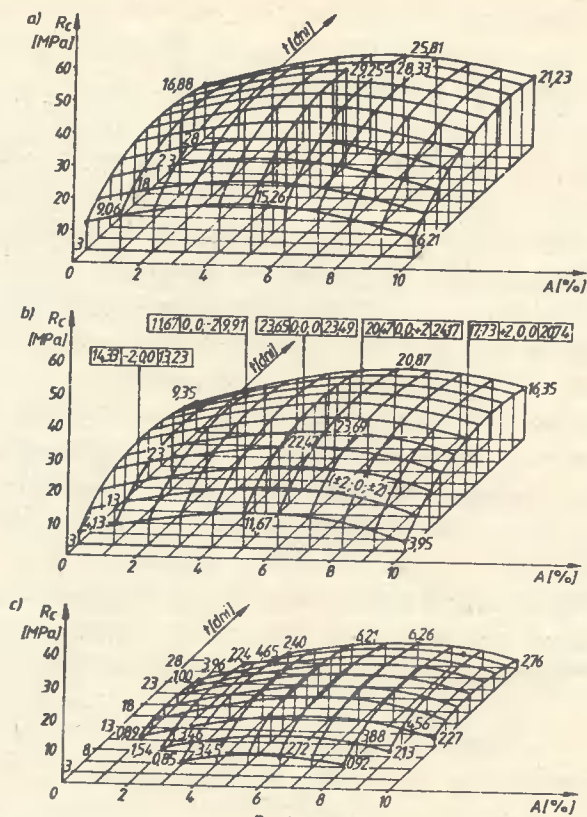
gdzie:

R_c^m - transformowana wartość R_c ,

$\check{A}, \check{T}, \check{t}, \check{C}$ - standaryzowane wartości zmiennych wejściowych.

Zależność /2/ posiada transformację, na podstawie której można wyznaczyć:

$$R_c = f(A, T, t, C) = \frac{15,5}{\ln R_c^m} \quad /MPa/ \quad /3/$$



Rys. 1.

Rys. 1. Wpływ Antigelu na R_c zaprawy normowej dla przypadków: a/ $T = +10^\circ\text{C}$, b/ $T = 0^\circ\text{C}$, c/ $T = -10^\circ\text{C}$.

Testując istotność wpływu /według testu F Snedecora/ poszczególnych czynników zależności /2/ wykazano, że:

- dodatek Antigelu /A/, temperatura /T/ oraz czas dojrzewania /t/ wykazują istotny wpływ na wytrzymałość R_c zaprawy normowej,
- zawartość C_3A w badanych zakresach nie ma istotnego wpływu na R_c zaprawy normowej.

Rys. 1. przedstawiający wpływ Antigelu na R_c zaprawy normowej dla przypadków: a/ $T = +10^\circ\text{C}$, b/ $T = 0^\circ\text{C}$, c/ $T = -10^\circ\text{C}$ jest przykładem interpretacji geometrycznej modelu /2/. Analizując te wykresy można stwierdzić, że w podanym przedziale temperatur, max. wartość R_c osiąga się przy 5-cio procentowym udziale Antigelu.

4. WNIOSKI

Przeprowadzone badania upoważniają do sprecyzowania następujących wniosków:

- 4.1. Istnieje możliwość ustalenia /za pomocą badań doświadczalnych i obliczeń numerycznych - program PS/DS - P: 1 / optymalnej ilości Antigelu, jako dodatku do betonu, dającej najkorzystniejsze wyniki w czasie betonowania zimowego.
- 4.2. Na podstawie zbudowanych doświadczalnie modeli można wykazać, że w badanym zakresie zmian parametrów /a zwłaszcza w obszarze obniżonych temperatur/ 5% Antigelu w stosunku do masy cementu stanowi wartość optymalną.
- 4.3. Zbudowane modele statystyczne obiektu badań umożliwiają ustalenie wytrzymałości na ściskanie R_c zaprawy normowej dla dowolnego kojarzenia czynników, w przebadanym zakresie ich zmian.

LITERATURA

- [1] Ferens-Budzyńska H.: Ocena metody wyjaśniającej wpływ zastosowania Antigelu jako dodatku umożliwiającego betonowanie w obniżonych temperaturach. Dysertacja na stopień dr nauk technicznych. Warszawa 1984.
- [2] Rixon M.R.: Chemical admixtures for concrete. London 1978.
- [3] Roberts M.H.: Wpływ dodatków na skład fazy ciekłej zaczynu cementu portlandzkiego w początkowym okresie hydratacji. RILEM-ABEM, Bruksela 1967.
- [4] Tenoutasse N.: The hydration mechanism of C_3A and C_3S in the presence of calcium chloride and calcium sulphate. V-th International Symposium on the Chemistry of Cement. Tokyo 1968.
- [5] Walheim J.: System przetwarzania danych do celów identyfikacji i optymalizacji procesów technologicznych. Mechanik 1980, nr 2.

APPLICATION OF NUMERICAL CALCULATIONS FOR DETERMINING OPTIMUM
QUANTITY OF ADDITION TO CONCRETE

Summary

The paper deals with a way of defining the optimum quantity of the addition to concrete. The method suggested by the author aims at determining the optimum, from the point of view of strength, quantity of anti-frost addition ANTIGEL.

ПРИМЕНЕНИЕ ЦИФРОВЫХ ВЫЧИСЛЕНИЙ ДЛЯ ОПРЕДЕЛЕНИЯ ОПТИМАЛЬНОГО КОЛИЧЕСТВА
ДОБАВОК К БЕТОНУ

Резюме

В настоящей статье обсуждается цифровой метод вычислений оптимального количества добавок к бетону. Предложенный метод имеет целью оптимальное определение противоморозной добавки Антигел путем оптимизации сопротивляемости.

Antoni Łączkowski
Adam Podhorecki

O PEWNEJ KATASTROFIE KOMINA STAŁOWEGO
W TRAKCIE MONTAŻU

W pracy przedstawiono awarię komina stalowego o wysokości 60 metrów zaistniałą w trakcie jego montażu.

1. WSTĘP

Stwarzamy różne systemy dynamizujące ruch racjonalizatorski. Aktywnych i pomysłowych racjonalizatorów spotykamy także w budownictwie. Zdarzają się jednak i tacy twórcy, dla których każda budowla inżynierska z technicznego punktu widzenia jest banalnie prosta, więc chętnie i duże zmieniają, tak w zakresie rozwiązań konstrukcyjnych, jak i technologicznych. W niektórych przypadkach tak daleko idące uproszczenia wynikają niestety z niezrozumienia pracy statycznej konstrukcji i braku wyobraźni. Pokazany poniżej przykład katastrofy budowlanej komina stalowego jest tego dobrą ilustracją, a zarazem i przestrogą w realizacji pseudoracjonalizatorskich pomysłów.

2. OGÓLNE DANE TECHNICZNE I TECHNOLOGICZNE KOMINA

Komin stalowy KT-1400/60, którego dokumentację techniczną opracował Centralny Ośrodek Badawczo-Projektowy Budownictwa Przemysłowego "BISTYP" w Warszawie charakteryzował się następującymi danymi technicznymi:

- wysokość $H = 60,0$ m,
- średnica $D = 1,40$ m,
- trójnog blachownicowy jako konstrukcja wsporcza podtrzymująca komin.

Projekt montażu przewiduje, że komin o wysokości $H = 60,0$ m można budować w czterech etapach przy zastosowaniu żurawia samochodowego Coles Centurion (moment udźwigu $380 Tm \approx 3800$ kNm, udźwig $105 T \approx 1050$ kN) :

- a) montaż segmentu dolnego trzonu komina o długości $25,0$ m,
- b) montaż konstrukcji wsporczej trójnożu ,
- c) montaż segmentu środkowego komina o długości $20,0$ m,
- d) montaż segmentu górnego komina o długości $15,0$ m.

Istnieją też inne sposoby montażu różniące się liczbą segmentów, co zdeterminowane jest posiadanym sprzętem.

3. KONCEPCJA MONTAŻU W PROJEKCIE RACJONALIZATORSKIM

Projekt racjonalizatorski - opracowany w przedsiębiorstwie wykonawczym - przewidywał montaż dwoma żurawiami samochodowymi Coles Ranger (moment udźwigu $80 Tm \approx 800$ kNm, udźwig $27 T \approx 270$ kN) w trzech etapach:

- 1) montaż segmentu dolnego trzonu komina o długości $30,0$ m,
- 2) montaż konstrukcji wsporczej trójnożu ,
- 3) montaż segmentu górnego komina o długości $30,0$ m.

Pierwszy i drugi etap nie odbiegają niczym szczególnym od montażu typowego przewidzianego w projekcie montażu BISTYP-u. Zasadnicza zmiana koncepcji montażu typowego tkwi w trzecim etapie. Parametry dźwigów Coles Ranger nie pozwalają na pełny montaż segmentu górnego /max wysokość podnoszenia wynosi $40,0$ m/.

Zasadę montażu zastosowaną w trzecim etapie schematycznie przedstawia rys. 1. Autorzy projektu racjonalizatorskiego postanowili górny segment "3" umocować jednym końcem do wcześniej zmontowanej dolnej części komina "1" (przy użyciu zawiasu). Powstał w ten sposób przegub w punkcie A pozwalający na obrót segmentu górnego względem dolnego. Przy kącie $\alpha = 41,8^\circ$ żurawie wyczepia się, a dalsze podnoszenie realizuje się wyłącznie przy użyciu liny stalowej "4" zaczepionej jednym końcem do montowanego segmentu komina "3" w punkcie D, a drugim do wciągarki w punkcie C. W rozwiązaniu tym przewidziano też podporę pośrednią "5", którą stanowić ma kratownica przymocowana do segmentu górnego. Warto dodać, że w projekcie racjonalizatorskim jedynie naszkicowano ogólnie pomysł i nie zawiera on między innymi takich ważnych elementów jak:

- obliczeń statyczno-wytrzymałościowych podpory pośredniej "5", zawiasu A, liny "4",
- obliczeń stateczności całego układu,

- informacji o dodatkowych linach ubezpieczających,
- opisu montażu.

4. PRZEBIEG KATASTROFY BUDOWLANEJ

Pierwszy i drugi etap montażu został przeprowadzony bez trudności. Kłopoty i w konsekwencji katastrofa powstały w trakcie realizacji trzeciego etapu montażu. Górny segment częściowo podniesiono za pomocą dwóch żurawi Coles Ranger ($\alpha \approx 41,8^\circ$), zgodnie z projektem racjonalizatorskim (por. rys. 1). Po wyczepieniu dźwigarów dalsze podnoszenie montowanego segmentu komina prowadzono przy użyciu liny stalowej "4". Po lekkim podciągnięciu liny "4" górny segment komina "3" wychylił się znacznie ze wspólnej płaszczyzny (z liną "4", podporą "5" i dolnym segmentem "1") o kąt ψ (rys. 1 c). Wartości tego kąta nie ustalono, gdyż nie prowadzono w trakcie montażu żadnych pomiarów i obserwacji geodezyjnych. Mimo powyższych trudności postanowiono montaż kontynuować nie korygując wychylenia. Dalsze pociąganie liny "4" spowodowało wpierv zniszczenie podpory pośredniej "5", następnie gwałtowne opadnięcie segmentu komina "3", który uderzył z dużą siłą jedną z "nóg" trójnogu. Śruby mocujące trójnog do fundamentu zostały zerwane, co ostatecznie spowodowało całkowite przewrócenie się całej konstrukcji komina.

5. ANALIZA PRZYCZYN KATASTROFY

Sposób montażu zaproponowany w projekcie racjonalizatorskim można zastosować pod warunkiem bardzo dokładnego jego opracowania /obliczenia statyczno-wytrzymałościowe, instrukcja montażu/. Wydaje się, że koncepcje zawarte w typowym projekcie są prostsze, bezpieczniejsze i szybsze w realizacji.

Były przyczyny utrudniające dokładną analizę opisywanej katastrofy:

- brak projektu montażu, a schematyczny rysunek i krótki opis zawarty w projekcie racjonalizatorskim były zbyt ubogie,
- protokół oględzin i dokumentacja fotograficzna sporządzona przez Urząd Spraw Wewnętrznych nie ujmował wielu istotnych faktów i elementów,
- w momencie opracowywania opinii technicznej /dotyczącej przyczyn katastrofy komina w trakcie montażu/ przez ekspertów budowlanych,

nie było po zawalonym kominie już żadnego "śladu" (ponad półroczna różnica w czasie).

Opisane trudności nie miały jednak żadnego wpływu na ustalenie podstawowych przyczyn katastrofy; ograniczały jednak dane do przeprowadzenia drugorzędnych obliczeń i analiz.

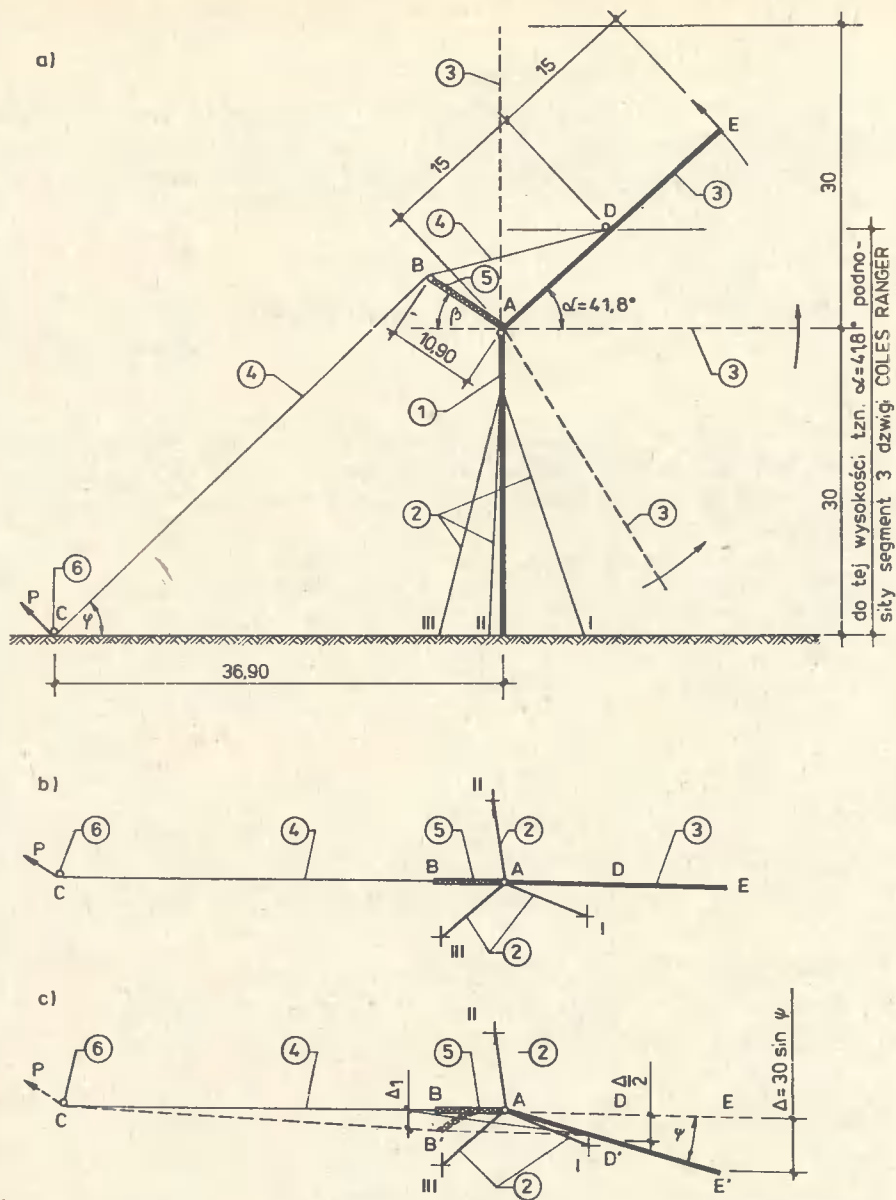
W niniejszej pracy nie zamieszcza się obliczeń statyczno-wytrzymałościowych, które wykazują jakościowe i ilościowe relacje zachodzące w trakcie montażu.

Są dwie główne przyczyny zawalenia się komina w trakcie montażu:

- 1 - Bezpośrednią przyczyną katastrofy była zbyt mała nośność kratownicy służącej jako podpora pośrednia (rys. 1, element "5"), co przy niestarannie przygotowanym i prowadzonym montażu doprowadziło do jej zniszczenia, a w konsekwencji do zawalenia się całej konstrukcji komina.
- 2 - Inną ważną przyczyną katastrofy był zły, bez wyobraźni prowadzony montaż. Przed wyczepieniem dźwigów należało wprawdzie sprawdzić /pomiaru geodezyjne/, czy przy odciążeniu dźwigami segment "3", lina "4" i podpora pośrednia "5" /rys. 1 c/ znajdują się we wspólnej płaszczyźnie. Wtedy właśnie przy niespełnieniu tego warunku należało bezwzględnie wstrzymać dalszy montaż, próbując skorygować wymienioną nieprawidłowość lub całkowicie zrezygnować z montażu komina tym sposobem.

Oznaczenia do rys. 1 a,b,c :

- 1 - segment dolny komina zmontowany w sposób typowy,
- 2 - trójnóg /jako konstrukcja wsporcza/ zamontowany w sposób typowy,
- 3 - segment górny komina montowany wg pomysłu racjonalizatorskiego / obracany na zawiasie A /,
- 4 - lina stalowa 2 ϕ 32 jako element pomocniczy przy montażu,
- 5 - kratownica przestrzenna przytwierdzona do segmentu "3" jako element pomocniczy,
- 6 - wciągarka



Rys. 1. Schemat montażu górnego segmentu komina wg pomysłu racjonaliza-

- a - widok z boku,
- b - widok z góry,
- c - widok z góry przy kącie ψ , który stworzył niekorzystny rozkład sił powodujących zniszczenie kratownicy "5"

A CRASH OF A STEEL CHIMNEY DURING ITS ASSEMBLY ON SITE
Summary

The work contains a description of the crash of a steel chimney /H = 60.0m ; D = 1.40 m/ during its erection. The paper presents causes of the event.

О АВАРИИ СТАЛЬНОЙ ДЫМОВОЙ ТРУБЫ ВО ВРЕМЯ МОНТАЖА

Резюме

В работе описана строительная авария, которая произошла во время монтажа типовой стальной дымовой трубы. Обсужден метод монтажа по разработке ЕИСТЫЛУ, а также по рационализаторскому проекту. Установлены основные причины аварии.

Jan Klugiewicz

NOWE KONSTRUKCJE OCZYSZCZALNI ŚCIEKÓW

Zaprezentowano 4 nowe konstrukcje oczyszczalni ścieków. W trzech z nich zastosowano tarczowe złoża biologiczne. Oczyszczalnie według patentów nr nr 140858 i 141053 są od 1983 r. produkowane w wersji kontenerowej przez kilka przedsiębiorstw w Polsce.

1. WSTĘP

W drugiej połowie XX w. proces sanieczysszczenia wód postępuje dynamicznie również w małych ciekach i zbiornikach. Spośród wielu czynników wpływających niekorzystnie na wody małych cieków i zbiorników dominującymi są:

- brak oczyszczalni lub złe funkcjonowanie istniejących,
- wzrost ilości ścieków i ładunku zanieczyszczeń z osiedli wiejskich i rekreacyjnych oraz przemysłu rolno-spożywczego i ferma hodowlanych,
- zanieczyszczenia wód pochodzące ze stosowania mechanizacji i chemizacji rolnictwa.

W Zakładzie Inżynierii Sanitarnej i Wodnej Wydziału Budownictwa ATR prowadzono od wielu lat badania nad stanem istniejących urządzeń kanalizacyjnych w rejonie zlewni Górnej Noteci oraz nad nowymi konstrukcjami różnych urządzeń. Do realizacji włączeni zostali także dyplomanci, którzy stali się współautorami publikacji i rozwiązań wynalazczych, a po ukończeniu studiów wdrażali je w projektowaniu i produkcji. Celem niniejszego artykułu jest zaprezentowanie kilku rozwiązań wynalazczych w zakresie oczyszczalni ścieków.

2. STACJA ROZDZIAŁU GNOJOWICY

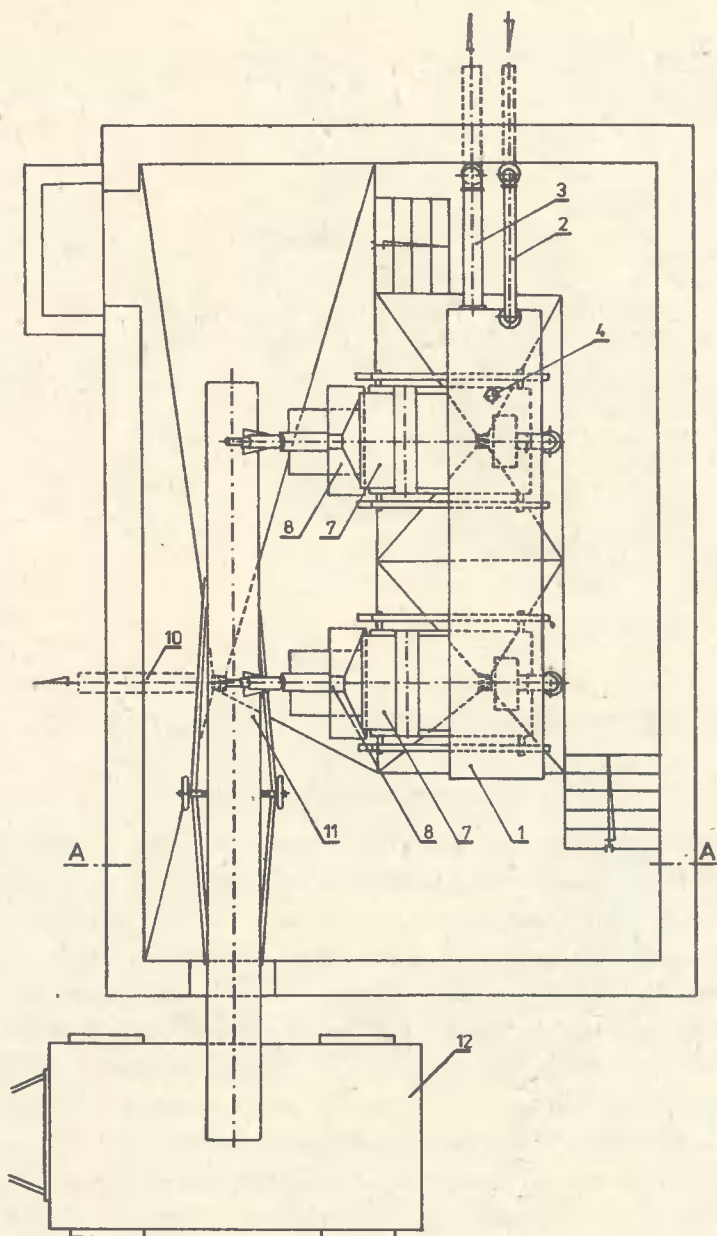
W bezściólkowych dużych fermach hodowlanych powstają ogromne objętości gnojowicy, która przysparza wiele problemów technicznych i zagraża naturalnemu środowisku. Gnojowica w stanie naturalnym jest uciążliwa w transporcie rurociągami i trudna do rozdeszczowania. Nader istotnym zagadnieniem jest usunięcie wyżej wymienionych mankamentów oraz wykorzystanie w rolnictwie właściwości zwilżających i nawożących gnojowicy.

Biorąc powyższe pod uwagę, w ramach pracy dyplomowej [5] podjęte zostały prace w tym zakresie. Stacja rozdziału gnojowicy uzyskała w roku 1984 wzór użytkowy nr 37510 w Urzędzie Patentowym PRL. Stacja przeznaczona jest do rozdziału gnojowicy na fazę płynną i fazę stałą o dużym stopniu odwodnienia. Umożliwia to tłoczenie fazy płynnej rurociągami, a następnie rozdeszczowanie jej na uytki zielone. Faza stała łatwa jest do transportu na zwykłych przyczepach w celu zastosowania do nawożenia gleb.

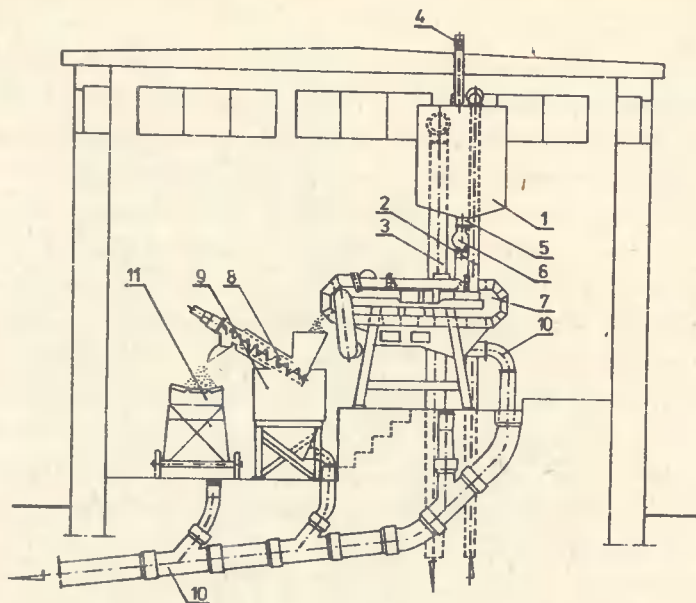
Istota proponowanego rozwiązania stacji rozdziału gnojowicy przedstawiona jest na rysunkach 1 i 2. Posiada ona układ rozdrabniająco - pompowy /nie uwidoczniiony na rysunkach/ oraz górny zbiornik wyrównawczy /1/, do którego doprowadzona jest rura tłoczna /2/. Poniżej jest rura przelewowa /3/, a powyżej wywietrznik /4/. W najniższym miejscu lejowatego dna zbiornika odchodzą króćce odpływowe /5/ z zasuwami /6/, a pod nimi ustawione są taśmofiltry /7/. Pod wyloty z taśmofiltrów podstawione są prasy ślimakowe /8/ posiadające ślimak o zmniejszającym się skoku uzwojenia, który umieszczony jest w cylindrze perforowanym /perforacja mniejsza od średnicy dysz zraszaczy/, a następnie w szczelnej obudowie, z której górny wylot usytuowany jest nad taśmowym transporterem /11/ do załadunku fazy stałej na przyczepę /12/. Dolny odcinek obudowy ślimaka i perforowanego cylindra stanowi rynnę dla odpływu fazy płynnej do zbiorniczka /9/, z którego odprowadza się ją do wspólnego przewodu grawitacyjnego /10/. Do niego również odprowadzana jest faza płynna z taśmofiltru /7/ i wpastów podłogowych stacji. Wylot przewodu /10/ znajduje się w zbiorniku stanowiącym ujęcie fazy płynnej dla pompowni deszczownianej. Stacja ta wdrażana jest w jednym z PGR, gdzie lokalizuje się ją za istniejącym zbiornikiem retencyjnym.

3. BIOLOGICZNA OCZYSZCZALNIA ŚCIEKÓW Z TŻB

W ramach pracy dyplomowej [4] opracowana została biologiczna oczyszczalnia ścieków z tarczowymi złożami, której konstrukcja umożliwia wpro-

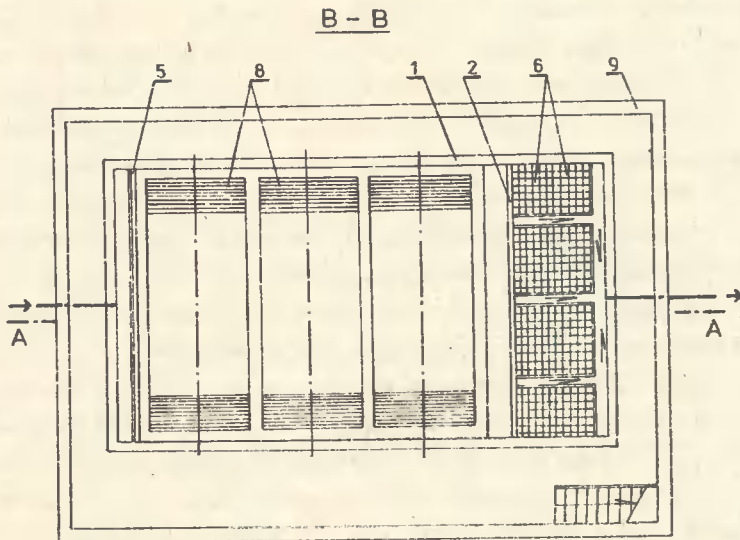
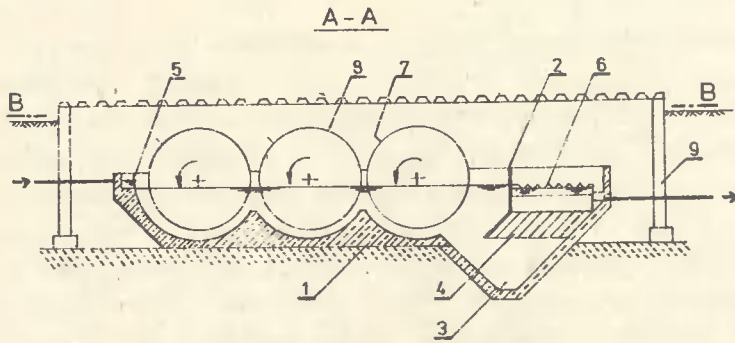


Rys. 1. Widok z góry na stację rozdzielczą gnojowicy



Rys. 2. Widok z boku na przekrój A-A stacji

wadzenie unifikacji wymiarowej dla różnych przepustowości. Urząd Patentowy PRL przyznał patent nr 123262 tymczasowy i stały w 1984 r. Schemat konstrukcji tej oczyszczalni został przedstawiony na rys. 3. Składa się ona z prostokątnego zbiornika /1/, który przedzielony jest szczelną, lecz nie dochodzącą do dna przegrodą /2/. Za nią znajduje się osadnik wtórny z pakietami wielostrumieniowymi /4/, a pod nimi położona jest komora osadu wtórnego /3/. Przed przegrodą /2/ znajduje się tarczowe złożo biologiczne /8/, osadzone na osi wzniesionej nad zwierciadłem ścieku i prostopadłej do kierunku przepływu. Na tarczach /8/ znajduje się zgarniacz /7/ osadu z półkolistego dna zbiornika, natomiast na dopływie wstawiony jest rozdzielacz /5/ strumienia na szerokość komory przepływowej oraz na odpływie z osadnika wtórnego znajduje się system koryt odpływowych /6/. Oczyszczalnia może być umieszczona na obudowie /9/, która najczęściej zagłębiona jest w gruncie, a z góry jej przykrycie stanowi lekka i rozbierna konstrukcja. Na wdrożenie patentu 123262 została zawarta umowa licencyjna z biurem projektów. Istnieją dość szerokie możliwości dobudowy urządzeń do



Rys. 3. Biologiczna oczyszczalnia ścieków

wstępnego oczyszczania ścieków i przeróbki osadu, a także tworzenia typowego oczyszczalni różniących się przepustowością.

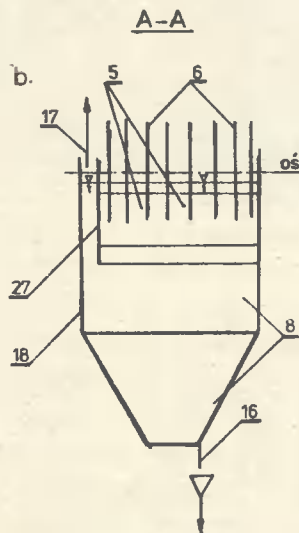
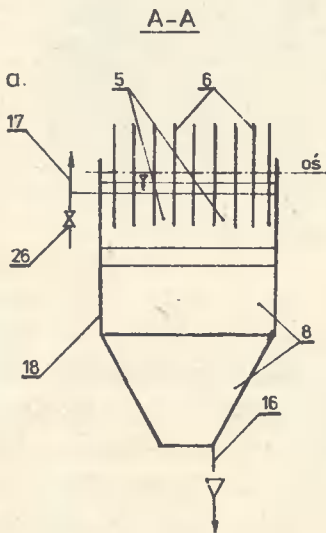
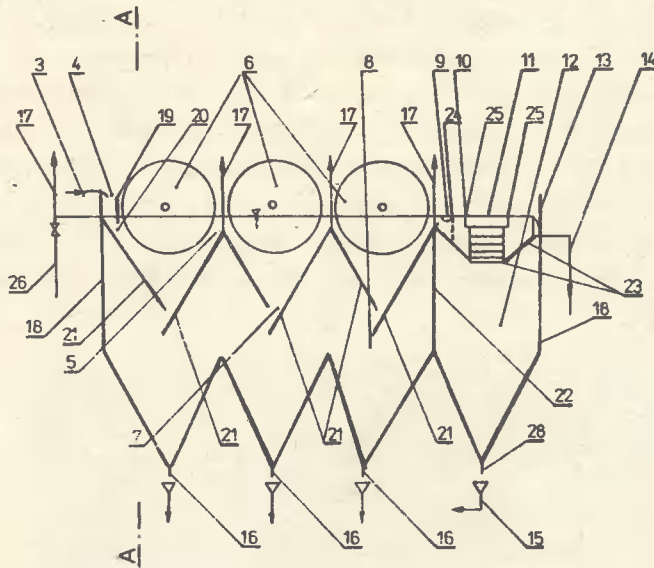
4. KONTENEROWE OCZYSZCZALNIE ŚCIEKÓW Z TZB

W ramach pracy dyplomowej [2] udoskonalona została technologia i biologiczna oczyszczalnia ścieków z tarczowymi słożami biologicznymi.

Praca ta uzyskała dyplom i nagrodę Ministra Administracji i Gospodarki Przestrzennej. W listopadzie 1982 r. Akademia Techniczno-Rolnicza w Bydgoszczy dokonała zgłoszenia w Urzędzie Patentowym PRL pod nr 238955, natomiast patent stały nr 140858 został udzielony w październiku 1986 r.

Nadmienia się, że oczyszczalnia w wersji kontenerowej była zreferowana i zaprezentowana na modelu podczas IV Krajowej Konferencji Naukowo - Technicznej PZITS w Słupsku. Ponieważ w publikacji [3] materiałów na tę konferencję organizatorzy wprowadzili zmiany tekstu i numeracji elementów, przez co zniekształcona została istota technologii i konstrukcji, dlatego obecnie przedstawia się rysunek 4 oraz jej opis konstrukcyjny.

Kontenerowa oczyszczalnia posiada obudowę /18/, do której doprowadzony jest zasilający przewód /3/, a na wlocie do komory przepływowej /5/ jest koryto równomiernego rozdziału /4/, slobalizowane na wlocie przewodu /3/, posiadające ściankę /19/, której górna krawędź wzniesiona jest nad zwierciadłem ścieków, a dolna tworzy otwór /20/ do komory przepływowej /5/. Komora przepływowa /5/ u dołu ma leje utworzone przez ścianki do zsuwania się osadów przez szczelinę /7/. Ścianki wykonane są jako zakrzywione lub płaskie /21/. W komorze przepływowej /5/ umieszczone są tarczowe słoże biologiczne - TZB /6/. Pod komorą przepływową /5/ znajduje się komora fermentacyjna /8/, ograniczona od góry ściankami /21/, a od dołu i z boków obudową /18/. W obniżeniu pochylonego dna komory fermentacyjnej /8/ znajduje się wlot do przewodu spustowego /16/. W górnej części komory fermentacyjnej /8/ znajduje się w pierwszej wersji /rys. 4 a/ odpowietrzenie /17/ i upust /26/, zaś w drugiej wersji /rys. 4 b/ odpowietrzenie /17/ utworzone jest przez obudowę /18/ i ściankę /27/ komory przepływowej /5/, natomiast upust tworzy rynna /9/. Osadnik wtórny /10/ posiada z komorą fermentacyjną /8/ ściankę działową /22/. Rynna /9/ z krawędzią przelewową położoną na poziomie ścieków umieszczona jest na wlocie do osadnika wtórnego /10/. W górnej części osadnika wtórnego /10/ znajduje się osadnik wielostrumieniowy /11/, który oddzielony jest ściankami kierującymi /23/ od komory osadowej /12/ i posiada przegrodę ażurową /24/ oraz przesłony /25/ wymuszające przepływ ścieków przez osadnik wielostrumie-



Rys. 4. Schemat kontenerowej oczyszczalni ścieków z TZB

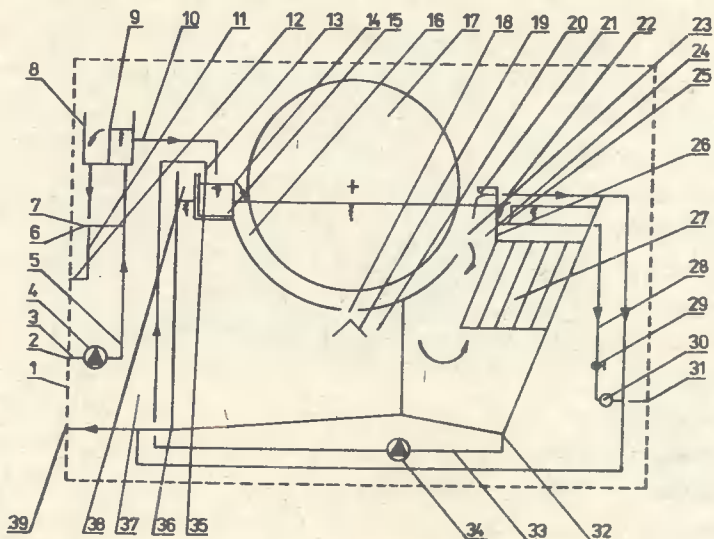
niowy /11/ do koryta odpływowego /13/, zlokalizowanego na wylocie z osadnika wtórnego /10/, a także przewód odpływowy /14/. W dolnej części osadnika wtórnego /10/ znajduje się pod osadnikiem wielostrumieniowym /11/ komora osadowa /12/ z pochyłymi ściankami dna, w którego obniżeniu znajduje się wlot /28/ do przewodu recykulacyjnego osadów wtórnych.

Pozostałe informacje o genezie oczyszczalni z TZB znajdują się w artykule [3]. Można jedynie nadmienić, że producentem pierwszych oczyszczalni wg P-238955 jest między innymi Przedsiębiorstwo Instalacji Przemysłowych Budownictwa Rolniczego w Rydgoszczy, które pracują w ośrodkach Kopalni Węgla Kamiennego w Zarszczy, Rudach Raciborskich i Pilichowicach. Wygląd kontenerowej oczyszczalni ścieków z TZB wg P-238955 przedstawia rys. 5.



Rys. 5. Wygląd kontenerowej oczyszczalni ścieków z TZB wg P-238955 w czasie transportu

W Zakładzie Inżynierii Sanitarnej i Wodnej ATR kontynuowane są prace nad doskonaleniem oczyszczalni z TZB, m.in. realizowane w ramach pracy dyplomowej [1]. Oczyszczalnia /rys. 6/ posiada obudowę /1/, w której znajduje się wlot /2/ do przewodu /3/ połączonego z pompą samozasysającą /4/. Od pompy /4/ wyprowadzony jest przewód rozdzielczy /5/ posiadający odgałęzienie przewodu mieszania /6/ z wylotem /7/ umożliwiającym połączenie zewnętrznej instalacji mieszania zakończonej w zbiorniku retencyjno-uśredniającym. Przewód rozdzielczy /5/ doprowadzony jest do elementu rozdzielczo-dozującego /8/ posiadającego wewnątrz zastawkę przelewową /9/. Od elementu rozdzielczo-dozującego /8/ wyprowadzone są - przewód dozujący /10/



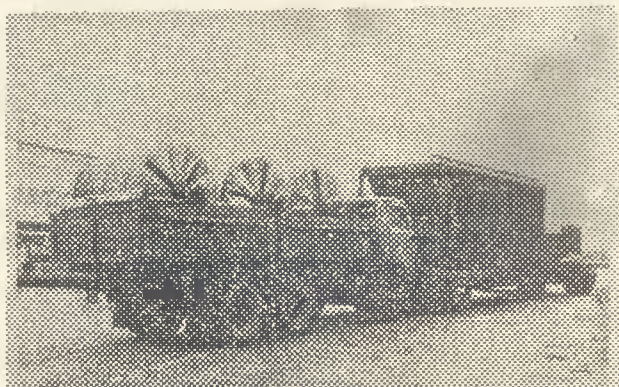
Rys. 6. Schemat oczyszczalni ścieków wg P-255339

oraz przewód przelewowy /11/. Przewód przelewowy /11/ posiada wylot /12/ umożliwiający podłączenie zewnętrznej instalacji przelewowej, który umieszczony jest na obudowie /1/, natomiast wylot /13/ przewodu doprowadzającego /10/ znajduje się ponad zwierciadłem ścieków przed przelewem /14/ komory mieszania /15/ zamocowanej w górnej części komory przepływowej /16/, w której obraca się jedno lub wielostopniowe tarczowe słoko biologiczne /17/. Komora przepływowa /16/ poniżej zwierciadła ścieku posiada w dnie otwór /18/ z przesłoną przeciwigazową /19/ od strony komory fermentacyjnej /20/, a powyżej założonego zwierciadła ścieku wylot /21/ przewodu odprowadzającego /22/ zwłaszcza części pływające. Poniżej zwierciadła ścieku w komorze przepływowej /16/ znajduje się otwór /23/ dla odpływu ścieków podczyszczonych do komory osadnika wtórnego /24/, w którego górnej części umieszczona jest rynna /25/ zbierająca ścieki oczyszczone, kierownica przepływu /26/ i pakiet osadnika wielostrumieniowego /27/. Rynna /25/ połączona jest z przewodem /28/ odprowadzającym ścieki oczyszczone, który zaopatrzony jest w zawór /29/ i przepływościomierz /30/, a jego wylot /31/ na obudowie /11/ umożliwia podłączenie zewnętrznej instalacji odprowadzającej oczyszczone ścieki. W dolnej części komory osadnika wtórnego /24/ znajduje się wlot /32/ przewodu recykulacyjnego /33/, na którym zamontowana jest pompa /34/, zaś jego wylot /35/ usytuowany jest ponad zwierciad-

dłem ścieku przed przelewem /14/ komory mieszania /15/. Komora fermentacyjna /20/ posiada w dolnej części wlot /36/ przewodu spustowego /37/, natomiast u góry między jej ściankami i komory przepływowej /16/ jest kanał /38/ na kołach i gazy. Do przewodu spustowego /37/ włączony jest przewód odprowadzający /22/, a wspólny ich wylot /39/ umieszczony na obudowie /1/ pozwala na przyłączenie zewnętrznej instalacji spustowo-odprowadzającej. Powyżej zaprezentowana oczyszczalnia wg P-255339 uzyskała patent /nr 141053/ w październiku 1986 r. /uprawnionymi z patentu są ATR i PIPBR/ i od kilku lat jest produkowana w obudowie 20 stopowego kontenera Unikon-Szosecin przez:

- Przedsiębiorstwo Instalacji Przemysłowych Budownictwa Rolniczego w Bydgoszczy,
- Przedsiębiorstwo Robót Instalacyjno-Montażowych w Koszalinie,
- Spółdzielnię Motoryzacyjno-Metalową w Zagórowie woj. konińskiego.

Produkowane w PIPBR oczyszczalnie wg P-255339 pod nazwą Eljot o wydajności 50-80 m³/d ilustrują rys. 7 i 8. Oczyszczalnie te były prezentowane na międzynarodowych targach i wystawach w Poznaniu, Wilnie, Kijowie, Sofii i Kairze.



Rys. 7. Oczyszczalnia wg P-255339 w czasie transportu



Rys. 8. Oczyszczalnia wg P-255339 w czasie rozruchu

LITERATURA

- [1] Jodkowski J.: Projekt mechaniczno-biologicznej oczyszczalni ścieków dla POM w Nietychowicach. Praca dyplomowa ATR-WB nr 1715/US/Z, promotor doc. J. Klugiewicz
- [2] Jurecki L.: Projekt technologiczny oczyszczalni ścieków ze złożami tarczowymi. Praca dyplomowa ATR-WB nr 1501/US/Z, promotor doc. J. Klugiewicz
- [3] Klugiewicz J., Jurecki L.: Kontenerowe oczyszczalnie ścieków z tarczowymi złożami biologicznymi. Materiały IV Krajowej Konferencji PZITB Słupsk 11-12.04.1985
- [4] Olszewski S.: Projekt zunifikowanej oczyszczalni ścieków o przepustowości 25-300 m³/d dla ośrodków sezonowo-czynnych. Praca dyplomowa ATR-WB nr 1167/US/Z, promotor doc. J. Klugiewicz
- [5] Rynkowski H.: Projekt kanalizacji fermy trzody chlewnej i rolniczego wykorzystania gnojowicy. Praca dyplomowa ATR-WB nr 874/US/W, promotor doc. J. Klugiewicz

NEW CONSTRUCTIONS OF SEWAGE TREATMENT PLANTS

Summary

The are presented four new constructions of sewage -treatment plants. In twee of them, there were applied disk biofilters. Sewage treatment plants, licences 140 858 and 141053, are being produced since 1983 in the container version by several factories in Poland.

НОВЫЕ КОНСТРУКЦИИ ОЧИСТНЫХ СООРУЖЕНИЙ

Резюме

В настоящей статье представлены 4 новые конструкции очистных сооружений. В трех из них применены цитовые биологические слои. Очистные сооружения по патентам № 140858 и 141053 с 1983 года выпускаются в виде контейнеров несколькими предприятиями в Польше.

Jan Klugiewicz

NOWA TECHNIKA W-PODZIEMNYM UZBROJENIU
TERENÓW ZABUDOWY

W artykule zaprezentowano nowy sposób i urządzenie do uszczelniania infiltrujących wodę kanałów kanalizacyjnych bez potrzeby ich odkopywania a także nową konstrukcją bezkanałowych sieci ciepłych. Uzyskały one 1 patent i 4 wzory użytkowe.

1. WSTĘP

Możliwości rozwoju budownictwa dość istotnie uwarunkowane są istnieniem i rodzajem podziemnego uzbrojenia terenu. Spośród różnego rodzaju sieci przewodów i kanałów zlokalizowanych pod terenem ważną rolę spełniają kanały kanalizacyjne i ciepłownicze. Jak wiadomo odprowadzanie ścieków kanałami kanalizacyjnymi najczęściej stanowi najbardziej właściwe rozwiązanie pod względem technicznym, ekonomicznym i sanitarnym. Grawitacyjny przepływ ścieków powoduje, że kanały zagłębione są pod zwierciadłem wód gruntowych więc przy częstej ich nieszczelności powstają bardzo niekorzystne zjawiska infiltracji wody, której towarzyszy sufocja gruntu. Podziemne przewody ciepłownicze prowadzone są tradycyjnie w żelbetowych kanałach, które słabo chronią przed zawilgoceniem izolacji oraz posiadają szereg innych mankamentów. Ostatnio coraz większe zastosowanie, zwłaszcza za granicą, mają bezkanałowe sieci ciepłe.

Celem artykułu jest zaprezentowanie nowych sposobów i urządzeń do uszczelniania infiltrujących kanałów kanalizacyjnych bez ich odkopywania, a także zaprezentowanie nowej konstrukcji bezkanałowych sieci ciepłych.

2. PODZIEMNE USZCZELNIANIE INFILTRUJĄCYCH WODĘ KANAŁÓW

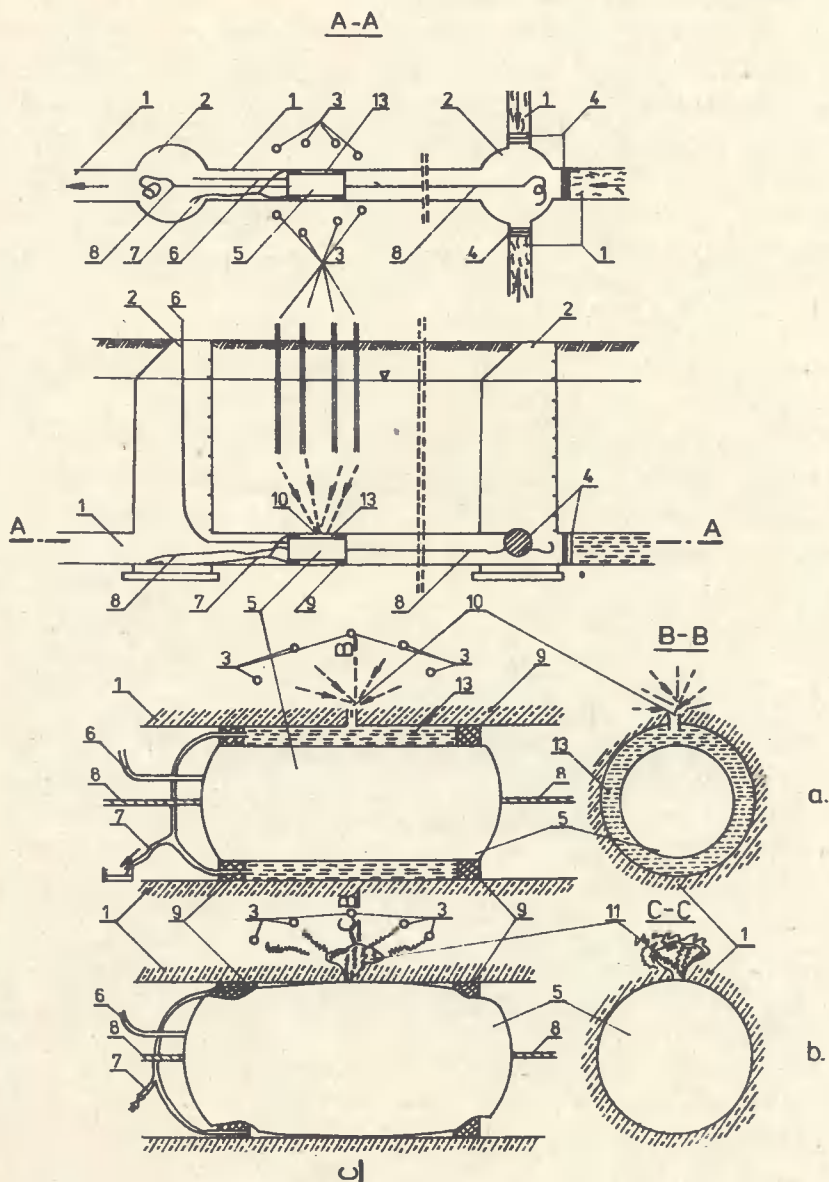
Najczęściej kanały kanalizacyjne są położone pod zwierciadłem wody gruntowej i przez nieszczelności w tych kanałach następuje infiltracja wody, której może towarzyszyć sufozja gruntu. W wyniku tego powiększają się przepływy w kanałach oraz objętości ścieków pompowanych i oczyszczanych. Ponadto doprowadza to do osiadania gruntu oraz uszkodzeń kanału i sąsiednich budynków. Gdy kanał położony jest nad zwierciadłem wody gruntowej przez nieszczelności następuje eksfiltracja ścieków i zanieczyszczanie wód gruntowych.

Na kanałach nieprzełazowych, infiltrujących wodę, dotychczas stosowane są tradycyjne metody odkrywkowe, polegające na wykonaniu odwodnień, wykopów oraz ich ubezpieczenia. Po uszczelnieniu kanału następują prace nad przywróceniem ulicy do ruchu. Ta metoda jest bardzo kosztowna i czasochłonna.

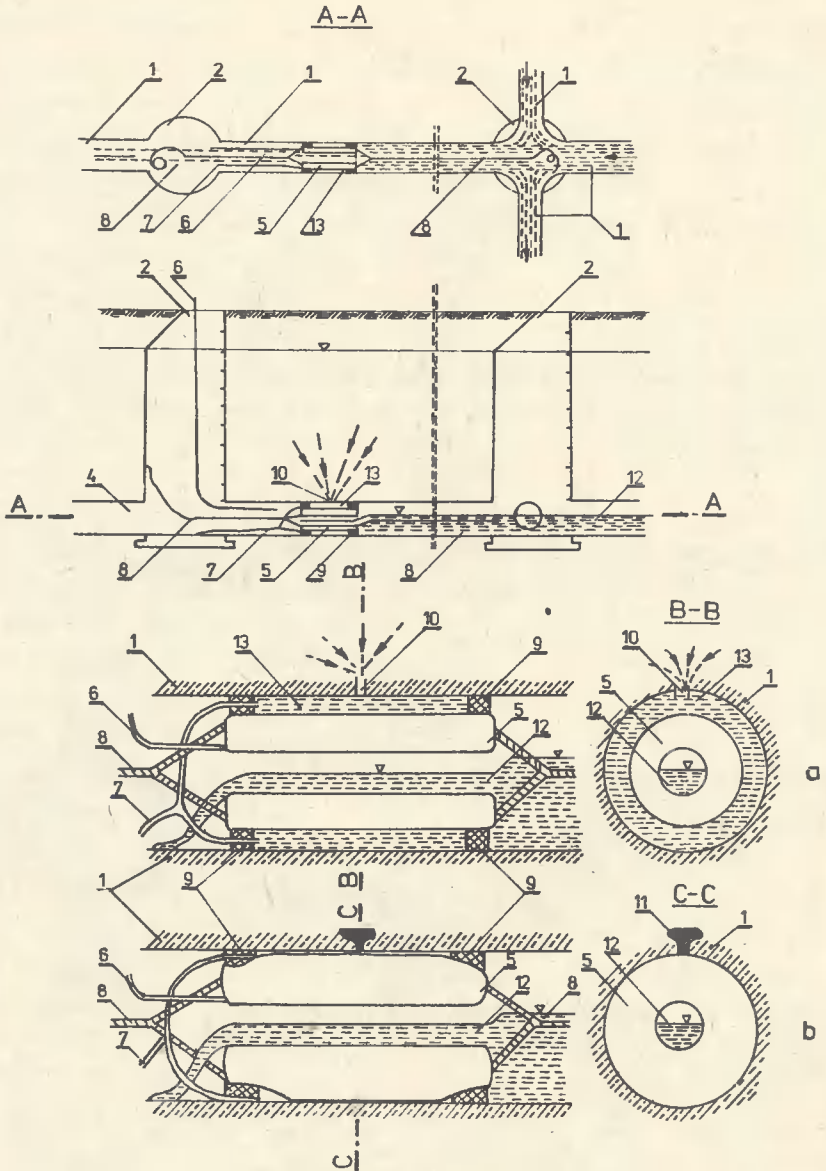
Zaproponowana koncepcja bezodkrywkowego zlokalizowania miejsc infiltracji, a następnie ich uszczelnienia eliminuje powyższe mankamenty i odbywa się przy użyciu tego samego worka i przewodów /węży/. Jeżeli podczas tych czynności można odcinek kanału wyłączyć z eksploatacji, wówczas stosuje się worek /5/ bez wydrążenia /rys. 1/; w przeciwnym przypadku worek /5/ posiada osiowe wydrążenie /12/, przez które przepływają ścieki /rys. 2/.

Ponadto lokalizację nieszczelności /10/ i uszczelnienie /11/ można realizować dwoma sposobami.

W każdym z tych sposobów do kanału /1/ przez studnię /2/ wprowadza się za pomocą linek /8/ sprężysty i szczelny worek /5/. Po napełnieniu jego przez wąż /6/ płynem /gazem, cieczą/ tworzy się przestrzeń /13/ między wewnętrzną ścianką kanału /1/, zewnętrzną powierzchnią worka /5/ i sprężystymi pierścieniami /9/, przez które przechodzą końcówki węży /7/. Jeżeli przestrzeń /13/ znajdzie się naprzeciw infiltrującego otworu /10/, wówczas woda odpływa węzem /7/ i można dokonać pomiaru jej natężenia /rys. 1 a/. Gdy istnieją warunki do wykonania w sąsiedztwie kanału /1/ studzienek /3/, wówczas można do nich wprowadzać indykatory i ciecz uszczelniającą, które porywane przez wodę gruntową wpływają przez nieszczelności /10/ do przestrzeni /13/ i odpływają węzem /7/, świadcząc o tym, że właściwie zlokalizowano drogę ruchu cieczy uszczelniającej. Następnie, po zamknięciu węża /7/, należy zwiększyć ciśnienie w worku /5/, aby ciecz uszczelniająca z przestrzeni /13/ została wyciśnięta do otworu /10/ i w sąsiedni grunt /rys. 1 b/ i pozostała tam do czasu stwardnienia /11/.



Rys. 1. Lokalizacja i uszczelnianie infiltrujących kanałów wyłączonych z eksploatacji



Rys. 2. Lokalizacja i uszczelnianie infiltrujących kanałów bez wyłączenia ich z eksploatacji

Istnieją przypadki, że nie można wykonać studzienek /3/. Wówczas po stwierdzeniu odpływu wody z węża /7/, świadczącym o zlokalizowaniu nieuszczelnności /10/, tłoczona jest tym samym wężem /7/ ciecz uszczelniająca do przestrzeni /13/. Następnie, po zamknięciu węża /7/, zwiększa się ciśnienie w worku /5/ tak, aby z przestrzeni /13/ ta ciecz została wycofnięta do nieuszczelnności w kanale i w sąsiedni grunt. Po stwardnieniu cieczy z dodatkiem przyspieszacza i utwardzacza powstaje korek /11/, likwidujący infiltrację wody.

Nadmienia się, że według dotychczasowych eksperymentów [1] właściwą cieczą uszczelniającą jest Polimal 109.

3. BEZKANALOWE SIECI CIEPLNE

W Polsce i za granicą postępuje dynamiczny rozwój przestrzennej rozbudowy sieci cieplnej przy coraz większej centralizacji źródeł ciepła. Przez to w systemach ciepłowniczych właśnie sieć cieplna nader mocno decyduje o kosztach inwestycyjnych, zużyciu materiałów budowlanych i tempie realizacji robót.

W kraju powszechnie stosowane są sieci cieplne prowadzone w kanałach, które mają szereg mankamentów:

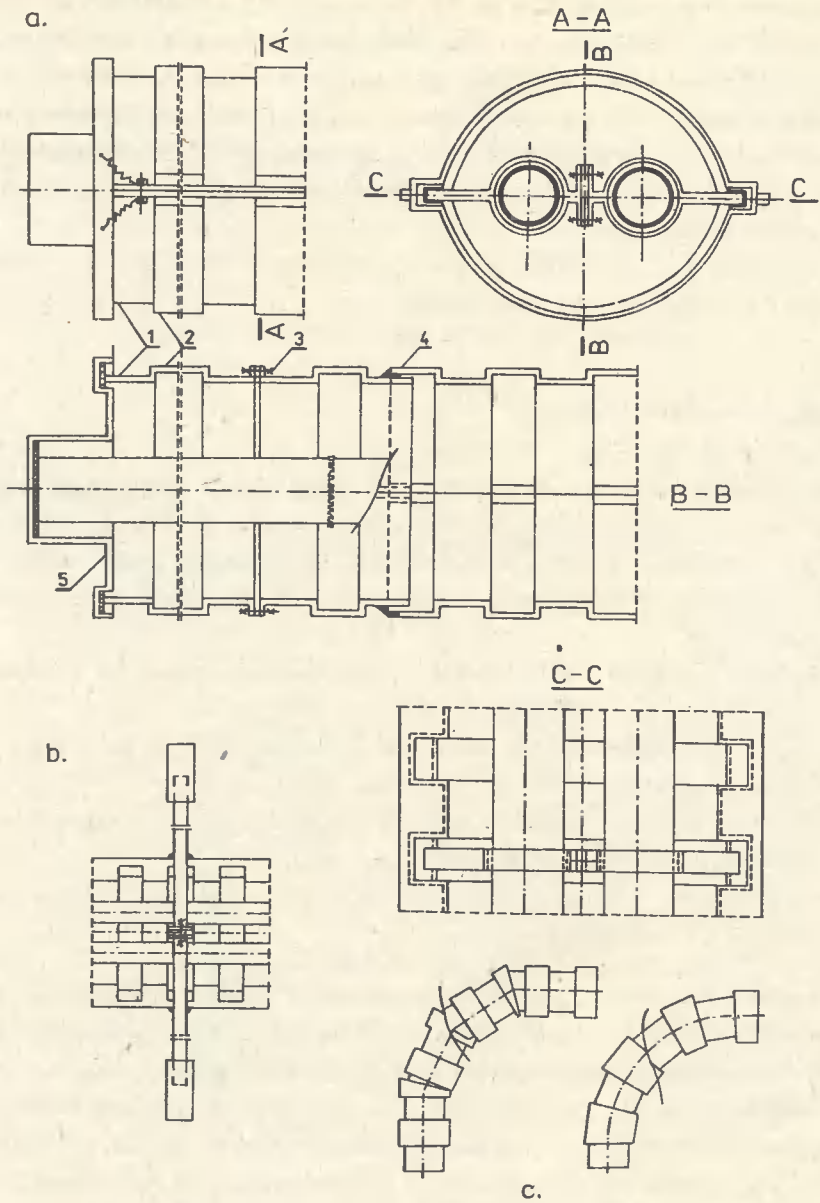
- duże zużycie materiałów budowlanych, przydatnych na inne cele,
- duży ich ciężar, koszt transportu i montażu,
- niewielka możliwość prefabrykacji i wykonawstwa robót zimą,
- wymagają dużo miejsca i robót ziemnych,
- słabo chronią przed infiltracją wody, zawilgoceniem izolacji termicznej i stratami ciepła.

W celu ograniczenia powyższych mankamentów podjęto w Zakładzie Inżynierii Sanitarnej i Wodnej ATR prace badawcze [2, 3], początkowo nad obcymi rozwiązaniami bezkanałowych sieci cieplnych, a następnie opracowano nową konstrukcję. Została zgłoszona przez ATR pod numerem P-246114 w Urzędzie Patentowym PRL i uzyskała w czerwcu 1985 r. patent nr 136082 na wynalazek /twórcy: J. Klugiewicz, P. Dzięweczyński, A. Podhorecki/.

W monografii [4] dość dokładnie omówiono obce konstrukcje i badania ZISiW oraz zaprezentowano nową własną konstrukcję bezkanałowych sieci cieplnych i form do produkcji obudów z TWS, dlatego tu ograniczono opis do niezbędnego minimum w zakresie nowych obudów i form.

Nową konstrukcję ilustruje rysunek 3, na którym:

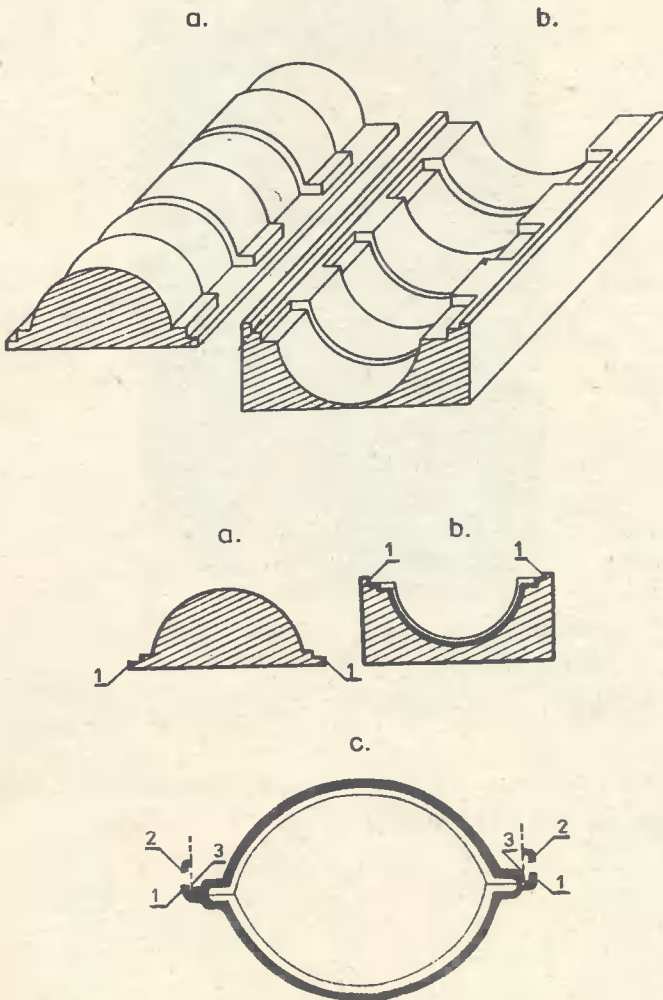
a/ widok z boku, b/ podpora stała, c/ łuki, natomiast pozostałe ilustracje to przekroje A-A, B-B, C-C z podporą przesuwaną. Obudowę stanowią dol-



Rys. 3. Nowa konstrukcja bezkanałowych sieci ciepłych
w obudowie z tworzyw sztucznych

ne i górne łupiny z tworzywa sztucznego /np. laminowane żywicami poliestrowymi włókno lub tkanina szklana/ o łukowym kształcie przekroju poprzecznego, natomiast w przekroju podłużnym mają sfałdowania. Zbliżone są one do kształtu prostokąta i tworzą obręczę niższe /1/ i wyższe /2/, które zapewniają dużą wytrzymałość i sztywność oraz umożliwiają utworzenie złączy kołnierzowych /3/ i kielichowych /4/ bez odpadów materiałowych.

Sieci ciepłe o tej konstrukcji mogą być montowane w całości na budowie lub z odcinków prefabrykowanych w wytwórni. Izolację termiczną mogą stanowić materiały włókniste lub pianki. Prefabrykowane końcówki odcinków są zabezpieczone pokrywami /5/ na okres transportu i składowania.



Rys. 4. Formy do produkcji łupin obudowy z TWS

Na rysunku 4 przedstawiono formy do produkcji łupin obudowy, które mogą być wypukłe /a/ lub wklęsłe /b/. Na każdej z nich wytwarzane są łupiny górne i dolne z dodatkowymi krawędziami /1/. Podczas montażu /rys. 4 c/ pozostawia się krawędzie /1/ w łupinie dolnej, natomiast od górnej odcina się listwy /2/ i wówczas powstają szczeliny /3/ dla wypełnienia ich ciekłą żywicą. Tak więc tym sposobem uzyskuje się wodoszczelny wsdużny kołnierz, a po uszczelnieniu szlasy kołnierzowych /3/ i kielichowych /4/ pozostaje wodoszczelna cała obudowa, która jest bardzo lek-



Rys. 5. Widok obudowy z TWS dla bezkanałowych sieci ciepłych

ka i wytrzymała. Na rysunku 5 przedstawiono widok obudowy i łupiny z TWS dla bezkanałowych sieci ciepłych.

LITERATURA

- [1] Praca zbiorowa pod red. J. Klugiewicza: Badania nad możliwością likwidacji infiltracji wody gruntowej do kanału sanitarnego przy przepompowni ścieków w Barcinie /praca niepublikowana/, ATR Bydgoszcz, 1984
- [2] Praca zbiorowa pod red. J. Klugiewicza: Badania prototypowych odcinków rurociągu ciepłego wykonanych według nowej technologii /praca niepublikowana/, ATR Bydgoszcz, 1983
- [3] Praca zbiorowa pod red. J. Klugiewicza: Badania wytrzymałościowe o budowy ciepłociągów z tworzywa TWS /praca niepublikowana/, ATR Bydgoszcz, 1983
- [4] Praca zbiorowa pod red. J. Klugiewicza: Beskanałowe sieci ciepłone, ZN ATR nr 119, Budownictwo 22, s. 64, 1985

NEW TECHNOLOGY IN UNDER GROUND TERRITORIAL DEVELOPMENT

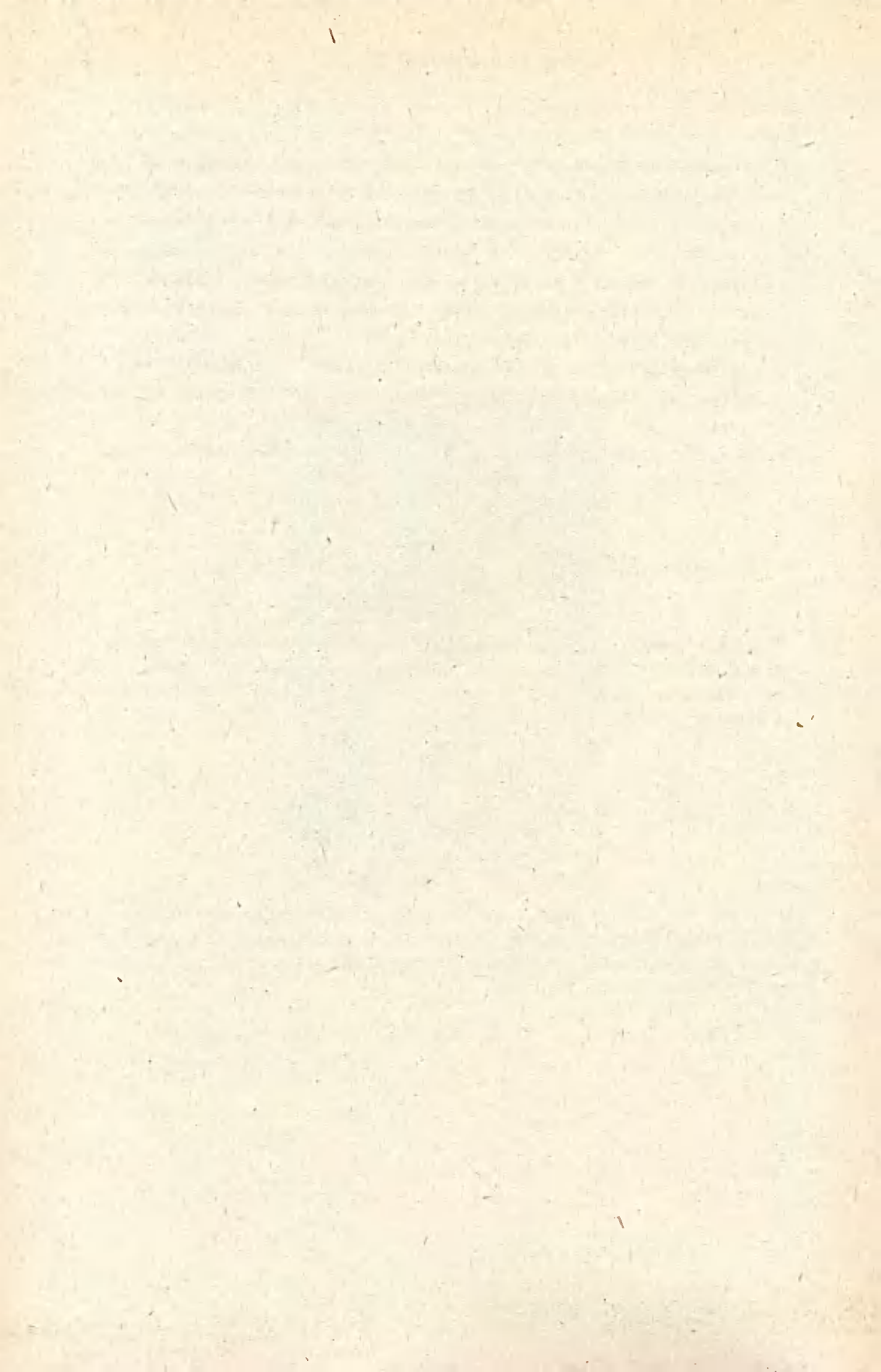
Summary

In the article, there is presented a new way and appliance for tightening sewers infiltrating water, without the necessity of digging, and a new construction of heat distribution canals network. They obtained one licence and four usable designs.

НОВАЯ ТЕХНИКА В ПОДЗЕМНОМ АРМИРОВАНИИ ТЕРРИТОРИЙ ЗАСТРОЙКИ

Резюме

В статье представлен новый способ и установка для уплотнения инфильтрующей воду канализационных каналов без нужды их раскапывания, а также новая конструкция бесканальных теплосетей. На эти установки получен один патент и четыре потребительских образца.



Piotr Dzieweczyński
Jan Klugiewicz
Adam Podhorecki

BADANIA NOWYCH KONSTRUKCJI OBUDÓW
DLA BEZKANALOWYCH SIECI CIEPLNYCH

Przedstawiono wyniki badań wytrzymałościowych obudów z tworzyw sztucznych, które stanowią zewnętrzną ochronę przed obciążeniami zewnętrznymi i wilgocią. Obudowy według patentu 136082 wykazały dwukrotnie większą wytrzymałość w stosunku do badanych profili poprzecznych o kształcie trapezowym i półkolistym.

1. WSTĘP

Rozwój budownictwa mieszkaniowego i przemysłowego, zwłaszcza w miastach i aglomeracjach miejsko-przemysłowych, powoduje wzrost zapotrzebowania na energię ciepłą służącą do ogrzewania i przygotowania ciepłej wody użytkowej. Centralizacja źródeł ciepła i rozbudowa przestrzenna sieci ciepłych do transportu czynników grzewczych /wody lub pary/ skłania do doskonalenia konstrukcji tych sieci. Sieci ciepłe mają znaczący udział w kosztach systemów ciepłowniczych, a także decydują o tempie realizacji robót na budowach.

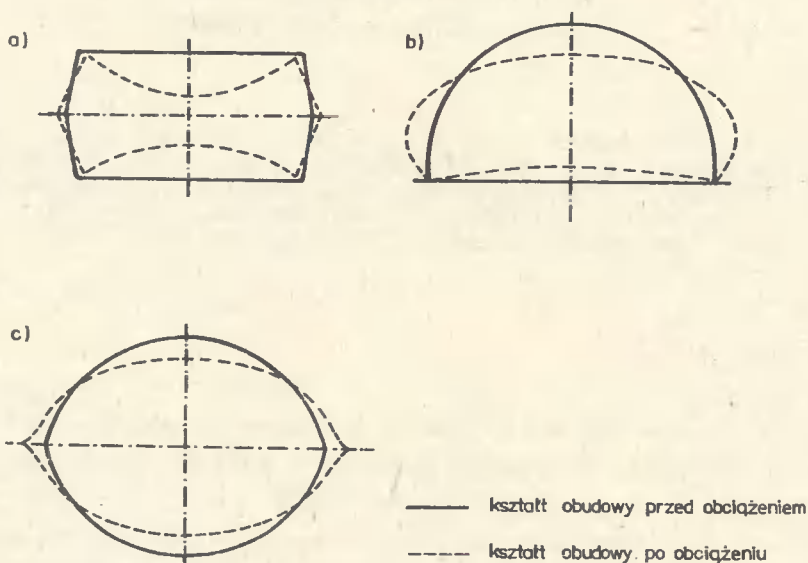
Zastępowanie tradycyjnych sieci ciepłych-prowadzonych w kanałach żelbetowych - bezkanałowymi sieciami ciepłymi, daje możliwości przyspieszenia wykonawstwa robót na budowach oraz zmniejszenia kosztów inwestycyjnych i eksploatacyjnych. Bezkanałowe sieci ciepłe są szczególnie przydatne na terenach podtapianych, do budowy rozdzielczej sieci o średnicach do 250 mm. Mają one wiele zalet i dlatego coraz częściej stosowane są w krajach wysoko rozwiniętych [1, 4, 11, 12]. W konstrukcjach tych termoizolację stanowią pianki poliuretanowe.

W niniejszym artykule zaprezentowano wyniki badań wytrzymałościowych nowej konstrukcji obudów z tworzyw sztucznych, stanowiących zewnętrzną ochronę przed obciążeniem zewnętrznym i wilgocią [5, 6]. Termoizolacją

jest tu pianka poliuretanowa lub maty z włóknistego materiału.

2. ZAKRES I METODYKA BADAŃ

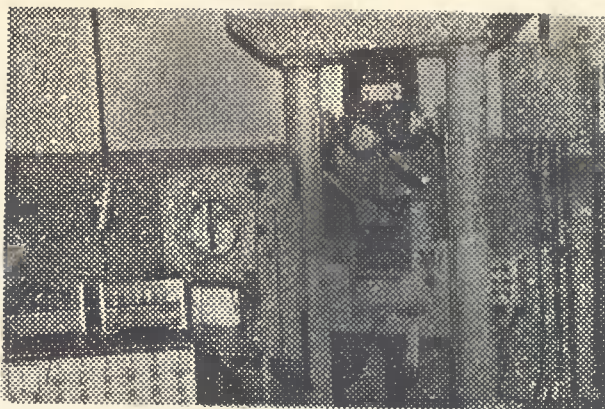
W niniejszej pracy dokonano analizy wytrzymałościowej 3 nowych konstrukcji obudów bezkanałowych sieci ciepłych. Obudowy te zostały wykonane podobnie pod względem zastosowanego materiału i technologii, natomiast różni je kształt przekroju poprzecznego i podłużnego /rys. 1/.



Rys. 1. Kształt przekroju poprzecznego obudów z TWS dla bezkanałowych sieci ciepłych

Do produkcji tych łupin użyto 3 ÷ 5 warstw maty szklanej, którą nasycono żywicą poliestrową /Polimal 109/. Łupiny o kształtach: dwutrapezowym /rys. 1 a/ i półkolistym /rys. 1 b/ przebadano w dość szerokim zakresie w ramach zlecenia z Bydgoskiego Przedsiębiorstwa Bud. Inżynieryjnego [9,10]. Trzecia konstrukcja /rys. 1 c/ została opracowana przez autorów niniejszego artykułu i omówiona w pracach [5, 6], a badania laboratoryjne zrealizowano w 1986 r. [12]. W przypadku każdej z tych konstrukcji łupin badania laboratoryjne obejmowały:

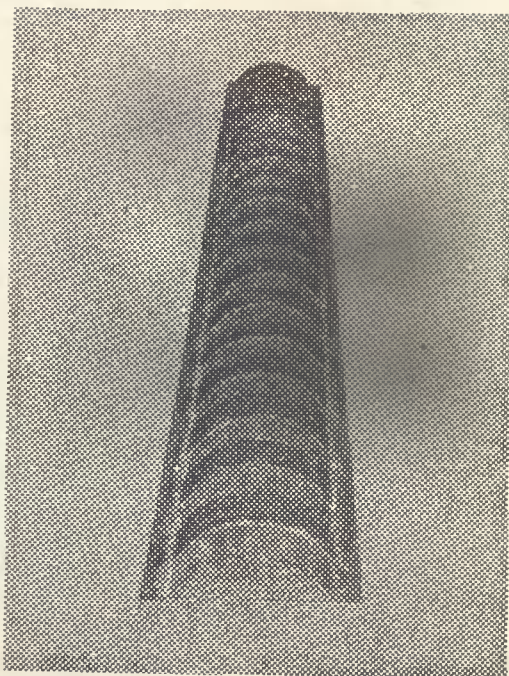
- oznaczenie modułu sprężystości polegające na rozciąganiu /rys. 2 i zginaniu normowej próbki,



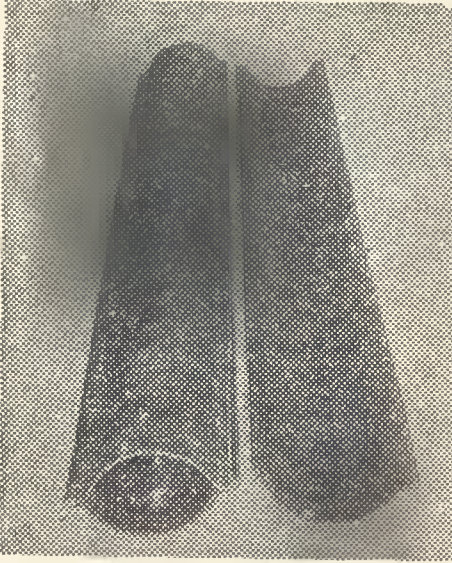
Rys. 2. Stanowisko do badań wytrzymałości próbki na rozciąganie

- oznaczenie pól odkształceń i naprężeń oraz deformacji obudów od symulowanego obciążenia.

Do wylaminowania żupin o kwadratowym przekroju poprzecznym /dla cewek badawczych/ opracowano i wykonano specjalną formę /rys. 3/.

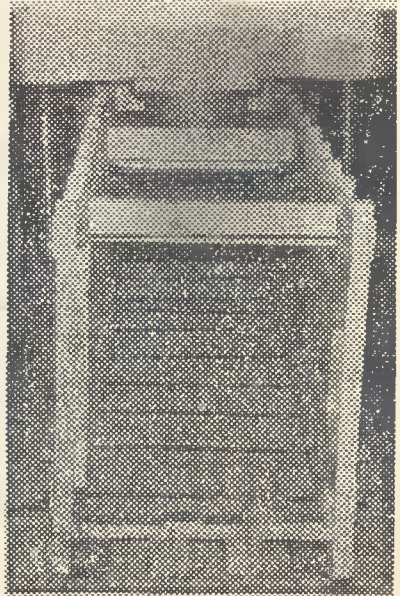


Rys. 3. Forma wypukła do laminowania żupin obudowy

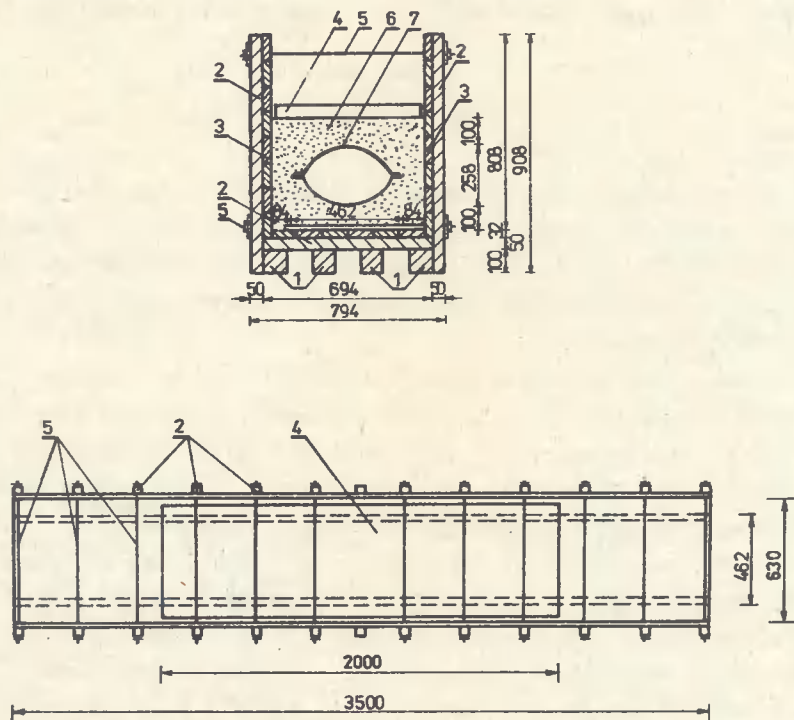


Rys. 4. Widok obudwy
i łupiny od
strony wew-
nętrznej

Rys. 5. Widok stanowiska do ba-
dań wytrzymałościowych
obudów



Odcinki łupin łączono w gotowe obudowy /rys. 4/ i badano na specjalnie przygotowanym stanowisku /rys. 5/. Stanowisko to składało się z drewnianej skrzyni, w której umieszczano obudowy otaczając je płaskim /rys. 6/. Obciążenie statyczne z prasy hydraulicznej IRMB-600 przekazywane było na obudowy poprzez sztywną płytę o długości 2,0 m.



- | | |
|-----------------------------------|--------------------|
| 1 - krawędziaki o wym. 10 x 10 cm | 5 - ściągi stalowe |
| 2 - krawędziaki o wym. 5 x 5 cm | 6 - piasek |
| 3 - deski gr. 32 mm | 7 - łupina obudowy |
| 4 - płyta obciążająca | |

Rys. 6. Przekrój poprzeczny i widok z góry stanowiska do badań wytrzymałościowych obudów

3. PORÓWNANIE PARAMETRÓW WYTRZYMAŁOŚCIOWYCH

Moduł sprężystości E określano według obowiązujących norm dla tworzyw sztucznych PN-82/C-89051, PN-69/C-89027, PN-81/C-89034. Na wyodrębnionych z łupin próbkach - o kierunku wzdłużnym i poprzecznym do osi podłużnej obudowy - dokonano próby rozciągania i zginania. Średnie z powtórzeń wartości modułu sprężystości dla rozpatrywanych wariantów [7, 12] wynosiły:

$$\bar{E} = 2500 \div 4250 \text{ MPa}$$

i były niezależne od sposobu oznaczeń /rozciąganie, zginanie/ oraz od liczby warstw maty szklanej. Badania te pozwoliły także stwierdzić, że zależność $\sigma - \epsilon$ /naprężenie - odkształcenie/ jest liniowa /quasiliniowa/, z czego wynika stosowalność prawa Hooke'a oraz możliwość korzystania z superpozycji fizycznej.

Badaniom laboratoryjnym przy symulowanym obciążeniu poddano trzy konstrukcje obudów /por. rys. 1/, które układano w drewnianej skrzyni /rys.5, rys. 6/, w obсыpce piaskowej. Następnie prasą hydrauliczną DRMB-600 obciążano te obudowy poprzez sztywną płytę i piasek. Tak pomyślane stanowisko badawcze miało obrazować rzeczywiste warunki pracy statycznej obudowy. Na wewnętrznej powierzchni obudów rozmieszczano rozety tensometryczne do pomiaru składowych stanu odkształcenia. Dokonywano też pomiaru wzajemnego przemieszczenia łupin przy użyciu niwelatora geodezyjnego. Syntetyczne wyniki tych badań [7, 12] przedstawiono w tablicy 1. Zdeformowane kształty przekrojów poprzecznych poszczególnych obudów, od zbliżonych obciążeń, przedstawiono linią przerywaną na rys. 1.

Z przedstawionych rezultatów wynika, że profile: dwutrapezowy i półkolisty mają stosunkowo niedużą sztywność /największe przemieszczenia wystąpiły dla przekroju trapezowego/, przy wyraźnie nierównomiernym rozkładzie przemieszczeń. Postanowiono więc poszukiwać bardziej sztywnego profilu, który ponadto będzie korzystniejszy w montażu i eksploatacji. Po przeprowadzeniu analizy teoretycznej, zaproponowano przekrój poprzeczny składający się z dwóch identycznie wyprofilowanych łupin [5, 8], które w przekroju poprzecznym mają kształt łukowy, natomiast w przekroju podłużnym sfałdowania.

Do badań [12] laboratoryjnych wybrano łupiny o kształcie wycinka koła, o kącie środkowym $\varphi = 150^\circ$, a powstałe z tych łupin obudowy nazwano quasikolistymi /rys. 1 c/. Uzyskano dla tej nowej obudowy zachęcające rezultaty, gdyż wytrzymałość wzrosła około dwukrotnie w stosunku do profilów

T a b l i c a 1

Ekstremalne wyniki badań wytrzymałościowych obudów
o różnych kształtach

Lp.	Przekrój poprzeczny obudowy	Liczba warstw tkaniny lub waty szklanej	Obciążenie	Wzajemne przemieszczenie	Uwagi
		szt.		kN/m^2	
1 2	Dwutrapezowy	4 5	20 ÷ 25 25 ÷ 30	1,35 ÷ 1,6	brak zarysowań, spękań
3 4	Półkolisty	4 5	30 ÷ 40 35 ÷ 50	1,45 ÷ 1,6 1,35 ÷ 1,6	brak uszkodzeń
5 6 7	Quasikolisty	4	53 ÷ 65	1,40 ÷ 1,6	brak uszkodzeń lekkie złuszczenia lekkie zarysowania
		4	65 ÷ 100	1,60 ÷ 2,0	
		4	100 ÷ 150	2,00 ÷ 3,0	
8		4	150 ÷ 200	3,00 ÷ 4,0	

poprzednich /t.j. trapezowego i półkolistego/. Wyniki tych badań - w odniesieniu do sztywności - byłyby jeszcze korzystniejsze dla kąta środkowego zmieniającego się w przedziale $\sim 170^\circ < \varphi < 180^\circ$, gdyż wzrosłoby wtedy sztywność globalna i wytrzymałość na spłaszczenie.

Na zakończenie należy nadmienić, że badania wytrzymałościowe dotyczyły samych obudów. W praktyce rurociągi są zamocowane w konstrukcjach wsporczych, które dodatkowo usztywniają i wzmacniają obudowę oraz zmniejszają ugięcia łupin pod obciążeniem.

LITERATURA

- [1] Chmielnicki W.J.: Nowe sposoby izolacji przewodów sieci ciepłych oraz metody ich badania. Nowa technika w inżynierii sanitarnej, z. 10, Arkady, Warszawa 1979
- [2] Dzieweczyński P., Klugiewicz J.: Przegląd konstrukcji bezkanałowych sieci ciepłych, ATR, ZN 119, Budownictwo 22, s. 5-16, Bydgoszcz 1985
- [3] Dzieweczyński P., Klugiewicz J.: Badania bezkanałowych sieci ciepłych w zakresie wodoszczelności i właściwości cieplnych, Budownictwo 22, s. 18-32 Bydgoszcz 1985 .
- [4] Kamler W.: Ciepłownictwo, PWN, Warszawa 1979.

- [5] Klugiewicz J., Dzieweczyński P.: Nowa konstrukcja bezkanałowych sieci ciepłych w obudowie z tworzyw sztucznych, ATR, ZN 119, Budownictwo 22, s. 55-60, Bydgoszcz 1985
- [6] Klugiewicz J.: Nowa technika w podziemnym uzbrojeniu terenów zabudowy /w niniejszym zeszycie/
- [7] Podhorecki A.: Badania bezkanałowych sieci ciepłych w zakresie cech wytrzymałościowych obudowy z tworzyw sztucznych, ATR, ZN 119, Budownictwo 22, s. 33-44, Bydgoszcz 1985
- [8] Patent UP PRL nr 136082, Świadectwo autorskie nr 217031
- [9] Praca zbiorowa /red. J. Klugiewicz/: Badania prototypowych odcinków rurociągu ciepłego wykonanych wg nowej technologii, ATR, Bydgoszcz 1983 /praca nieopublikowana/
- [10] Praca zbiorowa /red J. Klugiewicz/: Badania wytrzymałościowe obudowy ciepłociągów z tworzywa TWS, ATR, Bydgoszcz 1983 /praca nieopublikowana/
- [11] Praca zbiorowa /red. J. Klugiewicz/: Bezkanałowe sieci ciepłe, ATR, ZN 119, Budownictwo 22, Bydgoszcz 1985
- [12] Staśkiewicz P.: Badania obudowy z tworzywa TWS dla bezkanałowych sieci ciepłych, Praca dyplomowa 1864/B/Dz, promotor J. Klugiewicz, WB-ATR, Bydgoszcz 1987

TESTING OF NEW CONSTRUCTIONS OF COVERS FOR CANALLESS HEAT
DISTRIBUTION NETWORKS

Summary

There are given the results of resistance examination of plastic linings which are an external protection against loading and damp. The covers, licence 136082, proved twice greater resistance in comparison with the examined transversal profiles of trapezium and semi circular shape .

ИССЛЕДОВАНИЯ НОВЫХ КОНСТРУКЦИИ КРЕПЕЙ ДЛЯ БЕСКАНАЛЬНЫХ ТЕПЛОСЕТЕЙ

Резюме

В исследовании показаны результаты сопротивляемости крепей из искусственных материалов, которые становятся внешней защитой перед внешними нагрузками и влагой. Крепи по патенту 136082 оказали вдвое большее сопротивление по отношению к исследуемым поперечным профилям в виде трапеции и полукруга.

Jan Klugiewicz

NOWE URZĄDZENIA DO POBIERANIA PRÓBEK GLEB
I GRUNTÓW W STANIE NATURALNYM

W pracy przedstawiono 4 własne konstrukcje sond i sondoświdrów do badań gleboznawczych i geotechnicznych. Urządzenia te uzyskały patenty nr 62046, 69909, 85049 i 123036 oraz są produkowane i stosowane w Polsce.

1. WSTĘP

Pobieranie próbek gleb i gruntów o naturalnej strukturze i wilgotności jest niezbędne dla określenia faktycznych właściwości fizycznych, wodnych i mechanicznych.

Znajomość tych właściwości umożliwia obliczenie parcia i oporu gruntu, spodziewanych wielkości osiadań nasypów oraz powierzchni torfowisk i gytiowisk po odwodnieniu. Można ponadto określić kurozliwość i pęcznienie, wielkości współczynników filtracji, wilgotności i zapasy wody w glebie itp. Powyższe informacje są konieczne w pracach naukowych, projektowych i eksploatacyjnych w zakresie melioracji wodnych, budownictwa wodnego i komunalnego.

Mimo, że coraz więcej istnieje danych literaturowych [2, 3, 5, 12] o różnych przyrządach do sondowań lub pobierania próbek gleb i gruntów, to jednak w kraju i za granicą były one stosowane sporadycznie. Urządzenia wiertnicze stosowane przez hydrogeologów są bardzo ciężkie, kosztowne i trudno dostępne, dlatego nie mogą być stosowane masowo. W badaniach gleboznawczych i melioracyjnych upowszechniła się tzw. metoda odkrywkowa, polegająca na wykonaniu wykopu, z którego pobierano cylinderkami miarowymi próbki gruntu ze strefy aeracji. Aby pobrać próbki spod zwierciadła wody, konieczne były prace odwodnieniowe i wykopy, lecz powodowało to zmianę właściwości gruntu oraz niszczenie upraw w miejscu wykopu i składowania urobku, a ponadto osiągano małe zagłębienia, niewystarczające np. dla ce-

lu projektowania odwodnień i budowli piętrzących. Niektóre ośrodki naukowe i projektowe stosowały sondy Hillera i świdry Instorfu, lecz pobrane nimi próbki mają zmienioną strukturę i wilgotność gruntu.

Celem artykułu jest przedstawienie czterech nowych urządzeń /sond i sondoświdrów/ wraz z informacjami o ich produkcji i stosowaniu.

2. SONDY DO POBIERANIA PRÓBEK GRUNTU

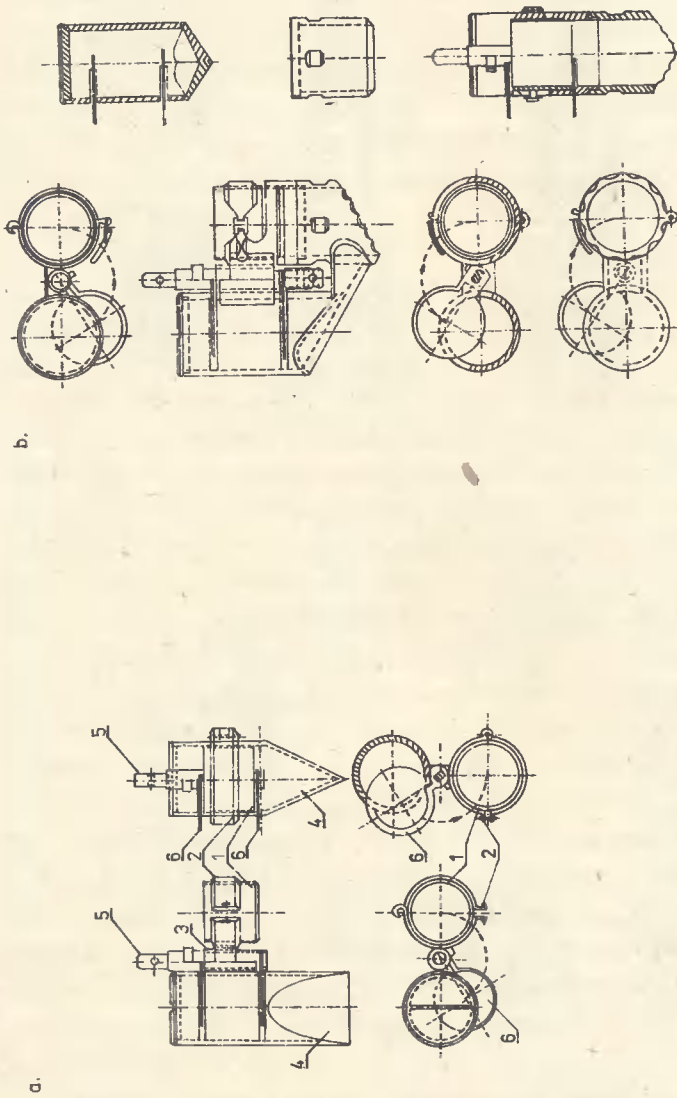
Szeroki program prac naukowo-badawczych, dla którego niezbędne było pobieranie kilku tysięcy próbek o naturalnej strukturze i wilgotności, a także obserwacja coraz większej ekspansji inwestycji na obszary o słabonośnym gruncie i słabo poznanych jego właściwościach skłoniły autora do prac konstrukcyjnych.

Wstępnym założeniem było, aby charakteryzowały się one prostotą obsługi, małym ciężarem i kosztem nabycia. Ponadto by były one przydatne do pobierania próbek gruntu w naturalnym stanie bezpośrednio w cylinderki miarowe ze strefy aeracji, a zwłaszcza saturacji.

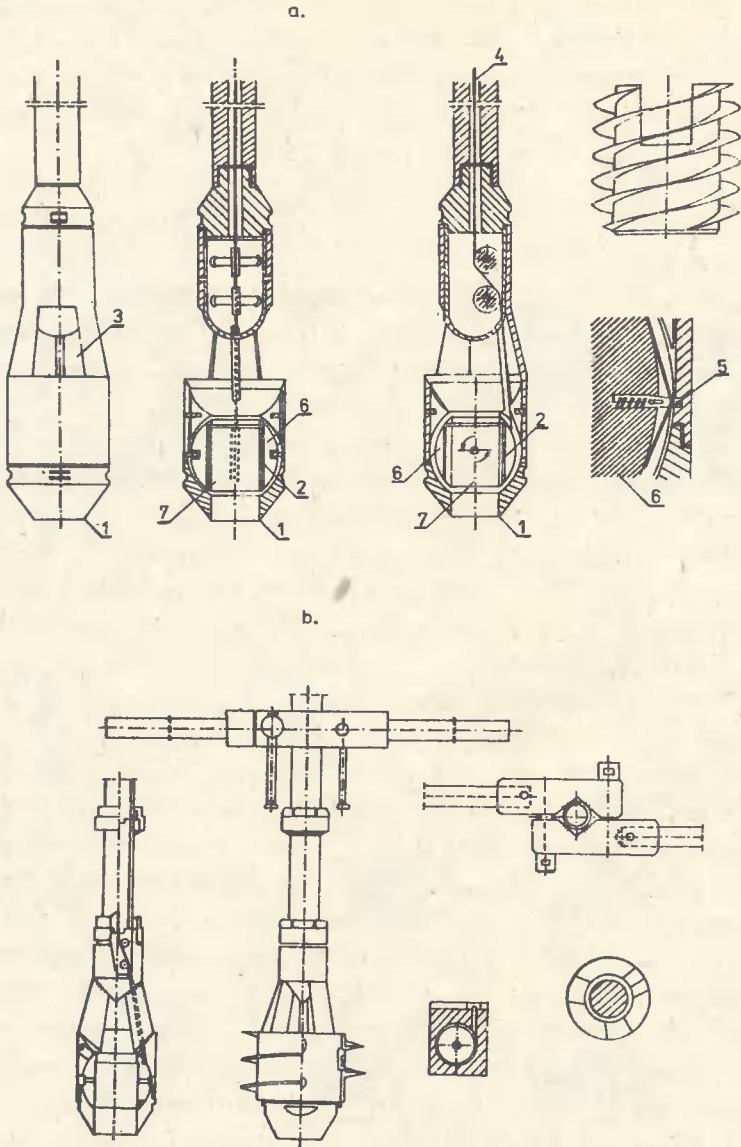
Pierwszą konstrukcję sondy opracował autor w 1967 r. i na serii prototypowej wykonał badania terenowe na torfowiskach i gytiowiskach województwa szczecińskiego. Następnie te sondy zostały przekazane /wykonano dodatkowe egzemplarze/ do różnych placówek naukowych i projektowych, które prowadziły badania testujące w różnych miejscowościach Polski. Uzyskano pozytywną ocenę i w związku z tym zalecono stosować te sondy do prac badawczych i projektowych. W Instytucie Melioracji i Użytków Zielonych w Falentach k/Warszawy została utworzona Samodzielna Pracownia Urządzeń Prototypowych, która podjęła się ich produkcji. W 1971 r. Urząd Patentowy PRL uznał to urządzenie za wynalazek i przyznał patent nr 62046.

Dokładny opis konstrukcyjny i technologiczny tej sondy podany jest w artykule [6] , dlatego tu podaje się w dużym skrócie.

Typowy cylinderek /1/ w przyrządzie /rys. 1 a/ zamocowany jest w zacisku /2/ przymocowanym do tulejki /3/. Z przeciwnej strony tej tulejki /3/ przymocowany jest klin /4/, a do jej wnętrza /3/ wprowadzony jest sworzень /5/ mający z góry połączenie z typowymi żerdziami wiertniczymi, a w niższej części posiada tarcze tnące /6/. Wszystkie czynności związane z wciśnięciem i wydobyciem oraz obcięciem i zamknięciem próbki w cylinderku /1/ odbywają się za pomocą żerdzi. W czasie wciskania tarcze /6/ schowane są w szczelinach klina /4/ więc cylinderek /1/ stopniowo wycina walec gruntu, z którego po obrocie żerdzi tarcze /6/ jednocześnie wycinają próbkę i zamykają ją w cylinderku /1/. Po wydobyciu na powierzchnię tarcze/6/



rys. 1. Sondy do pobierania próbek gruntu w naturalnym stanie
 a. patent 62046 b. patent 69909



Rys. 2. Sondoświdry do pobierania próbek gruntu w naturalnym stanie

a. patent 85049

b. patent 123036

są chowane w szczelinach, a na cylinderek nakładane są pokrywki, następnie jest on uwalniany z zacisku /2/.

Drugą udoskonaloną konstrukcję sondy opracował autor w 1971 r., na którą Urząd Patentowy PRL przyznał w 1974 r. patent nr 69909. Sonda ta przedstawiona jest na rysunku 1 b oraz omówiona dokładnie w artykule [8]. Zasada działania jest zbliżona do poprzedniej, lecz dość istotnie przekonstruowaniu uległy zamocowania cylinderek oraz wszystkie dolne elementy sondy, które zwiększyły jej trwałość i zakres zastosowań. Wspomnieć należy, że w pewnym okresie w w/w Pracowni IMUZ bez wiedzy autora dokonano kilku zmian konstrukcyjnych, które negatywnie wpłynęły na jakość pobieranych próbek gruntu.

3. SONDOŚWIERY

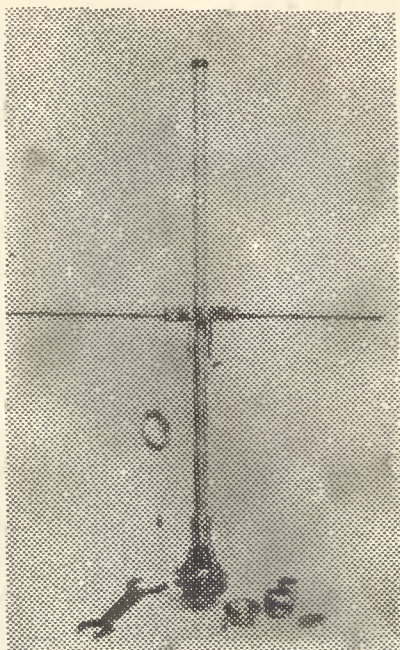
Nad doskonaleniem konstrukcji autor we własnym zakresie prowadził prace w celu uzyskania zwartej budowy przyrządu, umożliwiającej pracę w orurowaniu oraz działającej jak sonda i świder. Trzecią konstrukcję przyrządu spełniającego te założenia opracował autor w 1972 r. i nazwał sondoświdrem, natomiast Urząd Patentowy PRL udzielił w 1976 r. patent nr 85049. Dokładny opis tego sondoświdra znajduje się w artykule [9], dlatego tu podaje się tylko krótkie streszczenie.

W czasie zagłębiania przyrządu /rys. 2 a/ wycinany grunt specjalnym ostrzem /1/, przechodzi przez cylinderek /2/, a jego nadmiar wychodzi otworami /3/. Na żądanej głębokości po naciągnięciu linki /4/ następuje zwolnienie zaczepu /5/ i obrót kuli /6/, w której wnętrzu znajduje się cylinderek /2/ oraz dwustronne obcięcie i zamknięcie próbki gruntu /7/.

Czwarta konstrukcja przyrządu została opracowana i ogłoszona do opatentowania w 1978 r., natomiast w 1982 r. został przyznany patent nr 123036. Sondoświder ten został dokładniej opisany w artykule [10]. Jego konstrukcja została istotnie zmieniona lecz zasada obsługi jest bardzo zbliżona do poprzedniego sondoświdra. Schemat budowy i wygląd sondoświdra jest przedstawiony na rysunkach 2 b, 2 c.

4. ZAKOŃCZENIE

Przedstawione przyrządy /sondy i sondoświdry/ są produkowane w krótkich seriach przez różnych wytwórców w kraju. Stosowane były w badaniach do prac doktorskich [1, 7] i habilitacyjnych [4, 11] oraz w wielu



Rys. 2 c. Sondoświder wg patentu nr 126036

biurach projektów melioracji wodnych. Wydaje się, że zamiast kilkunastu producentów krótkich serii tych przyrządów, powinna być uruchomiona se-ryjna produkcja w jednym lub dwóch dobrze wyspecjalizowanych zakładach w kraju.

LITERATURA

- [1] Borys M.: Zmiany wytrzymałościowe niezamulonego torfu niskiego pod wpływem odwodnienia i obciążenia złoża torfowego. Maszynopis IMUZ-Falenty, Rozprawa doktorska, 1983
- [2] Brugger M.: Die heutige Praxis in der Entnahme von Bodenproben in den USA. Schweizerische Bauzeitung, Heft 6, 1971
- [3] Ilnicki P.: Wskazówki do wykonywania badań torfowisk i gytiowisk dla potrzeb projektowania wodno-melioracyjnego. Biuletyn Informacyjny Torf, Kwartalnik KDW nr 3/22, 1969
- [4] Ilnicki P.: Osiadanie powierzchni torfowisk niskich w dolinie Note- ci będących w długotrwałym rolniczym użytkowaniu w zależności od

- ich budowy i intensywności odwadniania. WSR Szczecin, Rozprawy 30, s. 63, 1972
- [5] Illner K.: Geräte zur stratigraphischen Untersuchung von Mooren. Sonderdruck aus "Zeitschrift für Landeskultur" Heft 4, 1960
- [6] Klugiewicz J.: Przyrząd do pobierania próbek gruntu o strukturze nienaruszonej. Wiadomości Melior. i Łąk. Nr 12, s. 362-364, 1968
- [7] Klugiewicz J.: Metoda ustalania podstaw hydrologicznych do projektowania stacji pomp na terenach depresyjnych. Maszynopis IMUZ-Falenty. Rozprawa doktorska, 1973
- [8] Klugiewicz J.: Przyrządy do pobierania objętościowych próbek gruntu z torfowisk i gytiowisk. Wiadomości Melior. i Łąk. Nr 8-9, s. 244 - - 245, 1974
- [9] Klugiewicz J.: Sondoświder do pobierania próbek gruntu w badaniach geotechnicznych. Wiadomości Melior. i Łąk. Nr 10, s. 290-291, 1974
- [10] Klugiewicz J.: Sondoświder. Wiadomości Melior. i Łąk. Nr 11, s. 318-320, 1980
- [11] Klugiewicz J.: Odwadnianie terenów depresyjnych, ATR Bydgoszcz, Rozprawy 12, s. 179, 1983
- [12] Pawlak T.: Metody objętościowego pobierania prób z gytiowisk i oznaczania w nich właściwości fizycznych i wodnych gyti. Referat na Konferencji Sekcji Torfowej Wydziału V PAN /Wiadomości Melior. i Łąk. Nr 9, s. 279-282, 1969/

NEW APPLIANCES FOR COLLECTING SOIL SAMPLES IN NATURAL CONDITIONS

Summary

In the work, there are shown four own constructions of leads and soil samplers for science of the soil and geotechnical research purposes. These appliances obtained licences 62046, 69909, 85049 and 123036 and are being produced and applied in Poland.

НОВЫЕ УСТАНОВКИ ДЛЯ ПОЛУЧЕНИЯ ОБРАЗЦОВ ПОЧВЫ И ГРУНТОВ В ЕСТЕСТВЕННОМ СОСТОЯНИИ

Резюме

В работе описаны 4 собственные конструкции зонд и бурильных зонд для почвенных и геотехнических исследований. На эти установки получены патенты №№ 62046, 69909, 85049 и 123036. Выпускаются они и применяются в Польше.

E. Stępkowska
D. Schalek
M. Störr

REAKCJA STRUKTURALNA IŁÓW NA ZEWNĘTRZNE OBCIĄŻENIE

Wytrzymałość na ścinanie, q_f , przy trójosiowym ściskaniu i zmianę grubości cząstki, δ , w tym procesie, oznaczono w bentonicie z Kuźmic i w anizotropowym ile z Grimmen, gdzie wartości te zależały od kierunku wycięcia próbki. Oszacowano ciśnienie przyciągania van der Waalsa, p_A , stwierdzając korelację między p_A , a q_f . Oszacowano przyrost naprężenia ścinającego, potrzebny dla delamifacji cząstki o 1 pakiet warstw $\Delta q_f = 25$ kPa oraz 110 do 190 kPa, zależnie od początkowej wartości δ^2 oraz G_3 .

1. WSTĘP

Reakcja gruntu na zewnętrzne obciążenie w skali makro jest sumą reakcji jego elementów strukturalnych. Ta makroskala jest wyrażana w metrach /grubość warstwy/ lub w centymetrach /osiadanie/ w układzie, który teoretycznie składa się z nieskończenie małych elementów. Rzeczywisty grunt składa się albo z ziarn piasku albo z cząstek iłowych lub ich agregatów o skończonych wymiarach mierzonych w milimetrach, mikrometrach lub nanometrach.

Zachowanie się piasku zależy od jego struktury, tzn. od ułożenia jego ziarn, od liczby kontaktów między ziarnami, od orientacji anizotropowych ziarn względem kierunku działania zewnętrznego obciążenia [5]. Stwierdzono [1], że ziarna piasku w silnie zwietrzałym granicie mogą ulec skruszeniu pod wysokim ciśnieniem [1].

Elementy strukturalne w układzie woda-ił, tzn. agregaty, klastry i domeny płytkowych cząstek minerałów ilastych o strukturze warstwowej /rys. 1/, mogą również podlegać odkształceniu, przemieszczeniu i dezintegracji podczas procesu ściskania. Siły wiążące ze sobą warstwy elemen-

Pracę tę przygotowano w języku angielskim dla I Konferencji Mechaniki [7] /1st CONFERENCE ON MECHANICS, Praha 1987/ częściowo w ramach tematu CIBR 6.4.15.8.7, a częściowo w ramach współpracy wielostronnej między IRI, CCSR i IIRD.

tarne /pakiety warstw/ w cząstce są znacznie słabsze od wiązań chemicznych wewnątrz poszczególnej warstwy, podobnie jak to ma miejsce w płytkach miki lub w kryształach grafitu. Rzeczywiście przy badaniu sorpcji wody stwierdzono zmianę grubości cząstki w różnych izach smektytowych /montmorillonitowych/ poddanych obróbce mechanicznej [8], [9]. Warstwy elementarne są związane ze sobą dzięki "sieci jonowej" kationów wymiennych, tworzących regularny układ między tymi warstwami elementarnymi /unit layers u.l./ i wiążących je ze sobą /podobnie jak płytki kondensatora/ siłą elektrostatyczną lub ciśnieniem p_l . Grubość jednej warstwy elementarnej, u.l., wynosi 1 do 2 nm zależnie od stanu uwodnienia, natomiast grubość samej cząstki δ może wynosić kilkadziesiąt nm.

Równoległe cząstki tworzą domenę /rys. 1/. Przy niewielkiej wilgotności, bliskiej granicy plastyczności w_p , pojedyncza warstwa elementarna należąca do dwóch różnych cząstek może tworzyć między nimi "mostek" stanowiący formę ich wiązania w obrębie domeny. Istnieje możliwość, że taki mostek przenosi część zewnętrznego obciążenia. Domeny o nieuporządkowanej orientacji tworzą klastry, które ulegają agregacji do większych elementów strukturalnych.

Pomiędzy płasko-równoległymi powierzchniami elementów strukturalnych /cząstek, klastrów, agregatów i kłaczków/ i prostopadle do tych powierzchni /rys. 1 c/ występują siły dalekiego zasięgu, a mianowicie:

- odpychanie warstw dyfuzyjnych p_R , które przy odciążeniu układu powoduje z jednej strony ujemne ciśnienie wody w porach $u < 0$, a z drugiej strony odprężenie i zwiększenie objętości,
- przyciąganie van der Waalsa p_A , które może być przyczyną wytrzymałości układu elementów strukturalnych [6].

W układach izotropowych te oddziaływania dalekiego zasięgu przeciwstawiają się zewnętrznemu obciążeniu i są z nim porównywalne: ciśnienie można wyrazić jako objętościową gęstość energii E , przy stałej entropii S , a więc jako wielkość skalarną [2] $p = - / \partial E / \partial v /_S$.

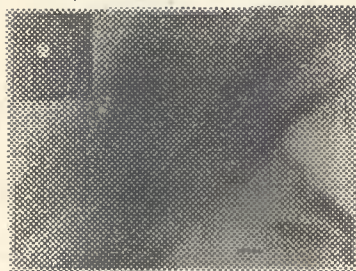
Jeżeli energię wyrazimy jako czasową gęstość działania: $E = dH/dt$ i jeżeli przyjmiemy zasadę najmniejszego działania, to można przyjąć, że odkształcenie w układzie woda-iz nastąpi w miejscach, gdzie ciśnienie wewnętrzne między elementami strukturalnymi jest najmniejsze, tzn. tam, gdzie działają siły dalekiego zasięgu.

Anizotropię układu można uwzględnić stosując parametry zaproponowane przez Matsuo i Kamon [3]:

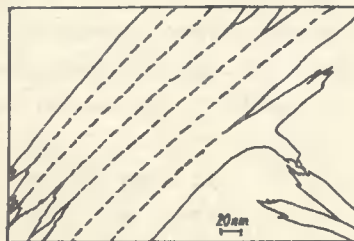
- uśredniony kierunek wektora /vector mean direction/ θ , reprezentujący średnie nachylenie cząstek względem kierunku obciążenia; wynosi ono 60° dla doskonale przypadkowej orientacji i 90° w przypadku doskonałej

orientacji cząstek ułożonych w płaszczyźnie prostopadłej do kierunku działania obciążenia,

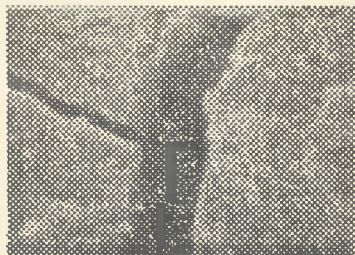
- wielkość wektora M wynosząca 0 dla przypadkowego rozkładu kierunkowego i 100% dla maksymalnej możliwej orientacji.



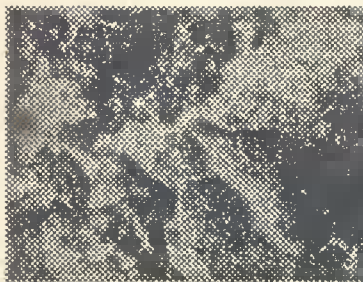
Rys. 1 a



Rys. 1 b



Rys. 1 c



Rys. 1 d

Rys. 1. Mikrostruktura ilów

- a - domena cząstek bentonitu Wyoming, przekrój poprzeczny [4], 250 x x 350 μm ,
- b - schemat możliwej zmiany grubości tej domeny,
- c - płasko-równoległe powierzchnie między agregatami w zawieszynie bentonitu Berkent, przechowywanej 8 miesięcy i wysuszonej w temperaturze 45°C, 4 cm = 100 μm ,
- d - agregaty klastrów w bentonicie ściskanym trójosiowo, 16 x 23 μm .

2. CZĘŚĆ DOŚWIADCZALNA

Mierzono wytrzymałość na trójosiowe ściskanie q_f nienaruszonych próbek:

- 1 - Bentonitu Kuźmice, ściskanego przy $u = 0$ /seria I, sześć próbek/ i przy $v = \text{const}$ /seria II, sześć próbek [8]/,
- 2 - iłu z Grimmen o wyraźnej orientacji cząstek: z bloku wycięto próbki pionowe V, ukośne D i poziome H: seria I - względem płaszczyzn orientacji cząstek, tzn. przy kącie odpowiednio równym $\alpha = 0^\circ$, 45° , 90° oraz seria II - względem orientacji cząstek in situ [9].

Badając sorpcję /WS/ i retencję /WR/ wody przy różnej względnej prężności pary wodnej p/p_0 oraz ich zmianę po procesie trójosiowym ściskania, można było określić średnią grubość cząstki δ badanego minerału ilastego. WS i WR są odwrotnie proporcjonalne do δ , którą to wartość można było łatwo policzyć w nm lub w liczbie warstw elementarnych na cząstkę u.l. Znając wilgotność próbki bentonitu Kuźmice i sorpcję wody, oszacowano średnią odległość między cząstkami $2d$. Obliczono p_A między klastrami, które jest znaną funkcją $2d$ i struktury krystalicznej cząstki [6].

T a b e l a 1

Wyniki badań bentonitu Kuźmice

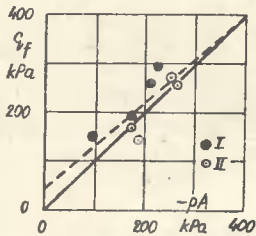
Nr	Seria I: $u = 0$				Seria II: $v = \text{const}$		
	δ_3 kPa	δ u.l.	q_f kPa	$-p_A$ kPa	δ u.l.	q_f kPa	$-p_A$ kPa
1	0	9.1	145	95	10,5	139	183
2	50	9.1	193	170	9.6	164	169
3	100	8.4	217	220	9.4	258	(55)
4	150	8.4	258	210	8.9	258	264
5	200	8.5	287	218	8.8	272	245
6	250	9.1	325	(212)	19,8	245	(5)

3. WYNIKI BADAŃ I DYSKUSJA

Bentonit Kuźmice badany w stanie nienaruszonym wykazywał zmienną grubość cząstki, a mianowicie $\delta = 16$ do 27 nm /10 do 21 u.l./ . Wartość ta malała po ściskaniu trójosiowym do $\delta = 14$ do 17 nm /8 do 10 u.l./, a przy liczeniu p_A przyjęto $\delta = 14$ nm. Odległość między cząstkami oszacowana na podstawie wilgotności i WS w próbce ściskanej

trójosiowo, wynosiła $2d = 3,6$ do $5,1$ nm. Stąd obliczono p_A między klasami: 95 do 264 kPa, natomiast zmierzono wartość $q_f = 1/2 (\sigma_1 - \sigma_3)/f = 139$ do 287 kPa /tab. 1/. Korelację między tymi dwiema wartościami przedstawiono na rys. 2. Odrzucono trzy wartości p_A podane w nawiasach w

tabl. 1: wartość po ścięciu przy $\sigma_3 = 250$ kPa była zawyżona, to samo dotyczyło wilgotności próbki II - 3.



Rys. 2

Prosta regresji:

$$q_f = 0,899 / p_A + 38 \text{ w kPa}, \quad r_{xy} = 0,788$$

W ile z Grimmen składowa spójności w równaniu Coulomba-Mohra była zależna od orientacji próbki, a więc od uśrednionego kierunku wektora. Była ona najwyższa w próbkach V, a pośrednia w próbkach D. Również WR była wyższa w próbkach H niż w próbkach V /rys. 4/. Można więc przypuszczać, że zmniejszenie grubości cząstki przy ścisnaniu zależy od:

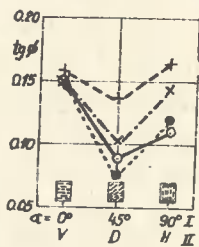
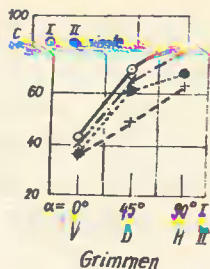
- 1 orientacji krawędzi cząstek względem większego naprężenia głównego,
- 2 od wartości σ_3 ,
- 3 od dewiatora naprężeń.

Kąt tarcia wewnętrznego był nieco wyższy w próbkach V, niż w próbkach H, najniższy w próbkach D, gdzie cząstki iłowe były zorientowane w potencjalnej powierzchni ścięcia już przed rozpoczęciem procesu ścisnienia: θ dla naprężenia ścinającego wynosił zero. Próbki ścisnane przy wyższym σ_3 wykazywały zwiększoną retencję wody, a więc zmniejszoną grubość cząstki.

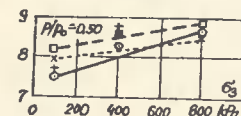
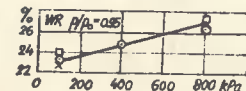
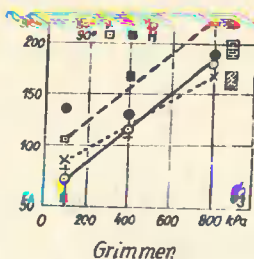
Przy porównaniu grubości cząstki z naprężeniem ścinającym obliczono dla 11 z Grimmen dwie proste regresji:

$$1 \ q_f < 100 \text{ kPa /I/ lub } 150 \text{ kPa /II/}: \quad \delta = 20,24 - 0,04 q_f, \quad r_{xy} = -0,99$$

$$2 \ q_f > 100 \text{ kPa /I/ lub } 150 \text{ kPa /II/}: \quad \delta = 17,34 - 0,009 q_f, \quad r_{xy} = -0,85$$

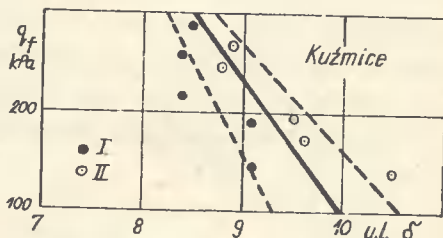
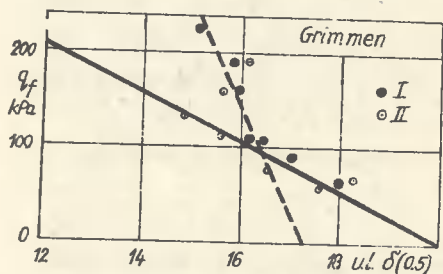


Rys. 3



Rys. 4

Oznacza to, że delaminacja cząstki ilowej o jedną warstwę elemen-
tarną jest związana ze wzrostem q_f o $\Delta q_f = 25$ kPa w przypadku /1/ lub
 $\Delta q_f = 110$ kPa w przypadku /2/, rys. 5.



Rys. 5

Dla bentonitu Kuźmice uzyskano następujące proste regresji:

$$\delta = 10,73 - 0,0076 q_f \quad r_{xy} = -0,657$$

lub osobno dla obu serii:

$$\left. \begin{aligned} \delta &= 9,86 - 0,0053 q_f \\ \delta &= 11,5 - 0,0093 q_f \end{aligned} \right\} \begin{aligned} r_{xy} &= -0,794 \\ r_{xy} &= -0,87 \end{aligned}$$

przy wartości Δq_f odpowiednio: 132, 189 i 108 kPa na u.l. czyli jedną warstwę elementarną.

Równania te oznaczają, że składowa tarcia jest przynajmniej częściowo spowodowana delaminacją cząstek. Zwiększone naprężenie ścinające jest "wydatkowane" na przyciąganie sieci jonowej o wartości podanej powyżej, natomiast dalsze odkształcenie plastyczne zachodzi przy naprężeniu ścinającym bliskim wartości przyciągania van der Waalsa p_A zwiększonej wskutek delaminacji cząstek /mniejsze odległości między elementami strukturalnymi/. Należałoby sprawdzić ewentualny udział rotacji elementów strukturalnych.

LITERATURA

- [1] Feda J.: High pressure triaxial tests of a highly decomposed granite, The Geotechnics of Structurally Complex Formations, Internat. Symposium, Capri 1977, Assoc. Geot. Italiana, V. I, pp. 239-244
- [2] Landau L., Lifszic E.: Fizyka statystyczna, PWN W-wa, 1959
- [3] Matsuo S., Kamon M.: Microscopic study on deformation and strength of clays, Proc. 9th Internat. Conf. on Soil Mech. and Found.Eng., Tokyo 1977, V. I, pp. 201-204
- [4] Nadeau P.H.: The physical dimensions of fundamental clay particles, Clay Minerals, 1985, V, 20, N^o 4, pp. 499-514
- [5] Sobotka Z.: Zhutnovani, tvar zrn a struktura zemin, Foundations Brno'86, 1986, pp. 94-98
- [6] Stępkowska E.T.: Physics of shearing process in remolded bentonite with various exchangeable cations, Archiwum Hydrotechniki, V.XXIV, 1977, Nr 2, pp. 215-235
- [7] Stępkowska E.T., Schalek D., Störr M.: Structural Response to External Load in Clays, 1st Conference on Mechanics, Praha, 1987
- [8] Stępkowska E.T., Schalek D.: Reasons of the shear strength of cohesive soils /in preparation for print in Stavebnicky Casopis/
- [9] Stępkowska E.T., Störr M.: Influence of clay particle preferred orientation on the shear strength of the clay-water system, Foundations Brno'86, 1986, pp. 240-246

STRUCTURAL RESPONSE TO EXTERNAL LOAD IN CLAYS

Summary

Shear strength q_f in triaxial compression and change in particle thickness δ , due to this process, were measured in Kuzmice bentonite and in an anisotropic clay from Grimmen, where these values were dependent on sample orientation. Van der Waals attraction p_A was calculated and a good correlation with the q_f value was obtained. An increase in shear strength necessary to cause particle delamination by unit layer $\Delta q_f = 25$ kPa and 110 to 190 kPa depending on δ and/or δ_3 was estimated.

СТРУКТУРНАЯ РЕАКЦИЯ ИЛОВ НА ВНЕШНЮЮ НАГРУЗКУ

Резюме

Сопротивление сдвигу q_f при трехосевом сжатии и изменение толщины частиц δ в этом процессе были означены в бентоните из Кузмиц и в анизотропном иле из Гриммен, где эти величины были зависимы от ориентировки пробы. Вычисленное давление ван дер Ваалсовое p_A , дало хорошую корреляцию с величиной q_f . Оценено увеличение q_f необходимое для деламинаций частиц элементарным слоем $\Delta q_f = 25$ кПа или 110 до 190 кПа зависимо от величины δ или δ_3 .

Andrzej Zawalski

WPEŁY PĘCZNIENIA NA WYTRZYMAŁOŚĆ NA ŚCINANIE
PRZEROBIONEGO IŁU PŁIOCENSKIEGO Z BYDGOSZCZY

Próbki iłu zostały nasycone pod różnymi obciążeniami. Następnie wykonano badania wytrzymałości na ścinanie w aparacie skrzynko-wym. Wyniki badań wykazały, że pęcznienie powoduje zmniejszenie spójności i wzrost odpowiadającego kąta tarcia wewnętrzznego.

1. WSTĘP

Obiekty posadowione na iłach pęczniących często ulegają awariom. W USA średnia roczna strata wynosi kilka miliardów dolarów i przekracza łączne średnie straty spowodowane powodziami, huraganami i trzęsieniami ziemi [2]. Awary budynków posadowionych na gruntach ekspansywnych występują również w Polsce na terenach Warszawy, Bydgoszczy oraz województw poznańskiego, wrocławskiego i zielonogórskiego [1, 4, 9].

W literaturze podawane są przeciwstawne wyniki dotyczące zachowania się gruntów ekspansywnych w procesie ścinania. Yong i Warkentin [12] stwierdzili, że iły pęczniące i niepęczniące zachowują się odmiennie. Wytrzymałość silnie pęczniących iłów rosła ze wzrostem czystego odpychania między cząstkami gruntu. Natomiast słabo pęczniący ił miał najwyższą wytrzymałość, gdy dominującą siłą międzycząstkową było przyciąganie. Sridharan i Venkatappa [10] nie stwierdzili odmiennego zachowania się montmorillonitu i kaolinitu w procesie ścinania. Stwierdzono również różny wpływ pęcznienia iłów na wartości parametrów ścinania c i ϕ . Przystański [9] oraz Mesczan i Malakjan [5] stwierdzili, że po pęcznieniu zmniejszyła się spójność oraz zwiększył się kąt tarcia wewnętrzznego. Również Stępkowska [7] uzyskała wzrost kąta tarcia wewnętrzznego ze wzrostem wilgotności. Natomiast Morylowie [3] uzyskali zmniejszenie kąta tarcia wewnętrzznego. W PN-81/B-03020 [8] też zakłada się zmniejszenie ϕ ze wzrostem wilgotności iłów.

Celem podjętych badań było określenie jakościowego i ilościowego wpływu zmiany wilgotności wskutek pęcznienia na wytrzymałość na ścinanie przerobionego łą pliczeńskiego. W niniejszym artykule przedstawiono tylko część uzyskanych wyników.

2. CHARAKTERYSTYKA GRUNTU

Badania przeprowadzono na próbkach homogenizowanego i konsolidowanego łą pliczeńskiego z Bydgoszczy.

Charakterystyka gruntu: $f_i = 40\%$, $f_{II} = 39,8\%$, $f_p = 20,2\%$, $w_L = 60,7\%$, $w_p = 19,4\%$, $w_s = 11,6\%$, $A = 1,03$, $\rho_s = 2,71 \text{ g/cm}^3$.

Próbka gruntu po konsolidacji charakteryzowała się średnią wilgotnością $w_o = 27,0\%$, $\rho_d = 1,55 \text{ g/cm}^3$, $S_r = 0,98$ i ciśnieniem pęcznienia $P_c = 116 \text{ kPa}$.

Na podstawie dyfrakcji promieni rentgenowskich i zdjęć elektronomikroskopowych oraz składu chemicznego, badany łą zaliczono do typu illit - towego z dużą ilością struktur mieszanych illit-montmorillonit z dodatkiem kaolinitu.

3. SPOSÓB PRZYGOTOWANIA PRÓBEK GRUNTU I METODYKA BADAŃ

Grunt naturalny charakteryzował się mikrospekami oraz zróżnicowaną wilgotnością od 21 - 30%. Dlatego przeprowadzono badania na homogenizowanym i konsolidowanym łą. Do konsolidacji pasty łąowej / o wilgotności 59 - 60% / użyto prasy dźwigniowej oraz pojemnika stalowego w kształcie walca o średnicy wewnętrznej 11 cm i wysokości 24 cm. Stosowano kolejno jednostkowe obciążenia 100 kPa / 3 godz. /, 200 kPa / 3 godz. /, 500 kPa / 18 godz. / i 1200 kPa / 48 godz. / - razem 72 godz.

Badania wartości pęcznienia pod różnymi obciążeniami przeprowadzono w edometrach. Nawilżanie łą odbywało się przez dopływ wody destylowanej od dołu próbki. Stosowano próbki o średnicy 6,5 cm i wysokości $h = 2,0 \text{ cm}$. Próbki pęczniały pod obciążeniami jednostkowymi σ : 0,25; 12,5; 25,0; 50,0; 62,5; 75,0; 100,0; 125,0; 150,0; 175,0 kPa.

Badania wytrzymałości na ścinanie wykonano w aparacie bezpośredniego ścinania. Próbki łą / o wymiarach 6,0 x 6,0 x 2,0 cm / pęczniały w skrzynkach do ścinania pod obciążeniami jednostkowymi σ : 0,40; 10,0; 25,0; 60,0; 100 i 116 kPa.

Rejestrowano wartości pęcznienia. Następnie próbki ścinano przy naprężeniach normalnych σ_n : 10,0; 50,0; 100,0; 150,0; 200,0 kPa.

W badaniach określono m.in.: wartość pęcznienia $\frac{\Delta h}{h}$ pod danym obciążeniem, naprężenie ścinające w płaszczyźnie ścinania w chwili ścięcia τ_f , wartość naprężenia normalnego w chwili ścięcia σ_f .

4. ANALIZA WYNIKÓW BADAŃ

Zależność pomiędzy wartością pęcznienia badanego łą a obciążeniem jednostkowym przedstawiono na rys. 1. Do opisu tej zależności zastosowano zaproponowaną przez Niedzielskiego [6] funkcję:

$$y = a + \frac{b}{x^m + c}$$

Dla określenia wpływu pęcznienia $\frac{\Delta h}{h}$ oraz wpływu naprężeń normalnych w czasie ścięcia σ_f i obciążenia jednostkowego próbek w czasie pęcznienia σ przyjęto wzory strukturalne, w postaci wymiarowo niesmienniczej typu $\frac{\tau_f}{\sigma_f}; \frac{\tau_f}{\sigma} = f / \frac{\sigma_f}{\sigma}, \frac{\Delta h}{h} /$.

Stosowano wielomiany trzeciego stopnia. Wykorzystano metodę analizy wielokrotnej z wyborem najmniejszego podzbioru zmiennych niezależnych. Istotność statystyczną wpływu poszczególnych zmiennych na regresję wytrzymałości na ścinanie przeprowadzono przy pomocy analizy wariancji redukując kolejne zmienne /poziom istotności 0,05/. Uzyskano m.in. zależności:

$$Y_1 = 0,01858 + 0,378 X_1^{-1} + 30,22 X_1^{-1} X_2 + 0,105 X_1^{-2} + 21,8 X_2^2 - 0,008 X_2^3 - 4,37 X_1^{-2} X_2$$

i

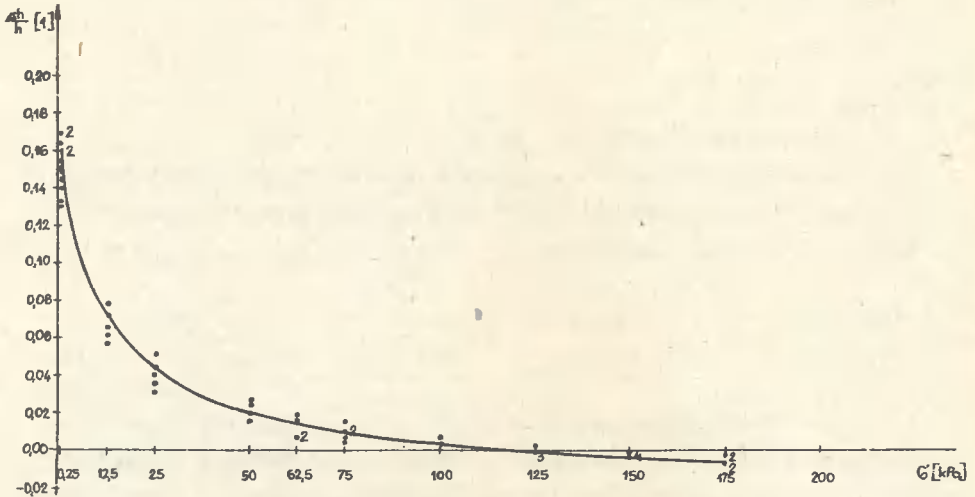
$$Y_2 = 0,97972 - 81,13 X_2 + 8,21 X_1 X_2 - 0,0006 X_1^2 + 1316,1 X_2^2 + 0,00000036 X_1^3 - 46,88 X_2^2 X_1$$

gdzie:

$$Y_1 = \frac{\tau_f}{\sigma_f}; Y_2 = \frac{\tau_f}{\sigma}; X_1 = \frac{\sigma_f}{\sigma}; X_2 = \frac{\Delta h}{h}$$

Współczynniki determinacji wynosiły odpowiednio $R^2 = 0,97117$ i $0,98312$ /R - współczynnik korelacji/. Oznacza to możliwość prognozowania wytrzyma-

małości gruntu na ścinanie na podstawie charakterystyki pęcznienia /zależności σ i $\frac{\Delta h}{h}$ - rys. 1/ oraz przewidywanych naprężeń normalnych podczas ścinania.



Rys. 1. Zależność pęcznienia od obciążenia jednostkowego badanych próbek łą

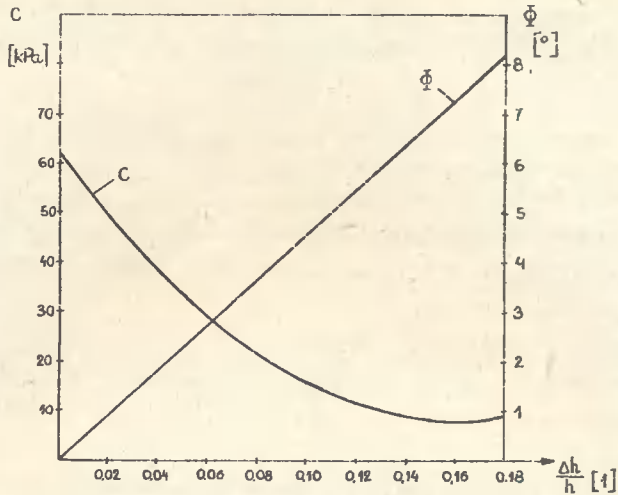
Analiza wyników badań wytrzymałości łą w poszczególnych zakresach obciążeń podczas pęcznienia wykazała, że przy wyższych wartościach pęcznienia grunt charakteryzował się niższą spójnością i wyższym kątem tarcia wewnętrznego. Przeprowadzono jeszcze analizę modelu wymiarowo niejednorodnego typu

$$\tau_f = f / \sigma_f, \frac{\Delta h}{h}, w_f, \sigma /$$

Przyjęto, że wytrzymałość na ścinanie składa się z tarcia wewnętrznego wprost proporcjonalnego do naprężenia normalnego w płaszczyźnie ścinania i spójności niezależnej od naprężenia normalnego w tej płaszczyźnie. Pogrupowano zmienne zgodnie z tym podziałem i uzyskano

$$\tau_f = 0,796 \frac{\Delta h}{h} \sigma_f + 61,8 - 658,0 \frac{\Delta h}{h} + 2028,5 \left(\frac{\Delta h}{h} \right)^2$$

$$.R^2 = 0,94260$$



Rys. 2. Zależność spójności c i kąta tarcia wewnętrznego badanego iłu od pęcznienia

Na rys. 2 pokazano dla badanego iłu zależności kąta tarcia wewnętrznego i spójności od pęcznienia. Spójność gruntu maleje ze wzrostem pęcznienia z 61,8 kPa dla gruntu po konsolidacji / $\frac{\Delta h}{h} = 0,0\%$ / do 8,5 kPa po swobodnym pęcznieniu / $\frac{\Delta h}{h} = 15,9\%$ /. Natomiast kąt tarcia wewnętrznego rośnie ze wzrostem pęcznienia z 0° do $7,45^\circ$. Największe zmiany wilgotności, wielkości pęcznienia spójności i kąta tarcia wewnętrznego występują w zakresie obciążeń podczas pęcznienia, $\sigma = 0,25 - 25$ kPa. Pęcznienie gruntu pod obciążeniem 25,0 kPa / $\frac{\Delta h}{h} = 4,3\%$ / powoduje wzrost spójności w porównaniu z pęcznieniem swobodnym z 8,5 do 37,3 kPa i zmniejszenie kąta tarcia wewnętrznego z $7,45^\circ$ do $1,96^\circ$.

Zmiany spójności i kąta tarcia wewnętrznego można wyjaśnić modelem fizycznym układu woda-ił zaproponowanym przez Stępkowską [7, 11].

5. WNIOSKI

1. Stwierdzono, że istnieje możliwość prognozowania zmian wytrzymałości na ścinanie spowodowanych spęcznieniem iłu, na podstawie charakterystyki pęcznienia oraz przewidywanych naprężeń normalnych występujących podczas ścinania.
2. Zmiana wilgotności iłu wskutek pęcznienia spowodowała zmniejszenie spójności i wzrost kąta tarcia wewnętrznego.

3. Największe zmiany wilgotności, wartości pęcznienia, spójności i kąta tarcia wewnętrznego badanego iłu wystąpiły w zakresie małych obciążeń od 0,25 do 25,0 kPa.

LITERATURA

- [1] Badania geologiczno-inżynierskie dla potrzeb budownictwa na obszarach glacitektonicznie zaburzonych ziemi lubuskiej. Mat.Symp., WSI Zielona Góra 1974
- [2] Chen F.H. Foundations on Expansive Soils. Elsevier 1975
- [3] Choma-Moryl K., Moryl J.: Wpływ wilgotności i pęcznienia na wytrzymałość iłów turosszowskich. Z.N. 51, Budownictwo 10, s. 71-81, WSI Zielona Góra 1977
- [4] Matysiak A., Hajdukiewicz J., Kumor M., Zawalski A.: Awaria domu studenckiego posadowionego na gruncie ekspansywnym. III Symp. nt. Badanie przyczyn i zapobieganie awariom konstrukcji budowlanych, s. 67-74, Szczecin 1977
- [5] Mesczan S.R., Malakjan R.P.: Zakonomernosti deformirovanija nabuhajuszczego grunta vo vremeni. Osnov.Fund.Mech.Grunt., s. 21-24, 1, 1979
- [6] Niedzielski A.: Ciężnienie pęcznienia iłu poznańskiego i iłu warownego. VI Kraj.Konf.Mech.Grunt. i Fund., s. 334-341, Warszawa 1981
- [7] Paszyc-Stępkowska E.: Przypuszczalny mechanizm procesu ścinania nasyconych pęczniących iłów. Arch.Hydrrotechniki 3-4, s. 569-588, 1966
- [8] PN-81/B-03020 Grunty budowlane. Posadowienie bezpośrednio budowli. Obliczenia statyczne i projektowanie
- [9] Przysański J.: Wpływ zmiany zawilgocenia iłów płoceńskich na stateczność fundamentów na przykładzie budynku mieszkalnego. XII Konf.Nauk.Kom.Inż. PAN i Kom. Nauki PZITB, s. 363-372, Krynica 1971
- [10] Sridharan A., Venkatappa R.G.: Shear strength behaviour of saturated clays and the role of the effective stress concept, Geotechnique 29, 2, s. 177-193, 1979
- [11] Stępkowska E.T.: Model układu woda-ił. VII Kraj.Konf.Mech.Grunt. i Fund. t.1, s. 367-373, Poznań 1984
- [12] Yong R.N., Warkentin B.P.: Soil Properties and Behaviour, Elsevier 1975

THE EFFECT OF SWELLING ON SHEAR STRENGTH OF PLIOCENE CLAY FROM
Bydgoszcz

Summary

Clay samples were saturated under various surcharges. Next, strength tests were carried out in the shear box apparatus. The results of the investigation show that swelling causes a reduction in cohesion and an increase in the corresponding angle of internal friction.

ВЛИЯНИЕ НАБУХАНИЯ НА СОПРОТИВЛЕНИЕ СДВИГУ ПЕРЕРАБОТАННОЙ ГЛИНЫ /НЕОГЕН/
ИЗ БЫДГОЩИ

Резюме

Образцы глины были насыщены под разными нагрузками. Исследования на сопротивляемость сдвигу были проведены в ящичковом приборе. Результаты исследований доказали, что набухание уменьшает удельное сцепление и увеличивает соответствующий угол внутреннего трения.

Jan Kępa

KONCEPCJA WYZNACZENIA MINIMALNYCH WARTOŚCI PROMIENI KRZYWYCH POZIOMYCH

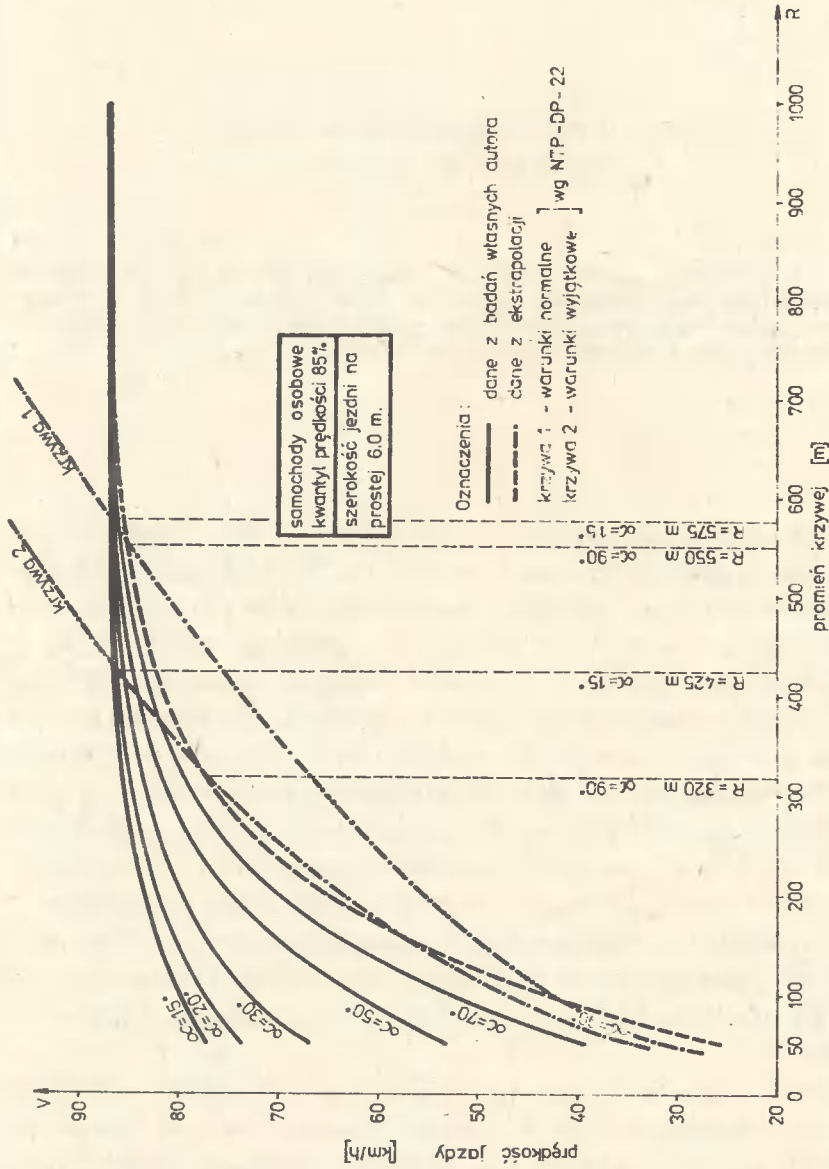
W artykule przedstawiono nową koncepcję wyznaczenia minimalnych wartości promieni krzywych poziomych. Koncepcję tę, należy traktować jednak jako rozwiązanie tymczasowe. Ostateczne rozwiązanie tego zagadnienia wymaga wykonania dalszych badań.

1. WSTĘP

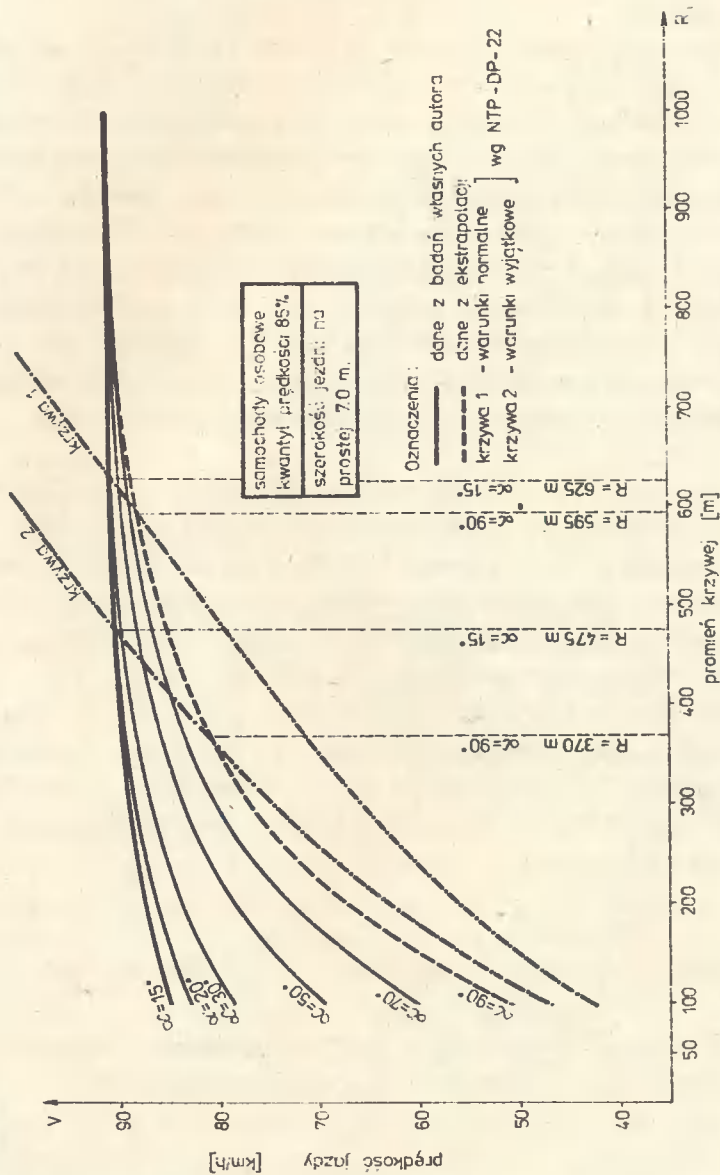
Obecnie obowiązujący normatyw projektowania dróg [11] rozróżnia w zależności od prędkości projektowej, następujące wartości minimalnych promieni krzywych poziomych: zalecane, normalne, wyjątkowe i ze względu na oświetlenie jezdni w nocy[■]. Trzy pierwsze grupy promieni wyznaczane są z warunku stateczności pojazdu na zarszczenie na krzywej poziomej, przy założeniu, że pojazd porusza się z prędkością projektową. Jednakże wykonane w kraju badania warunków ruchu na krzywych poziomych [10], [5] wykazały, że istnieje zakres krzywych poziomych określony wartościami promieni i kątów zwrotu, na których rzeczywiste prędkości pojazdów są większe od projektowych /rys. 1/. A więc na krzywych tych, co wykazano w pracy [6], istnieje znaczne ryzyko zaistnienia wypadku drogowego. Wynika ono z rozbieżności między rzeczywistymi a obliczeniowymi warunkami ruchu. Dlatego przed przystąpieniem do rozwiązywania zagadnień praktycznych należy jednoznacznie zdefiniować pojęcie prędkości projektowej i określić jej związek z prędkością rzeczywistą.

Definicja prędkości projektowej zamieszczona w normatywie projektowania dróg jest bardzo ogólnikowa i brzmi następująco: "prędkość projektowa jest to prędkość umowna przyjęta jako podstawa do ustalenia geometrycznych

■ - stosuje się je tylko wyjątkowo i to w specjalnych przypadkach. Ich wartości są prawie 3-krotnie większe od normalnych i z tego względu często w praktyce projektowej niemożliwe do zastosowania.



Rys. 1 a. Zależność prędkości jazdy od promienia krzywej dla wybranych kątów zwrotu



Rys. 1 b. Zależność prędkości jazdy od promienia krzywwej dla wybranych kątów zwrotu

i technicznych wymiarów drogi w planie, przekroju podłużnym i poprzecznym". Ponadto normatyw podaje prędkości projektowe w zależności od klasy technicznej drogi i konfiguracji terenu oraz zasady zmniejszania tych prędkości ze względów ekonomicznych w warunkach trudnych. Nie podaje jednak jaki procent samochodów może ją osiągnąć lub przekroczyć i w jakich warunkach?

Na podstawie rozważań zawartych w pracach [5], [6], [10], definicję prędkości projektowej zawartą w pracy [3], a brzmiącą: "prędkość projektowa jest wielkością zalecaną do wyznaczania parametrów geometrycznych drogi, którą określa się w zależności od warunków terenowych i przewidywanego natężenia ruchu z uwzględnieniem ekonomicznie uzasadnionego stosunku poniesionych kosztów budowy lub przebudowy drogi, do znaczenia ruchu na danej drodze i zysku społecznego jej użytkowników", autor proponuje rozszerzyć o sformułowanie: "prędkość projektowa powinna odpowiadać w przybliżeniu prędkości rzeczywistej, za którą należy przyjmować wartość kwantyla 98% z rozkładu prędkości najszybszych pojazdów /tj. osobowych/ poruszających się w warunkach ruchu swobodnego po jezdni mokrej i czystej".

Dopuszczenie różnicy między prędkością projektową i rzeczywistą /kryjącej się w słowach "... w przybliżeniu równej..."/ wynika z tzw. kryterium jednorodności trasy drogowej. Kryterium tym w normatywach zagranicznych najczęściej jest dopuszczalny spadek prędkości pojazdów swobodnych wyrażony albo liczbą bezwzględną jak np. w AASHO [1] - 15 km/h, RAL [13] - 10 km/h lub liczbą względną jak np. w ZSRR [2] - 20%.

Wzorem rozwiązań zachodnoniemieckich proponuje się przyjęcie wartości 10 km/h, jako kryterium jednorodności drogi. Z tego względu w przedstawionej poniżej koncepcji, wartości minimalnych promieni krzywych poziomych będą wyznaczane dla prędkości równej prędkości projektowej pomniejszonej o 10 km/h.

2. WYZNACZENIE MINIMALNYCH WARTOŚCI PROMIENI KRZYWYCH POZIOMYCH

Wartości minimalnych promieni krzywych poziomych w zależności od prędkości projektowych wyznaczono dla następujących założeń:

Z a ł o ż e n i e 1

Minimalny promień powinien zapewniać pojazdowi osiągnięcie prędkości rzeczywistej równej co najmniej prędkości projektowej pomniejszonej o 10 km/h.

Wartości R_{\min} dla tego założenia można wyliczyć z przekształconego wzoru podającego zależność między prędkością pojazdów a promieniem, kątem zwrotu i szerokością jezdni, zamieszczonego w pracy [7]:

$$R_{\min} = \frac{- \ln \left[\frac{A - \sqrt{V_p - 10}}{D \cdot \alpha} \right]}{\ln B} \quad [m] \quad /1/$$

gdzie:

V_p - prędkość projektowa /km/h/,

α - kąt zwrotu /stopnie/,

A, B, D - współczynniki równania /tablica 1 [7] / dla kwantyla prędkości 85% samochodów osobowych /zgodnie z wynikami badań [8] na krzywych poziomych kwantylowi prędkości 96% dla jezdni mokrej odpowiada kwantyl prędkości 85% dla jezdni suchej/.

Z a ł o ż e n i e 2

Minimalny promień powinien zapewniać nie przekroczenie przez pojazd poruszający się z prędkością określoną w punkcie 1, dopuszczalnej wartości współczynnika szepności poprzecznej f_R^{dop} przy współczynniku bezpieczeństwa^m WB równym:

WB = 1,75 dla $V_p = 90$ km/h

WB = 1,50 dla $V_p = 80$ km/h

WB = 1,25 dla $V_p = 70$ km/h

Konsekwencją tego założenia będzie fakt, że wartość wykorzystywanego współczynnika szepności poprzecznej f_R^W może się co najwyżej równać wartości f_R^{dop} . Ponadto wartości wykorzystywanych współczynników szepności poprzecznej należy określać dla przypadku, gdy promień trajektorii ruchu pojazdu równa się promieniowi geometrycznemu drogi. Ten warunek wynika ze względów bezpieczeństwa ruchu. Jak wykazują bowiem badania amerykańskie występują przypadki, że pojazd nawet przy niewielkich natężeniach ruchu /prędkość jego może równać się nawet prędkości pojazdu swobodnego/ nie zawsze będzie mógł wykonać tzw. "manewr ścinania" krzywej poziomej, co mogłoby automatycznie spowodować wzrost wartości f_R^W ponad f_R^{dop} .

Wprowadzenie natomiast miernika warunków ruchu w postaci współczynnika bezpieczeństwa jest konsekwencją rozważań zawartych w pracy [6]. Wskaźnik ten syntetycznie ujmuje problem bezpieczeństwa ruchu w aspekcie szepności. Ponadto należy zaznaczyć, że dla powyżej zaproponowanych wartości WB dopuszczalne współczynniki szepności poprzecznej nie przekraczają granicznej, ze względu na wygodę ruchu, wartości współczynnika siły

^m - współczynnik bezpieczeństwa - wyraża stosunek współczynników szepności poprzecznej nawierzchni do dopuszczalnego /w prezentowanej koncepcji przyjęto za miarodajną wartość współczynnika szepności na nawierzchni tę, która występuje na 95% dróg w kraju [6] /.

poprzecznej /stosunek siły poprzecznej do ciężaru pojazdu/, która zgodnie z wieloma opracowaniami zagranicznymi nie powinna przekraczać wartości 0,20 [4], [12]. Z kolei przyjęcie założenia, że większej prędkości projektowej odpowiada większa wartość WB wynika z faktu, że skutki wypadków drogowych przy większych prędkościach są znacznie cięższe, niż przy mniejszych.

Wartości R_{\min} dla założenia 2 można obliczyć z następującego układu równań:

$$I \quad f_R^{\text{dop}} = \frac{1}{WB} \left[0,198 \left(\frac{V}{100} \right)^2 - 0,592 \left(\frac{V}{100} \right) + 0,500 \right] \quad /2/$$

$$II \quad f_R^W = \frac{V^2 - 127 \cdot R \cdot q^{\text{max}}}{V^2 \cdot q^{\text{max}} + 127 \cdot R} \quad /3/$$

$$III \quad f_R^W = f_R^{\text{dop}} \quad /4/$$

$$IV \quad V = A - D \cdot B^{-R} \cdot \alpha \quad /5/$$

gdzie:

V - prędkość rzeczywista /km/h/,

q - pochylenie poprzeczne jezdni na krzywej poziomej.

Powyższy układ równań rozwiązano sposobem graficznym, przedstawionym w pracy [6].

Z a łoż e n i e 3

Maksymalne pochylenie poprzeczne jezdni na krzywej poziomej równe 0,07 bez względu na prędkość projektową.

Ponieważ współczynnik szepności dla oledzonej nawierzchni wynosi 0,1 [3], stąd maksymalna wartość przechyłki mogłaby wynosić 10%. Jednakże ze względu na bezpieczeństwo ruchu wyżej wymienionej wartości nie można uznać za miarodajną do projektowania. Wzorem innych aktów normatywnych, obowiązujących w krajach o podobnych warunkach klimatycznych, zaproponowano przyjęcie maksymalnej wartości pochylenia poprzecznego jezdni na krzywej równej 7%.

Promieniem miarodajnym do projektowania będzie promień większy, obliczony z warunków przedstawionych w założeniach 1 i 2.

Minimalne wartości promieni /spełniające warunki zamieszczone w założeniach 1 i 2/, jak również miarodajne wartości promieni przedstawiono w tabelicy 1 /szerokość jezdni 6,0 m/ i w tabelicy 2 /szerokość jezdni 7,0 m/. Z tabelic tych wynika, że minimalne promienie dla $V_p \leq 70$ km/h w zakresie kątów zwrotu $\alpha = 15^\circ + 60^\circ$ /szerokość jezdni 6,0 m/ i $\alpha = 15^\circ + 70^\circ$ /szerokość jezdni 7,0 m/ są identyczne, gdyż decyduje kryterium nie przekroczenia dopuszczalnej wartości współczynnika szepności

		c.d. tablicy 1							
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
V _p = 80 km/h	R _{min} = f/WB=1,50/ V _{rz}	360 86,1	354 85,6	340 84,5	325 83,1	305 81,3	275 78,4	198 69,8	
	f _R ^{max} f _R ^{dop} f _R ^W WB	0,1371 0,0911	0,1383 0,0919	0,1411 0,0943	0,1448 0,0962	0,1496 0,0995	0,1576 0,1047	0,1833 0,1221	
V _p = 70 km/h	R _{min} mikrodojny	360	354	340	325	305	275	200	
	R _{min} = f/V _p ⁻¹⁰ / V _{rz}	/	/	/	50	83	110	133	
	f _R ^{max} f _R ^{dop} f _R ^W WB	/	/	/		60,0	0,2161		
							0,1729		
						0,4780 < 1,25	0,2652 < 1,25	0,1844 < 1,25	0,1410 > 1,25
V _p = 60 km/h	R _{min} = f/WB=1,25/ V _{rz}	317 85,6	310 85,0	293 83,4	272 81,3	240 77,9	177 70,1	/	
	f _R ^{max} f _R ^{dop} f _R ^W WB	0,1383 0,1106	0,1399 0,1121	0,1440 0,1154	0,1496 0,1197	0,1590 0,1273	0,1823 0,1464	/	
	R _{min} mikrodojny	317	310	293	272	240	177	133	
					1,25				
						0,4780 < 1,25	0,2652 < 1,25	0,1844 < 1,25	0,1410 > 1,25

c.d. tablicy 1

1	2	3	4	5	6	7	8	9
V _p = 60 km/h	R _{min} = f/WB=1,25/ V _{max} f _{R dop} f _{R WB}	317	310	293	272	240	177	/ 2/
		85,6	85,0	83,4	81,3	77,9	70,1	
		0,1383	0,1399	0,1440	0,1496	0,1590	0,1823	
		0,1106	0,1121	0,1154	0,1197	0,1273	0,1464	
	R _{min} miarodajne	317	310	293	272	240	177	87
V _p = 50 km/h	R _{min} = f/V _p -10/ V _{max} f _{R dop} f _{R WB} WB	/ 1/	/ 1/	/ 1/	/ 1/	/ 1/	/ 1/	52
								40,0
								0,2359
								0,1694
								> 1,25
		317	310	293	272	240	177	52
		85,6	85,0	83,4	81,3	77,9	70,1	/ 2/
		0,1383	0,1399	0,1440	0,1496	0,1590	0,1823	
		0,1106	0,1121	0,1154	0,1197	0,1273	0,1464	
	R _{min} miarodajne	317	310	293	272	240	177	52

1/ - prędkości rzeczywiste równe V = 10 km/h samochody mogą osiągnąć na krzywych o promieniach mniejszych od 50,0 m; konkretnych wartości R nie podano, gdyż funkcja opisująca prędkości rzeczywiste /wszór 1, zażożenie 1/ odnosi się do R ≥ 50,0 m dla szerokości jezdni 6,0 m,
2/ - obliczenia R_{min} ze względu na szerokość są śbędne, gdyż i tak nie można już zmniejszyć R ze względu na przedkość

Tablica 2

Wartości minimalnych promieni spełniające kryteria samleszczone w założeniach 1, 2 i 3 / szerokość jezdnii 7,0 m/

Kąt zwrotu [stopnie]		15	20	30	40	50	60	70
Wyszczególnienie		3	4	5	6	7	8	9
1	2	/	/	121	178	223	260	290
V _p = 90 km/h	R _{min} = f/V _p ^{-10/}	/	/			80,0		
	V _{IZ} = V _p ⁻¹⁰	/	/			0,1530		
	f _R ^{max}	/	/			0,0874		
	f _R ^{dop}	/	/					
	f _R ^{max} f _R ^{dop} f _R ^w = f _R ^{dop} WB	454 90,7 0,1259 0,0719	448 90,3 0,1269 0,0726	436 89,4 0,1290 0,0737	421 88,3 0,1316 0,0752	405 87,1 0,1346 0,0767	0,1536 1,75 0,1222 1,75	382 85,4 0,1388 0,0795
R _{min} miarodajne	454	448	436	421	405	382	359	
V _p = 80 km/h	R _{min} = f/V _p ^{-10/}	/	/	/	/	100	137	168
	V _{IZ} = V _p ⁻¹⁰	/	/	/	/		70,0	
	f _R ^{max}	/	/	/	/		0,1826	
	f _R ^{dop}	/	/	/	/		0,1217	
	f _R ^{max} f _R ^{dop} f _R ^w = f _R ^{dop} WB	415 90,5	409 90,0	394 98,8	377 87,5	355 85,7	0,3075 1,50	0,2075 1,50
R _{min} = f/WB = 1,50/	415	409	394	377	355	327	290	
V _{IZ}	90,5	90,0	98,8	87,5	85,7	83,3	80,1	

c.d. tablicy 2

1	2	3	4	5	6	7	8	9
V _p = 80 km/h	f_R^{max} f_R^{dop} $f_R^w = f_R$ WB	0,1264	0,1276	0,1302	0,1336	0,1381	0,1443	0,1528
		0,0845	0,0851	0,0866	0,0889	0,0919	0,0960	0,1018
V _p = 70 km/h	1,50 R _{min} miarodajne $R_{min} = f/V_p - 10/$ $V_{IS} = V_p - 10$ V_{IS}^{max} f_R^{dop} f_R f_R^w WB	415	409	394	377	355	327	290
		/	/	/	/	/	/	/
V _p = 60 km/h	$R_{min} = f/WB - 1,25/$ V_{IS}^{max} f_R^{dop} f_R f_R^w WB	370	360	343	322	295	260	206
		90,1	89,4	88,0	86,1	83,6	80,0	73,8
V _p = 60 km/h	1,25 R _{min} miarodajne $R_{min} = f/V_p - 10/$ V_{IS}^{max} f_R^{dop} f_R f_R^w WB	370	360	343	322	295	260	206
		/	/	/	/	/	/	/

		c.d. tablicy 2						
1	2	3	4	5	6	7	8	9
V _p = 60 km/h	R _{min} = f/WB = 1,25/ V	370	360	343	322	295	260	206
	f _R ^{max}	90,1	89,4	88,0	86,1	85,6	80,0	73,8
	f _R ^W = f ^{dop} R WB	0,1273	0,1291	0,1324	0,1371	0,1435	0,1531	0,1709
	R _{min} miarodajne	370	360	343	322	295	260	206
		1,25						

1/ - prędkości rzeczywiste równe V = 10 km/h samochody mogą osiągnąć na krzywych o promieniach mniejszych od 100,0 m; konkretnej wartości R nie podano, gdyż funkcja opisująca prędkości rzeczywiste /wzór 1, w założeniu 1/ odnosi się do R ≥ 100 m dla szerokości jezdni 7,0 m

poprzecznej. Jednakże przyjęcie R_{\min} identycznych dla $V_p \leq 70$ km/h byłoby sprzeczne ze stroną ekonomiczną przyjętej we wstępie definicji prędkości projektowej. Ten fakt zmusił autora do poszukiwania innego rozwiązania ustalenia R_{\min} dla $V_p = 70, 60$ i 50 km/h.

Z analizy wzoru 3 wynika, że zmniejszenie wartości f_R^w i w ten sposób osiągnięcie warunku, aby $f_R^w = f_R^{\text{dop}}$, możliwe jest również przez zmniejszenie prędkości / w rozwiązaniu dla $V_p = 80$ i 90 km/h warunek $f_R^w = f_R^{\text{dop}}$ osiągnięto poprzez zwiększenie wartości promienia - tab. 1 i 2/. Z kolei zmniejszenie prędkości można osiągnąć poprzez zastosowanie np. administracyjnych ograniczeń prędkości ruchu /znaki zakazu/. Jednakże biorąc pod uwagę fakt, że szczepność zależy od bardzo wielu czynników [14], niesmiernie trudno byłoby określić konkretną wartość limitu prędkości dla danego odcinka drogi. Z tego względu zaproponowano zastosowanie rozwiązania przedstawionego w pracy [9].

Wartości R_{\min} dla $V_p \leq 70$ km/h wyliczono ze wzoru:

$$R_{\min} = \frac{V_p^2 \left(1 - f_R^{\text{dop}} \cdot q^{\text{max}} \right)}{127 \cdot \left(f_R^{\text{dop}} + q^{\text{max}} \right)} \quad [\text{m}] \quad /6/$$

gdzie:

V_p - prędkość projektowa równa prędkości dopuszczalnej /km/h/ [9],

f_R^{dop} - dopuszczalny współczynnik szczepności poprzecznej /wzór 2, dla $WB = 1,25/$.

Ostateczne wartości R_{\min} w zależności od V_p przedstawiono w tablicy 3. Dla $V_p = 90$ i 80 km/h podano R_{\min} dla trzech zakresów kątów zwrotu z zastosowaniem modułu o wartości $25,0$ m, z uwagi na niewielkie różnice w wartościach promieni wewnątrz tych zakresów /tablica 1 i 2/. Natomiast dla $V_p \leq 70$ km/h bez względu na kąt zwrotu, co wynika ze wzoru 7.

W przedstawionej powyżej koncepcji określenia R_{\min} nie wyznaczono ich wartości dla prędkości projektowej 100 km/h. Wynikło to z faktu, że w czasie wykonywania badań prędkości na krzywych poziomych obowiązywał administracyjny limit prędkości dla samochodów osobowych wynoszący 90 km/h. Prawdopodobnie z tego względu kwantyl prędkości 98% samochodów osobowych, na jezdniach mokrych i czystych, nie osiągnął wartości 100 km/h.

Nie określono również wartości R_{\min} dla prędkości projektowej 40 i 30 km/h ze względu na brak wyników rzeczywistych prędkości pojazdów na jezdniach szerokości $5,5$ m.

Wartości promieni krzywych poziomych zamieszczone w tablicy 3 spełniają również warunek na wywrócenie samochodu.

Tablica 3

Wartości minimalnych promieni krzywych poziomych [m]
w zależności od prędkości projektowej i kąta zwrotu
krzywej poziomej

Kąt zwrotu [stopnie] v_p [km/h]	15 - 30	40 - 50	60 - 70
	1	2	3
90	$\frac{450}{400}$	$\frac{425}{375}$	$\frac{400}{350}$
80	$\frac{425}{375}$	$\frac{375}{325}$	$\frac{325}{275}$
70	175		
60	125		
50	75		

dla $v_p = 90$ i 80 km/h wartości w liczniku odnoszą się do szerokości jezdni $7,0$ m, a w mianowniku do szerokości jezdni $6,0$ m,
dla $v_p = 70$ km/h bez względu na szerokość jezdni

3. PODSUMOWANIE

Przedstawioną powyżej koncepcję wyznaczenia minimalnych wartości promieni krzywych poziomych należy traktować jako rozwiązanie tymczasowe. Ostateczne rozwiązanie tego zagadnienia wymaga wykonania dalszych badań zmierzających do ustalenia:

- profilu prędkości pojazdów na krzywych poziomych,
- trajektorii ruchu pojazdów w funkcji prędkości.

Brak powyższych danych spowodował, że autor został zmuszony do dokonania pewnych założeń upraszczających /np. pojazd porusza się po krzywej określonej promieniem geometrycznym drogi/. Jednakże ich konsekwencją było zawsze zwiększenie zapasu bezpieczeństwa. Dlatego minimalne wartości promieni zamieszczone w tablicy 3 są wartościami zawyżonymi. Ponadto należy zaznaczyć, że przedstawiona powyżej koncepcja R_{min} nie dotyczy krzywych poziomych o kątach zwrotu mniejszych od 15° . Wartości promieni dla tego

zakresu krzywych poziomych wynikają z innych kryteriów, a przede wszystkim z płynności i estetyki trasy drogowej. Również wyznaczone wartości R_{\min} nie dotyczą krzywych poziomych o pochyleniu podłużnym $> 2\%$ i ograniczonej widoczności, co z kolei wynika z charakterystyki poligonu badawczego, na którym były prowadzone pomiary prędkości pojazdów.

LITERATURA

- [1] American Association of State Highway Officials. A Policy on Geometric Design of Rural Highways, 1965
- [2] Babkow W.F.: Warunki drogowe i bezpieczeństwo ruchu, WKiŁ. Warszawa 1975
- [3] Chrostowska H., Rolla S., Wrześniowski Z.: Autostrady. Projektowanie, budowa, ekonomika. WKiŁ. Warszawa 1975
- [4] Hobbs F.D., Richardson B.D.: Problemy inżynierii ruchu. WKiŁ. Warszawa 1971
- [5] Kempa J.: Wpływ niektórych parametrów geometrycznych krzywych poziomych dwupasowych dróg dwukierunkowych na warunki ruchu. Rozprawa doktorska. Gdańsk-Bydgoszcz 1981
- [6] Kempa J.: Bezpieczeństwo ruchu na krzywych poziomych w aspekcie szczepności. Drogownictwo 2/1983
- [7] Kempa J.: Prędkości rzeczywiste samochodów na krzywych poziomych. Drogownictwo 1/1983
- [8] Kempa J. Prędkości samochodów na jezdniach mokrych i suchych. Zeszyt Naukowy ATR. Budownictwo 21. Bydgoszcz 1986
- [9] Kempa J., Szczuraszek T.: Koncepcje zmiany dotychczasowego sposobu oznakowania krzywych poziomych. Krajowe Sympozjum pt.: "Wnioski wynikające z obowiązywania nowego prawa o ruchu drogowym w aspekcie bezpieczeństwa, sprawności i ekonomiki". Bydgoszcz 1986
- [10] Krystek R.: Metody oceny cech techniczno-eksploatacyjnych dwupasowych dróg dwukierunkowych. Cz. III. Praca nie publikowana. Gdańsk 1981
- [11] Normatyw techniczny projektowania dróg samochodowych klasy III, IV, V. NTP-DP-22. CZDP - Warszawa 1974
- [12] Nowizjencow W.W.: Wlijanije słożnosti usłowij dwiženija po kriwym w płanie na emocjonalnuju naprjażennost woditjelja. Trudy MADI. Wyp. 65/1973
- [13] Richtlinien für die Anlage von Landstrassen /RAL/. Teil I: Querschnitte /RAL-Q/. Ausgabe 1974
- [14] Walawski J.: Droga - bezpieczeństwo ruchu. WKiŁ. Warszawa 1980

CONCEPTION OF CALCULATING MINIMUM RADIUS OF HORIZONTAL CURVES

Summary

The paper presents a new conception of calculating the minimum radius of horizontal curves. The conception should be regarded as a temporary solution. The final solution of the problem requires further investigations.

КОНЦЕПЦИЯ НАЗНАЧЕНИЯ МИНИМАЛЬНЫХ РАДИУСОВ ГОРИЗОНТАЛЬНЫХ КРИВЫХ

Резюме

В работе представлена новая концепция назначения минимальных радиусов горизонтальных кривых. Однако эту концепцию надо считать решением временным. Окончательное решение этой проблемы требует дополнительных исследований.

Romuald Napierała

PYŁY KAMIENNE Z OTACZAREK JAKO WYPEŁNIACZ MIESZANEK
MINERALNO - BITUMICZNYCH

W artykule przedstawiono wyniki badań laboratoryjnych pyłów kamiennych z wytwórni mas mineralno-bitumicznych, wyposażonych w zespoły SOEP - 50, jako wypełniacza mieszanek mineralno-bitumicznych.

1. WPROWADZENIE

W aspekcie realizowanych reform gospodarczych, problem utylizacji materiałów odpadowych w budownictwie drogowym nie jest traktowany tak, jak na to zasługuje. Gospodarka materiałowa powinna mieć rangę priorytetową. Można więc zaproponować następujące zadania:

- szczegółowy spis odpadów przemysłowych z uwzględnieniem ich przyrostu,
- dokonanie oceny cech technicznych rozpatrywanych materiałów,
- badania technologiczne możliwości utylizacji tych odpadów w budownictwie drogowym.

Badania nad możliwością wykorzystania pyłów, wychwytywanych przez urządzenia odpylające w procesie wytwarzania mieszanek mineralno-bitumicznych, aczkolwiek już prowadzone, wymagają ich intensyfikacji.

Budowa nowych dróg, jak również przebudowa i modernizacja dróg istniejących, pociąga za sobą zwiększone zapotrzebowanie na mieszanki mineralno-bitumiczne.

Niezbędnym składnikiem do ich wytwarzania są wypełniacze mineralne. Jest to materiał deficytowy, którego niedobór powiększa się. Przewiduje się, że w roku 1990 niedobór ten w skali krajowej będzie wynosił 41,1% jego zapotrzebowania. Tak więc poszukiwania substytutów wypełniacza mineralnego mieszanek mineralno-bitumicznych są w pełni uzasadnione i pilne. Prowadzone są one zarówno w Polsce, jak i w innych krajach [1, 2, 4, 5].

W niniejszym artykule ograniczono się jedynie do prowadzonych w Polsce badań pyłów kamiennych jako wypełniacza mieszanek mineralno-bitumicznych.

2. POCHÓDZENIE BADANYCH PYŁÓW

Badania wykonano na pyłach pochodzących z urządzeń odpylających serii OC - 6. Pominięto opisy szczegółów rozwiązań konstrukcyjnych urządzenia odpylającego, jak również przebiegu czynności technologicznych związanych z ich działaniem gdyż wystarczająco omawiane są w fachowej literaturze drogowej [3, 7, 8, 11, 12].

Badaniom poddano pyły pochodzące z czterech otaczarek typu SOKP-50, zainstalowanych w wytwórniach mieszanek mineralno-bitumicznych na terenie Dyrekcji Okręgowej Dróg Publicznych w Bydgoszczy. Jako umowne oznaczenia dla tych otaczarek, jak również pyłów z nich pochodzących, przyjęto litery A, B, C, D.

3. BADANIA PYŁÓW KAMIENNYCH

3.1. Uwagi ogólne

W załączonych poniżej tablicach podano podstawowe wymagania i wyniki badań według przepisów normatywnych dotyczących wypełniaczy kamiennych do mas bitumicznych [9, 10].

Ponadto oceniono pęcznienie próbek betonu asfaltowego zawierającego badane pyły oraz zbadano :

- odporność betonu asfaltowego na działanie wody / $\beta_n = \frac{R_n}{R_{20}}$ /,
- odporność betonu asfaltowego na zamrażanie / $\beta_z = \frac{R_z}{R_{20}}$ /.

Uwzględniając dużą pracochłonność przeprowadzenia badań na próbkach mieszanek mineralno-bitumicznych z różną zawartością pyłów kamiennych.

Wykonano je tylko dla następujących kompozycji:

- a/ 100% wypełniacza kamiennego /mączka wapienna/,
- b/ 100% pyłów kamiennych,
- c/ 50% mączki wapiennej + 50% pyłów kamiennych z wybranych otaczarek.

Z techniczno-technologicznego punktu widzenia każda inna kompozycja jak w punkcie c powinna być dopuszczona do stosowania tylko na podstawie badań uzupełniających.

3.2. Podstawowe wymagania normowe dotyczące mączek mineralnych do mas bitumicznych według PN-61/S-96504 [9] :

- zawartość CaCO_3 - 90%,
- wskaźnik emulgacji - 0,40,
- powierzchnia właściwa 2500-4000 cm^2/g .

Tabela 1

Uziarnienie wypełniacza

Wymiary oczek według PN-71/M-94008 mm	Według ASTM		Przesiew wypełniaczy w stosunku do masy %	
	wymiary oczek mm	numer	podstawowe-go	zastępczego ze skał twardych
0,280	0,297	50	100	100
0,180	0,177	80	100	≧ 95
0,150	0,149	100	≧ 95	≧ 80
0,075	0,074	200	≧ 80	≧ 55

według projektu, normy PN-S-96505 [10] .

Tabela 2

Wymagania dla wypełniaczy według projektu normy PN-S-96505 [10]

Lp.	Rodzaj cechy	Jedn.	Klasa mączki		
			I	II	III
1	Wilgotność mączki mineralnej nie więcej niż	%	1,0	1,5	3,0
2	Górna granica wielkości ziarn mączki odpowiadająca wymiarowi sit	mm	0,5	1,0	2,0
3	Zawartość wypełniacza w mączce mineralnej, nie mniej niż	%	80	70	50
4	Koncentracja objętościowa wypełniacza K_{sz}	%	48+60	45+60	40
5	Wskaźnik aktywności wypełniacza A_w , nie mniej niż	-	1,0	0,7	-
6	Wskaźnik nasiąkliwości wypełniacza, nie więcej niż	%	35	40	45
7	Zawartość części rozpuszczalnych w wodzie, nie więcej niż	%	0,5	1,0	1,5
8	Wskaźnik gęstości pozornej mączki mineralnej k_p	-	0,35+ +0,50	0,32+ +0,45	-

3.3. Wyniki badań pyłów

Wyniki badań pyłów według wyżej cytowanych norm przedstawiono w tabelach 3 i 4.

Tabela 3

Analiza sitowa pyłów, podstawowe właściwości
według PN-61/S-96504 [9]

Lp.	Frakcje mm	Zawartość w %			
		A	B	C	D
1	0,000 - 0,075	11,46	5,00	39,20	56,40
2	0,075 - 0,120	37,00	19,00	33,00	23,10
3	0,120 - 0,250	46,96	63,09	26,70	16,80
4	0,250 - 0,500	3,86	11,18	1,00	3,50
5	0,500 - 1,00	0,90	0,91	0,10	0,10
6	1,00 - 2,00	-	0,82	-	-
7	2,00	-	-	-	-
8	Wskaźnik emulgacji	0,41	0,12	0,17	0,08
9	Powierzchnia właściwa cm^2/g	1142,4	817,1	1563,8	2487,3

Tabela 4

Właściwości fizyczne pyłów według projektu PN-S-96505 [10]

Lp.	Rodzaj oznaczenia	Rodzaj pyłu			
		A	B	C	D
1	Wilgotność %	0,50	0,15	1,00	1,26
2	Części rozpuszczalne w wodzie %	0,40	0,70	0,10	0,10
3	Koncentracja objętościowa wypełniacza K_{sz} %	61,18	54,21	64,52	59,38
4	Wskaźnik aktywności wypełniacza A_w	0,57	0,53	0,61	0,64
5	Wskaźnik nasiąkliwości wypełniacza %	33,50	37,30	47,00	22,00
6	Gęstość wypełniacza Mg/m^3	2,63	2,60	2,66	2,63
7	Gęstość pozorną Mg/m^3	1,38	1,20	1,42	1,25
8	Wskaźnik gęstości pozornej k_p	0,52	0,46	0,53	0,47

3.4. Ocena wyników badań pyłów

Na podstawie wyników badań przedstawionych w tabeli 3 i 4 można stwierdzić, że:

- przesiew przez sito nr 200 /0,000-0,075/ tylko w jednym przypadku /pyły "D"/ wynosi 56,4% i mieści się w granicach dopuszczalnych dla III klasy mączki według wymagań projektu normy PN/S - 96505 [10],
- wskaźnik emulgacji pyłów tylko w przypadku pyłów "A" wynosi 0,41 przekraczając tym samym wymagania normy [9],
- powierzchnia właściwa pyłów w pierwszych trzech próbkach nie odpowiada wymaganiom obowiązującej normy, tj. 2500-4000 cm²/g. W próbce "D" powierzchnia właściwa osiąga dolną granicę wymagań normy,
- wilgotność badanych pyłów mieści się w granicach II klasy mączek, tj. nie przekracza 1,5% /według projektu normy [10] /,
- wskaźnik aktywności wypełniacza kwalifikuje badane pyły do III klasy mączek, gdyż nie przekraczają 0,70,
- wskaźnik nasiąkliwości wypełniacza w jednym przypadku C-47 przekracza wymagania normy, tj. 45%.

Z czterech badanych wypełniaczy tylko w przypadku pyłów pochodzących z wytwórni mas bitumicznych "D" można bez żadnych wątpliwości zaliczyć je do III klasy mączki. Pozostałe zaś, z uwagi na brak odpowiednich wymogów normowych, nie nadają się do stosowania jako wypełniacze zastępcze w ilości 100% wypełniacza podstawowego.

4. BADANIE UKŁADÓW WYPEŁNIACZ-ASFALT-KRUSZYWO

Badania materiałów wieloskładnikowych, zawierających lepiszcze bitumiczne, są szczególnie pracochłonne i uciążliwe, wymagają dużej staranności i dokładności. Stąd też nie zawsze możliwe było uzyskanie dużej liczby wyników, stanowiących podstawę do ich oceny metodami statystycznymi. Starano się, aby zapewnić możliwie najmniejszy wpływ błędów wynikających z przygotowania próbek materiałów, niejednorodności materiałów oraz samej metody badania. Zgodnie z wymogami normy PN-74/S-96022 opracowano recepturę dla betonu asfaltowego średnio-ziarnistego, ścisłego. Receptura ta posłużyła do wykonania próbek wzorcowych / porównawczych/, za które przyjęto próbki w 100% z zawartością wypełniacza podstawowego i badanych pyłów, tj. 50% mączki wapiennej i 50% wypełniacza

zastępczego. Wykonano także próbki z betonu asfaltowego, w którym wypełniacz podstawowy zastąpiono w 100% pyłami pochodzącymi z otaczarek. Recepturę tę przedstawiono w tabelach 5 i 6.

Mieszankę kruszywo-wypełniacz-asfalt sporządzono w uprzednio podgrzewanych pojemnikach /do górnej granicy temperatury roboczej dla asfaltu D-70-155 °C/ z odpowiednią ilością asfaltu. Do płynnego asfaltu dodawano przewidzianą ilość mączki oraz kruszywa ogrzanego do temperatury 190 °C. Następnie mieszano składniki około 10 - 15 minut, nie dopuszczając do nadmiernego spadku temperatury. Po uzyskaniu optycznie jednorodnej masy, pobierano jej próbki do odpowiednich form. W zależności od rodzaju badania sporządzono próbki do badania wytrzymałości na ściskanie oraz próbki do badania stabilności i osiadania tzw. metodą Marshalla.

T a b e l a 5

Skład mieszanki mineralno-asfaltowej

Lp.	Rodzaj materiału	Pochodzenie	%
1	grys bazaltowy 8-16	KPRD Bydgoszcz	41,0
2	miał bazaltowy 0- 8	KPRD Bydgoszcz	30,8
3	piasek	KPRD Bydgoszcz	13,0
4	mączka wapienna	Góraźdże	8,4
5	asfalt D-70	Iłock	6,8

T a b e l a 6

Właściwości projektowanej mieszanki mineralnej i masy

Lp.	Wyszczególnienie badań	Oznaczenie, wartość, jedn.
1	Gęstość mieszanki mineralnej	$C^K - 2,87 \text{ g/cm}^3$
2	Gęstość pozorna mieszanki mineralnej	$C_o^K - 2,32 \text{ g/cm}^3$
3	Zawartość wolnej przestrzeni w mieszance mineralnej	$P^K - 19,2 \%$
4	Gęstość masy	$\gamma_m - 2,75 \text{ g/cm}^3$
5	Zawartość wolnej przestrzeni w masie	$P^m - 3,9 \%$
6	Nasiąkliwość wagowa masy	$N^m - 1,20 \%$
7	Gęstość pozorna masy	$\gamma_o^m - 2,47 \text{ g/cm}^3$
8	Zawartość ziarn powyżej 2 mm	61,72 %
9	Zawartość ziarn poniżej 2 mm	8,47 %

T a b e l a 7
Zestawienie wyników badań laboratoryjnych mieszanek mineralnych i mineralno-asfaltowych

Lp.	Redzaj materiału i kompozycja badanej mieszanki	Mieszanka mineralna		Mieszanka mineralno-asfaltowa			Wytrzymałość na ściskanie	Osiadanie	Stabilność	
		Gęstość pozorna	Gęstość wolna przestżeń	Gęstość pozorna	Gęstość wolna przestżeń	Nasiąklność				
		Mg/m ³	%	Mg/m ³	%	Mg/m ³	%	R ₂₀ MPa	mm	S N
1	Próbki wzorcowe: 100% wypełniacza podstawowego /wapiennego/	2,32	19,2	2,48	3,76	2,57	1,20	5,50	5,1	6896
2	Próbki z wypełniaczem zastępczym "C"-100% pyłów kamiennych	2,32	19,2	2,48	3,50	2,57	1,38	4,82	2,5	4936
3	Próbki z wypełniaczem zastępczym "D"-100% pyłów kamiennych	2,31	19,5	2,47	3,76	2,57	1,39	4,49	2,4	4738
4	Próbki z wypełniaczem "C" i mączką wapienną 50%+50%	2,32	19,2	2,47	3,76	2,57	1,29	4,54	3,2	4071
5	Próbki z wypełniaczem "D" i mączką wapienną 50%+50%	2,32	19,2	2,48	3,63	2,57	1,26	4,40	3,4	3845

4.1. Właściwości fizyczno-mechaniczne badanych mieszanek mineralno-bitumicznych

Wyniki badań przeprowadzonych według metody Marshalla, jak również ocena pęcznienia mastyksu i odporności betonu asfaltowego na działanie wody i na zamrażanie przedstawiono w tabelach 7 i 8.

Tabela 8

Ocena pęcznienia mastyksu, odporności betonu asfaltowego na działanie wody β_n , odporności betonu asfaltowego na zamrażanie β_z

Lp.	Skład mieszanki mineralno-bitumicznej	Wskaźniki		Pęcznienie
		β_n	β_z	
1	100% wypełniacza podstawowego /mączka wapienna/, pozostałe składniki jak w tabeli 5	0,98	0,88	Nie stwierdzono szkodliwego pęcznienia ani szkodliwych ubytków podczas badania nasiąkliwości czy też odporności na działanie wody i zamrażanie
2	100% pyłów kamiennych "C", pozostałe składniki jak w tabeli 5	0,90	0,80	
3	100% pyłów kamiennych "D", pozostałe składniki jak w tabeli 5	0,97	0,86	
4	50% mączki wapiennej+50% pyłów kamiennych "C", pozostałe składniki jak w tabeli 5	0,92	0,82	
5	50% mączki wapiennej + 50% pyłów kamiennych "D", pozostałe składniki jak w tabeli 5	0,95	0,85	

4.2. Omówienie wyników

Na podstawie wyników badań przedstawionych w tabeli 7 i 8 stwierdza się, że:

4.2.1. cechy fizyczne próbek betonu asfaltowego, wykonanych z zastosowaniem badanych mieszanin wypełniacza podstawowego i pyłów kamiennych odpowiadają wymaganiom normowym. Cechy badanych próbek porównano z wymaganiami normy PN-74/S-96022:

- objętość walnych przestrzeni w betonie asfaltowym według normy powinna mieścić się w granicach 1,5% - 4,5%, a w zbadanych

próbekach wynosi 3,5 do 3,89%;

- nasiąkliwość betonu asfaltowego według normy nie powinna przekraczać 2% wagowo. W zbadanych próbkach waha się w granicach 1,20 % dla próbki wzorcowej i 1,39% dla próbki zawierającej 100% wypełniacza zastępczego "D". Należy też zwrócić uwagę na to, że nasiąkliwość wzrasta w obu przypadkach wraz ze zwiększeniem zawartości badanych pyłów. Osiąga ona największą wartość przy 100% - wej zawartości wypełniacza zastępczego,

4.2.2. wytrzymałość próbek na ścislenie proste w temperaturze 20 °C mieści się w granicach 4,40 - 5,1 MPa. Według normy EN-73/6771-03, przyjmującej następujące kryteria oceny wytrzymałości: dobra dla 5,4 MPa, średnia 3,9 MPa oraz mała dla 2,9 MPa można je sklasyfikować jako średnie /4,40 - 4,82 MPa/.

Największą wytrzymałość osiągnęły próbki z pyłami "C" niezależnie od ich ilości w mieszance mineralno-bitumicznej,

4.2.3. stabilność mieszanek mineralno-bitumicznych waha się w granicach od 4936 N do 3845 N, co nie pozwala na stosowanie ich do warstw ścieralnych przy ruchu większym od średniego, dla których wymagana jest stabilność 6619 N. Można natomiast ścisować je do budowy warstw niżej leżących wraz z górną warstwą podbudowy,

4.2.4. odkształcenie we wszystkich badanych przypadkach mieści się w granicach dopuszczalnych właściwymi normami, tj. 2 - 5 mm. Najmniejsze odkształcenie wykazały próbki zawierające 100% pyłów kamiennych we frakcji wypełniaczowej,

4.2.5. zachowanie się pyłów kamiennych badanych na pęcznienie oraz działanie wody i niskich temperatur /zamrażanie/ nie budzi zastrzeżeń /według [3] $R_n - R_{20} = 0,80 - 0,95$; $R_z : R_{20} = 0,70 - 0,90$ /.

5. WNIOSKI

Na podstawie przeprowadzonych badań stwierdza się, że:

1. Pyły z urządzeń odpylających nadają się do produkcji mieszanek mineralno-bitumicznych w charakterze wypełniaczy zastępczych, jako czynnik doraźny stabilności i wytrzymałości na ścislenie. Generalnie wskazane jest stosowanie ich jako dodatku w ilości 50% do wypełniacza podstawowego.
2. Ze względu na zbadane cechy mieszanek zawierających 50% mączki wapiennej i 50% pyłów kamiennych ich roboczą kompozycję proponuje się ustalać od takiego właśnie stosunku ilościowego wyżej wymienionych składników.

3. Mieszanki mineralno-bitumiczne z zastosowaniem do ich wytwarzania pyłów kamiennych z urządzeń odpylających mogą być stosowane do budowy górnej i dolnej warstwy podbudowy oraz warstwy wiążącej nawierzchni bitumicznych.
4. Biorąc pod uwagę powstawanie stosunkowo niewielkich ilości odpadowych pyłów kamiennych w stosunku do ilości wytwarzanych mieszanek mineralno-bitumicznych, należy zwrócić uwagę na fakt, że ich utylizacja w niepełnym stopniu może uzupełnić niedobór wypełniacza kamiennego do mieszanek mineralno-bitumicznych.

LITERATURA

- [1] Feller M.: Nutzung von Abprodukten im Strassenbau-Braunkohlen-flugaschen als Füllstoff für bituminöse Gemische. Die Strasse Nr 11 1980
- [2] Feller M.: Nutzung von Abprodukten im Strassenbau-Straub aus Entstaubungsanlagen als Füllstoff für bituminöse Gemische. Die Strasse Nr 8/1981
- [3] Luszewski S., Wojdanowicz S.: Nowoczesne nawierzchnie bitumiczne. Warszawa 1977
- [4] Napierała R.: Pyły cementowe jako wypełniacz. Drogownictwo. Nr 1 1982
- [5] Pachowski J.: Popioły lotne i ich zastosowanie w budownictwie drogowym. Warszawa 1976
- [6] Rolla S.: Badania materiałów i nawierzchni drogowych. Warszawa 1985
- [7] Skaldawski E., Paszkowski A.: Wytwarzanie mas bitumicznych. Warszawa 1975
- [8] Tylman E.: Technologia materiałów drogowych. Warszawa 1978
- [9] Norma EN-61/S-96504. Drogi samochodowe. Wypełniacz kamienny do mas bitumicznych
- [10] Norma EN-S-96505 /projekt/. Mączki mineralne do mas bitumicznych
- [11] Wytwarzanie mas betonu asfaltowego przy zastosowaniu dwóch połączonych zespołów do suszenia i otaczania SOKP-25 produkcji zakładów "MDIRO" o łącznej wydajności 50 Mg/h. Centralny Zarząd Dróg Publicznych, Warszawa 1972
- [12] Prospekty dotyczące przewoźnych zespołów do suszenia i otaczania kruszywa typu SOKP-50 oraz urządzeń odpylających cyklonowych typu CG-6. "WALRO". Kraków i Białystok 1979

STONE DUST OF BITUMEN-MIXING PLANT AS A FILLER FOR HOT
MINERAL - BITUMINOUS MIXES

Summary

The paper gives results of a laboratory examination of stone dust used as a filler for mineral-bituminous mixes. The stone dust was taken from a bitumen mixing plant equipped with unit SOKP-50.

КАМЕННАЯ ПЫЛЬ, ПОЛУЧЕННАЯ ИЗ УСТАНОВОК ПРИГОТОВЛЯЮЩИХ БИТУМО-МИНЕРАЛЬНЫЕ
СМЕСИ, ПРИМЕНЯЕМАЯ В КАЧЕСТВЕ ЗАПОЛНИТЕЛЕЙ БИТУМО-МИНЕРАЛЬНОЙ МАССЫ

Резюме

В статье представлены результаты лабораторных исследований каменной пыли, которая образуется на предприятиях выпускающих битумную смесь и оснащенных агрегатами СОРР - 50. Пыль используется в качестве заполнителя минерально-асфальтной смеси.

Jadwiga Bizon-Górecka

Elżbieta Człapińska

BADANIE PRACOCHOŃNOŚCI ROBÓT WYKOŃCZENIOWYCH
W BUDOWNICTWIE MIESZKANIOWYM

Przedstawione w pracy ustalenie pracochłonności zasadniczych robót wykończeniowych oparto na empirycznych badaniach przeprowadzonych podczas realizacji budynków mieszkalnych w systemie OWT i szeregach-kim na terenie Bydgoszczy. Określone nakłady pracy w robotnikogodzinach na 1 m² powierzchni użytkowej służyć mogą planowaniu produkcji, jak też analizie porównawczej w zakresie pracochłonności robót wykończeniowych.

1. WPROWADZENIE

Badania nad kształtowaniem się pracochłonności dają możliwości ustosunkowania się do obowiązujących norm pracy i są podstawą do ich aktualizacji.

Pracochłonność robót budowlanych pozwala na ustalenie wydajności pracy, będącej istotnym miernikiem w ocenie działalności przedsiębiorstw budowlanych, jak również w analizie porównawczej systemów budowania. Śledzenie kształtowania się wydajności pozwala na ustalenie mocy produkcyjnych. Umożliwia też wykrycie czynników hamujących produkcję, których ograniczenie może prowadzić do wzrostu wydajności pracy.

Wyniki badań pracochłonności dają możliwość organizacji i harmonizacji robót, jak również ustalenia cen akordowych. Pozwalają przewidywać ilości niezbędnych pracowników do wykonania zadań w założonym okresie realizacji, ilości maszyn budowlanych, potrzeby materiałowej, wysokość funduszu płac, czy całkowity koszt budowlany.

Dane z badań pracochłonności są więc nieodzowne przy programowaniu, organizowaniu, prowadzeniu i kontroli każdej działalności produkcyjnej, w tym i budowlanej.

W procesach wznoszenia budynków mieszkalnych znaczny procent ogółu pracochłonności przypada na prace wykończeniowe. Wysoka pracochłonność robót wykończeniowych spowodowana jest stosowaniem w przeważającej mierze technologii tradycyjnych i rzemieślniczych sposobów ich prowadzenia.

Uprzemysłowienie metod wznoszenia masowo realizowanych budynków wielokopłytowych skoncentrowało się, jak dotąd, głównie na przemysłowej produkcji prefabrykatów i procesach wznoszenia stanów surowych, które jednak nie posiadają zakładanego, wysokiego stopnia gotowości pomontażowej. Badania pracochłonności robót wykończeniowych wykonano w czasie realizacji wybranych budynków mieszkalnych systemu szczecińskiego i OWT-67N na terenie Bydgoszczy. Wykonawcami były przedsiębiorstwa specjalizujące się od wielu lat w danych technologiach.

2. OPIS PRZEPROWADZONYCH BADAŃ I UZYSKANE REZULTATY

Pod pojęciem pracochłonności ustalonej w toku prowadzenia badań, rozumieć należy niezbędne nakłady czasu pracy na wykonanie poszczególnych robót /wraz z dodatkami normatywnymi/ określone za pomocą normy pracochłonności.

Z zakresu robót wykończeniowych do badania pracochłonności wyłoniono szereg zasadniczych procesów roboczych. W wydzieleniu tych procesów posługiwano się kryteriami technologicznymi, sposobem przydzielania prac oddzielnym zespołom roboczym i kolejnością ich wykonywania. Wielkości tych nakładów ustalono w sposób empiryczny.

W toku prowadzonych badań dla każdego z analizowanych procesów przyjęto następującą systematykę:

- wnikliwe poznanie procesu produkcyjnego,
- wstępne ustalenie programu badań, i obserwacje wstępne,
- ustalenie właściwego programu badań,
- przeprowadzenie badań właściwych i uzupełniających,
- opracowanie wyników badań,
- ich analiza,
- wnioski wynikające z badań.

Każdorazowo przed rozpoczęciem badań właściwych przeprowadzono obserwacje wstępne w celu szczegółowego poznania technologii robót i systemu organizacji, często odbiegających od założeń teoretycznych. Pozwoliły one na podzielenie badanych procesów na operacje robocze i zapoznanie się z charakterem założeń produkcyjnych. Ustalono przeprowadzenie pomiarów metodą chronometrażu ciągłego. Podczas obserwacji wstępnych określono punkty graniczne, dla odnotowywania czasów trwania operacji roboczych, wchodzących w

skład poszczególnych procesów.

W trakcie dokonywania pomiarów odnotowano też liczby pracowników wykonujących poszczególne operacje, co umożliwiło wyznaczenie czasu ich trwania w robotnikogodzinach. Pracochłonność badanych procesów budowlanych w zakresie robót wykończeniowych odniesiono do 1 m^2 powierzchni użytkowej.

Wyniki przeprowadzonych badań zawiera tabela 1.

Tabela 1
Pracochłonność zasadniczych robót wykończeniowych
w systemach szczecińskim i OWT-67 N

System	Procesy	Wartości norm pracochłonności /rbh/m ² p.u./
1	2	3
Szczeciński	1. Spoinowanie	0,207
	2. Zamurowanie otworów technologicznych	0,037
	3. Tynki pocienione	0,386
	4. Wykonanie posadzki cementowej	0,386
	5. Prace malarskie	0,597
	6. Ułożenie płyt PCV	0,138
	7. Prace stolarskie	0,246
OWT-67 N	1. Spoinowanie wraz z zamurowaniem otworów technologicznych	0,240
	2. Tynki pocienione sufitów i ścian betonowych	0,366
	3. Wykonanie ścianek gipsowych "Pro-Monta"	0,284
	4. Tynki pocienione ścianek gipsowych	0,070
	5. Wykonanie posadzki cementowej	0,354

Nakłady pracochłonności ustalone w $\text{rbh/m}^2 \text{ p.u.}$ mogą też służyć do porównań międzysystemowych. I tak dla badanych systemów można dokonać porównania pracochłonności części robót wykończeniowych. Roboty związane z wykończeniem na budowie ścian i sufitów, występujące po montażu elementów obejmują w systemie szczecińskim: spoinowanie, zamurowanie otworów technologicznych i wykonanie tynków pocienionych. Ich łączna pracochłonność ustalona na podstawie badań wynosi $0,630 \text{ rbh/m}^2 \text{ p.u.}$

W systemie OWT-67 N uzyskanie takiego stanu budynku po montażu wymaga następujących prac: spoinowanie wraz z zamurowaniem otworów technologicznych, wykonanie tynków pocienionych sufitów i ścian betonowych, wykonanie ścianek gipsowych "Pro-Monta", wykonanie tynków pocienionych ścianek gipsowych. Prace te łącznie wymagają nakładów $0,960 \text{ rob/m}^2 \text{ p.u.}$

Tak więc pracochłonność wymienionych prac wykończeniowych stanowi w systemie szczecińskim jedynie 65,625% pracochłonności systemu OWT-67 N.

3. PODSUMOWANIE

Wyniki przeprowadzonych badań ukazują nakłady czasu pracy niezbędne do wykonania poszczególnych prac wykończeniowych. Na ich wartości ma wpływ tradycyjny charakter większości robót i jakość stosowanych materiałów. Przy czym występują liczne zakłócenia toku robót wywołane przez braki środków produkcji /materiałów, sprzętu, pracowników/, niesprawności organizacyjne i niedociągnięcia technologiczne, które nie znajdują odzwierciedlenia w wartościach poszczególnych pracochłonności /ustalonych na podstawie pomiarów/, a znacznie wydłużają cykl tych prac.

Ustalone na podstawie bezpośrednich pomiarów niezbędne nakłady robocizny są znacznie niższe od wyznaczonych w oparciu o czas "przepracowany" wykazywany w kartach pracy pracowników. Otóż pracochłonność wyznaczona na podstawie kart pracy zawiera faktycznie część strat czasu pracy, m. in. prace zbędne, także wykonywane w ramach usterek, czy przestoje o różnym charakterze.

Wiadomym jest, że w aktualnych warunkach produkcji budowlanej, co szczególnie dotyczy robót wykończeniowych, wykorzystanie czasu pracy w 100% nie jest możliwe do osiągnięcia. Jednak nawet części nieuniknionych strat nie można zaliczyć do rzeczywistej pracochłonności, a jedynie uwzględnić w formie współczynników przy planowaniu produkcji. Rzeczywiście ponoszona pracochłonność może być też przydatna do porównań międzysystemowych, także w odniesieniu do robót wykończeniowych i dlatego trafnym wydaje się określenie jej w jednostkach "robotnikogodziny na 1 m^2 powierzchni użytkowej".

LITERATURA

- [1] Praca zbiorowa: Praktyka ustalania pracochłonności w świetle wyników badań. ORGBUD, W-wa 1986
- [2] Praca zbiorowa: Roboty wykończeniowe w budownictwie mieszkaniowym. V Krajowa Konferencja PZITB, Jadwisin 1985

AN INVESTIGATION INTO LABOUR CONSUMPTION IN HOUSING FINISHING WORKS

Summary

The labour consumption of finishing works based on empirical investigations is presented. The investigations were made in the OWT and Szczeciński systems of housing in Bydgoszcz. Cost of labour in man-hours for one square meter of usable floor area may be used in planning of production and in a comparative analysis of labour consumption in finishing works.

ИССЛЕДОВАНИЕ ТРУДОЕМКОСТИ ОТДЕЛОЧНЫХ РАБОТ В ЖИЛИЩНОМ СТРОИТЕЛЬСТВЕ

Резюме

Представленное в работе определение трудоемкости основных отделочных работ основано на эмпирических исследованиях. Эти исследования проведены во время возведения жилых домов системами ОВТ и щецинским в городе Быдгоще. Определены затраты труда в человеко - час на один квадратный метр полезной площади квартир. Они могут служить планированию производства, а также сравнительному анализу, в объеме трудоемкости отдельных работ.

Zbigniew Tokarski

METODY OBLICZANIA WYDAJNOŚCI ZESPOŁU MASZYN DO ROBÓT ZIEMNYCH
SKŁADAJĄCEGO SIĘ Z KOPARKI I SAMOCHODÓW
ORAZ SPOSOBY PRZYBLIŻANIA WYNIKÓW DO RZECZYWISTOŚCI

W referacie przeprowadzono na podstawie wyników badań terenowych analizę różnych sposobów obliczania składu wybranego zespołu maszyn do robót ziemnych. Uzyskane metodami deterministycznymi i stochastycznymi wyniki porównano i wybrano optymalny skład zespołu ściśle określając stałe i zmienne parametry mające wpływ na jego wydajność.

1. WSTĘP

Zagadnienie oceny efektu projektowania robót ziemnych najczęściej można sprowadzić do badania zgodności zaprojektowanej technologii robót z rzeczywistą ich realizacją. Konwencjonalne metody projektowania bazujące na założeniu zdeterminowanego przebiegu poszczególnych procesów roboczych, jak również założeniu zdeterminowanego oddziaływania otoczenia stają się według wielu autorów [1, 3] w rzeczywistych warunkach coraz mniej przydatne ze względu na ich brak powiązania z rzeczywistymi warunkami, jakie mają miejsce na budowie. Pojawienie się nowych metod stochastycznych otworzyło nowe możliwości projektowania technologii i organizacji robót ziemnych. Uwzględniając stan wiedzy i techniki, istniejące opinie oraz własne badania przeprowadzone w warunkach dużej budowy, podjęto próbę oceny przydatności metod tradycyjnych i nowoczesnych przy projektowaniu zespołu maszyn składającego się z koparki typu K-606 i samochodów typu Kamaz 5511.

2. DETERMINISTYCZNE METODY OBLICZEŃ

Uproszczony sposób projektowania zespołu maszyn do robót ziemnych oparty jest na zasadzie wyznaczenia maszyny głównej i dobrania do jej wydajności liczby środków transportowych. Błąd, jaki popełnia się w takim rozwiązaniu, polega na przyjmowaniu średniej wartości wydajności maszyny głównej /koparki/ obliczonej deterministycznie posługując się również średnimi wartościami niektórych parametrów, takich jak wykorzystanie czasu roboczego S_w , napełnianie naczynia roboczego S_n , czas cyklu pracy T_c itp. Dla wybranego zespołu maszyn przeprowadzono obliczenia dotyczące wydajności i składu zespołu posługując się dostępną literaturą [3, 4] i średnimi wartościami współczynników. Wydajność eksploatacyjną obliczono ze wzoru:

$$W_e = 60 n S_n S_{w1} S_{w2}$$

Po podstawieniu wartości do wzoru obliczona wydajność wynosiła : 485,6 m³/zmianą. Liczba środków transportowych dla tej wydajności została obliczona również wzorami tradycyjnymi z uwzględnieniem pojemności użytecznej, czasu cyklu załadunku i liczby cykli niezbędnych do załadunku jednego samochodu typu Kamaz 5511. Liczba samochodów wynosiła 4.

By uzyskać następną stopień zbliżenia obliczeń do warunków rzeczywistych dokonano takiego podstawienia wartości do wzoru podstawowego, które uwzględniało wyniki badań przeprowadzonych na budowie elektrowni jądrowej w Żarnowcu. Podstawiono rzeczywiste wartości czasów cykli pracy koparki i jednostek transportowych oraz wartości współczynników wykorzystania czasu roboczego i napełnienia naczynia roboczego koparki. Wydajność obliczona wynosiła 352,1 m³/zmianą. Przeprowadzone obserwacje wykazały bardzo małe wykorzystanie czasu roboczego koparki $S_w = 0,58$ i bardzo duże wykorzystanie czasu pracy środków transportowych, których liczba była niewystarczająca /2 samochody/. Zaobserwowano ponadto większy od dopuszczalnego załadunek urobku na samochody oraz wyższą od podawaną w literaturze prędkość transportowania urobku.

3. STOCHASTYCZNE METODY OBLICZEŃ

Odzworowanie bliższe rzeczywistości możliwe jest m.in. przy zastosowaniu:

- teorii masowej obsługi,
- metod symulacyjnych.

Teoria masowej obsługi zajmuje się analizowaniem procesów w celu wyznaczenia podstawowych wskaźników procesów masowej obsługi umożliwia - jących ocenę jakości działania systemu obsługi czyli jego organizacji z punktu widzenia określonych kryteriów optymalizacyjnych. Najprostszy typ systemu zawiera:

- wejście,
- stanowisko obsługi.

Z systemem masowej obsługi wiążą się dwa rozkłady statystyczne opisu - jące system obsługi. Są to:

- rozkład wejścia,
- rozkład czasów obsługi opisujących typ obsługi.

Po sprawdzeniu liczebności próby, obliczeniu wartości średniej, wa - riancji i współczynnika korelacji określono typ rozkładu zgłoszeń i roz - kładu obsługi dla danych uzyskanych podczas badań terenowych. Wyniki ob - liczeń przedstawiono w tabeli 1.

Wskaźniki obliczeń stochastycznych

Kolej - ny dzień pomiaru	Liczba kursów na zmianę /szt/	Czas trwania jednego cyklu pracy koparki /s/	Czas pra - cy kopar - ki przy załadunku jednego samochodu /s/	Średni czas ma - newru samochodu /s/	Średni czas odwozu urobku /s/	Czas przes - toju kopar - ki /s/	Czas przes - toju samo - chodów /s/	Wydaj - ność eksplo - atacyj - na $m^3/zmia - nę$	
1	2	3	4	5	6	7	8	9	
masowa obsługa	1	54	24,87	209,130	46,889	475,90	1,76	0,66	304,8
	2	66	24,73	201,66	39,106	436,62	2,45	1,69	355,2
	3	59	24,81	203,97	38,83	532,60	2,36	0,81	242,4
	śred - nio	60	24,80	204,900	41,61	481,71	2,19	1,05	300,8
symulacja	1	59	23,98	197,817	41,57	486,46	2,77	0,42	347,7
	2	62	24,07	198,587	42,157	463,92	1,99	0,29	365,1
	3	61	23,94	197,500	40,83	470,66	2,11	0,40	359,3
	śred - nio	61	24,00	197,968	41,52	473,68	2,10	0,37	357,3

Metody probabilistyczne wchodzące w skład metod stochastycznych od - zwierciedlają rzeczywistość poprzez uwzględnienie losowego charakteru wielkości mających wpływ na realizację procesów budowlanych. Jedną z ta - kich metod jest symulacja komputerowa, pozwalająca stworzyć model przed -

stawiający wybrane procesy budowlane jako zjawiska losowe. Można dzięki symulacji skonstruować sztuczny proces losowy, który będzie oparty na modelach statystycznych odpowiadających rzeczywistości oraz tabelach liczb losowych i odpowiednich przeliczeniach umożliwiających generowanie zmiennych parametrów procesu budowlanego.

Dla danych uzyskanych podczas badań terenowych skonstruowano model symulacyjny określając stałe i zmienne parametry. Pominięto awaryjność i przerwy spowodowane brakiem samochodów zakładając, że liczba samochodów będzie wykluczała takie przestoje. Badania symulacyjne przeprowadzono dla następujących danych: koparka typu K-606 o pojemności łyżki $0,63 \text{ m}^3$, samochody samowyładowcze typu Kamaz 5511 o ładowności 12 Mg, układ jednokanałowy. Jako parametry stałe przyjęto:

- współczynnik napełnienia łyżki koparki,
- liczba cykli pracy koparki przypadająca na jednorazowy załadunek jednej jednostki transportowej.

Jako parametry zmienne przyjęto:

- czas odwozu urobku,
- czas manewrowania,
- czas jednego cyklu załadunku samochodu.

Wskaźniki działania modelu przedstawiono w tabelicy 1.

4. PODSUMOWANIE

Wydajność zespołu środków mechanizacji obliczana deterministycznie najczęściej przyjmuje inne wartości niż wydajności rzeczywiste głównie ze względu na zbyt optymistyczne wskaźniki wykorzystania czasu roboczego. Wprowadzenie do obliczeń danych uzyskanych podczas badań terenowych przeprowadzonych na terenie elektrowni jądrowej "Żarnowiec" umożliwiło uzyskanie znacznie lepszych wyników. Również metody stochastyczne pozwalają osiągnąć wyniki bliższe rzeczywistości, co przedstawiono dla metody symulacji przy zmiennej liczbie samochodów w tabelicy nr 2.

Przy uwzględnieniu wszystkich losowych zjawisk występujących w robotach ziemnych najbliższy rzeczywistości jest wynik obliczony według teorii masowej obsługi. Przy założeniu eliminacji przestojów koparki związanych z brakiem środków transportowych najbliższy rzeczywistości jest wynik obliczony metodą symulacji.

Analizując przedstawione wyniki obliczeń można stwierdzić, że nowoczesne matematyczne metody obliczania wydajności zespołu maszyn oraz

T a b l i c a 2

Wyniki badań symulacyjnych

Liczba samochodów	Kolejny symulowany dzień pracy zespołu maszyn	Wydajność eksploatacyjna zespołu	Suma czasów przestoju koparki-A	Suma czasów przestoju samochodów-B	A+B	Współczynnik wykorzystania koparki
/szt/		m ³ /zmiangę	/s/	/s/		S _w
1	2	3	4	5	6	7
2	1	347,674	2,20	0,42	2,62	0,5216
	2	365,057	1,99	0,29	2,28	0,5445
	3	359,263	2,11	0,40	2,51	0,5367
	średnio	357,331	2,10	0,37	2,47	0,5343
3	1	498,332	0,36	2,07	2,43	0,7529
	2	492,538	0,46	1,87	2,33	0,7394
	3	492,538	0,43	1,94	2,37	0,7449
	średnio	494,469	0,42	1,96	2,38	0,7457

doboru ich zespołów pozwalają na bardzo znaczne zbliżenie się do rzeczywistych warunków występujących na budowie. Im dokładniej sformułowane są założenia, tym dokładniejsze są wyniki.

LITERATURA

- [1] Cyunel B.: Technologia i organizacja budownictwa drogowego. Warszawa 1986, PWN
- [2] Karczmarz M.: Analiza metodą symulacji wydajności zespołu maszyn budowlanych na przykładzie koparki współpracującej z samochodami oraz pociągami wąskotorowymi - praca magisterska, Wydział Budownictwa ATR, Bydgoszcz 1986
- [3] Miączyński A., Sobotka A.: Optymalizacja doboru maszyn w zespołach przy zastosowaniu teorii masowej obsługi. Konferencja naukowa KILiW PAN i KN PZITB - Krynica 1975
- [4] Wawrzyniak M., Wesołowski R.: Porównanie wydajności maszyn do robót ziemnych na przykładzie zespołu koparka-samochody według obserwacji rzeczywistych na budowie i obliczeń teoretycznych - praca magisterska, Wydział Budownictwa ATR, Bydgoszcz 1984

METHODS OF CALCULATING EFFICIENCY OF AGGREGATE OF GROUND WORKS
MACHINES CONSISTING OF EXCAVATOR AND TRUCKS AND WAYS OF RESULT
APPROXIMATION TO REALITY

Summary

The paper presents an analysis of various ways of calculating the composition of a selected aggregate of ground works machines on the basis of research results. The results obtained by deterministic and stochastic methods are compared and an optimum composition of an aggregate with a precise qualification of constant and variable parameters influencing its efficiency selected.

МЕТОДЫ ВЫЧИСЛЕНИЯ ПРОИЗВОДИТЕЛЬНОСТИ КОМПЛЕКТА ЗЕМЛЕРОЙНЫХ МАШИН,
СОСТОЯЩЕГО ИЗ ЭКСКАВАТОРА И АВТОСАМОСВАЛОВ И СПОСОБЫ ПРИБЛИЖЕНИЯ
РЕЗУЛЬТАТОВ К ДЕЙСТВИТЕЛЬНОСТИ

Резюме

В докладе проанализированы результаты исследований на местности различных способов вычисления подбора комплекта землеройных машин.

Результаты, полученные математическими методами, сравнены и подобран оптимальный комплект, определяющий постоянные и переменные параметры, имеющие влияние на производительность.





Cena zł 265,-

ISSN 0208-6379