

DROGOWY INSTYTUT BADAWCZY

PRZY POLITECHNICE WARSZAWSKIEJ

INSTITUT D'ETUDES ROUTIÈRES À L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE

DE VARSOVIE

BIULETYN Nr 8 BULLETIN Nr 8

TREŚĆ

	str.
I. Sprawozdanie z działalności Drogowego Instytutu Badawczego za ósmy rok istnienia (1 IX 36 — 31 VIII 37 r.), sprawozdanie rachunkowe i program prac dalszych	3
II. Sprawozdanie z działalności Sekcji Drogowej Towarzystwa Studium Technologicznego oraz sprawozdanie rachunkowe z dotychczasowej działalności	10
III. <i>Prace badawcze i normalizacyjne.</i>	
1. Doświadczenia z betonem wibrowanym	28
2. Z prac nad oznaczaniem zawartości cementu i kruszywa w betonie glinowym	37
3. Badania wytrzymałości tłucznia na zgniatanie i na uderzenia	46
4. Badania gruntów:	
a) Pobieranie próbek gruntów do badań	53
b) Metody badań fizycznych cech gruntów	56
c) Analiza granulometryczna	66
d) Tworzenie się przelomów — podstawy klasyfikacji gruntów	78
5. Porównanie metod wibracji i ubijania w zastosowaniu do kompresji gruntów	85

SOMMAIRE

	page
I. Compte rendu des travaux de l'Institut exécutés pendant la huitième année de existence (1 IX 36 — 31 VIII 37), le compte rendu des finances et le programme des travaux pour l'année 1937—38	3
II. Compte rendu des travaux de la Société d'Etudes Technologiques — Section Routière et compte rendu des finances	10
III. <i>Travaux de recherches et de standardisation.</i>	
1. Essais avec le beton vibré. Résumé français	36
2. Travaux sur la détermination du contenu du ciment et des matériaux pierreux dans le béton du ciment fondu. Résumé français	45
3. Essais de la résistance au choc des matériaux pierreux d'après Föppl	46
4. Etudes du sol Résumé français	53 84
5. Comparaison des méthodes de vibration et de pilonnage appliquées à la compression du sol. Résumé anglais	100

DROGOWY INSTYTUT BADAWCZY

PRZY POLITECHNICE WARSZAWSKIEJ

INSTITUT D'ETUDES ROUTIÈRES À L'ÉCOLE POLYTECHNIQUE

DE VARSOVIE

BIULETYN Nr 8

BULLETIN Nr 8

TREŚĆ

	str.
I. Sprawozdanie z działalności Drogowego Instytutu Badawczego za ósmy rok istnienia (1 IX 36 – 31 VIII 37 r.), sprawozdanie rachunkowe i program prac dalszych	3
II. Sprawozdanie z działalności Sekcji Drogowej Towarzystwa Studium Technologicznego oraz sprawozdanie rachunkowe z dotychczasowej działalności	10
III. <i>Prace badawcze i normalizacyjne.</i>	
1. Doświadczenia z betonem wibrowanym	23
2. Z prac nad oznaczaniem zawartości cementu i kruszywa w betonie glinowym	37
3. Badania wytrzymałości tłucznia na zgniatanie i na uderzenia	46
4. Badania gruntów:	
a) Pobieranie próbek gruntów do badań	53
b) Metody badań fizycznych cech gruntów	56
c) Analiza granulometryczna	66
d) Tworzenie się przelomów — podstawy klasyfikacji gruntów	78
5. Porównanie metod wibracji i ubijania w zastosowaniu do kompresji gruntów	85

SOMMAIRE

	page
I. Compte rendu des travaux de l'Institut exécutés pendant la huitième année de existence (1 IX 36 – 31 VIII 37), le compte rendu des finances et le programme des travaux pour l'année 1937-38	3
II. Compte rendu des travaux de la Société d'Etudes Technologiques — Section Routière et compte rendu des finances	10
III. <i>Travaux de recherches et de standardisation.</i>	
1. Essais avec le beton vibré. Résumé français	36
2. Travaux sur la détermination du contenu du ciment et des matériaux pierreux dans le béton du ciment fondu. Résumé français	45
3. Essais de la résistance au choc des matériaux pierreux d'après Föppl	46
4. Etudes du sol	53
Résumé français	84
5. Comparaison des méthodes de vibration et de pilonage appliquées à la compression du sol. Résumé anglais	169

103077

II

1938



103077 II

4668.a.37/20

SPRAWOZDANIE Z DZIAŁALNOŚCI DROGOWEGO INSTYTUTU BADAWCZEGO PRZY POLITECHNICE WARSZAWSKIEJ ZA 8-MY ROK ISTNIENIA

(1 IX 36 — 31 VIII 37 r.)

Compte rendu des travaux de l'Institut exécutés pendant la huitième année de l'existence (1.IX. 36 — 31.VIII. 37), le compte rendu des finances et le programme des travaux pour l'année 1937 — 1938

W okresie sprawozdawczym pozyskał Instytut nowy lokal o powierzchni około 200 m², w którym urządzone zostało laboratorium badania gruntów oraz ustawiony aparat Föppl'a do badania kruchości tłucznia. Lokal powyższy został urządzony i oddany Instytutowi przez Sekcję Drogową „TOST'u”.

Koszty związane z przejściem i urządzeniem lokalu poniesione przez Sekcję Drogową „Tost'u” wyniosły zł 5993.63.

Rozpoczęte zostały też systematyczne badania gruntów pobieranych w porozumieniu z Urzędem Wojewódzkim w Warszawie na trakcie częstochowskim.

W okresie sprawozdawczym przeprowadzono szczegółowe badania gruntów na przestrzeni kilkunastu kilometrów w odstępach co sto metrów. Opracowane zostały uprzednio metody zasadniczych badań gruntów, podstawy klasyfikacji oraz kryteria do ustalenia podatności gruntów do tworzenia przelomów.

Stypendysta Rządu Polskiego, inżynier chiński Fu-Shen-Fang przygotował również w laboratorium badania gruntów pracę doktorską pt. „Porównanie metod wibracji i ubijania w zastosowaniu do komprymacji gruntów”¹⁾.

Sezon zimowy okresu sprawozdawczego poświęcony był jak zwykle pracy dydaktycznej, pracom badawczym i normalizacyjnym.

Z kursów urządzanych w sezonie zimowym, mających na celu zapoznanie z postęпами techniki drogowej, skorzystało 26 inżynierów. Kursy te obejmowały wykłady z zakresu własności i metod badań lepiszcz bitumicznych (smoły, asfalty, emulsje),

¹⁾ Patrz str. 85.

nawierzchni bitumicznych, technologii betonu i nawierzchni betonowych.

Prace badawcze objęły asfalty upłynnione, masy zalewowe (publikacje w Biuletynie Nr 7) oraz smoły stosowane za granicą pod nazwą Irgateer i Stradol.

Z dziedziny betonu rozpoczęto systematyczne badania nad wpływem zanieczyszczeń i soli rozpuszczalnych w wodzie na wiązanie cementu i wytrzymałość uzyskanego betonu; przeprowadzono badania nad własnościami betonu wibrowanego na specjalnie skonstruowanym stole wibracyjnym; przeprowadzono badania zachowania się betonu z cementu glinowego w niskich temperaturach.

Z dziedziny materiałów izolacyjnych wykonano szczegółowe badania betonu z lekkiego żużla wielkopieczowego pod nazwą „termobeton”.

Wreszcie wspomnieć należy o ciekawych badaniach z dziedziny ceramicznej, wykonanych nad topliwością bazaltu i możliwością uzyskiwania odlewów o znaczeniu technicznym (izolatory, butle, przedmioty ozdobne).

Z prac normalizacyjnych dokonana została rewizja norm smół drogowych (P. N. C. 501) i przesłana do P. K. N.; opracowany został projekt metod badań i własności nawierzchni bitumicznych (ogłoszony w biuletynie Nr 7) oraz projekt nazw i terminów technicznych używanych w budownictwie nawierzchni bitumicznych.

Prace Instytutu w okresie letnim 1937 r. poświęcone były potrzebom techniki drogowej i obejmowały badania kontrolne oraz analizy materiałów kamiennych, klinkieru drogowego, betonu, lepiszcz bitumicznych oraz badania gruntów.

Prócz analiz przeprowadzanych w laboratorium Instytutu dokonywane były w wielu wypadkach przez delegatów Instytutu badania na miejscu budowy, dotyczące ustalania składu betonu, zawartości cementu, nastawiania agregatu mineralnego do budowy nawierzchni bitumicznych, kontroli produkcji gryśów bitumowanych itp.

Analizy lepiszcz i nawierzchni bitumicznych obejmowały analizy kontrolne asfaltów używanych przez poszczególne firmy, nastawianie składu agregatu mineralnego, stosowanego do bu-

dowy poszczególnych typów nawierzchni i analizy kontrolne gotowych nawierzchni.

Staraniem Instytutu wydane zostały w okresie sprawozdawczym:

a) biuletyn Nr 7, zawierający sprawozdanie z działalności za 7-my rok istnienia Instytutu oraz zestawienie prac badawczych i normalizacyjnych;

b) Normalne metody badania emulsji drogowych.

Poza tym zamieszczone były sprawozdania z prac w „Wiadomościach Drogowych” Nr 120, 121, 124, 125.

Zestawienie wykonanych przez Drogowy Instytut Badawczy przy Politechnice Warszawskiej badań i analiz w okresie od dn. 1 IX 36 r. do dn. 31 VIII 37 r.

Materiały kamienne.

1. Zbadano na przydatność do celów drogowych próbek materiałów kamiennych pochodzenia naturalnego	90
2. Zbadano na przydatność do celów drogowych próbek klinkieru drogowego	469
3. Zbadano na przydatność do celów drogowych próbek kruszywa:	
piasków	50
grysów	13
żwirów	14
4. Zbadano próbek mączek wapiennych	18
5. Zbadano próbek żużla	3

Beton i cement.

1. Przeprowadzono zestawień kruszywa do betonu z uwzględnieniem krzywej przesiewu	8
2. Przeprowadzono badań kontrolnych próbek betonowych na ściskanie, ścieralność i zginanie	480
3. Wykonano badań cementu serii	23
4. Wykonano badań płyt chodnikowych i rur betonowych	3

Asfalty drogowe.

1. Zbadano asfaltów drogowych	18
2. Wykonano zestawień mieszanek asfaltowych	4

Emulsje bitumiczne.

Wykonano badań emulsji bitumicznych	7
---	---

Smoly drogowe.

Wykonano badań smół drogowych	11
---	----

Nawierzchnie bitumiczne.

1. Wykonano analiz próbek gotowych nawierzchni bitumicznych	115
2. Wykonano analiz próbek grysów bitumowanych.	15
3. Wykonano zestawień mieszanek mineralnych do nawierzchni bitumicznych	8

Materiały izolacyjne i budowlane.

1. Wykonano analiz kitów, lepników, mas zalewowych	14
2. Wykonano badań glazury	24
3. Wykonano badań tektury	3
4. Zbadano próbek cegły palonej	12
5. Wykonano badanie „termobetonu”.	1

Materiały ceramiczne.

1. Wykonano analiz glin celem stwierdzenia ich przydatności do wyrobu klinkieru drogowego	11
2. Zbadano temp. topliwości próbek cegły ogniotrwałej	84

Grunty.

Zbadano próbek gruntu	55
---------------------------------	----

Różne.

Zbadano kostki drzewnej próbek	9
Badań różnych	11

Analizy chemiczne.

1.	Wykonano analiz gotowego betonu	32
2.	Wykonano analiz zapraw betonowych	20
3.	" " wody do betonu	25
4.	" " szkła wodnego	2
5.	Analiz różnych	8

Program prac Drogowego Instytutu Badawczego przy Politechnice Warszawskiej na okres czasu od dnia 1 IX 37 do dnia 31 VIII 38 r.

(Dziewiąty rok istnienia)

Materiały kamienne.

- a) Badania materiałów kamiennych naturalnych i sztucznych używanych do budowy dróg;
- b) Prace normalizacyjne nad metodami badań materiałów kamiennych.

Beton drogowy.

- a) Badania kontrolne próbek betonu z budowy dróg betonowych;
- b) Prace normalizacyjne nad betonem drogowym;
- c) Badania wpływu zanieczyszczeń w wodzie na wiązanie cementu i wytrzymałość betonu.

Asfalty drogowe.

- a) Analizy kontrolne asfaltów i emulsji bitumicznych używanych do celów drogowych;
- b) Badania nowych asfaltowych lepiszcz drogowych;

Smoły drogowe.

- a) Analizy kontrolne smół drogowych, smół stabilizowanych używanych do celów drogowych;
- b) Badania nowych lepiszcz smołowych.

Nawierzchnie bitumiczne.

- a) Analizy kontrolne składu i własności nawierzchni bitumicznych;
- b) Prace normalizacyjne nad ustaleniem własności nawierzchni bitumicznych dla warunków polskich.

Badania gruntów.

- a) Systematyczne badania podłoża dróg;
- b) Prace normalizacyjne i ustalenie metod badania.

Ogólne.

- a) Prace nad słownikiem drogowym;
- b) Prace badawcze;
- c) Prace doktorskie.

SPRAWOZDANIE RACHUNKOWE

Sprawozdanie rachunkowe za czas od 1 IX 36 r. do 31 VIII 37 r.

Przychody.

1. Saldo na dzień 1 IX 36 r.	Zł 16.573.42
2. Wpłacono do Kwestury Politechniki Warsz. za wykonane przez D. I. B. analizy i badania dla poszczególnych instytucyj rządowych, samorządowych i prywatnych	Zł 66.245.35
razem	<u>Zł 82.818.77</u>

Rozchody.

1. Wg grupy I — Wydatki osobowe	Zł 42.185.52
z czego:	
poz. a — Pensje pracowników opłacanych przez Zakład	Zł 29.035.—
poz. b — Wynagrodzenie robotników dziennych	„ 3.966.60
poz. c — Wynagrodzenie za dodatkowe prace	„ 6.648.—
poz. d — Świadczenia socjalne	„ 2.535.92
2. Wg grupy II — Wydatki lokalowe	Zł 8.074.17
z czego:	

poz. b — Woda i kanalizacja . . .	}	Zł 3.308.01
poz. c — Opał.		
poz. d — Światło — jako 5% od obrotu wpłacono Kwesturze Polit. W. zgodnie z polece- niem M. W. R. i O. P. pismo Nr IV N S 3091/34 z dn. 21 III 1934 r.		
poz. e — Urzymanie porządku . . .	Zł 550.09	
poz. f — Instalacje, remont i kon- serwacja lokalu	Zł 4.216.07	
3. Wg grupy III — Inne wydatki admini- stracyjne		Zł 3.635.52
z czego:		
poz. a — Materiały pisarskie . . .	}	Zł 449.05
poz. b — Druki		
poz. c — Telefony i porto	"	721.23
poz. d — Drobne wydatki i prze- syłki	"	2.465.24
4. Wg grupy IV — Urządzenia i potrzeby naukowe Zakładu		Zł 14.804.47
poz. b — Aparaty, przyrządy i na- rzędzia	Zł 10.470.57	
poz. c — Odczynniki i materiały . . .	" 4.333.90	
5. Zwrot mylnie zapisanego wpływu . . .	Zł 85.—	
	razem . . .	Zł 68.784.68
Przychody	Zł 82.818.77	
Rozchody	Zł 68.784.68	
Saldo na 1 IX 1937 r.	Zł 14.034.09	

(—) M. Nestorowicz

Kierownik Drogowego Instytutu Badawczego

II

OGÓLNE SPRAWOZDANIE Z DZIAŁALNOŚCI SEKCJI DROGOWEJ TOWARZYSTWA STUDIUM TECHNOLOGICZNEGO „TOST”

Compte rendu des travaux de la Société d'Etudes Technologiques — Section Routière-et compte rendu des finances.

Za czas od dn. 1 III 1934 r. do dn. 31 VIII 1937 r.

I

Za czas od dn. 1 III 1934 r. do dn. 31 VIII 1934 r.

W lutym 1934 r. Drogowy Instytut Badawczy przystąpił do istniejącego Towarzystwa Studium Technologicznego organizując Sekcję Drogową.

Głównym celem organizowanej Sekcji było w myśl statutu zdobycie funduszków na budowę pomieszczeń dla Instytutu.

W okresie sprawozdawczym przeprowadzone zostały prace propagandowe i organizacyjne mające na celu pozyskanie członków fizycznych i zbiorowych oraz zainteresowanie i zaznajomienie przemysłu związanego z budownictwem drogowym z zamierzeniami i zakresem prac Sekcji Drogowej.

Wysokość funduszków Sekcji Drogowej uzyskanych ze składek i subsydiów na dzień 1 IX 34 r. wyniosła zł 5.310.

II

Za czas od dn. 1 IX 34 r. do dn. 31 VIII 35 r.

Gromadzone były w dalszym ciągu fundusze ze składek i subsydiów. Czynione były również starania o pozyskanie lokalu dla Drogowego Instytutu Badawczego w budujących się gmachach „TOST'u”, jednakże bez pozytywnych rezultatów.

Wobec nieodzownej konieczności dostarczenia Instytutowi potrzebnych pomieszczeń, uzyskano po rozpatrzeniu kilku możliwości, zgodę Senatu Politechniki na przebudowę strychu w gmachu nowej kreślarni. Miała tam zostać przeniesiona szki-cownia z suteryn, a uzyskany lokal miał być oddany dla potrzeb Instytutu.

Do przebudowy strychu przystąpiono w dniu 5 I 35 r., powierzając kierownictwo robót inż. arch. Z. Wóycickiemu, a wykonanie robót p. B. Mruczyńskiemu za sumę zł 20.314.75 na podstawie przeprowadzonego przetargu ofertowego.

W chwili rozpoczęcia przebudowy na koncie Sekcji Drogowej „Tostu” figurowała suma około 8.000 zł, a Zarząd Tow. Studium Technologicznego wyraził zgodę na opłacenie robocizny przy projektowanej przebudowie—w wysokości do 5.000 zł.

Przebudowa trwała do końca czerwca 1935 r., po czym nastąpiło przeniesienie szkieletu do nowego pomieszczenia.

Kosztorys pierwotny został za zgodą Instytutu przekroczony i wyniósł 21.619. 46 zł.

Uzyskany lokal składał się z dwóch sal i składziku o łącznej powierzchni około 300 m² i wymagał przystosowania do potrzeb laboratoryjnych, a więc postawienia ścianek, przebicia nowych drzwi, wymalowania ścian, drzwi i okien, przeprowadzenia gazu, wody i elektryczności.

Wobec wyczerpania się funduszy Sekcji Drogowej „Tostu”, Instytut stanął wobec niemożności przeprowadzenia robót. W związku z odbywającą się Wystawą Drogową uzyskała Sekcja Drogowa od Komitetu Wystawy subwencję na ten cel w sumie około 6.000 zł, z czego do dnia 31 VIII 35 r. wpłynęło zł 3.500. Dzięki temu roboty zostały rozpoczęte.

Przebudowa lokalu spowodowała rozdzielenie poszczególnych działów Instytutu i potrzebę innego rozmieszczenia maszyn i przyrządów.

Prócz tego w lipcu 1935 r. zostało przekazane Instytutowi przez Ministerstwo Komunikacji laboratorium ceramiczne przy Zarządzie Klinkierń Państwowych w Izbicy, posiadające cały szereg maszyn do badań wytrzymałościowych, laboratorium chemiczne oraz maszyny do wyrobu i piece do wypału próbek gliny.

Roboty związane z nowym rozmieszczeniem maszyn musiały być przeprowadzone dla umożliwienia normalnego toku prac Instytutu.

Z powodu zupełnego wyczerpania się funduszy Sekcji Drogowej, zaciągnięta została doraźna pożyczka z bieżących wpływów Drogowego Instytutu Badawczego w sumie zł 7.000.

Saldo na dzień 1 IX 35 r. wyniosło zł 3.945.07.

III

Za czas od dn. 1 IX 35 r. do dn. 31 VIII 36 r.

W okresie jesiennym i zimowym prowadzone były w dalszym ciągu prace związane z rozmieszczeniem maszyn i doprowadzeniem instalacji elektrycznej, gazu i wody w uzyskanym lokalu.

Dn. 12 VI 36 r. odbyło się walne zebranie członków Sekcji Drogowej „Tostu”, mające na celu:

1. Wybór władz Sekcji Drogowej;

2. Złożenie przez Instytut sprawozdania z dotychczasowej działalności i rozliczenia rachunkowego;

Przekazanie nowowybranemu Zarządowi spraw dotyczących Sekcji Drogowej.

Do Zarządu Sekcji Drogowej „Tostu” wybrani zostali:

Prof. Dr W. Grabski jako przewodniczący.

Inż. W. Bóbr — „ viceprzewodniczący.

Inż. M. Bajewski „ viceprzewodniczący.

Inż. A. Gajkowicz „ skarbnik.

Inż. Dr W. Skalmowski „ sekretarz.

Składający sprawozdanie przedstawiciel Instytutu podkreślił, że prowadzone dotychczas przez Instytut agendy Sekcji Drogowej miały na celu jedynie sprawy organizacyjne i pozyskanie funduszy na przebudowę najniezbędniejszych pomieszczeń.

Przygotowanie programu i rozwinięcie dalszej działalności Sekcji Drogowej zgodnie ze Statutem będzie czynnością nowoobranego Zarządu.

Przedłożone sprawozdanie rachunkowe postanowiono przesłać w myśl § 10 statutu do Komisji Rewizyjnej „Tost'u” do kontroli i aprobaty.

Zlecono nowoobranemu Zarządowi przygotowanie szczegółowego programu dalszej działalności oraz preliminarza budżetowego który wraz z wynikami kontroli rachunków przesłanych do Zarządu „Tostu” ma być przedstawiony na następnym walnym zebraniu członków Sekcji Drogowej „Tost'u”.

Saldo na dzień 1 X 36 r. wyniosło zł 9.484.05.

(—) *M. Nestorowicz*

Kierownik Drogowego Instytutu Badawczego.

IV.

Za czas od dn. 1 IX 36 r. do dn. 31 VIII 37 r.

Rozwój prac Instytutu spowodował, że uzyskane pomieszczenia okazały się znowu za szczupłe.

Nowoorganizowany dział — badań gruntów nie mógł rozpocząć normalnej pracy z braku odpowiedniego miejsca.

Na skutek wszczętych starań przez Sekcję Drogową i parcia ze strony Zarządu „Tost”, uzyskano zgodę p. Rektora na przejęcie w suterynach nowej kreślarni, lokalu o powierzchni około 200 m² sąsiadującego z Instytutem na warunkach następujących:

Znadujące się dotychczas w powyższym lokalu silniki aeroplanowe zostały zmagazynowane w pomieszczeniu oddanym do tego celu przez Zarząd „Tost” (gmach „Tost” od ul. Topolowej). Pomieszczenie to musiało być uprzednio przebudowane i we właściwy sposób przystosowane.

Otrzymawszy opróżniony lokal w suterynie nowej kreślarni, Sekcja Drogowa wykonała własnym kosztem potrzebne przeróbki, (doprowadzenie instalacji elektrycznej, gazu i wody, założenie fundamentów pod maszyny) i oddała go do potrzeb Instytutu w kwietniu 1937 r.

Wydatki związane z przebudową lokalu wyniosły zł 5.993.63.

W uzyskanym lokalu urządzone zostało przez Instytut laboratorium badania gruntów i zainstalowany aparat Föppl'a do badania kruchości tłucznia.

W okresie sprawozdawczym Sekcja Drogowa, opierając się na punkcie e § 3 statutu udzieliła subsydium:

1) w sumie zł 350.—inż. A. Kobylińskiemu na wyjazd do Monachium na Wystawę Drogową.

2) w sumie zł. 274.80 — inż. S. Lenczewskiemu-Samoty, inż. A. Kobylińskiemu, inż. F. Esse i Z. Jastrzębskiemu na wyjazd i wzięcie udziału w I Kongresie Inżynierów we Lwowie¹⁾.

W sierpniu Zarząd „Tost” zwrócił przesłane do kontroli rachunki. Zarząd Sekcji Drogowej przystąpił do wykonania uchwał walnego zebrania z dnia 12 VI 36 r. przygotowując program dalszej działalności i preliminarz budżetowy na projektowane w końcu roku 1937 lub w początkach 1938 walne zebranie członków Sekcji Drogowej.

¹⁾ Suma rozchodowana we wrześniu 1937 r. i zamieszczona w rozliczeniu za rok 1937/38.

W programie dalszej działalności postanowiono zrealizować następujące pkty:

1) Uzyskać zgodę p. prof. M. Nestorowicza i uruchomić w lokalu Instytutu bibliotekę drogową, umożliwiając korzystanie z niej członkom Sekcji Drogowej;

2) Spowodować urządzenie przez Instytut w sezonie zimowym roku 1937/38 kursów dwutygodniowych dla członków Sekcji Drogowej umożliwiających im zapoznanie się z postęпами poszczególnych działów techniki drogowej.

Saldo na dzień 1 IX 37 r. wyniosło zł 4.050.42.

Inż. W. Bóbr

Viceprzewodniczący Sekcji Drogowej
Towarzystwa Studium Technologicznego.

OGÓLNE SPRAWOZDANIE RACHUNKOWE SEKCJI DROGOWEJ STUDIUM TECHNOLOGICZNEGO „TOST”

I. Za czas od dn. 1 III 34 do dn. 31 VIII 34 r.

Przychody.

1. Subsydia na przebudowę pomieszczeń

Ministerstwo Komunikacji	zł 2,000,—	
Tow. „Karpaty”	zł 1,000,—	
Powiatowy Zarząd Drogowy w Warszawie	zł 500,—	zł 3,500,—

2. Składki członków zbiorowych.

Ministerstwo Komunikacji jako członek wspierający	zł 300,—
Powiatowy Zarząd Drogowy w Warszawie	zł 100,—
Zarząd m. st. Warszawy Wy- dział Techniczny	zł 100,—
Sejmik Miechowski	zł 100,—
Związek Powiatów Rzplitej Pol- skiej	zł 100,—
Tow. „Karpaty”	zł 100,—
„Standard Nobel” w Polsce	zł 100,—
„Strada”	zł 100,—
„Komdrobit”	zł 100,—
„Galicja”	zł 100,—

„Gazy Ziemne”	zł	100,—	
„Elektro”	zł	100,—	
„Ołtarzew”	zł	100,—	
„Puricelli”	zł	100,—	
„Karpaty” (Małopolska)	zł	100,—	zł 1,700.—

3. Składki członków fizycznych

Prof. M. Nestorowicz	zł	10,—	
Inż. A. Gajkowicz	zł	10,—	
Inż. Wexner	zł	10,—	
Inż. Michalski	zł	10,—	
Inż. F. Wichrzycki	zł	10,—	
Inż. W. Ulbrycht	zł	10,—	
Inż. J. Zylbertal	zł	10,—	
Inż. L. Borowski	zł	10,—	
Inż. T. Panusz	zł	10,—	
Inż. A. Missbach	zł	10,—	
Inż. W. Bóbr	zł	10,—	zł 110,—

zł 5,310,—

Przychody razem na dn. 31 VIII 34 r. zł 5,310,—

Rozchody razem na dn. 31 VIII 34 r. —

Saldo na dn. 1 IX 34 r. zł 5,310,—

II. Za czas od dn. 1 IX 34 r. do dn. 31 VIII 35 r.

Przychody.

1. Saldo na 1 IX 34 r. zł 5,310,—

2. Subsydia na przebudowę pomieszczeń

Kamien. Państw. w Janowej Dolinie

za rok 1934 zł 5,000,—

za rok 1935 zł 2,500,—

Zakłady Ceramiczne „Ołtarzew” zł 1,000,—

Budowa Nowoczesnych Dróg w Krakowie zł 1,000,—

Komitet wystawy Drogowej (Liga Drogowa), wpłynęło do dnia 1 IX 35 r.

zł 3,500,— zł 13,000,—

3. Składki członków zbiorowych:

Wydział Powiatowy w Hrubieszowie

zł 100,—

Wydz. Powiatowy w Zamościu	zł	100,—	
Wydz. Powiatowy w Warszawie	zł	100,—	
Wydział Techniczny Zarządu Miejskiego w Warszawie	zł	100,—	
Związek Miast Polskich	zł	100,—	
Związek Pow. Rzplitej Polskiej w Warszawie	zł	100,—	
Raf. „Gazy Ziemne” we Lwowie	zł	100,—	
„Standard Nobel” w Polsce, Warszawa	zł	100,—	
Państw. Fabr. Olejów Mineraln. „Polmin” w Drohobyczu	zł	100,—	
Klinkiernia „Gródków” za rok 1934	zł	100,—	
za rok 1935	zł	100,—	
„Elektro” Łaziska Górne	zł	100,—	
M. Zagajski Sp. Akc. w W-wie	zł	100,—	
„Polski Eufalt” w Katowicach	zł	100,—	
„Termak” w Katowicach	zł	100,—	
„Smołogranit” w Katowicach	zł	100,—	
Budowa Nowoczesnych Dróg w Krakowie	zł	100,—	
„Puricelli” w Warszawie	zł	100,—	zł 1,800,—

4. Składki członków fizycznych:

Prof. M. Nestorowicz	zł	10,—	
Dyr. F. Jagoszewski za rok 1934 i 1935	zł	20,—	
Inż. W. Wybraniec	zł	10,—	
Inż. Inż. Michalski i Wexner w Krakowie	zł	20,—	
Inż. Zakolski z Lublińca	zł	10,—	
„Fundamemnt” omyłkowo wpi- sane przez Kwesturę (kwota po- wyższa została przeniesiona na konto D. I. B. w nowym okre- sie budżetowym	zł	10,—	
Inż. Dr Z. Kragen za rok 1934 i 1935.	zł	20,—	

Dyr. Janowski z f-my „Polski Eufalt”	zł	10,—	
„Smołogranit” w Katowicach	zł	10,—	
Inż. W. Ulbrycht	zł	10,—	zł 130,—
5. Pożyczka z bieżących wpływów Drogowego Instytutu Badawcz.			zł 7,000,—
	Razem	zł	27,240,—

Rozchody:

1. Wypłacono p. B. Mruczyńskiemu za przebudowę strychu na salę kreślarską 24 I 35 r.	zł	2,834,—	
28 II 35 r.	zł	4,642,41	
8 III 35 r.	zł	5,664,84	
26 IV 35 r.	zł	1,316,26	
26 VII 35 r.	zł	998,49	
26 VIII 35 r.	zł	1,163,46	zł 16,619,46
2. Wypłacono inż. Z. Wóycickiemu jako kierownikowi budowy 5 III 35 r.	zł	300,—	
26 IV 35 r,	zł	678,01	zł 978,01
3. Kwesturze za prowadzenie rachunkowości (poz. mylnie zarachowana — zwrócona w następnym okresie budżetowym)	zł		zł 105,—
4. Wydatki na przebudowę uzyskanego w suterynach lokalu i instalację maszyn: 12 VII 35 r.	zł	1,000,—	
24 VII 35 r.	zł	735,44	
2 VIII 35 r.	zł	129,92	
13 VIII 35	zł	1,101,60	
23 VIII 35	zł	625,50	zł 3,592,46
5. Zaliczka na dalsze wydatki jak wyżej do rozliczenia (rozliczenie nastąpiło po 1 IX 35 r. ¹⁾			zł 2,000,—
	Razem	zł	23,294,93

¹⁾ Definitywne rozliczenie zaliczki w postaci rachunków na sumę zł. 2000 złożone zostało w Kwesturze Politechniki dn. 7 XII 35 r.

Przychody razem na dn 31 VIII 35 r.	zł 27,240,—
Rozchody razem na dn 31 VIII 35 r.	zł 23,294,93
Saldo na dn. 1 IX 35 r.	zł 3,945,07

III. Za czas od dn. 1 IX 35 r. do dn. 31 VIII 36 r.

Przychody.

1. Saldo na dzień 1 IX 35 r..	zł 3,945,07
2. Subsydia na przebudowę pomieszczeń:	
Państw. Fabr. Ol. Min. „Polmin”	zł 1,500,—
Śląska Rada Wojewódzka . . .	zł 2,000,—
Komitet Wystawy Drogowej (Li- ga Drogowa)	zł 2,389,—
Klinkiernia „Gródków”	zł 500,—
	zł 6,389,—
3. Składki członków zbiorowych:	
Śląska Rada Wojewódzka . . .	zł 200,—
Ministerstwo Komunikacji w Warszawie	zł 300,—
Miasto Chorzów	zł 100,—
Budowa Nowoczesnych Dróg w Warszawie	zł 100,—
Standard Nobel w Polsce . . .	zł 100,—
Trwałe Drogi S. A. w Warszawie	zł 100,—
Związek Miast Polskich	zł 100,—
„Gazy Ziemne”	zł 100,—
Klinkiernia „Gródków”	zł 100,—
„Elektro” Łaziska Górne . . .	zł 100,—
M. Zagajski S. A.	zł 100,—
P. F. O. M. „Polmin”	zł 100,—
„Komdrobit”.	zł 200,—
„Strada”	zł 100,—
Zakł. Ceramiczn. „Ołtarzew” .	zł 200,—
Wydz. Powiatowy w Warszawie	zł 100,—
Związek Powiatów Rzplitej P.	zł 100,—
„Polski Eufalt” Katowice . . .	zł 100,—
„Małopolska”, Lwów	zł 100,—
Zarząd Miejski m. st. Warszawy	zł 100,—
	zł 2,500,—

4. Składki członków fizycznych:

Prof. M. Nestorowicz	zł	10,—	
Inż. W Bóbr	zł	10,—	
Dyr. F. Jagoszewski	zł	10,—	
Inż. M. Bajewski	zł	10,—	
Inż. W. Skalmowski	zł	20,—	
Dr T. Roszko	zł	10,—	
Dr Z. Kragen	zł	10,—	
Inż. W. Zakolski	zł	10,—	
Inż. T. Panusz	zł	10,—	
Inż. W. Bóbr	zł	10,—	
Dr T. Roszko	zł	10,—	
p. Br. Jaworski	zł	10,—	zł 130,—

5. Zwrot mylnie wpłaconej sumy
urzędnikom Kwestury Pol. War.
w ubiegłym roku budżetowym

	zł	105,—
Razem	zł	13,069,07

Rozchody.

1. Wydatki na przebudowę uzyska-
nego w suterynach lokalu i in-
stalację maszyn:

dn. 6 IX 35 r.	zł	865,42	
dn. 10 III 36 r.	zł	2,389,—	zł 3,254,42

2. Koszty delegacji Inż. F. Esse za
granicę

zł 320,60

3. Przelano na konto D. I. B. jako
mylnie wpłacony wpływ z f-my
„Fundament” w ub. roku budż.

zł 10,—

Razem zł 3,585,02

Przychody na dz. 31 VIII 36 r. zł 13,069,07

Rozchody na dz. 31 VIII 36 r. zł 3,585,02

Saldo na dz. 1 IX 36 r. zł 9,484,05

IV. Za czas od dn. 1 IX 36 r. do dn. 31 VIII 37 r.

Przychody:

1. Saldo na dz. 1 IX 36 r. zł 9,484,05

2. Składki członków zbiorowych;

III

PRACE BADAWCZE I NORMALIZACYJNE

Travaux des recherches et de standardisation

1. DOŚWIADCZENIA Z BETONEM WIBROWANYM

Essais du béton vibré

Zastosowanie wibracji do zagęszczania betonu zamiast ubijania znane było już kilkanaście lat temu we Francji i Ameryce, gdzie zgłoszono pierwsze patenty na wibrowanie mieszanki betonowej.

W Polsce wibrowanie betonu praktykowane jest już od paru lat, a ostatnio ukazanie się na rynku wibratorów produkcji krajowej przyspieszy w znacznym stopniu popularność wibrowania betonu. Hamulcem w rozwoju wibracji betonu jest brak wskazówek dotyczących dozowania betonów przeznaczonych do wibracji. Nieliczne tylko firmy mają możliwość przeprowadzenia doświadczeń, które wymagają dłuższego czasu, dużej ilości prób i kosztownych przyrządów.

Celem ułatwienia racjonalnego projektowania betonów przeznaczonych do wibracji przeprowadzone zostały w Drogowym Instytucie Badawczym przy Politechnice Warszawskiej¹⁾ badania zmierzające do znalezienia metody doświadczalno obliczeniowej dozowania tych betonów.

Sposób doświadczalno obliczeniowy dozowania betonów ciekłych i ubijanych prof. inż. W. Paszkowskiego ogłoszony w „Przeglądzie Technicznym” Nr 5 i 6 z roku 1935, daje możliwość wyznaczenia ilościowej proporcji składników (cementu, piasku, żwiru i wody) o danych cechach, przy której beton wykaże w określonym terminie z góry przewidzianą wytrzymałość, a w stanie świeżym żadaną urabialność i ciekłość. Metoda ta oparta na ścisłych pojęciach naukowych odznacza się wyjątkową przejrzystością, ustala tryb postępowania przy projektowaniu mieszanek betonowych, nie pozwala projektującemu przeoczenia żadnego z warunków dobrego dozowania i ponadto

¹⁾ Badania wykonali p. J. Niewęglowski i S. Szuk.

usuwa tzw. „dozowanie na oko”, którego nigdy nie można być pewnym i które możliwe jest tylko przy dużym doświadczeniu projektującego. Te zalety metody prof. W. Paszkowskiego nasunęły nam myśl dostosowania jej do betonów wibrowanych.

Wibracja pozwala na użycie betonu o *mniej* zawartości wody; można zwiększyć wskaźnik cementowo-wodny c/w (stosunek cementu do wody w objętości betonu), którego funkcją jest wytrzymałość betonu; ze wzrostem wskaźnika c/w rośnie wytrzymałość betonu.

Wodę w betonie dzielimy na: wodę potrzebną do cementu i na wodę potrzebną do kruszywa dla otrzymania żądanej ciekłości. Woda wymagana przez cement jest w stałym stosunku do wagi cementu

$$w_c = 0,23 c \quad (1)$$

(w_c — woda wymagana do cementu; c — cement). Woda wymagana przez kruszywo zależy od jego uziarnienia; oblicza się ją ze wzoru empirycznego (dla 1 kg frakcji d'/d'')

$$w_k = \left[\frac{10}{1/2 (\lg d' + \lg d'')} \right]^3 N \quad (2)$$

(d' i d'' są to średnice ziarn frakcji w mikronach, logarytmy o zasadzie 10). Współczynnik N jest doświadczalny i inny dla każdej konsystencji betonu:

dla betonu ubijanego	$N = 1,16$
„ „ półciekłego	$N = 1,53$
„ „ ciekłego	$N = 1,80$

Pierwszym etapem naszych doświadczeń było określenie współczynnika N dla betonu wibrowanego.

Jak widać ze wzoru (2) zmniejszenie N powoduje zmniejszenie ilości wody do kruszywa. Po obliczeniu wskaźników wodnych dla poszczególnych frakcji (Tabela 1) obliczono według metody prof. W. Paszkowskiego mieszanki dla $N = 1,16; 1,0; 0,95; 0,90; 0,85; 0,80; i 0,60$; zakładając $c/w = 2,6$ i otulenie $r = 0,5$ mm.

Tabela 1

Wskaźniki wodne wg wzoru (2) dla piasku i grysów na 1 kg frakcji potrzeba wody kg.

Frakcja	$\left[\frac{10}{\frac{1}{2}(lgd' + lgd'')} \right]^2$	N						
		1,16	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,60
0, 0,5	0,0770	0,0900	0,0770	0,0730	0,0695	0,0655	0,0616	0,0462
0,5, 1,0	0,0430	0,0500	0,0430	0,0410	0,0388	0,0366	0,0344	0,0258
1,0, 2,0	0,0319	0,0370	0,0319	0,0303	0,0288	0,0271	0,0255	0,0192
2,0, 4,0	0,0241	0,0280	0,0241	0,0229	0,0217	0,0205	0,0193	0,0145
4,0, 10,0	0,0190	0,0220	0,0190	0,0180	0,0171	0,0161	0,0152	0,0114
10,0, 20,0	0,0146	0,0170	0,0146	0,0139	0,0131	0,0124	0,0117	0,0087

Do mieszanek użyto gysu diabazowego z Niedźwiedziej Góry o średnicy ziarn od 2 mm do 20 mm; o ciężarze właściwym 2,9 i wytrzymałości na ściskanie 2900 kg/cm², oraz piasku wiślanego i cementu normalnego „Grodziec”. Chcąc otrzymać beton mało ścieralny dobrano piasek i grys, których krzywe przesiewu spełniły równanie paraboli:

$$\text{dla piasku } p = 100 \sqrt{\frac{d}{D_1}}$$

$$\text{dla gysu } p = 100 \sqrt{\frac{d - d_m}{D_2 - d_m}}$$

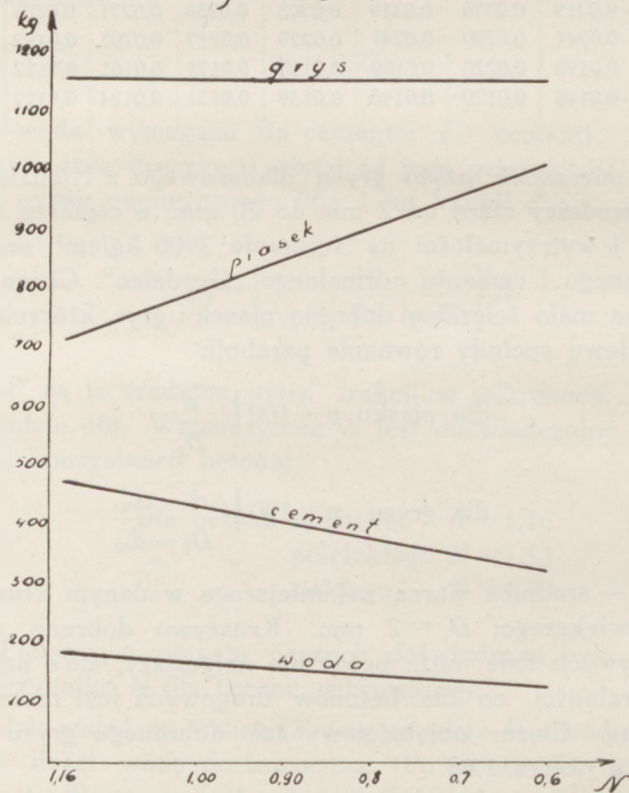
gdzie d_m — średnica ziarna najmniejszego w danym kruszywie; D_2 — największego; $D_1 = 2$ mm. Kruszywo dobrane według tych krzywych daje może beton nie najgęstszy, ale o najmniejszej ścieralności, co dla betonów drogowych jest rzeczą bardzo ważną. Ciężar objętościowy tak dobranego gysu równa się 1,54, a piasku 1,68.

Wyniki obliczenia mieszanek w odniesieniu do 1 m³ betonu dla poszczególnych wartości współczynnika N zestawione są w tabeli Nr 2 i na wykresie 1.

Tabela 2

N	Cement kg	Woda kg	Piasek kg	Grys kg	%-zawar. piasku	U w a g i
1,16	475	183	710	1150	38,1	Założenie c/w = 2,6 r = 0,5 mm
1,00	430	166	792	1150	40,8	
0,95	420	160,5	805	1150	41,2	
0,90	410	158	829	1150	41,8	
0,85	395	152	858	1150	42,8	
0,80	385	147	888	1150	43,6	
0,60	315	121	1007	1150	46,8	

Wykres 1.



Wykresy składowych betonu w zależności od współ "N"
przy założonym $\frac{c}{w} = 2,6$ i $r = 0,5$ mm.

Z zestawień tych widać, że ze zmniejszeniem współczynnika N a więc ze zmniejszeniem wody zmienia się skład %-wy zaprawy; zmniejsza się zawartość cementu, zwiększa się ilość piasku, a szkielet kamienny i sama ilość zaprawy pozostają bez zmiany. Zmniejszanie się ilości cementu jest konsekwencją założenia stosunku $c/w = 2,6$, którego nie zmieniamy. Wobec zmniejszenia się zawartości cementu i wody w zaprawie trzeba wziąć więcej piasku, aby otrzymać tę samą ilość zaprawy. Zmniejszenie ilości wody wymaganej przez kruszywo powoduje wzrost wytrzymałości; z drugiej strony ochudzenie zaprawy, przez zmniejszenie cementu a powiększenie ilości piasku, powoduje zmniejszanie się wytrzymałości.

Mając na uwadze te dwa zjawiska, występujące przy zmianie współczynnika N , można drogą prób wytrzymałościowych znaleźć najodpowiedniejszą wartość współczynnika N . Najodpowiedniejszym współczynnikiem N będzie ten, przy którym beton wykaże najwyższą wytrzymałość. Wykonano po trzy próbki dla każdego N wibrując je przez 2 minuty. Wykazały one po 7-iu dniach wytrzymałości podane w tabeli 3.

Tabela 3

N	1,16	1,00	0,95	0,90	0,85	0,80	0,60
próbki							
1-sza	368	435	360	370	370	330	122
2-ga	348	404	330	310	365	280	130
3-cia	400	446	320	550	—	272	100
średnio	372	428	336	343	367	294	117

Wyniki otrzymane wskazują wyraźnie, że najodpowiedniejsze N znajduje się w pobliżu jedności. Dokładne wyznaczenie tego współczynnika wymagać będzie jeszcze licznych serii doświadczeń.

Wartość współczynnika $N = 1,00$ podana jest jako orientacyjna, bliska wartości najodpowiedniejszej, przy której jednak beton wykazuje wysoką wytrzymałość.

Potwierdzenie wyniku otrzymano sprawdzając dla każ-

dej mieszanki spęcznienie. Zakładając wielkość otulenia „r” otrzymuje się taką ilość zaprawy, że wypełnia ona wszystkie wolne przestrzenie w kruszywie, i ponadto oblepia każde ziarno kruszywa powłoką o grubości $r/2$. Wskutek otoczenia każdego ziarna powłoką z zaprawy, powiększa się objętość wypełniona przez tak pogrubione ziarna kruszywa; ten przyrost objętości jest tzw. spęcznieniem. W betonie dobrze zaprojektowanym powinno być spęcznienie rzeczywiste równe obliczonemu. Sprawdzając spęcznienie betonów obliczonych dla różnych współczynników N stwierdzono, że ze zmniejszeniem współczynnika N spęcznienie wzrasta. Następnie, że spęcznienie betonu przy $N = 1,16$ było mniejsze niż obliczone. Wyniki pomiarów objętości przy projektowanym 1 litrze betonu dla różnych N zebrane są w tabeli 4.

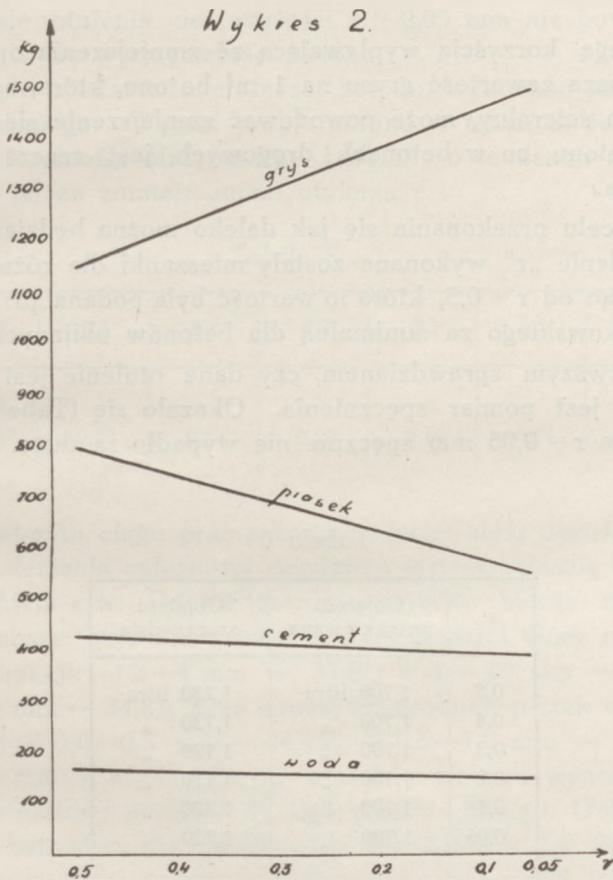
Tabela 4

N	1,16	1,00	0,95	0,90	0,85	0,60
Objętość po uwibrowaniu	0,990	1,030	1,025	1,050	1,050	1,200

Za małe spęcznienie betonu przy $N = 1,16$ tłumaczy się tym, że na skutek wibracji usunięta została część pęcherzyków powietrza, która przy betonie ubijanym pozostaje w masie betonu. Nadmierne spęcznienie betonów dla N mniejszego od 0,90 można tłumaczyć dużą ilością piasku w zaprawie a zamałą ilością cementu i wody, które nie zdołały wypełnić wszystkich wolnych przestrzeni w piasku. Biorąc pod uwagę jeszcze fakt, że w betonie dla $N = 1,6$ było za dużo wody, która podczas wibracji wystąpiła na powierzchnię, można z doświadczenia ze spęcznieniem wnioskować, że najodpowiedniejszy współ. N znajduje się w granicach 1,16 i 0,90. Wniosek ten jest, jak już pisaliśmy, w pewnym stopniu potwierdzeniem wyników prób wytrzymałościowych.

Drugą ważną rzeczą, która nasuwa się w technologii betonu wibrowanego, jest możliwość użycia betonu o mniejszej urabialności. Na skutek dużej ilości wstrząsów o małej ampli-

tudzie, następujących szybko po sobie, poszczególne ziarna kruszywa mają możliwość łatwiejszego ułożenia się. Możliwość użycia przy wibracji betonu o mniejszej urabialności jest ważne z dwu względów. Zmniejszając otulenie r , którego funkcją jest urabialność, zmniejszamy ilość zaprawy, a tym samym zawartość cementu w jednostce objętości betonu. Tabela 5 i wykres 2 wskazują jak zmieniają się składniki betonu w zależności od otulenia r . Obliczenia wykonano na 1 m^3 betonu przy założeniach $c/w = 2,6$ i współczynnika $N = 1,00$.



Wykresy składowych betonu w zależności od „ r ” przy założonym $\frac{c}{w} = 2,6$ i współ. $N = 1,00$.

Tabela 5

r	Cement kg	Piasek kg	Grys kg	Woda kg
0,5	430	792	1150	166
0,4	424	737	1220	163
0,3	416	694	1283	159
0,2	406	650	1363	156
0,1	396	576	1460	152
0,05	390	554	1495	150

Drugą korzyścią wypływającą ze zmniejszenia otulenia r jest większa zawartość grysu na 1 m^3 betonu, która, o ile grys jest mało ścieralny, może powodować zmniejszenie się ścieralności betonu, co w betonach drogowych jest rzeczą dużego znaczenia.

W celu przekonania się jak daleko można będzie zmniejszyć otulenie „ r ” wykonane zostały mieszanki dla różnych „ r ” poczynając od $r = 0,5$, która to wartość była podana przez prof. W. Paszkowskiego za minimalną dla betonów ubijanych.

Pierwszym sprawdzianem, czy dane otulenie jest jeszcze możliwe, jest pomiar spęcznienia. Okazało się (Tabela 6), że nawet dla $r = 0,05 \text{ mm}$ spęcznienie nie wypadło za duże.

Tabela 6

r	Objętość projektowana	Objętość rzeczywista
0,5	1,700 litra	1,730 litra
0,4	1,700 „	1,730 „
0,3	1,700 „	1,720 „
0,2	1,700 „	1,710 „
0,1	1,700 „	1,720 „
0,05	1,700 „	1,720 „

Próby wytrzymałościowe potwierdziły w zupełności wynik doświadczenia ze spęcznieniem: (Tabela 7).

Tabela 7

r	Zawartość cementu w 1 m ³ beton.	Wytrzymałość średnia kg/cm ²
0,5	430	519,0
0,4	424	590,0
0,3	416	550,0
0,2	406	572,0
0,1	396	644,0
0,05	390	618,0

zmniejszenie otulenia do wartości $r = 0,05$ mm nie powoduje zmniejszenia się wytrzymałości betonu.

W celu zbadania ścieralności betonu, wykonano próby na tarczy Bohme'go. Wyniki prób, zebrane w tabeli 8, świadczą o małej ścieralności otrzymanego betonu i o tendencji zmniejszania się jej ze zmniejszaniem otulenia r .

Tabela 8

r	0,5	0,4	0,3	0,2	0,1	0,05
Ścieralność w cm ³ /cm ²	0,15	0,14	0,18	0,16	0,14	0,12

W dalszym ciągu prac przeprowadzono serię doświadczeń w celu znalezienia zależności pomiędzy wytrzymałością betonu a wskaźnikiem c/w . Doświadczenia wykonano biorąc za kruszywo grubsze: grys diabazowy z Niedźwiedziej Góry o składzie wg frakcji: # 2—4 mm — 37,8%; \emptyset 4—10 mm — 27,4%; \emptyset 10—20 mm — 34,8%; a za kruszywo drobne—piasek wiślany o składzie: # 0,0—0,5 mm — 44,25%; # 0,5—1,0 mm — 29,25%; # 1,0—2,0 mm — 26,50%. Ciężar właściwy diabazu wynosił 2,9, ciężar objętościowy grysu—1,54 kg/l; piasku 1,68 kg/l. Obliczono mieszanki betonowe dla c/w równego 2,0; 2,2; 2,4; 2,6; 2,8 i 3,0. Przyjęty zakres zmienności wskaźnika c/w (2,0—3,0) podyktowany został tem, że beton obliczony dla wskaźnika c/w w tych granicach posiada zawartość cementu na 1 m³ praktycznie stosowaną, tj. od 250 kg/m³ do 500 kg/m³.

Tabela 1.

c/w	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
cement kg/m ³	252	293	337	385	436	497
piasek kg/m ³	722	680	625	562	496	417
grys kg/m ³	1495	1495	1495	1495	1495	1495
woda kg/m ³	126	134	140	148	156	165

Obliczenia wykonano według metody prof. W. Paszkowskiego, przy założonym otuleniu $r = 0,05$ mm oraz współczynnika $N = 1,0$ („ N ” jest to współczynnik doświadczalny używany we wzorze:

$$w_1 = \left[\frac{10}{\frac{1}{2}(l g d' + l g d'')} \right]^3 N$$

z którego oblicza się wodę wymaganą przez kruszywo; wartość $N = 1,0$ określone w poprzednich doświadczeniach jako najodpowiedniejszą dla betonów wibrowanych).

Sprawdzając spęczniecie wykonanych mieszanek stwierdzono (tab. 2), że jest ono dla betonów o wskaźniku c/w mniejszym od 2,4 za duże, tj. otrzymano betonu więcej niż przewidywano; powstało to stąd, że przyjęte otulenie $r = 0,05$ mm jest za małe dla użytego piasku, zawierającego 26,5% frakcji grubej od 1,0 do 2,0 mm; grube ziarna piasku dostając się pomiędzy ziarna grysu powodują zwiększenie objętości. Zaprawy, która była obliczona na: otoczenie każdego ziarna powłoką o grubości równej $r/2$, i wypełnienie próżni grysu przy odległości ziarn równej r , obecnie nie wystarcza; otrzymuje się beton nieuszczelny, o dużej ilości por.

Tabela 2.

c/w	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
Nadmierne spęczn. w %	12,7	6,25	3,2	2,6	1,32	1,32

Fakt, że spęczniecie powiększa się w miarę zmniejszenia wskaźnika c/w tłumaczy się tym, że w betonach przy małym

c/w zaprawa jest chudsza, posiada większą zawartość piasku (Tabela 1), a zatem jest większa możliwość rozpychania ziarn grysów przez grube ziarna piasku. Przy większych c/w, poczynając od c/w = 2,6, duża zawartość cementu, która w tym wypadku gra rolę jakby smaru, pozwala podczas wibracji na lepsze ułożenie się ziarn.



Przy wibrowaniu betonu o nadmiernym spęcznieniu zauważono ciekawe zjawisko. Podczas wibrowania betonu dobrze zaprojektowanego poziom zaprawy podnosi się zatapiając wszystkie ziarna grysów; na górnej powierzchni betonu tworzy się z zaprawy cienka błonka. Podczas wibrowania betonu o nadmiernym spęcznieniu zaprawa podniosła się do pewnego poziomu (Fotografia), ale nie zatopiła wszystkich ziarn grysów. Dowodzi to, że przy tak ułożonym grysie zaprawy było za mało.

Aby otrzymać dobry beton przy małych c/w, można postępować dwojako, albo zwiększyć otulenie „r”, czyli dać więcej zaprawy, albo odrzucić z piasku część ziarn grubych, czyli usunąć przyczynę nadmiernego spęcznienia. Który z tych sposobów zastosować, to będzie zależało w każdym wypadku od kalkulacji, co bardziej się opłaca? Czy przy pierwszej koncepcji, dać więcej cementu na 1 m³ gotowego betonu, czy zastosować piasek o małej zawartości grubych ziarn, przez odsianie go, albo taki piasek może znajdować się w pobliżu i sprowa-

dzenie go kosztowałyby mniej niż odsiewanie. Zmieniając otulenie „r” otrzymano beton o mniejszym spęcznieniu (Tabela 3).

Tabela 3.

c/w	2,0			2,4	
	otulenie „r” w mm	0,05	0,3	1,0	0,05
nadmierne spęczn. w %	12,7	12,27	6,83	3,2	2,6
zawartość cementu w kg m ³	252	271	304	337	350

Jak widać z zestawienia dla c/w = 2,0, nawet znaczne powiększenie otulenia „r”, a więc i zawartości cementu, nie daje zadowalniających wyników. W tym wypadku lepiej jest zastosować drugi sposób — usunąć grube ziarna piasku.

Wykonano beton dla c/w = 2,0 (Tabela 4) używając piasku wiślanego o składzie: # 0,0 — 0,5 mm — 55,0%; # 0,5 — 1,0 mm — 42,3% i # 1,0 — 2,0 mm — 2,7%; oraz grysłu diabazowego o składzie \varnothing 4 — 10 mm — 60,0%; \varnothing 10 — 20 mm — 40,0%.

Tabela 4.

r w mm	0,05	0,3
nadmierne spęcznienie w %	3,2	2,6
zawartość cementu w kg m ³	243	256

Beton tak zaprojektowany, posiada spęcznienie dopuszczalne i zawartość cementu nie zwiększoną. (Nieco mniejsza zawartość cementu jest wynikiem użycia kruszywa o innym składzie, które posiada mniejszą ilość próżni).

Poniżej w tabeli 5 zestawione są wyniki doboru najwłaściwszej mieszanki betonowej dla c/w = 2,0. Widzimy z tego zestawienia, że badając spęcznienie betonu możemy sądzić o wartości materiału. Im spęcznienie jest lepsze, czyli objętość betonu projektowanego jest bliższa objętości rzeczywistej, tem wytrzymałość betonu jest wyższa. Jest to ważne zjawisko z tego względu, że pozwala natychmiast po zarobieniu be-

tonu przekonać się, czy dana mieszanka betonowa jest dobrze zaprojektowana.

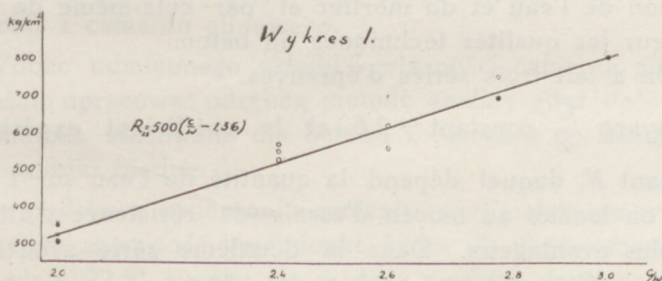
Tabela 5.

c/w	2,0				Uwagi
	1	2	3	4	
otulenie r w mm	0,05	1,0	00,5	0,3	Do mieszanek w rubrykach 3 i 4 użyto piasku ze zmniejszoną ilością ziarn grubych o średnicy 1—2 mm.
nadmierne spęcznienie w %	12,7	6,83	3,2	2,6	
zawartość cementu w kg m^3	252	304	243	256	
średnia wytrzymał. po 28 dn. w kg/cm^2	270	275	319	342	

Po 28 dniach zgnieciono próbki, które dały wytrzymałości:

Tabela 6.

c/w	2,0	2,4	2,6	2,8	3,0
Wytrzymałość na ścisk. po 28 dn. w kg/cm^2	319 342	550	628	741	821
Zawartość cementu w kg/m^3 bet.	243 256	350	385	436	497



Nanosząc na wykres o osiach współrzędnych c/w i wytrzymałość w kg/cm^2 punkty odpowiadające wytrzymałościom mieszanek dla różnych wskaźników c/w zauważymy, że wytrzymałość zmienia się liniowo, co odpowiada wzorowi wytrzymałościowemu Bolomeya $R_j = k (c/w - 0,50)$, który przedstawia linię prostą. W naszym wypadku można przedstawić zależność wytrzymałości od wskaźnika c/w w formie $R = 500 (c/w - 1,36)$. Jest to równanie prostej, przedstawionej na wykresie

1-szym, charakteryzującej zmiany wytrzymałości w zależności od zmian wskaźnika c/w w granicach od 2,0 do 3,0. Równanie to nie może być używane jako wzór wytrzymałościowy dla betonu wibrowanego, a jedynie ma z grubsza orientować o zmianach wytrzymałości przy zmianie wskaźnika c/w , ponieważ doświadczenia wykonane były tylko dla jednego gatunku cementu i ponad to doświadczeń tych było za mało, aby na ich podstawie można było zaproponować wzór wytrzymałościowy.

Do doświadczeń użyto cementu firmy „Grodziec”, którego zaprawa 1:3 dała wytrzymałość na ściskanie po 28 dniach 615 kg/cm^2 , początek wiązania po 3 godz. 10 min., koniec wiązania po 7 godz. 10 min.

R É S U M É

Les recherches avaient pour but l'application de la méthode expérimentale du dosage des composants au béton vibré de prof. Paszkowski. Ce béton est destiné à la fabrication des articles de béton et surtout des pavés de béton. En se servant de la méthode de vibration du béton il est permis de diminuer la quantité de l'eau et du mortier sur 1 m^3 de béton. On tentait d'indiquer la limite inférieure de la réduction de l'eau et du mortier et par cela-même de mettre en valeur les qualités techniques du béton.

On a fait trois séries d'épreuves.

Ayant $\frac{C}{w}$ constant = 2,6 et le coefficient expérimental changeant N , duquel dépend la quantité de l'eau sur 1 m^3 de béton, on tâchait au moyen d'essais de résistance d'atteindre N le plus avantageux. Dans la deuxième série avec N constant = $1,0 \frac{C}{w} = 2,6$ et r (enveloppement) changeant, duquel dépend la quantité du mortier dans 1 m^3 du béton, on déterminait aussi par des épreuves de résistance r le plus avantageux.

Dans la dernière série avec $\frac{C}{w}$ variant de 2,0 à 3,0 et les meilleurs N et r , obtenus aux essais précédents, on tentait à fixer une formule rapprochée pour la détermination de la résistance à la compression du béton au $\frac{C}{w}$ connu.

2. Z PRAC NAD OZNACZANIEM ZAWARTOŚCI CEMENTU I KRUSZYWA W BETONIE GLINOWYM

Travaux sur la détermination du contenu du ciment et des matériaux pierreux dans le béton du ciment fondu

W roku 1934 Drogowy Instytut Badawczy przystąpił do prac badawczych z zakresu analizy chemicznej betonu, stawiając sobie za zadanie opracowanie metody oznaczania zawartości cementu i kruszywa w betonie z cementu portlandzkiego. Istniejąca metoda Schenck'a ¹⁾ dawała wyniki niedokładne, poza tym prócz betonu należało mieć również kruszywo, z którego beton był wykonany.

Prace nad betonem z cementu portlandzkiego zostały ukończone w roku 1936 i ogłoszone w Biuletynie D. I. B. Nr 6.

W dalszym ciągu zajęto się opracowaniem metody analizy betonu z cementu glinowego.

Wobec odmiennego składu i własności cementu glinowego należało opracować odrębną metodę analizy, gdyż dotychczasowa metoda stosowana dla betonu z cementu portlandzkiego dawała wyniki błędne.

Za podstawę oznaczania cementu portlandzkiego w betonie przyjęto zawartość krzemionki, która dla tego cementu wynosi średnio 22,5% i waha się w dość wąskich granicach. Natomiast zawartość krzemionki w cemencie glinowym jest stosunkowo nieznaczna, około 5% i nie jest wartością tak stałą, jak w cemencie portlandzkim.

Podstawowym składnikiem cementu glinowego jest tlenek glinu Al_2O_3 , który stanowi około 40% zawartości cementu. Jest to wartość bardzo duża, tak że nieznaczne jej zmiany nie odbijają się prawie wcale na wynikach analizy.

¹⁾ R. Schenck. Die Prüfung von Strassenbaustoffen und neueren Strassendecken. 1932, str. 141.

Zatem za punkt wyjścia przy analizie betonu z cementu glinowego przyjęto tlenek glinu.

Badania nad metodą oznaczania cementu i kruszywa w betonie glinowym były prowadzone niezależnie od siebie przez Drogowy Instytut Badawczy i Biuro Badań Broni Pancernej, gdzie Dr Perkowski opracował metodę w postaci projektu normy wojskowej dla betonu glinowego.

Projekt ten został nadesłany do Drogowego Instytutu, w rezultacie czego w marcu 1937 r. uzgodniono obie metody badań stosowane przez Biuro Badań Broni Pancernej i Drogowy Instytut Badawczy.

Metoda uzgodniona przedstawia się w sposób następujący:

Oznaczenie cementu.

1. Oznaczenie ilości tlenku glinu.

Oznacza się zawartość Al_2O_3 zarówno w betonie, jak też w cemencie użytym do wyrobu betonu.

Do badania pobiera się conajmniej 10 kg betonu, i około 1/2 kg cementu dobrze wymieszanego.

Próbkę betonu rozbija się w moździerzu na ziarna o średnicy około 10 mm, pobiera się metodą kwadrantową conajmniej 1 kg i rozdrabnia do ziaren przechodzących przez sito do cementu o 900 oczkach na cm^2 . Tak przygotowaną próbkę należy bardzo dokładnie wymieszać.

W celu oznaczenia zawartości tlenku glinu w betonie należy znaleźć:

- a) sumę tlenków żelaza, tytanu i glinu w betonie;
- b) zawartość tlenku żelaza;
- c) zawartość tlenku tytanu.

a. Oznaczenie sumy tlenków żelaza, tytanu i glinu w betonie.

Na wadze analitycznej odważa się 10—12 g. betonu rozdrobnionego, jak podano wyżej, wsypuje do zlewki o pojemności 600 cm^3 , zalewa 100 cm^3 wody destylowanej i dodaje 40 cm^3 kwasu solnego stężonego o c. wł. 1,19. Zawartość zlewki ogrzewa się do wrzenia i następnie gotuje dokładnie 2 minuty. Sączą się przez sączek Durieux 113 lub S. u. S. z czarną opa-

ską i przemywa 100 cm³ gorącej wody destylowanej. Przesącz odparowuje się do sucha na łaźni wodnej; pozostałość należy dokładnie wysuszyć w suszarce w ciągu 1 godziny w temperaturze 105°. Po ostygnięciu zwilża się zawartość parownicy 10 cm³ kwasu solnego stężonego, pozostawia na 10 minut, dodaje następnie 15—20 cm³ gorącej wody destylowanej; ogrzewa się przez kilka minut i dodaje 100 cm³ wrzącej wody. Po opadnięciu osadu dekantuje się przez sączonek do kolby miarowej o pojemności 500 cm³. Do pozostałości w parownicy dodaje się kilka kropel stężonego kwasu solnego, dolewa około 100 cm³ wrzącej wody i dekantuje do tej samej kolby. Czynność tę powtarza się tak długo, aż przestanie występować żółte zabarwienie dolewanej wody. Osad przenosi się całkowicie na sączonek, przemywa kilkakrotnie wrzącą wodą aż do zaniku kwaśnej reakcji. Sączonek z osadem odrzuca się.

Zawartość kolby miarowej dopełnia się do kreski. Pobiera się pipetą 100 cm³ roztworu, dodaje parę kropel stężonego kwasu azotowego, ogrzewa do wrzenia i dodaje możliwie kroplami 2,5% amoniaku w niewielkim nadmiarze.

Otrzymany osad przenosi się na sączonek Durieux 113 lub S. u. S. z czarną opaską, przemywa 50—60 cm³ gorącego roztworu 0,5% azotanu amonu (NH₄NO₃) z dodatkiem paru kropel amoniaku. Przemyty osad rozpuszcza się w możliwie małej ilości kwasu solnego 1 : 1 i strąca ponownie 2,5% amoniakiem, sączy, jak wyżej, przez sączonek i przemywa roztworem azotanu amonowego. Sączonek wraz z osadem przenosi się do odważonego tygla, spala i praży w dostępie powietrza do stałej wagi. Pozostałość stanowi sumę „m” tlenku glinu, żelaza i tytanu w odważonej ilości „n” próbki betonu.

b. Oznaczenie zawartości tlenku żelaza.

Z przesączu w kolbie miarowej odpipetowuje się 100 cm³ roztworu względnie 200 cm³, w wypadku małych ilości żelaza w roztworze. Po odparowaniu do około 1/4 pierwotnej objętości dolewa się ostrożnie kroplami chlorku cynawego SnCl₂, otrzymanego przez rozpuszczenie 5 g. SnCl₂ · 2H₂O w 35 cm³ kwasu solnego o c. wł. 1,19 i dodanie 65 cm³ wody. Roztwór chlorku cynawego dodaje się do odbarwienia. Po ostudzeniu rozcieńcza się wodą do 100 cm³, dodaje 10 cm³ nasyconego

roztworu chlorku rtęciowego HgCl_2 . Rozcieńcza się 500 cm^3 wody, dodaje 30 cm^3 roztworu Reinhardt'a. (Roztwór ten przygotowuje się przez rozpuszczenie 67 g. $\text{MnSO}_4 \cdot 4\text{H}_2\text{O}$ w 500—600 cm^3 wody, dodaje 138 cm^3 kwasu fosforowego o c. wł. 1,7 i 130 cm^3 stężonego kwasu siarkowego o c. wł. 1,84 i dopełnia wodą do objętości 1 litra). Miareczkuje się roztworem $n/10$ KMnO_4 do słabo różowego zabarwienia, utrzymującego się w ciągu kilku sekund. Liczba centymetrów sześciennych $n/10$ KMnO_4 zużytego do miareczkowania pomnożona przez 0,00798 daje liczbę tlenu żelaza „f” w odważonej ilości betonu „n”.

c. Oznaczenie zawartości tlenu tytanu.

Z przesączu w kolbie miarowej, jak w pktcie *b* odpipetowuje się 25 cm^3 roztworu, odbarwia za pomocą 5—10 cm^3 stężonego kwasu fosforowego (c. wł. 1,7), zadaje 20 cm^3 kwasu siarkowego 1 : 1,5 cm^3 wody utlenionej 3%-ej i rozcieńcza wodą do 200 cm^3 .

Jako roztworu porównawczego używa się 25 cm^3 roztworu siarczanu tytanu, dodaje się również 5—10 cm^3 kwasu fosforowego, 20 cm^3 kwasu siarkowego 1 : 1 i 5 cm^3 3%-ej wody utlenionej i dopełnia wodą do 200 cm^3 . Oba roztwory porównuje się w kolorymetrze i z ilości TiO_2 zawartej w porównawczym roztworze oblicza się zawartość TiO_2 „h” w betonie.

Do sporządzenia roztworu siarczanu tytanu odważa się 0,3 g. kilkakrotnie przekrystalizowanego i słabo wyprażonego fluorotytanianu potasu, odpowiadającego 0,1 g. TiO_2 , odparowuje w tyglu platynowym kilkakrotnie ze stężonym kwasem siarkowym i dodatkiem małej ilości wody. Suchą pozostałość rozpuszcza się w małej ilości stężonego kwasu siarkowego i dopełnia 5 % kwasem siarkowym do 1000 cm^3 .

Uwaga. Oznaczenie tytanu należy wykonywać tylko w wypadku bardzo dokładnych analiz kontrolnych betonu, gdyż ilość jego w betonie jest bardzo nieznaczna. W innym wypadku wystarczy oznaczyć zawartość tlenu glinu i żelaza.

W analogiczny sposób wykonuje się analizę cementu

Obliczanie wyników.

Zawartość procentową tlenku glinu w betonie oblicza się wg. wzoru:

$$l = \frac{m \cdot 100}{n} - \frac{(f \cdot 100 + h \cdot 100)}{n}$$

gdzie m oznacza sumę tlenków glinu, żelaza i tytanu w odważonej ilości betonu „ n ”;

f — jest to ilość tlenku tytanu w ilości n betonu;

h — jest to ilość tlenku tytanu w ilości n betonu.

Zawartość procentową tlenku glinu w cemencie oblicza się wg. analogicznego wzoru:

$$l_2 = \frac{m_3 \cdot 100}{n_2} - \frac{f_2 \cdot 100 + h_2 \cdot 100}{n_2}$$

Zawartość procentową cementu w betonie oblicza się w następujący sposób:

$$x = \frac{l \cdot 100}{l_2}$$

Oznaczanie zawartości i jakości kruszywa w betonie.

Odważa się około 1 kg betonu i wypraża na silnym palniku lub w piecu w ciągu 10 minut. Po ostygnięciu beton jest tak kruchy, że można go rozdrobnić małym młotkiem. Rozdrabnia się w ten sposób masę wiążącą (cement z piaskiem), nie naruszając większych ziaren kruszywa. Ziarna większe pozbawione cementu oddziela się. W wypadku użycia żwiru do betonu należy usuwać wszystkie ziarna wapienne, które w czasie ekstrakcji mogą się rozpuścić. Masę pozbawioną większych ziaren zbiera się do 3-ch lub 4-ch zlewek, zwilża lekko wodą, następnie dodaje do każdej zlewki około 100 cm³ stężonego kwasu solnego i ogrzewa silnie w ciągu 15 minut; dodaje się wody po brzegi naczynia i po odstaniu dekantuje się. Ekstrakcję i wmywanie powtarza się tak długo, aż cały cement się rozpuści. Po ostatniej dekantacji należy osad wyplukać dokładnie wodą i zalać zawartość każdej zlewki 100 cm³ 10%-go ługu sodowego, po czym gotuje się w ciągu 30 minut, dekantuje i płucze kilkakrotnie gorącą i zimną wodą aż do zaniku reakcji alkalicznej.

Ziarna większe, zawierające również ziarna wapienne

przemywa się kwasem solnym rozcieńczonym 1:5 celem spłukania resztek cementu z powierzchni ziaren, następnie płucze wodą, dołącza do piasku i suszy razem na łaźni wodnej. Tak oczyszczone kruszywo waży się i przesiewa przez odpowiednie sita celem ustalenia krzywej przesiewu kruszywa.

W celu praktycznego sprawdzenia ścisłości podanej metody, przygotowano i zbadano szereg próbek betonu o znanym składzie z cementu glinowego. Do próbek użyto rozmaitej ilości cementu i różnych gatunków kruszywa, począwszy od piasku normalnego, jako najprostszego kruszywa.

Zbadana została zaprawa cementowa z piaskiem normalnym, beton żwirowy, granitowy, bazaltowy i diabazowy.

Niezależnie od oznaczania zawartości cementu robiono próby nad ulepszeniem metody otrzymania kruszywa z betonu. Zagadnienie to ma bardzo ważne znaczenie, gdy zachodzi potrzeba zbadania rodzaju i jakości materiału kamiennego użytego do betonu oraz jego uziarnienia.

Przy ekstrakcji kruszywa z betonu zauważono czarny lekki osad pozostający w kruszywie i dający się oddzielać przez zmulenie. Sposób ten jest niedobry, gdyż przy zmulaniu tracimy również najdrobniejsze frakcje kruszywa. Stwierdzono jednak w czasie badań, że jeżeli przed rozkruszeniem betonu do ekstrakcji wyprażyć go przez 10 minut, osad czarny znika. Są to prawdopodobnie okruchy grafitu pochodzące z elektrod grafitowych używanych przy wyrobie cementu glinowego.

Przygotowane w laboratorium próbki betonu o znanym składzie poddane analizie dały wyniki następujące:

Wyniki badań próbek betonu.

1. Próba zaprawy cementowo-piaskowej.

Próbkę przygotowano o składzie następującym:
cementu 1 część wagowo
piasku normaln. 1 część wagowo

Na podstawie analizy chemicznej otrzymano wyniki:

zawartość cementu	43,70%
zawartość piasku	44,60%
straty przy prażeniu	11,70%

Stosunek wagowy cementu do piasku

1 : 1,02.

2. Beton żwirowy.

Próbkę przygotowano z piasku i żwiru wiślanego o składzie następującym:

Ilość cementu	0,500 kg.
Ilość kruszywa (1 cz. piasku + 2 cz. żwiru)	5,000 kg.
Ilość wody	0,300 kg.
Ciężar objętościowy próbki	2,260
Zawartość cementu w $\frac{\%}{0} \frac{\%}{0}$ wag.	8,77 $\frac{\%}{0}$
Zawartość cementu przeliczona na 1 m ³ betonu	198 kg/m ³ .

W wyniku analizy otrzymano:

Zawartość cementu w $\frac{\%}{0}$ wag.	8,93 $\frac{\%}{0}$
Zawartość cementu w przeliczeniu na 1 m ³ betonu	201,8 kg/m ³ .
Błąd analizy:	1,9 $\frac{\%}{0}$.

3. Beton granitowy.

Próbkę przygotowano z piasku wiślanego i grysu granitowego o składzie:

Ilość cementu	1,000 kg.
Ilość kruszywa (1 cz. piasku + 2 cz. grysu)	6,000 kg.
Ilość wody	0,500 kg.
Zawartość cementu w $\frac{\%}{0}$ wagowych	13,51 $\frac{\%}{0}$.
Ciężar objętościowy próbki	2,437.
Zawartość cementu przeliczona na 1 m ³ betonu	329,4 kg/m ³ .

W wyniku analizy otrzymano:

Zawartość cementu w $\frac{\%}{0} \frac{\%}{0}$ wag.	13,92 $\frac{\%}{0}$.
Zawartość cementu w przeliczeniu na 1 m ³ betonu	339,2 kg/m ³
Błąd analizy:	2,97 $\frac{\%}{0}$.

4. Beton diabazowy.

Próbkę przygotowano z piasku wiślanego i grysu diabazowego o składzie:

Ilość cementu	1,000 kg.
Ilość kruszywa (1 cz. piasku + 2 cz. grysu)	4,500 kg.
Ilość wody	0,400 kg.
Zawartość cementu w $\frac{\%}{0} \frac{\%}{0}$ wag.	17,33 $\frac{\%}{0}$.

Ciężar objętościowy próbki	2,453.
Zawartość cementu w przeliczeniu na 1 m ³ betonu	425,3 kg/m ³ .

W wyniku analizy otrzymano:

Zawartość cementu w ‰ ‰ wag.	18,72‰.
Zawartość cementu w przeliczeniu na 1 m ³ betonu	459,2 kg/m ³ .
Błąd analizy:	3,0‰.

5. Beton bazaltowy.

Próbkę przygotowano z piasku wiślanego i grysu bazaltowego o składzie:

Ilość cementu	0,300 kg.
Ilość kruszywa (1 cz. piasku + 1 cz. grysu bazaltowego)	1,700 kg.
Ilość wody	0,150 kg.
Zawartość cementu w ‰ ‰ wag.	14,30‰.
Ciężar objętościowy próbki	2,477.
Zawartość cementu w przeliczeniu na 1 m ³ betonu	354,2 kg/m ³ .

W wyniku analizy otrzymano:

Zawartość cementu w ‰ ‰ wag.	15,30‰.
Zawartość cementu w przeliczeniu na 1 m ³ betonu	379 kg/m ³ .
Błąd analizy:	4,18‰.

Na podstawie podanych wyżej wyników analizy można stwierdzić, że różnią się one na ogół o około + 4‰ od rzeczywistych ilości cementu użytych do betonu badanego. Wykonywując więc analizę betonu, otrzymuje się wyniki zawsze wyższe. Przyczyną błędów jest to, że tlenek glinu, na podstawie którego oznaczamy zawartość cementu w betonie, znajduje się nie tylko w cemencie, ale również w kruszywie używanym do betonu.

Ponieważ błąd ten w praktyce nie ma większego znaczenia, Instytut przyjął opisaną powyżej metodę do prac w laboratorium, nie uważając jednak sprawy za załatwioną.

W dalszym ciągu prowadzone są analizy betonu z ce-

mentu glinowego o znanej zawartości cementu i o znanym kruszywie w celu zebrania większej ilości wyników.

Wyniki te wskażą, jaką drogę należy wybrać, aby metodę uczynić więcej dokładną.

Zarysowują się przy tym dwa kierunki:

- 1) Oznaczenie poprawki na Al_2O_3 z wyekstrahowanego kruszywa.
- 2) Oznaczenie empirycznego współczynnika, przez który należałoby przemnażać wyniki analiz, aby uzyskać rzeczywiste ilości cementu użytego do betonu.

R É S U M É

La travail présent contient la méthode d'analyse chimique, permettant de déterminer le contenu du ciment fondu et du matériel minéral dans le béton en kg/m^3 .

Cette méthode contrôlée dans beaucoup d'essais donne des résultats supérieurs aux résultats réels entre les limites de 5%. Les travaux continués oront pour but de fixer la correction pour cette méthode.

3. BADANIA WYTRZYMAŁOŚCI TŁUCZNIA NA ZGNIATANIE I NA UDERZENIA

Essais de la résistance au choc des matériaux pierreux d'après Föppl

Przy ocenie przydatności tłucznia do nawierzchni opieramy się na własnościach wytrzymałościowych i fizycznych skały, z której dany tłuczeń został wykonany, czyli na danych następujących:

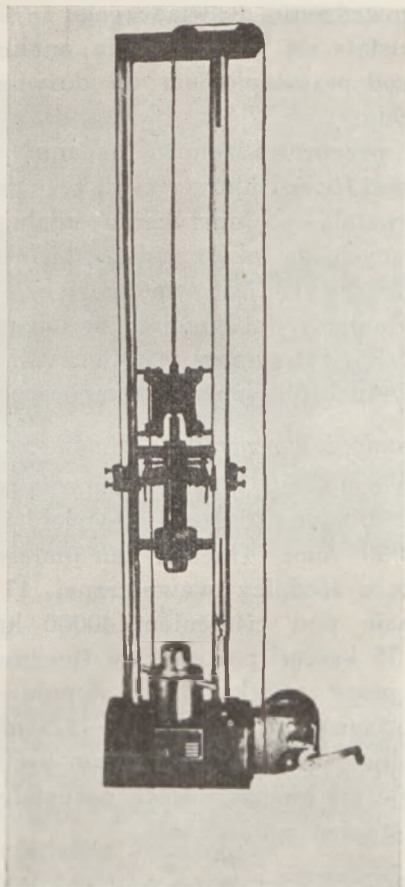
- charakterystyce petrograficznej;
- wytrzymałości na ściskanie;
- ścieralności na tarczy;
- zwięzłości (odporności na uderzenia);
- nasiąkliwości wodą;
- gęstości (ciężarze objętościowym);
- porowatości;
- ciężarze właściwym;
- odporności na działanie mrozu;

oraz na określeniu zużycia tłucznia czyli jego ścieralności w bębnie Deval'a.

Dane wyżej wyszczególnione wystarczają w zupełności dla oceny przydatności technicznej samej skały, nie charakteryzują jednak całkowicie tłucznia, z danej skały wykonanego, ponieważ nie pozwalają na określenie wytrzymałości najłabszych miejsc tłucznia, najmniej odpornych na działanie obciążeń i uderzeń dynamicznych — mianowicie ostrych nieregularnych krawędzi i naroży.

W Niemczech do oceny wartości technicznej tłucznia przeprowadza się specjalne badania jego wytrzymałości na zgniatanie i wytrzymałości na uderzenia. Badania wytrzymałości na uderzenia przeprowadza się przy pomocy specjalnego przyrządu udarowego (kafarka), składającego się w zasadzie

z dwóch słupów stalowych, umieszczonych w masywnej podstawie z żelaza lanego i ze stalowej baby o ciężarze 50 kg, znajdującej się między słupami i podnoszonej do góry przy pomocy korbki ręcznej lub napędu elektrycznego.



Rys. 1.

Wysokość spadania baby nie przekracza 1,5 metra, tłuczeń zaś badany umieszcza się w specjalnym moździerzku stalowym w odpowiednim wgłębieniu podstawy i poddaje się uderzeniom baby.

Na rys. 1 przedstawiony jest opisany wyżej przyrząd udarowy systemu Föppl'a.

Wytrzymałość tłucznia na zginięcie określa się przy pomocy prasy, przy czym badany tłuczeń umieszcza się również w moździerzku stalowym.

Określenie wytrzymałości tłucznia na zginięcie i na uderzenia polega na ustaleniu zmian, jakie zachodzą w jego uziarnieniu po przeprowadzeniu doświadczenia.

Zmiany te ustala się na podstawie analizy sitowej, którą wykonuje się przed przystąpieniem do doświadczenia i po jego przeprowadzeniu.

W wyniku przeprowadzonego badania wylicza się tak zwany *stopień zmiążdżenia* tłucznia czyli jego jednostkową stratę na wadze, powstałą po odrzuceniu miazgi i drobniejszych okruchów, tworzących się jako rezultaty badania.

Stopień zmiążdżenia jest tym mniejszy, im mniej miazgi i okruchów otrzymujemy, im mniejszy zaś jest stopień zmiążdżenia, tym bardziej wytrzymały jest tłuczeń i odwrotnie.

Przytoczymy tu krótki opis wspomnianych badań.

1. *Wytrzymałość tłucznia na zginięcie.*

Do badań stosuje się 2,1 litra tłucznia w stanie suchym o uziarnieniu od 60 do 30 mm i równych ilościach frakcyj 60/50, 50/40 i 40/30 mm. Tłuczeń ten umieszcza się w moździerzku stalowym o średnicy wewnętrznej 17 cm i poddaje obciążeniu w prasie pod ciśnieniem 40000 kg, co odpowiada w przybliżeniu 175 kg/cm² powierzchni tłucznia.

Obciążenie prasy zwiększa się stopniowo, tak, by największy nacisk osiągnąć po upływie 1—1,5 minuty.

Po osiągnięciu największego nacisku próbkę tłucznia odciąża się, wykonuje się analizę sitową pozostałości po zbadaniu i oblicza się jej stopień zmiążdżenia.

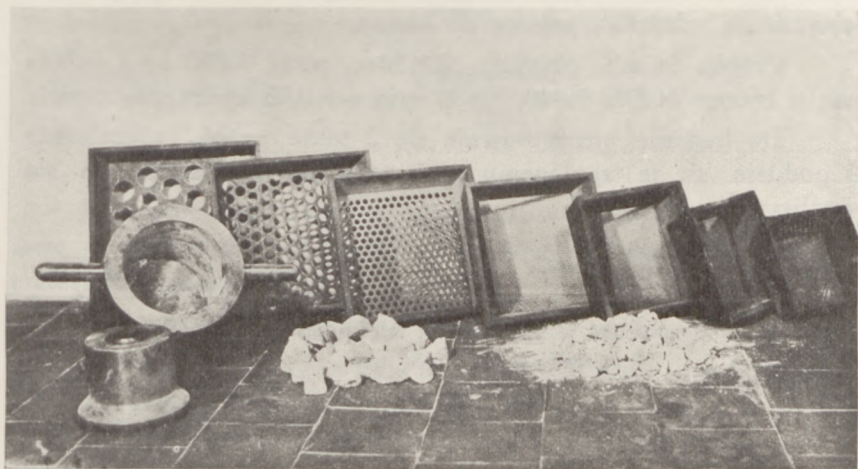
2. *Wytrzymałość tłucznia na uderzenia.*

Do badania stosuje się tłuczeń w ilości i uziarnieniu jak wyżej, umieszcza się go w moździerzku stalowym na podstawie przyrządu udarowego i poddaje 20 uderzeniom baby, spadającej z wysokości 50 cm, po czym zawartość moździerzka przesiewa się przez sita i oblicza się stopień zmiążdżenia tłucznia.

Na rysunku 2 przedstawione są: komplet sit, moździerz z cylindrem przykrywającym i próbka tłucznia przed i po badaniu wytrzymałości na uderzenia.

Według norm niemieckich jako podstawę do oceny jakości tłucznia w wyniku przeprowadzonej próby wytrzymałości na uderzenia i zgniatanie przyjmuje się procentową ilość ziaren, przechodzących przez sito o średnicy otworów 10 mm.

W Polsce materiały kamienne w postaci tłucznia dotychczas laboratoryjnie na zgniatanie i na uderzenia nie były badane.



Rys. 2.

Obecnie w laboratorium Drogowego Instytutu Badawczego przy Politechnice Warszawskiej został uruchomiony aparat udarowy Föppl'a do określania wytrzymałości tłucznia na uderzenia i przeprowadzone będą badania nad własnościami tłucznia z polskich materiałów kamiennych.

1. Wytrzymałość tłucznia na zgniatanie.

Przykład liczbowy.

Do badania przygotowuje się mieszaninę tłucznia o uziarnieniu złożonym w przybliżeniu z równych ilości frakcji 60/50, 50/40, 40/30 mm i określa się ciężar objętościowy tej mieszaniny. W tym celu daną mieszaninę umieszcza się w cylindrze miarowym o pojemności 10 litrów i waży się. Daną czynność powtarza się trzykrotnie.

przykład: próbka 1 — 13,500 kg
 „ 2 — 13,840 kg
 „ 3 — 13,380 kg
 —————
 średnio — 13,570 kg

a zatem 10 litrów waży 13,570 kg, skąd 0,7 litra waży 0,950 kg.

Po ustaleniu ciężaru objętościowego mieszaniny, przygotowuje się właściwą próbkę do badań.

Próbka ta ma objętość 2,1 litra, waży 2,850 kg i składa się z frakcji 60/50, 50/40, 40/30 mm po 0,95 kg każdej z nich.

Do badania przygotowuje się 3 takie próbki niezależnie i poddaje się je zgnieceniu w prasie, poczem wykonuje się analizy sitowe.

Przykład liczbowy.

Nr Próby	Pozostałość w % wagowych między sitami o średnicy otworów m/m					Przechodzi przez sito 0,5 mm % wag.	Razem
	60 30	30 10	10 3	3 1	1 0,5		
1	34,8	43,8	13,6	4,4	1,4	2,0	100,0
2	42,3	38,5	12,4	4,0	1,2	1,6	100,0
3	36,2	42,4	13,9	4,3	1,3	1,9	100,0
średnio	37,8	41,6	13,3	4,2	1,3	1,8	100,0

Dla sporządzenia wykresu krzywej uziarnienia wyliczamy przesiew przez poszczególne sita.

Średnica otworu mm.	60	30	10	3	1	0,5
przechodzi przez sito % wag.	100,0	62,2	20,6	7,3	3,1	1,8

Dla określenia stopnia zmiażdżenia przeprowadzamy obliczenia następujące:

Pozostałość w % wagowych na sicie o średnicy otworu mm.	przed próbą	po próbie
30	100	37,8
10	100	79,4
3	100	92,7
1	100	96,9
0,5	100	98,2
Razem	500	405,0

$$\text{stopień zmiążdżenia } z = \frac{500 - 405}{100} = 0,95$$

Wynik badania.

Wytrzymałość tłucznia na zgniatanie określona jako przesiew przez sito Nr 10, wynosi 20,6% wag., stopień zmiążdżenia materiału wynosi 0,95.

Wytrzymałość tłucznia na uderzenia.

Do badania przygotowuje się próbkę tłucznia, jak powyżej. 2,1 litra w analogiczny sposób, jak przy badaniu tłucznia na zgniatanie, przygotowanego materiału umieszcza się w aparacie udarowym Föppl'a i poddaje się 20 uderzeniom baby o ciężarze 50 kg, spadającej z wysokości 50 cm.

Przykład liczbowy.

Próbki tłucznia o ciężarze objętościowym 1,357 kg, i o wadze 2,1 litra = 2.85 kg.

Analiza sitowa po przeprowadzeniu badania.

Nr próby	Pozostałość w % wagowych między sitami o średnicy otworów m/m					Przechodzi przez sito 0,5 mm o wag.	Razem % wag.
	60/30	30/10	10/3	3/1	1/0,5		
1	64,8	23,2	3,4	4,3	2,5	1,8	100,0
2	62,8	25,3	3,7	4,0	2,6	1,6	100,0
3	63,4	24,9	3,7	4,0	2,5	1,5	100,0
średnio	63,7	24,5	3,6	4,1	2,5	1,6	100,0

Dla sporządzenia wykresu krzywej uziarnienia wyliczamy przesiew przez poszczególne sita.

Średnica otworu mm.	60	30	10	3	1	0,5
przechodzi przez sito % wag.	100,0	36,3	11,8	8,2	4,1	1,6

Dla określenia stopnia zmiążdżenia przeprowadzamy obliczenia następujące:

Pozostałość w % wagowych na sicie o średnicy otworu mm.	przed próbą	po próbie
30	100	63,7
10	100	88,2
3	100	91,8
1	100	95,9
0,5	100	98,4
Razem	500	438,0

$$\text{stopień zmiążdżenia } z = \frac{500 - 438}{100} = 0,62$$

Wynik badania.

Wytrzymałość tłucznia na uderzenie, określona jako przesiew przez sito Nr 10, wynosi 11,8% wagowych, stopień zmiążdżenia materiału wynosi 0,62.

4. BADANIA GRUNTÓW

Etudes du sol

A. POBIERANIE PRÓBEK GRUNTÓW DO BADANIA

Próbki gruntów mogą być pobierane z wykopów, z dołów próbnych, albo z otworów wiertniczych.

Rozróżniamy:

a) próbki z zachowaną strukturą macierzystą (próbki nieuszkodzone),

b) próbki z naruszoną strukturą (próbki uszkodzone).

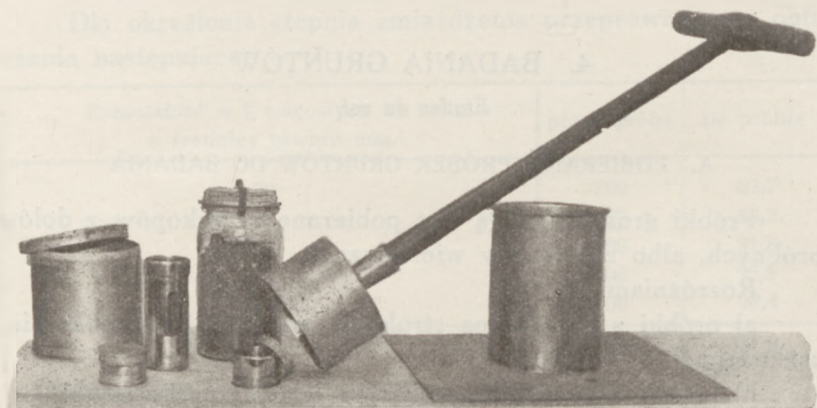
1. *Pobieranie próbek z zachowaniem ich struktury macierzystej (próbek nieuszkodzonych) z wykopów i dołów próbnych.*

A. Z gruntów sypkich lub o małej zwięzłości:

Pobieranie próbek uskutecznia się przy pomocy przyrządu składającego się: a) z metalowej pionowej rury kierowniczej, umocowanej dolnym końcem w zewnętrznym kołnierzu płaskim z tegoż metalu, mającym pozycję poziomą, b) z serii walców stalowych (bez denek) o średnicy wewnętrznej 15 cm i wysokości 15, 20 lub 25 cm z zastrzonymi dolnymi krawędziami i c) ze stempla (tłoka) do wciskania walców w grunt. Średnica stempla oraz wewnętrzna średnica rury kierowniczej winny być tak obrane, aby wciskanie walca w grunt osiągało się bez zbytniego wysiłku na przewyciężenie tarcia między bocznymi powierzchniami walca i stempla a wewnętrzną powierzchnią rury.

Po ustawieniu rury kołnierzem na miejscu, w którym ma być pobrana próbka, wkłada się do rury walec stalowy i za pomocą stempla wciska się go całkowicie w grunt; potem rurę i stempel usuwa się, odkopuje się górną część walca, ścina nadmiar zawartości walca równo z jego górną krawędzią i przy-

krywa się szczelnie pokrywą, opatrując ją znakiem *G* (góra). Następnie odkopuje się walec do końca, wciska się płaską łopatkę poziomo pod dolną krawędź walca z zachowaniem ostrożności, by nie została naruszona jego zawartość, odwraca się walec dolną krawędzią do góry, ścina nadmiar zawartości, szczelnie zamyka się drugim denkiem i pisze na nim znak *D* (dół).



Rys. 1.

Wreszcie na bocznej powierzchni walca nakleja się etykietę z następującymi danymi:

Oznaczenie i Nr miejsca poboru próbki oraz jej numer, głębokość, z jakiej pobrano próbkę, w odniesieniu do obranego poziomu wysokościowego, opis rodzaju gruntu, datę, temperaturę powietrza i stan pogody.

B. Z gruntów zwięzłych, zachowujących po wyschnięciu nadany im kształt (iły, gliny, margle itp.).

Pobieranie próbek uskutecznia się przez wycięcie w gruncie sześciątów o krawędzi 15 cm. Próbki takie zanurza się ostrożnie w roztopioną parafinę i zanim powłoka parafinowa zastygnie, owija się w papier pergaminowy i ponownie zanurza się w płynnej parafinie.

Na każdej próbce oznacza się położenie w gruncie macierzystym literami *G* (góra) i *D* (dół) na odpowiednich bokach

sześcianu oraz nalepia się etykietę z takimiż danymi, jak wskazano wyżej (w punkcie A).

Do każdej serii próbek gruntów, zarówno kategorii A jak i B, stanowiących pewną całość, dołącza się opis według ustalonego schematu i wraz z próbkami przesyła się do laboratorium.

Dla laboratoryjnego określenia ciężaru gatunkowego każdego badanego gruntu, jego porowatości i wilgotności, pożądanym jest — niezależnie od próbek opisanych w punktach A i B — pobrać próbkę dodatkową objętości około, 150 cm³ zapomocą walca o średnicy 4,5 cm i wysokości około 10 cm z dwiema pokrywkami szczelnie zamykającymi końce walca po pobraniu próbki; pobranie uskutecznia się przez wciśnięcie wskazanego walca w grunt odpowiednim tłoczkiem.

2. *Pobieranie próbek z naruszoną strukturą (próbek uszkodzonych)* ma miejsce wówczas, gdy nie jest możliwym pobranie próbek z zachowaniem ich struktury macierzystej, np. próbek z otworów wiertniczych, jak również w wypadkach, gdy nie zachodzi konieczność pobrania próbek nieuszkodzonych.

Próbki z naruszoną strukturą pobiera się w postaci kawałków gruntu lub jego masy w ogólnej objętości około 2 decymetrów sześć. i składa się do naczyń szklanych, metalowych lub do skrzynek z grubszej dykty, uszczelnionych przez pokrycie nazewnątrz warstwą parafiny.

Do każdej próbki winny być dołączone etykiety z danymi o których mowa wyżej w punkcie 1, A.

B. METODY BADAŃ FIZYCZNYCH CECH GRUNTÓW

1. *Określenie ciężaru właściwego gruntu.*

Ciężar właściwy próbki gruntu określa się w piknometrze o objętości 100 cm³. W tym celu przede wszystkim ustala się ściśle objętość piknometru napełnionego do kreski wodą destylowaną w danej temperaturze.

15—20 g. wysuszonej próbki rozciera się w moździerzu porcelanowym, następnie przesypuje do piknometru, wypełnia do połowy wodą destylowaną i ogrzewa na łaźni wodnej w ciągu pół godziny w celu oswobodzenia od pęcherzyków powietrza.

Po doprowadzeniu do temperatury otoczenia 18—20°, piknometr dopełnia się wodą destylowaną do kreski, notuje temperaturę i waży.

Ciężar właściwy określa się z wzoru:

$$C_v = \frac{g}{g_t + g - g_p}$$

gdzie g = ciężar wysuszonej próbki gruntu

g_t = ciężar piknometr z wodą destylowaną w temperaturze otoczenia

g_p = ciężar piknometr w temperaturze otoczenia wraz z próbką gruntu oraz po dopełnieniu wodą destylowaną do kreski.

2. *Oznaczenie ciężaru objętościowego.*a) *Grunty zwięzłe¹⁾.*

Odważoną próbkę gruntu wtłacza się przy pomocy płytki szklanej, zaopatrzonej w trzy kolce do naczynia dokładnie wy-

¹⁾ Przy stosowaniu tego sposobu należy zachować niezbędną ostrożność przy obchodzeniu się z rtęcią, działającą szkodliwie przy dotykaniu rąk za-nieczyszczonych śladami rtęci do oczu albo ust.

pełnionego rtęcią. Wypchniętą rtęć zbiera się i waży. Ciężar objętościowy gruntu oblicza się z wzoru:

$$C_{11} = \frac{g}{q} \text{ g/cm}^3$$

gdzie g = ciężar próbki gruntu w g.

q = objętość wypchniętej rtęci w cm^3 .

b) Grunty sypkie.

Pobiera się próbkę gruntu o zachowanej strukturze pierwotnej do cylindra stalowego o objętości około 100 cm^3 stanowiącego przyrząd do pobierania próbek (patrz wyżej). Ciężar objętościowy oblicza się z wzoru:

$$C_0 = \frac{g}{v} \text{ g/cm}^3$$

gdzie g = ciężar próbki gruntu w g.

v = objętość cylindra w cm^3 .

3. Określenie wilgotności gruntu.

Odważoną w płaskim naczynku próbkę gruntu suszy się w suszarce do stałego ciężaru. Stopień wilgotności „ w ” oznacza się ‰-wą zawartością wody ze wzoru:

$$w = \frac{a - b}{b} \times 100\%$$

gdzie a — ciężar próbki wilgotnej

b — ciężar próbki wysuszonej.

4. Oznaczenie porowatości i szczelności gruntu.

a) Grunty zwięzłe.

W wypadku gdy istnieje pewność, że naturalna wilgotność badanej próbki jest jej największą wilgotnością, ‰ zawartości wilgoci „ w ” określa zarazem porowatość próbki „ p ”. Szczelność gruntu „ n ” oblicza się ze wzoru $n = (100 - w)\%$.

b) Grunty sypkie.

Z badanego gruntu pobiera się próbkę o zachowanej strukturze pierwotnej (próbkę nieuszkodzoną) do cylindra o pojemności 100 cm^3 i określa się ze wzorów:

$$p = \left(1 - \frac{g}{C_v v} \right) \times 100\% = \text{porowatość}$$

$$n = \frac{g}{C_v v} \times 100 = (100 - p)\% = \text{szczelność}$$

gdzie v — objętość cylindra

g — ciężar próbki po wysuszeniu

C_v — ciężar właściwy próbki (patrz p. 1).

Tzw. porowatość absolutną próbki dla gruntów sypkich oznacza się ze wzoru:

$$s = \frac{n}{100 - n} = \frac{n}{p}$$

Porowatość absolutną dla gruntów zwięzłych określa się z wzoru:

$$s = \frac{100 - w}{w}$$

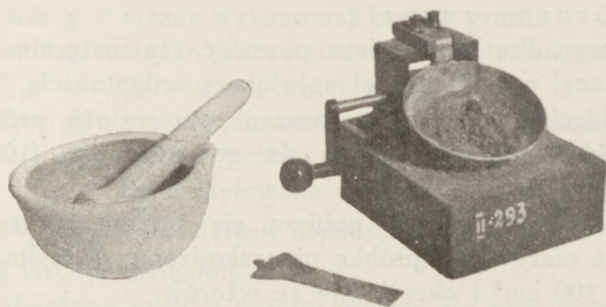
gdzie w — % zawartości wilgoci.

5. Określenie granicy płynności gruntów.

Granica płynności gruntu wg Atterberga wyraża się w takiej procentowej ilości wody w danej próbce, przy której próbka, będąc rozdzieloną na dwie części przy pomocy brzozy, łączy się w jedną całość przy utrząsaniu.

Określenie granicy płynności gruntu wykonuje się na przyrządzie Casagrande'a.

Przyrząd ten składa się z metalowej miseczki, którą wprawia się w ruch przy pomocy korbki, umocowanej na stałe do ebonitowej podstawki. Miseczka spada na płytkę kauczukową. Wysokość spadania wynosi 1 cm i winna być uregulowana z dokładnością do 0,2 mm.



Rys. 2.

Korbkę obracać się winno z szybkością 2-ch obrotów na sekundę. Granica płynności uważa się za osiągniętą, jeżeli po

25 uderzeniach następuje połączenie rozdzielonych brózdą półówek próbki na długości około 1 cm i wysokości około 1 mm.

Próbkę do badań przygotowuje się w sposób następujący: około 5 g gruntu miesza się z wodą w miseczce porcelanowej, aż się osiągnie konsystencję ciekłą. Następnie do otrzymanej mieszaniny dodaje się suchego proszku z badanego gruntu i miesza się dokładnie przy pomocy nikłowej łopatki.

Proszek ten dosypuje się tak długo i w takiej ilości, aż przygotowana próbka nie osiągnie żądanej konsystencji. Po przygotowaniu odpowiedniej mieszaniny miseczkę wraz z przygotowaną próbką umieszcza się na 24 godziny do eksykatora z parą wodną, przez co zabezpiecza się przygotowaną próbkę od wysychania.

Po wyjęciu badanej próbki gruntu z eksykatora umieszcza się odpowiednią jej ilość w miseczce przyrządu Casagrande'a tak, by górna powierzchnia włożonej masy była wyrównana zupełnie gładko i zajmowała położenie poziome, a grubość tej warstwy nie przekraczała 8 mm.

Potem przy pomocy specjalnego szpatelka przygotowuje się w ułożonej warstwie masy brózdę, o szerokości rowka na dnie 8 mm, bacznie uważając, by krawędzie brózdki były gładkie i nienaruszone, i poddaje się tak przygotowaną próbkę badaniom.

Badanie powyższe powtarza się zasadniczo trzy razy dla każdej konsystencji gruntu.

Trudno jest ustalić odrazu taką konsystencję gruntu, by granicę płynności otrzymać po 25 uderzeniach. Właściwą granicę płynności określa się graficznie z wykresu krzywej płynności, którą buduje się w ten sposób, że na jednej osi odmierza się ilości uderzeń, dające zanik rowka, a na drugiej odpowiadające im zawartości wody w próbce gruntu.

Dążyć należy, by dla kilku rodzajów konsystencji badanej próbki gruntu ilości uderzeń zawierały się w granicach 20—30 przy tym część wyników zawierała ilości uderzeń mniejsze od 25, reszta zaś—ilość uderzeń większą od 25.

6. Określenie granicy plastyczności gruntu.

Granica plastyczności wg Atterberga nazywamy taką u_p -wą zawartość wody w gruncie, przy której próbka gruntu rozwał-

kowana na bibule w wałeczek o średnicy przekroju 3 mm zaczyna się kruszyć.

W celu wykonania tego badania, bierze się próbkę gruntu przygotowaną tak, jak do określania płynności i rozwałkowanej się dłonią na bibule tak długo, aż powstały w ten sposób wałeczek o grubości 3 mm nie zacznie się kruszyć.

Wówczas określa się % - w ą zawartość wody w badanej próbce gruntu (wałeczku).

Różnicę % - wych zawartości wody przy granicy płynności i przy granicy plastyczności danego gruntu nazywamy jego *wskaznikiem plastyczności*.

7. Określanie włoskowatości gruntów.

Włoskowatość gruntu określamy przez pomiar wysokości słupa wody, wciągniętej przez grunt wskutek działania sił międzycząsteczkowych.

a) Metoda Gunnar-Beskowa.

Badaną próbkę gruntu umieszcza się w szklanym naczynku na warstewce gruboziarnistego piasku lub na gęstej siatce metalowej i warstwie bibuły.

Wymiary naczynka są następujące: średnica wynosi 2 — 2,5 cm i wysokość 2—3 cm w części cylindrycznej.

Naczynko szklane, w którym umieszcza się badaną próbkę, w dolnej swojej części przedstawia korek z otworem, który wstawia się do specjalnej szklanej kolby rozdzielczej w sposób hermetyczny. W tym celu dotykające się powierzchnie korka i lejka winny być szczelnie dotarte i doszlifowane.

W dolnej części naczynka z próbką gruntu poniżej siatki może się znajdować dodatkowy kranik dla wypuszczania powietrza z pod próbki gruntu.

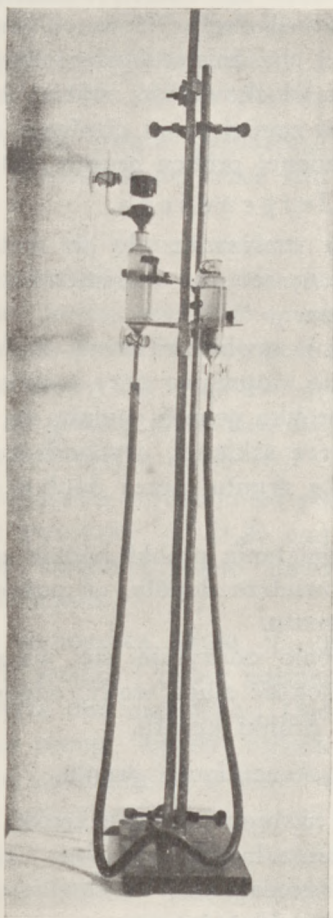
Dla wyparcia wody z włoskowatych kanalików próbki gruntu i dla osiągnięcia ujemnego ciśnienia, które określa siłę włoskowatości, służą dwie szklane kolby wypełnione rtęcią i połączone ze sobą przy pomocy grubościennej rurki gumowej.

Jedna z tych kolb powyżej rtęci napełniona jest wodą i do tej kolby właśnie wstawiony jest szczelnie korek z próbką gruntu, o czym wspomniano wyżej. Kolba ta jest nieruchoma. Natomiast druga kolba z samą tylko rtęcią może być przesuwana wzdłuż pionowego statywu z milimetrową podziałką.

Doświadczenie przeprowadza się w sposób następujący:

Słupek wody w kolbie nieruchomej przez podnoszenie drugiej kolby doprowadza się do zetknięcia z próbką gruntu, wówczas kolbę ruchomą należy powoli obniżyć.

W momencie gdy różnica poziomów dolnej podstawy badanej próbki gruntu i górnej powierzchni rtęci w kolbie ru-



Rys. 3.

chomej przekroczy wysokość słupa wody włoskowatej, nastąpi oderwanie się wody w kolbie nieruchomej od dolnej powierzchni próbki gruntu.

Siłę włoskowatości określa się jako sumę wysokości słupka wody i 13,6-krotną różnicę poziomów rtęci w kolbach.

Kolbę ruchomą opuszczając należy skokami co 4—8 cm i w każdym nowym położeniu zatrzymać parę minut. Przy zbliżaniu się do momentu w którym przewiduje się już oderwanie się słupka wody od próbki skoki te dla większej dokładności oznaczenia zmniejszamy do 0,5—1 cm.

Praktyczna granica siły włoskowatości, którą można tą metodą określić, wynosi około 9,5 m, co mniej więcej odpowiada wielkości ciśnienia atmosferycznego.

Dla określenia włoskowatości wyższych służy inna metoda, polegająca nie na zmniejszaniu ciśnienia, lecz przeciwnie na stwarzaniu go w badanej próbce gruntu (patrz p. b.).

b) Metoda Jurgendsona.

Próbkę gruntu umieszcza się w metalowym cylindrze; cylinder ten połączony jest z manometrem i ze zbiornikiem sprężonego powietrza.

Próbkę gruntu o zawartości wody, odpowiadającej granicy płynności obciąża się stopniowo przy pomocy sprężonego powietrza, przez co próbka gruntu zgniata się. Postęp zgniatania obserwuje się w rurce szklanej, wychodzącej z dna cylindra zawierającego próbkę gruntu, przez dopływ wody, wytłaczanej z próbki.

Gdy proces zgniatania próbki będzie zakończony, zwiększa się ciśnienie powietrza dopóty, aż powietrze nie przerwie się przez próbkę gruntu.

W tym momencie odczytuje się wskazanie manometra, które daje nam wysokość słupa wody, odpowiadającą sile włoskowatości badanej próbki gruntu.

8. Określenie skurczalności gruntu.

Rozpatrujemy następujące oznaczenia:

- a) Granicę skurczalności;
 - b) Stosunek skurczalności;
 - c) Skurczalność objętościową;
 - d) Skurczalność liniową.
- a) Granica skurczalności.

Granicą skurczalności gruntu nazywamy tę zawartość w nim wody, przy której nie zachodzi już dalsze zmniejszanie się objętości gruntu pomimo dalszego procesu suszenia.

Granicę skurczalności oblicza się z następującego wzoru:

$$S = w - \frac{V - V_0}{w_0} \times 100$$

gdzie S = granica skurczalności

w = zawartość wody w próbce wilgotnej w procentach wagowych w stosunku do ciężaru próbki całkowicie wysuszonej.

V = objętości próbki wilgotnej.

V_0 = objętość próbki suchej.

w_0 = ciężar próbki całkowicie wysuszonej.

Wykonanie: Próbkę gruntu wysuszoną w powietrzu i roz-tartą w moździerzu przesiewa się przez sito Nr 40, biorąc do badań 30 g.

Próbkę umieszcza się w parownicze i miesza z wodą użytą w ilości wystarczającej do zapelnienia próżni i utworze-nia pasty, którą łatwo można wypełnić specjalne naczynko por-celanowe, nie wywołując tworzenia się pęcherzyków powietrza.

Ilość potrzebnej wody dla gruntów sypkich jest równa albo nieco większa od granicy płynności, dla gruntów zwięzłych przewyższa granicę płynności o około 10%.

Cylindryczne naczynko porcelanowe posiadać winno śred-nicę 1³/₄" (4,5 cm) i wysokość 1/2" (1,25 cm) i winno być po-smarowane wewnątrz wazeliną, celem uniknięcia przylegania gruntu do ścianek naczynia.

Część próbki, wynoszącą około 1/3 objętości naczynka kładzie się na dno w środku i przez potrząsanie powoduje się równomierne przykrycie dna naczynka. Dodaje się następnie stopniowo takie same porcje, aż do całkowitego wypełnienia naczynka i postępuje analogicznie w celu odpędzenia pęche-rzyków powietrza.

Po wypełnieniu naczynka ścina nadmiar i oczyszcza ścianki, poczem natychmiast waży (ciężar naczynka wraz z próbką wilgotną).

Następnie pozostawia się naczynko na powietrzu, aż do zmiany zabarwienia brunatnego na jasne.

Wówczas wstawia się naczynko do suszarki i suszy w temp. 105° C do stałej wagi, przy czym otrzymuje się krą-żek. Ciężar naczynka porcelanowego winien być uprzednio ustalony, jak również jego objętość (metodą rtęciową).

Objętość wysuszonego krążka badanej próbki gruntu ustala się metodą rțciową (patrz oznaczenie ciężaru objętościowego gruntów zwięzłych).

b) Stosunek skurczalności.

Stosunkiem skurczalności gruntu nazywamy stosunek określonej zmiany objętości, wyrażonej w procentach objętości próbki wysuszonej, do odpowiadającej jej zmiany w zawartości wilgoci—powyżej granicy skurczalności, wyrażonej w procentach wagowych próbki wysuszonej.

Stosunek skurczalności określa się z wzoru:

$$R = \frac{\frac{V - V_0}{V_0} \times 100}{\frac{W - S}{W_0} \times 100} = \frac{V - V_0}{V_0} \times 100 = \frac{W_0}{W_0} \times 100$$

co odpowiada ciężarowi objętościowemu próbki wysuszonej.

c) Skurczalność objętościowa.

Jest to zmniejszenie objętości wilgotnej próbki wyrażone w procentach objętości próbki suchej, które traci próbka gruntu gdy zawartość wilgoci w niej zostanie obniżona do granicy skurczalności.

Skurczalność objętościową określa się z wzoru:

$$S_0 = (w_1 - S) \times R$$

gdzie w_1 = dana zawartość wilgoci.

d) Skurczalność liniowa.

Skurczalność liniowa próbki gruntu o znanej zawartości wilgoci wyraża się zmniejszeniem się jednego z wymiarów w procentach pierwotnej wielkości tego wymiaru, gdy zawartość wilgoci zmniejszy się w granicach od równoważnika wilgotności w stanie naturalnego nasycenia, aż do granicy skurczalności.

Uwaga.

Na podstawie uzyskanych poprzednio danych możemy określić kalkulatorywnie ciężar właściwy badanej próbki jako stosunek ciężaru wysuszonej próbki do objętości łącznej jej cząstek.

Objętość łączna cząstek wysuszonej próbki gruntu jest równa objętości przy granicy skurczalności (V_0) minus zawartość wody w próbce w tym momencie $\left(\frac{S \cdot W_0}{100}\right)$

Ciężar właściwy określić możemy z wzoru:

$$C_v = \frac{W_0}{V_0 - \frac{S W_0}{100}} = \frac{1}{\frac{V_0}{W_0} - \frac{S}{100}} = \frac{1}{R - \frac{S}{100}}$$

Ciężar właściwy otrzymany z powyższego wzoru ma jedynie znaczenie porównawcze.

C. AREOMETRYCZNA METODA BADANIA UZIARNIENIA GRUNTÓW

1. Teoretyczne podstawy metody badania.

a) Przez rozbełtanie w wodzie drobnoziarnistych, nierozpuszczalnych ciał stałych otrzymuje się zawiesinę, której ciężar objętościowy jest większy od ciężaru objętościowego czystej wody.

Ciężar objętościowy zawiesiny zależy od procentowej zawartości w niej ciała stałego, od jego ciężaru właściwego i od ciężaru objętościowego wody.

Zależności te ujmuje wzór:

$$G = C_w + \frac{S - C_w}{S} \cdot \frac{W}{V} \dots \dots \dots (1)$$

W powyższym wzorze poszczególne symbole oznaczają:

G — ciężar właściwy zawiesiny

C_w — ciężar objętościowy wody

W — ogólna waga ciała stałego w zawiesinie

V — ogólna objętość zawiesiny

S — ciężar właściwy ciała stałego w zawiesinie.

O ile otrzymaną przez bełtanie zawiesinę pozostawimy w spokoju, natychmiast rozpocznie się osiadanie poszczególnych cząstek.

b) Cząstki opadają z szybkością zależną przede wszystkim od ich średnicy, następnie od gęstości płynu, ciężaru właściwego opadającej cząsteczki i wreszcie od wiskozy płynu.

Zależności powyższe ujmuje wzór Stokes'a:

$$V = \frac{(S - C_w) D^2 \cdot g}{18 \cdot \eta_t} \dots \dots \dots (2)$$

We wzorze powyższym poszczególne symbole oznaczają:

g — przyspieszenie ziemskie (9,81 m/sek²)

D — średnica cząstek

η — wiskozę płynu

V — szybkość opadania cząstek

S — ciężar właściwy ciała stałego w zawiesinie

C_w — gęstość płynu.

Obydwa wzory znajdują zastosowanie przy średnicy cząstek gruntu mniejszej od 0,2 mm.

Jako płyn stosuje się przeważnie wodę.

W wypadku gdy grunt zawiera części rozpuszczalne w wodzie, lub łatwo pęczniejące, należy zastosować inne płyny, jak nafta, benzyna, benzol, spirytus itd.

2. Zasady badań.

Zasada badań jest stosunkowo prosta. Jeżeli pewną ilość gruntu rozbierzemy w wodzie w cylindrycznym naczyniu i postawimy w spokoju, nastąpi natychmiast opadanie poszczególnych cząstek gruntu

Szybkość opadania będzie różna w zależności od ich średnicy.

Jeżeli po upływie czasu T od momentu ukończenia beltania zbadamy cieniutką warstewkę zawiesiny, znajdującą się na głębokości H pod powierzchnią wody w cylindrze, to w warstewce tej nie znajdzie się już cząstek o szybkości opadania większej lub równej $\frac{H}{T}$ (co odpowiada V we wzorze Stokes'a).

Co się tyczy cząstek o szybkości opadania mniejszej od $\frac{H}{T}$, to stężenie ich w badanej warstewce będzie takie samo jak w czasie beltania, na miejsce bowiem cząstek opadających na dół, wstępuje także sama ilość cząstek opadających z góry.

Jeżeli więc za pomocą areometru zmierzymy w pewnym momencie gęstość zawiesiny na pewnej określonej głębokości H oraz obliczymy ze wzoru Stokes'a maksymalną średnicę cząstek D , znajdujących się na tej głębokości w danym czasie, to możemy za pomocą wzoru (1) określić ogólną zawartość W_x cząstek o średnicy mniejszej od D_x , znajdujących się w badanej próbce gruntu.

3. Błędy pomiarów.

Jakkolwiek teoretyczna zasada doświadczenia jest stosunkowo prosta, to jednak wykonanie pomiarów nastęrcza bardzo znaczne trudności.

Przyczyną tego jest konieczność wyeliminowania znacznej ilości błędów doświadczalnych oraz wprowadzenia całej serii poprawek.

a) Pierwszą trudność stanowi otrzymanie jednorodnej zawiesiny gruntu w wodzie,

Poszczególne cząstki gruntu są często ze sobą związane za pomocą różnorodnych koloidów, oraz nacieków i wykwitów limonitowych, czy wapiennych, to też rozdzielenie ich jest bardzo uciążliwe.

Trudność tę rozwiązał Boyocos przez zastosowanie mieszadełka w postaci małego propelerka, wirującego z szybkością do 6000 obrotów na minutę.

Wtórnej koagulacji gruntu unika się przez dodanie 0,5 gr. do 1 gr. roztworu szkła wodnego, oraz przez unikanie większego stężenia substancji gliniastej od 0,2%.

b) Dość znaczny błąd można popełnić przez to, że areometrem mierzymy gęstość nie cieniutkiej warstewki zawiesiny, lecz średnią gęstość całej warstwy zawiesiny, której grubość odpowiada wysokości gruszki areometru. Dla gruntów o jednostajnej opadającej krzywej uziarnienia, można przyjąć, że gęstość, wskazywana przez areometr, odpowiada rzeczywistej gęstości warstewki zawiesiny, w płaszczyźnie której znajduje się środek objętości gruszki areometru.

Błąd ten można ograniczyć do minimum przez zastosowanie areometrów, zaprojektowanych przez Casagrande'a odznaczających się skupieniem masy gruszki areometru dookoła środka objętości gruszki.

c) Dość znaczny błąd spowodować może osiadanie cząstek gruntu na ściankach areometru. Z tego względu należy zanurzać areometr do zawiesiny jedynie na czas trwania pomiaru.

d) Bardzo znaczny wpływ na rezultat pomiarów ma przekrój cylindra oraz objętość gruszki areometru.

Przez zanurzenie areometru zostaje wypchnięta równa mu

objętość zawiesiny, wskutek czego pierwotna odległość między poszczególnymi warstewkami zawiesiny wzrasta.

Wobec powyższego koniecznym jest wprowadzenie odpowiedniej poprawki H_x według wzoru:

$$H_x = -\frac{V_1}{2A} \dots \dots \dots (3)$$

We wzorze tym oznaczają:

V_1 — objętość gruszki areometru,

A — przekrój cylindra;

e) Znaczny wpływ na poprawność odczytu ma temperatura zawiesiny i areometru, to też wprowadzić tu należy odpowiednią poprawkę.

$$m = (C_o - C_w - e \cdot t + e \cdot t_o) \times 10^3$$

We wzorze powyższym poszczególne symbole oznaczają:

C_o — gęstość wody w temper. 4°C.

C_w — gęstość wody w temp. równej temp. zawiesiny w czasie pomiaru.

e — współczynnik rozszerzalności objętościowej szkła.

t — temperatura zawiesiny w czasie pomiaru.

t_o — temperatura wycechowana areometru.

f) Poprawka na menisk.

Normalnie areometry nastawiane są na podstawie menisku, gdy tymczasem przy badaniu gęstości zawiesiny ze względu na jej nieprzezroczystość. odczytać możemy jedynie górną granicę menisku.

Z tego względu należy ustalić wysokość menisku w czystej wodzie i dodawać do odczytu.

h) Dość duże błędy spowodować może niedokładne oznaczenie ciężaru właściwego gruntu. Błąd wynoszący 0,02 powoduje zmianę wartości W o 1%.

Ponieważ w wielu gruntach ciężar właściwy drobniejszych frakcji jest znacznie większy niż frakcji gruboziarnistych, korzystnym bywa nieraz oznaczenie osobno ciężaru właściwego frakcji grubszych i ciężaru drobniejszych. Stosuje się to przeważnie do gruntów piaszczystych.

h) Szybkie zanurzanie areometru może być źródłem poważniejszych błędów wskutek zmażenia zawiesiny. To też areometr należy zanurzać bardzo ostrożnie, uważając, aby nie

zwilżyć wystającej z zawiesziny części areometru. Ciężar zawiesziny na wystającej części areometru spowodować może nadmierne jego zanurzenie.

i) Niedokładności, wynikłe z fałszywego obliczenia położenia środka objętości areometru, spowodować mogą również pewne błędy. Tak np. przy pomyłce 0,5 mm błąd wynosi 2—3‰.

j) Dodatek szkła wodnego powoduje zwiększenie się ciężaru właściwego cieczy o 0,0003 — 0,0005. Z tego względu należy zawsze przy odczycie z areometru uwzględnić poprawkę (doświadczalną) na szkło wodne.

Poza wyżej wymienionymi istnieją jeszcze liczne inne źródła błędów. Ponieważ jednak nie powodują one większych zmian w ostatecznym rezultacie, można więc pominąć je milczeniem.

4. Wykonanie pomiarów.

Przed przystąpieniem do właściwych pomiarów rezerwuje się część próbki gruntu do oznaczenia jego wilgotności i ciężaru właściwego.

Do właściwej analizy granulometrycznej odważa się określoną ilość wysuszonego gruntu; przy gruntach piaszczystych—100 gr., przy gruntach przeciętnych—50 gr. oraz przy tłustych glinach—20 do 40 gr., tak, aby ilość substancji gliniastej w zawieszinie nie przekraczała 0,2‰; w przeciwnym razie łatwo nastąpić może koagulacja tej substancji.

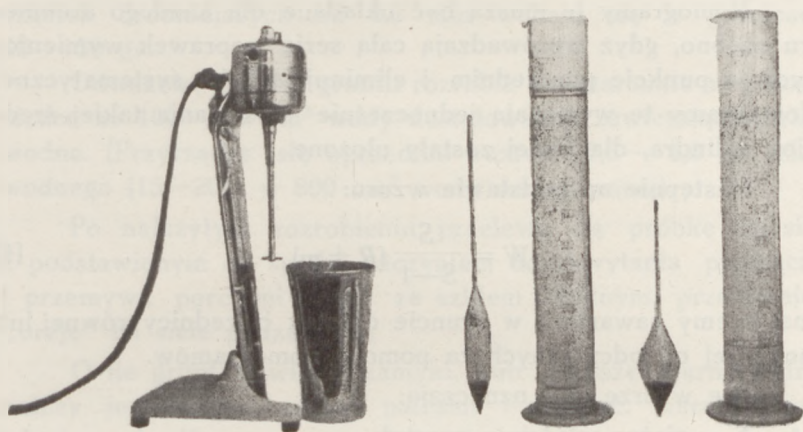
Odważoną ilość gruntu rozciera się następnie w parownicze ze 100 cm³ destylowanej wody, przy tym przy gruntach bardziej gliniastych dodaje się nieco roztworu szkła wodnego.

Po roztarciu zlewa się wszystko bez strat do kubelka, tzw. drink-mixer'a zmywając resztki papki ze ścian parowniczki za pomocą destylowanej wody ze szkłem wodnym. Po uzupełnieniu zawartości drink-mixer'a do 600 — 700 cm³, destylowaną wodą ze szkłem wodnym, puszczamy w ruch mieszadło.

W przeważającej ilości wypadków wystarczy 10 minut mieszania, jedynie przy gruntach wyjątkowo tłustych należy mieszać dłużej—do 20 minut.

Następnie zawartość kubelka przelewa się natychmiast bez strat do szklanego cylindra i dopełnia się zawartość cylindra czystą destylowaną wodą dokładnie do 1000 cm³.

Następnie zakrywamy otwór cylindra dłonią lub gumowym krążkiem i w przeciągu 1 minuty mieszamy gwałtownie zawartość cylindra, przechylając go o 180°. Po otrzymaniu zupełnie jednorodnej zawiesiny cylinder wstawia się szybko do termostatu, naciskając równocześnie guzik stopera. (Rys. 1).



Rys. 1.

W następnym momencie ostrożnie zagłębiamy do cieczy areometr, zanurzając go o dwa lub trzy milimetry głębiej niż wyniesie prawdopodobne wskazanie i po upływie dokładnie 30 sekund od momentu uruchomienia stopera robimy odczyt na areometrze.

Potym należy bardzo ostrożnie poruszyć areometrem ruchem obrotowym dla usunięcia osadu z jego ścian i po upływie jednej minuty robić nowy odczyt.

Następny pomiar robimy po upływie 2 minut, przy tym czas pomiaru liczymy zawsze od momentu uruchomienia stopera.

Po wykonaniu tych trzech odczytów wyjmujemy ostrożnie areometr z zawiesiny, osuszamy go starannie i znów zanurzamy przed następnym pomiarem.

Pomiary te uskutecznią się po upływie 5 minut, 15 minut, 45 minut, 120 minut i 300 minut od momentu uruchomienia stopera.

W czasie badania należy systematycznie kontrolować i zapisywać temperaturę zawiesiny.

Należy również uważać, aby areometr nie był zatłuszczony, gdyż utrudniłoby to odczyty.

Na podstawie dokonanych odczytów, jak również pomiarów ciężaru właściwego i temperatury odnajdujemy za pomocą nomogramów odpowiednie średnice cząstek.

Nomogramy te muszą być układane dla każdego areometru osobno, gdyż wprowadzają całą serię poprawek wymienionych w punkcie poprzednim i eliminują błędy systematyczne. Nomogramy te wymagają jednocześnie stosowania takiej średnicy cylindra, dla jakiej zostały ułożone.

Następnie na podstawie wzoru:

$$W = \frac{S}{S-1} (R + m) \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \cdot \quad (4)$$

znajdujemy zawartość w gruncie cząstek o średnicy równej lub mniejszej od odczytanych za pomocą nomogramów.

We wzorze tym oznaczają:

S — ciężar właściwy cząstek,

R — cyfra odczytu na areometrze po odjęciu 1 i pomnożeniu przez 1000 ,

m — poprawka wskazań areometru, zależna od temp. zawiesiny, omówiona wyżej.

Na podstawie otrzymanych obliczeń konstruuje się wykres uziarnienia, gdzie na osi poziomej odkłada się w skali logarytmicznej średnicę cząsteczek, na osi pionowej procentową zawartość w gruncie.

Z krzywej tej możemy odczytać zawartość w gruncie cząstek o dowolnej średnicy.

Do pomiarów winno się stosować areometry typu Casagrande'a, dla gruntów chudszych areometr wydłużony, — dla gruntów bardzo tłustych — skrócony. Zaletą pierwszego jest większa dokładność przy określaniu zawartości cząstek grubszych, przy zastosowaniu zaś drugiego można skrócić czas pomiarów o połowę.

Stosowanie areometrów używanych przez twórcę metody Boyocosa nie jest wskazane, gdyż można łatwo popełnić znaczniejsze błędy.

Połączona analiza sitowo-areometryczna.

O ile grunt zawiera więcej niż 50% cząstek większych od 0,2 mm, należy uprzednio wydzielić części grubsze na sicie o prześwicie oczek 0,1 mm.

Ilość gruntu do analizy dobieramy tak, aby zawartość cząstek drobniejszych od 0,2 mm wahała się w granicach 30 — 50 gr.

Odważoną próbkę gruntu rozrabia się starannie na parownicze ze 100—200 cm³ wody destylowanej, zawierającej szkło wodne. (Przyrządza się uprzednio roztwór 0,5 — 1,0 gr. szkła wodnego (15—20%) w 800 cm³ wody destylowanej).

Po należytych rozrobieniu przelewa się próbkę na sito z podstawionym od spodu naczyniem do chwytania przesącza i przemywa porcjami wody ze szkłem wodnym, przecierając „breję” na sicie pędzelkiem.

O ile grunt zawiera kamyki, lub grubsze ziarna żwiru, należy je ostrożnie wyjąć palcami i opłukać, jeszcze przed waniem „brei” z parowniczi na sito, gdyż mogą one bardzo łatwo uszkodzić sito.

O ile zabraknie świeżej wody do przemywania można zastosować powtórnie użytą poprzednio już wodę, po kilkunastominutowym odstaniu się tejże.

Pozostałość na sicie po wysuszeniu przesiewamy w normalny sposób, zaś przesącz zawierający drobniejsze frakcje gruntu przelewamy bez strat do naczynia drink-mixera i po przemieszaniu poddajemy normalnej analizie granulometrycznej.

Po opadnięciu w cylindrze cząstek gruntu z zawiesiny, mierzymy ciężar właściwy osadu i wyniki otrzymane z obliczeń analizy areometrycznej i sitowej zestawiamy w wykres uziarnienia.

Dla szybszego osadzenia się cząstek gruntu, o ile grunt ten nie zawiera węglanu wapnia, można dodać kilka kropel kwasu solnego, co spowoduje koagulację i wytrącenie się cząstek gruntu z zawiesiny.

Nadmiar czystego płynu z nad osadu zlewa się za pomocą lewarka, aby nie zmącić osadu.

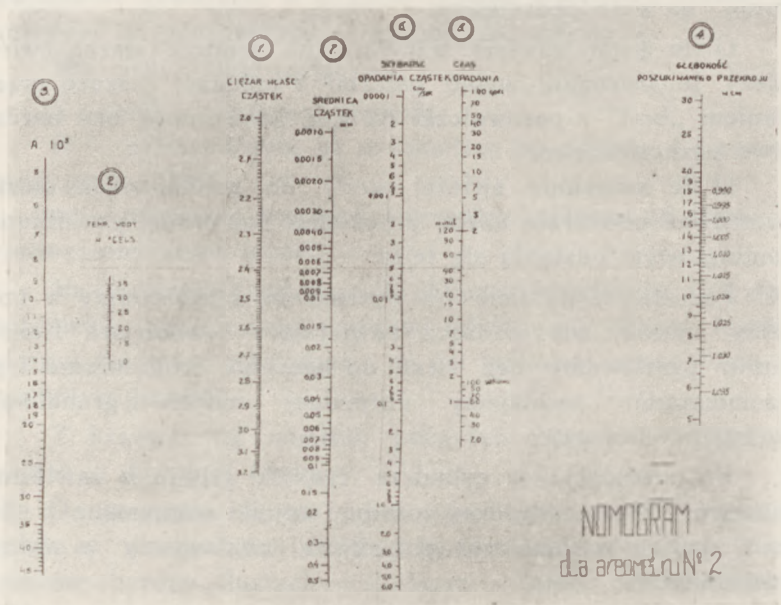
Sposób użycia nomogramów.

Na prostych 1 i 2 odszukujemy punkty wyrażające ciężar właściwy gruntu oraz temperaturę zawiesiny. Punkty te łączy się prostą, którą przedłuża się aż do przecięcia z prostą 3.

Następnie w podobny sposób odszukuje się na prostych 4 i 5 punkty odpowiadające odczytowi na areometrze oraz czasowi, po upływie którego wykonano pomiar. Łącząc te punkty prostą i przedłużając je do przecięcia z prostą 6, znajduje się szybkość opadania poszukiwanych cząstek gruntu.

Łącząc wreszcie znalezione punkty na prostych 3 i 6, można odczytać na prostej 7 maksymalną średnicę cząstek gruntu znajdujących się w zawieszynie w czasie i miejscu pomiaru.

Wyjaśnia to wszystko załączony szkic.



Rys. 2.

Przykład wykonania analizy granulometrycznej.

Do zbadania użyto próbkę gliniastego gruntu. Z próbki tej wzięto do analizy 50 gr, po uprzednim wysuszeniu w temperaturze 120° .

Ponieważ na oko widać było, że zawartość piasku w próbce była minimalna, nie oddzielano na sicie frakcyj grubszych od drobniejszych.

Glinę po rozrobieniu na parownicze ze 100 cm³ destylowanej wody, zawierającej kilka kropel szkła wodnego splukano do naczynka mieszadła szybko-obrotowego (drink-mixera).

Ilość wody destylowanej, użytej do splukania wynosiła 600 cm³; do wody tej dodano uprzednio 1 cm³ roztworu 20⁰/₁₀₀ szkła wodnego.

Po dziesięciu minutach mieszania przelano zawiesinę do cylindra i dopełniono do 1000 cm³, przemieszano i rozpoczęto pomiary.

Wskazania areometru wynosiły:

Nr	Czas od początku doświadczenia	Wskazania areometru (z poprawką na menisk)	Głębokość zanurzenia areometru po uwzględnieniu poprawek na obj. areometr. \varnothing cylindra itp.
1	1/2 minuty	1,0200	11,35
2	1 minuta	1,0185	11,80
3	2 minuty	1,0160	12,80
4	5 minut	1,0128	14,10
5	15 minut	1,0095	15,30
6	45 minut	2,0069	16,50
7	120 minut	1,0052	17,10
8	300 minut	1,0032	17,30

Temperatura cieczy przez cały czas pomiaru wynosiła + 18,5⁰ Cels.

Ciężar właściwy najdrobniejszych frakcyj, gruntu stanowił 2,73.

Mając wszystkie dane do obliczenia maksymalnej średnicy (zastępczej) cząstek gruntu, zawartych w zawiesinie w danym przekroju i czasie, przystępujemy do obliczeń za pomocą nomogramów.

Na osi Nr 1 wyznaczamy punkt, odpowiadający ciężarowi właściwemu gruntu 2,73, zaś na osi Nr 2 temperaturę zawiesiny równą 18,5⁰ Cels.

Przy połączeniu tych punktów prostą i przedłużeniu jej do przecięcia z osią Nr 3, znajdujemy punkt $A \cdot 10^3 = 11,2$. Następnie odmierzymy na osi głębokości zanurzenia punkt 11,35 (co odpowiada wskazaniu areometru 1,020), łączymy go prostą z punktem wyrażającym czas opadania cząstek równy 30 sek. na osi Nr 5 i przedłużamy tę prostą aż do przecięcia się

z osią Nr 6. Znajdujemy wtedy szykość opadania cząstek równą 0,38 cm/sek.

Łącząc wreszcie punkt 0,38 na osi 6-ej z punktem 11,2 na osi 3-ej za pomocą prostej znajdujemy na przecięciu jej z osią Nr 7 poszukiwaną średnicę następczą cząstek. Średnica ta równa się 0,063 mm.

W analogiczny sposób uskuteczniamy inne pomiary.

Nr	C. wł.	Temp. zawiesiny	A. 10 ³	Wsk. areom. Głęb. przekroju	Czasopad. cząstek	Szykość opad. cząstek	Średnica cząstek
	oś Nr 1	oś Nr 2	oś Nr 3	oś Nr 4	oś Nr 5	oś Nr 6	oś Nr 7
1	2,73	18,5	11,2	1,0200 (11,35)	30 sek.	0,28 cm/sek.	0,063 mm
2	"	"	"	1,0185 (11,80)	60 sek.	0,23 "	0,051 "
3	"	"	"	1,0160 (12,80)	120 sek.	0,11 "	0,036 "
4	"	"	"	1,0128 (14,10)	5 min.	0,050 "	0,025 "
5	"	"	"	1,0095 (15,30)	15 min.	0,018 "	0,014 "
6	"	"	"	1,0069 (16,50)	45 min.	0,006 "	0,0085 "
7	"	"	"	1,0052 (17,10)	120 min.	0,0028 "	0,0056 "
8	"	"	"	1,0032 (17,20)	300 min.	0,0011 "	0,0035 "

Obecnie należy przystąpić do obliczenia zawartości w zawieszynie cząstek o średnicach drobniejszych i równych wyżej obliczonym, posługując się wzorem:

$$W = \frac{S}{S-1} (R + m)$$

We wzorze tym S równa się ciężarowi właściwemu cząstek = 2,73; R jest to wskazanie areometru (po uwzględnieniu poprawki na menisk, która w danym wypadku wynosiła 0,0002) po odjęciu jedności i pomnożeniu przez 1000.

Wreszcie $m = (C_o - C_w - et + et_o) \times 10^3$ jest poprawką na temperaturę, gdzie C_w oznacza gęstość wody w temp. zawiesiny w czasie badania. $t_o = 18,5^{\circ}$ Cels, $C_o = 1,000$, e jest to współczynnik rozszerzalności szkła = 0,000025, zaś t i t_o są to: temperatura zawiesiny w czasie pomiaru i temperatura cechowania areometru. Więc otrzymujemy:

$$m = (1,0000 - 0,9985 - 0,000025/18,5 - 20,0) \cdot 1000 = 1,46$$

Wobec tego możemy poobliczać W dla poszczególnych pomiarów. Np. dla pomiaru Nr 1

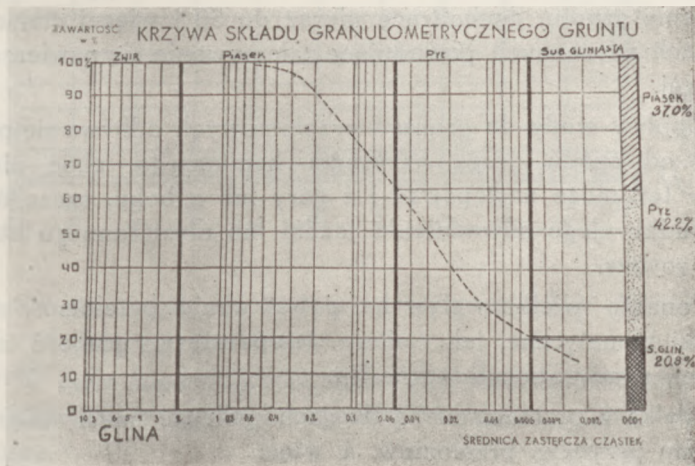
$$W = \frac{2,73}{2,73-1} (1,020 - 1 \cdot 1000 + 1,46) = 33,8 \text{ gr.}$$

Nr	średnica zast. cząstek ϕ mm	wskazania areom.	c. właściwy cząstek (S)	zawartość cząstek o danej ϕ i drobniejszych w zawieszynie (W) w gr.	Dtto, w %-ach
1	0,063	1,0200	2,73	33,8 gr.	67,6%
2	0,051	1,0185	"	31,6 "	63,2%
3	0,036	1,0150	"	27,6 "	55,2%
4	0,025	1,0128	"	22,5 "	45,0%
5	0,014	1,0095	"	17,4 "	34,8%
6	0,0085	1,0069	"	13,3 "	26,6%
7	0,0056	1,0052	"	10,6 "	21,2%
8	0,0035	1,0002	"	7,5 "	15,0%

Osad zebrany w cylindrze przemyto na sicie Nr 200 i po wysuszeniu przesiano na sitach.

Nr sita	Pozostałość na sicie w gr.	Średnica najmniejszych cząstek na sicie ϕ mm	Procentowa zawartość w gruncie cząstek o ϕ równej i większej od podanej w poprzedniej kolumnie
200	13,8 gr.	0,074	27,6%
100	7,8 "	0,149	15,6%
80	6,1 "	0,177	12,2%
50	2,4 "	0,297	4,8%
40	1,0 "	0,420	2,0%
30	0,5 "	0,590	1,0%

Na podstawie powyższych danych można wykonać krzywą składu granulometrycznego gruntu.



Rys. 3.

D. TWORZENIE SIĘ PRZEŁOMÓW — PODSTAWY KLASYFIKACJI GRUNTÓW

W uruchomionym przez Drogowy Instytut Badawczy nowym dziale badania gruntów specjalną uwagę zwrócono na badania skłonności niektórych gruntów do tworzenia przełomów.

Ze względu na brak własnych doświadczeń w tej dziedzinie, badania powyższe oparto na pracach uczonego szwedzkiego Beskow'a jak również na doświadczeniach niemieckich.

Tworzenie się przełomów w drodze zależy od wielu czynników.

Czynnikiem zasadniczym jest właściwa pewnym gruntem, *naturalna skłonność do tworzenia przełomów*.

Drugim czynnikiem decydującym o tworzeniu się przełomu jest dopływ wody do zamarzającej warstwy gruntu przełomowego.

W tych warunkach w gruncie przełomowym zaczynają się tworzyć tak zwane soczewki, oraz warstewki lodu, powodujące pęcznienie gruntu, dochodzące nieraz do 50 i więcej cm, a po roztopach wiosennych powodujące załamywanie się nawierzchni drogowej.

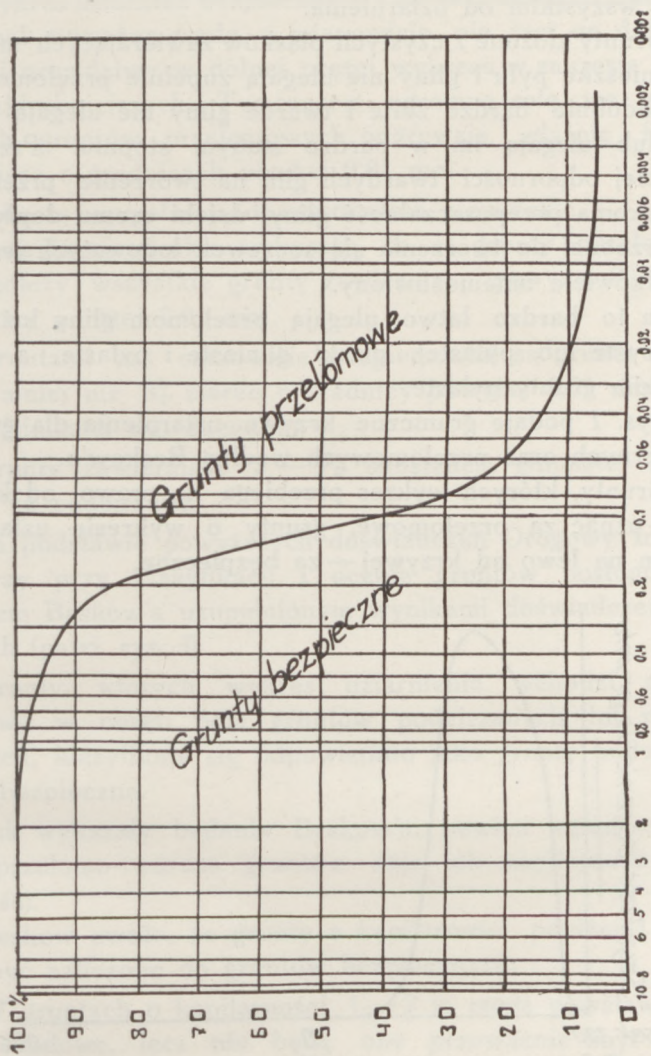
Dopływ wody do gruntów przełomowych odbywa się przeważnie od spodu drogą nasycania kapilarnego, choć nieraz dopływ ten może następować i z góry lub z boku, szczególnie w wypadku złego odwodnienia jazdni lub niestarannego utrzymania rowów.

Ponadto wielki wpływ na powstawanie przełomów mają czynniki klimatyczne, jak zmiany temperatury, grubość szaty śnieżnej, opady atmosferyczne itp.

Walka z przełomami na drogach polegać musi więc na usuwaniu przyczyn przełomów, a więc:

KRZYWA SKŁADU GRANULOMETRYCZNEGO GRUNTU

ZAWARTOŚĆ
w %



ŚREDNICA ZASTĘPCZA CZĄSTEK w mm.

Rys. 1.

a) Na stosowaniu do budowy dróg materiałów bezpiecznych nie ulegających przelomom.

b) W razie niemożliwości stosowania materiałów bezpiecznych uniemożliwienie dopływu wody do gruntu, ulegającego przelomom.

Na podstawie licznych doświadczeń, Beskow ustalił, że skłonność gruntów do tworzenia soczewek lodowych zależy przede wszystkim od uziarnienia.

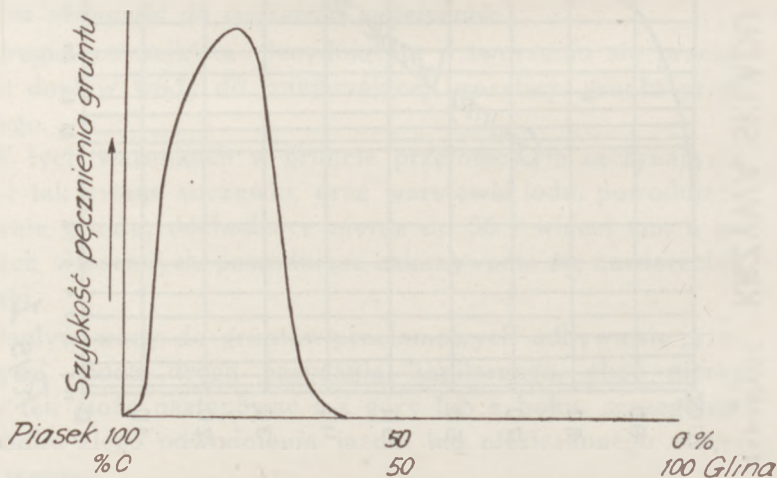
Grunty złożone z czystych piasków zawierających minimalną domieszkę pyłu i gliny nie ulegają zupełnie przełomom.

Podobnie bardzo zbite i twarde gliny nie ulegają przełomom lub ulegają im w bardzo słabym stopniu. Przyczyną względnej odporności twardych glin na tworzenie przełomów, jest znikoma przepuszczalność gliny, dzięki czemu dopływ wody potrzebnej do tworzenia się soczewek lodowatych jest prawie całkowicie uniemożliwiony.

Za to bardzo łatwo ulegają przełomom gliny luźniejsze (piaszczyste lub pylaste), piaski gliniaste i pylaste, a przede wszystkim grunty pylaste.

Rys. 1 podaje graniczne krzywe uziarnienia dla gruntów bezpiecznych oraz przełomowych według Beskow'a.

Grunty, których wykres przebiega na prawo od krzywej należy uznać za przełomowe, grunty o wykresie uziarnienia leżącym na lewo od krzywej — za bezpieczne.



Rys 2

Rys. 2 przedstawia niebezpieczeństwo tworzenia się przełomów w gruntach gliniasto-piaszczystych (według Beskow'a), przy czym skład gruntów zmienia się stopniowo od czystego piasku do czystej gliny.

Jak wynika z wykresu, najbardziej niebezpieczne są piaski zawierające od 5 — 30% gliny.

Wykres uziarnień bezpiecznych i niebezpiecznych Beskow'a ma jednak poważną wadę, a mianowicie nie jest on dość dokładny i prawdziwy w dolnej części wykresu w zakresie uziarnień najdrobniejszych. Tymczasem ogromną rolę we właściwościach gruntów przełomowych odgrywają właśnie frakcje drobniejsze o średnicach poniżej 0,01 mm.

Lukę tę uzupełniają doświadczenia niemieckie.

Badania niemieckie wykazały, że za grunty przełomowe uznać należy wszystkie grunty zawierające powyżej 9% ziaren o średnicy poniżej 0,01 mm.

Gruntami zaś całkowicie pezpiecznymi są grunty zawierające mniej niż 3% ziaren o średnicy powyżej 0,01 mm (substancji gliniastej wg. Saeger'a).

Grunty zawierające 3 — 9% substancji gliniastej należy uważać za podejrzane.

Na podstawie powyższych doświadczeń Drogowy Instytut Badawczy przy klasyfikacji i ocenie gruntów posługuje się wykresem Beskow'a uzupełnionym wynikami doświadczeń niemieckich (patrz rys. 3).

Grunty, których wykres uziarnienia wchodzi choćby częściowo w obręb pola gruntów podejrzanych lub niebezpiecznych, klasyfikuje się odpowiednio jako grunty podejrzane lub niebezpieczne.

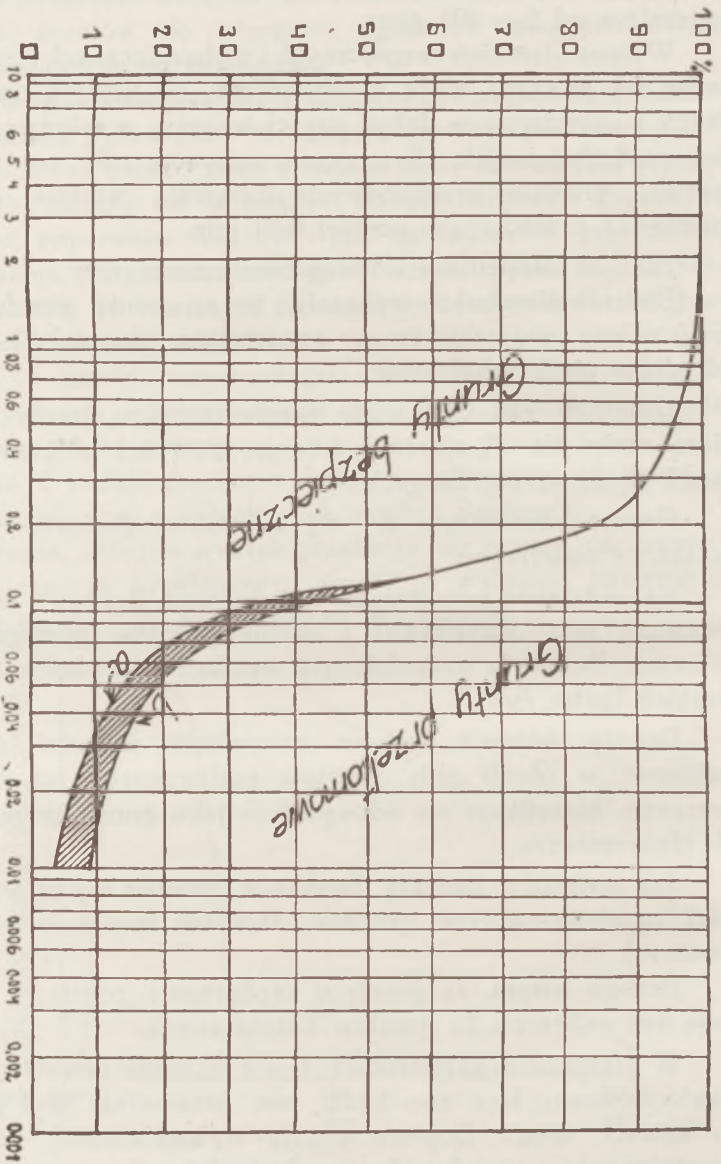
Jak wykazały badania Beskow'a, pewien wgląd w własności przełomo-twórcze gruntów daje ich kapilarność (włoskowatość).

Beskow uważa, że grunty o kapilarności poniżej 1 metra mogą być zaliczone do gruntów bezpiecznych.

W gruntach o kapilarności 1 — 2 m mogą powstawać soczewki lodowe, lecz nie będą one przeważnie zbyt groźne dla całości drogi. Dopiero grunty o kapilarności powyżej 2 metrów mogą powodować znaczne i niebezpieczne przełomy.

Po omówieniu metod stosowanych przez Drogowy Instytut Badawczy dla określenia właściwości przełomowych gruntów, należałoby podać w paru słowach metody walki z przełomami.

Najpewniejszą metodą walki z przełomami jest stoso-



Rys. 3.

ŚREDNICA ZASTĘPCZA CZĄSTEK w mm

wanie przy budowie drogi gruntu zupełnie bezpiecznego do głębokości przemarzania.

Metodą tą posługują się Niemcy przy budowie autostrad.

Jak jednak wykazały doświadczenia w Kanadzie, posiadającej warunki klimatyczne zbliżone do polskich, wystarczy w zupełności zastosować warstwę około 30 cm dobrego piasku bezpośrednio pod nawierzchnią, aby praktycznie uniknąć całkowicie powstawania przełomów.

W wypadku, gdy warunki lokalne nie pozwalają przy budowie lub przebudowie drogi na zastąpienie gruntów przełomowych gruntami bezpiecznymi, stosuje się środki zabezpieczające grunt od dopływu wody.

Środkami tymi są: staranne odwadnianie jezdni, ułożenie nieprzepuszczalnej nawierzchni, drenaż, a przede wszystkim warstwy izolacyjne przerywające dopływ wody kapilarami z głębi ziemi.

Przy gruntach podejrzanych o kapilarnościach nie przekraczających 1 — 1,5 metra — zupełnie wystarczającym będzie głęboki drenaż obniżający zwierciadło wód gruntowych poniżej dwu metrów od poziomu jezdni.

Przy kapilarnościach większych, głęboki drenaż staje się środkiem zbyt kosztownym i mało skutecznym. W wypadku tym bardziej skutecznym staje się zastosowanie warstw izolacyjnym (patrz praca inż. Riessa oraz Nr 126 — 127 „Wiadomości Drogowych”).

Bardzo ważne znaczenie przy pracach zabezpieczających drogę od przełomów ma wysokość poziomu wody gruntowej.

Otóż w robotach drogowych, niezależnie od horyzontu wodonośnego stwierdzonego wierceniami, należy przyjąć, że każda warstwa tłustszej nieco gliny może stać się przejściowo podłożem dla wody zaskórnej.

Ma to przeważnie miejsce po większych deszczach jesien-nych.

Z tego też względu w razie płytkiego zalegania gliny należy starać się, aby o ile możliwości dno rowów znajdowało się poniżej powierzchni warstwy gliny.

R É S U M É

On a proposé ci-dessus un projet d'études du sol comprenant:

- a) Le prélèvement des échantillons du sol;
- b) Les méthodes d'examination des qualités physiques du sol;
- c) L'analyse granulométrique.

En base de sources suédoises et allemandes on propose des instructions pour la classification des sols et leur inclination a la destruction sous l'influence de la gelée.

PORÓWNANIE METOD WIBRACJI I UBIJANIA W ZASTOSOWANIU DO KOMPRYMACJI GRUNTÓW¹⁾

*Comparaison des méthodes de vibration et de pilonage appliquées a la
compression du sol*

WSTĘP

*Znaczenie komprymacji gruntu w budownictwie ziemnym
i fundamentowym.*

Zarówno w budownictwie ziemnym jak i fundamentowym ogromne znaczenie dla trwałości budowli i budowanych obiektów, ma dobre uprzednie skomprymowanie gruntu, na którym owe budowle, czy też obiekty się znajdują. Innymi słowy grunt winien być doprowadzony do stanu możliwie największego zagęszczenia, aby nie ulegał zupełnie lub tylko bardzo nieznacznie dalszym zmianom objętości oraz wytrzymawał wywierane nań ciśnienie.

Wiele np. budynków uległo zniszczeniu na skutek osiadania gruntu pod ich fundamentami; szereg grobli rozmywa woda, gdy nie są dostatecznie zagęszczone; wreszcie nawierzchnie drogowe, budowane na niedostatecznie osiadłych nasypach, deformują się lub zapadają, co powoduje duże szkody i straty materialne.

Dzięki komprymacji grunt osiąga odpowiednią zwartość oraz powiększa swe własności nośne, wewnątrz zaś ulega zmniejszaniu do minimum ilość zawartych w nim próżni, powodując niezmiennosc jego objętości i zmniejszenie przepuszczalności dla wody.

Naturalny sposób komprymacji gruntu przez osiadanie, jak np. w nasypach, wymaga dłuższego okresu czasu. Niektóre grunty, jak piaski, żwiry i grunty piaszczyste, dość szybko przestają być pulchne — np. w ciągu roku lub dwóch, inne —

¹⁾ Praca doktorska, Inż. Fu-Szen Fanga wykonana w Drogowym Instytucie Badawczym. Warszawa, październik 1937 r.

w ciągu kilku lat (1). Dzisiejsza technika stosuje, w celu uzyskania w jaknajkrótszym czasie jaknajwiększej zwartości gruntu pod budowanymi obiektami, w coraz większym zakresie mechaniczny sposób komprymacji.

Ogólne zasady komprymacji gruntu.

Składnikami gruntu są ziarna piasku, pyłu i łu o różnym kształcie, wielkości i składzie mineralnym. Ziarna te utrzymywane są w równowadze dzięki oporom powstającym na styku powierzchni poszczególnych cząsteczek. Opór ten jest sumą dwóch wartości: kohezji i wzajemnego tarcia cząsteczek o siebie. Kohezja jest to opór, który jest stały w pewnym rodzaju gruntu i w pewnym jego stanie; natomiast wzajemne tarcie cząsteczek i jego zmiany zależą od rodzaju i wielkości obciążenia zewnętrznego. Wewnętrzny opór na przesuwanie się między cząsteczkami, możemy wyrazić następującym, według Hogentogler'a, wzorem (12).

$$T = Ntg\phi + C \dots \dots \dots (1)$$

gdzie T = wewnętrzny opór na przesuwanie się cząsteczek;

N = zewnętrzne obciążenie gruntu, prostopadłe do powierzchni terenu;

ϕ = kąt tarcia wewnętrznego;

i C = kohezja cząsteczek;

Na skutek tego oporu i różnego kształtu ziaren, grunty nawet przy największym skomprymowaniu nie wypełniają całkowicie danej przestrzeni. Pozostają pomiędzy nimi pewne próżnie, wypełnione powietrzem lub wodą. Im większy jest stopień zbliżenia ziaren gruntu, tym mniejsza jest zawartość próżni i tym większa jest gęstość gruntu.

W celu osiągnięcia największego zagęszczenia gruntu zastosujemy sposoby mechaniczne, czyli wprowadzimy siłę zewnętrzną, która pokonywując opory wewnętrzne na przesuwanie się ziaren, oraz wypychając powietrze lub wodę z próżni w gruncie, powoduje wzajemne przesunięcie ziaren, zapewniające najlepsze wypełnienie cząsteczkami drobniejszymi przestrzeni między cząsteczkami grubszymi. Proces ten nazwiemy „komprymacją gruntu”.

Komprymacja gruntów odbywa się przeważnie przez zastosowanie czynników mechanicznych i fizycznych, bardzo

rzadko chemicznych. Z metod fizyczno-mechanicznych największe zastosowanie w budownictwie drogowym i ziemnym znalazły następujące metody: (4)

1. Zmulanie wodą.
2. Odmywanie części gliniastych wodą.
3. Ubijanie dynamiczne ciężką płytą lub tarankiem mechanicznym.
4. Wibracja.
5. Metoda kombinowana wibracji i ubijania.
6. Walcowanie.
7. Metoda kombinowana wibracji i ściskania.
8. Komprymacja gruntu przez wbijanie pali.

Ponad to możemy dodać jeszcze:

9. Ściskanie z równoczesnym przesunięciem ziaren gruntu (ścinanie) — (5)
10. Obciążenie siłą statyczną.

Oczywiście każda z powyższych metod będzie celowa w zastosowaniu tylko do pewnych rodzajów gruntu i robót. Stosowanie tej lub innej metody zależy od najrozmaitszych własności gruntu, np. uziarnienia, kształtu ziaren, zawartości wilgoci itp., od czego zależy z kolei stopień skuteczności komprymacji.

Suchy grunt w czasie komprymacji podlega następującym procesom:

1. Powietrze zawarte w próżniach między poszczególnymi ziarnami ulega wypchnięciu. Proces ten najłatwiej przebiega w gruntach o równomiernym uziarnieniu i grubym ziarnie.
2. Następuje silne zbliżenie się poszczególnych cząsteczek gruntu do siebie. Proces ten przebiega najłatwiej w gruntach o ziarnie okrągłym i kanciastym oraz o równomiernym uziarnieniu.
3. Poszczególne ziarna zaklinowują się ze sobą, przy czym proces ten najłatwiej przebiega w gruntach o grubszym uziarnieniu, i o małych oporach wewnętrznych przy przesuwaniu się ziaren.
4. Poszczególne ziarna gruntu mogą ulegać pękaniu lub rozkruszaniu. Proces ten najłatwiej zachodzi w gruntach złożonych z grubszych ziaren o niewielkiej twardości i kształcie blaszkowatym lub igielkowatym.

Dla ilustracji podane są wyniki zmian w uziarnieniu przy ubijaniu w naczyniach próbek piasku wiślanego (tablica 1) i gysu granitowego oraz żwiru morenowego (tabl. 2). Z powodu wielkiej twardości ziaren piasku wiślanego oraz ich kształtu kanciastego i zaokrąglonego zastosowano przy ubijaniu większą pracę mechaniczną (400 uderzeń, co odpowiada 1140 Kgm), gdyż dopiero przy tej pracy osiągnięto zmiany w uziarnieniu stosunkowo jeszcze niewielkie.

Przy ubijaniu gysu lub żwiru już przy pracy zastosowanej = 861,00 Kgm osiągnięto znaczne zmiany w uziarnieniu.

Tabl. 1. Zmiany w uziarnieniu piasku wiślanego spowodowane przez ubijanie:

Ciężar młota = 5 kg.

Wysokość uderzenia = 57 cm.

Praca jednego uderzenia = $5 \times 0,57 = 2,85$ Kgm.

Ilość uderzeń = 400.

Praca całego cyklu uderzeń = $2,85 \times 400 = 1140,00$ Kgm.

	% w a g o w o	
	przed ubijaniem	po ubijaniu
pozostaje na sicie Nr 20	16,37	15,62
" " " " 30	17,60	18,38
" " " " 40	31,03	30,22
" " " " 50	32,76	32,08
" " " " 80	1,23	1,51
" " " " 100	0,36	0,03
" " " " 200	0,57	1,51
przechodzi przez sito Nr 200	0,08	0,65
S u m a	100,00	100,00

5. Ziarna drobniejsze zajmują przestrzenie wolne między ziarnami grubszyimi, powodując zmniejszenie się próżni w gruncie do minimum. Proces ten przebiega najlepiej w gruntach o nierównomiernym uziarnieniu i możliwie małych oporach wewnętrznych na przesuwanie się ziaren.

Tabl. 2. Zmiany w uziarnieniu grysów granitowych i żwiru morenowego przed i po ubijaniu:

Ciężar młota = 5 kg.

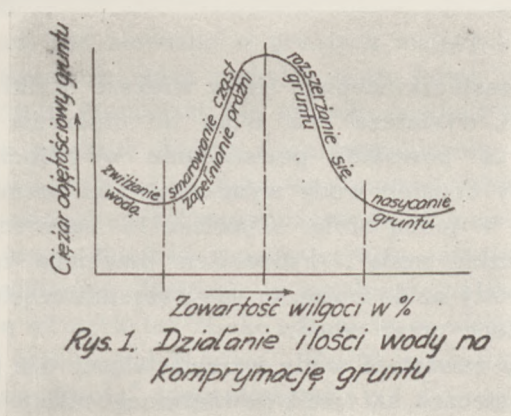
Wysokość uderzenia = 57 cm.

Praca jednego uderzenia = $5 \times 0,57 = 2,85$ Kgm.

Ilość uderzeń = 300.

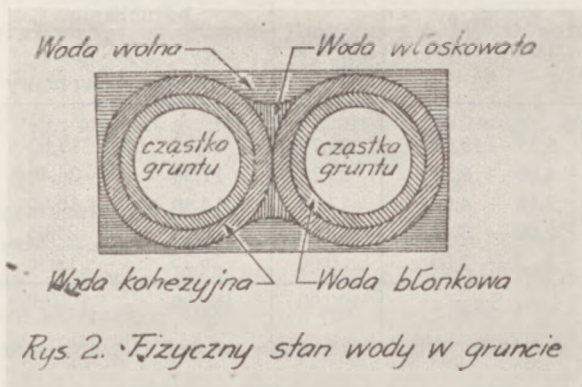
Praca całego cyklu uderzeń = $2,85 \times 300 = 861,00$ Kgm.

Wielkość ziaren w mm	% wagowo		
	przed ubijaniem	po ubijaniu	
		grys granitowy	żwir morenowy
6,35 — 10,00	26,75	13,80	17,60
4,00 — 6,35	23,25	17,30	24,40
3,18 — 4,00	17,50	14,40	16,60
2,00 — 3,18	32,50	28,25	24,05
0 — 2,00	0,00	26,25	17,35
S u m a	100,00	100,00	100,00



O ile poddajemy kompresji grunt o pewnej zawartości wody, wtedy zasadniczy proces kompresji przebiegnie analogicznie jak dla gruntu suchego. Zauważyć jednak należy, że kompresja gruntu w zależności od zawartości wilgoci przebiegać może według czterech niżej opisanych schematów według Hogentogler'a (3) (Patrz rys. 1).

1. Jeżeli zawartość wody w gruncie wzrasta stopniowo od zera, to poszczególne cząsteczki gruntu zostają otoczone kolejno przez, „wodę błonkową” (solidified water), „wodę kohezyjną” (cohesive water) i „wodę włoskową”, ściśle przylegającą do powierzchni cząsteczek gruntu (patrz rys. 2). Wody te powodują zwiększenie się średnicy cząsteczek, odrywanie się ich od siebie oraz zwiększenie objętości gruntu, a w konsekwencji zmniejszenie się ciężaru objętościowego gruntu. Poza tym,



pojedyncze cząsteczki zlepiają się w większe bryłki. Jeżeli wody jest mało, wystarcza ona tylko do otoczenia nielicznych cząsteczek, co powoduje powstawanie w gruncie drobnych grudek. Przy dodaniu wody wymiary grudek wzrastają aż do zlepiania się w jedną bryłę. Zjawisko to nazwiemy „zwilżeniem cząsteczek wodą”. Proces ten przebiega ze wzrostem zawartości wody aż do momentu, gdy wszystkie cząsteczki gruntu zostają otoczone przez wodę.

2. Gdy zawartość wody wzrasta więcej niż potrzeba do otoczenia cząsteczek, kąt tarcia wewnętrznego maleje ze wzrostem zawartości wilgoci¹⁾, a to dzięki zmniejszaniu się oporów wewnętrznych przy przesuwaniu się cząsteczek. Woda ta działa jako smar, ułatwiając znakomicie komprymację gruntów. Należy zwrócić uwagę, że woda zwiększa także kohezję pomiędzy cząsteczkami, a tym samym zwiększa nieco opory przesuwania się cząsteczek, jednakże zjawisko to odgrywa pewną rolę jedynie

¹⁾ Patrz (10).

w wypadku stosowania bardzo małych sił zewnętrznych. Na ogół możemy wzrostu kohezji zupełnie nie uwzględniać. Poza tym woda równocześnie dąży do zapełnienia próżni między cząsteczkami przez co wzrasta ciężar objętościowy gruntu. Zjawisko to nazwiemy „smarowaniem cząsteczek i zapełnianiem próżni”, przy czym przebiega ono ze wzrostem zawartości wilgoci aż do momentu, gdy wszystkie próżnie w gruncie są zapełnione. W gruntach gliniastych metoda komprymacji nie pozwala na zupełne wypędzenie powietrza, które pozostaje w gruncie choćby w znikomych ilościach¹⁾. Zawartość wilgoci, przy której grunt osiąga największe zagęszczenie, nazywamy „*optymalną zawartością wody*” (optimum moisture content). Proces ten najkorzystniej przebiega przy zastosowaniu dużych sił zewnętrznych, które mogą zmniejszyć tarcie wewnętrzne w bardzo znacznym procencie.

3. Przy większych zawartościach wody niż „optymalna zawartość wilgoci” nadmiar wody (lub powietrza) (6) musi zostać wyciśnięty z gruntu. Przy wypchnięciu wody (lub powietrza) musi zostać pokonany pewien opór tzw. „opór hydrodynamiczny” (2).

Opór ten jest niewielki w gruntach mających grube i równomierne uziarnienie, gdyż nadmiar wody łatwo zostaje wypchnięty z gruntu gromadząc się na jego powierzchni.

Opór w gruntach drobno i nierównomiernie uziarnionych jest bardzo wielki wskutek tego, że wymiary próżni są bardzo małe, a zatem trudno jest wypchnąć wodę lub powietrze z gruntu. Dzięki temu objętość gruntu wzrasta, zmniejsza się zaś ciężar objętościowy. Zjawisko to przebiega aż do chwili, gdy cząsteczki są od siebie tak daleko odsunięte, że wypchnięcie nadmiaru wody przebiega już łatwo. Proces ten nazwiemy „rozszerzaniem się gruntu” (pęcznieniem).

4. Gdy zawartość wody jeszcze wzrasta przekraczając granicę procesu „rozszerzania się gruntu” (pęcznienia), grunt przechodzi w stan bardzo płynny i miękki. Ciężar objętościowy pozostaje stały ze wzrostem zawartości wilgoci. Zjawisko to nazwiemy „nasyceniem gruntu”.

Przebieg wyżej opisanego procesu zależny jest nietylko

¹⁾ Patrz (6).

od charakterystycznych własności gruntu, ale także od rodzaju oraz wielkości sił działających w metodzie komprymacji. Zapewne i temperatura ma tu pewien wpływ. Na ogół procesowi komprymacji w gruntach drobnoziarnistych sprzyja większa zawartość wody, aniżeli ma to miejsce w gruntach gruboziarnistych. Ponadto, im większe są siły zewnętrzne działające na grunt, tym proces wymaga mniejszej zawartości wody na skutek tego, że siły zewnętrzne powodują szczelniejsze ułożenie się cząsteczek obok siebie. Należy zauważyć, że chodzi tutaj tylko o grunty w temperaturach wyższych od 0° C, przeto woda nie może występować w postaci lodu.

Temat pracy.

Celem niniejszej pracy jest ustalenie i porównanie skuteczności (efektu), stopnia, oraz rozkładu sił w czasie komprymacji gruntu wykonywanej dwiema metodami tj. przez ubijanie i wibrację w zależności od rodzaju gruntu, od jego fizycznych własności, oraz zawartości wilgoci.

Co się tyczy metody wibracji to istnieją dwie odmiany jej zastosowania:

1. Wibracja luźno ułożonego materiału na powierzchni stołu wibracyjnego;
2. Wibracja aparatem płytowym, przyciskającym grunt z góry.

Mimo nawet zastosowania w obu wypadkach tej samej intensywności i energii wibratora, przebieg procesu w obu wypadkach jest różny.

W pierwszym wypadku czynnikiem istotnym jest drganie cząsteczek zmniejszające wewnętrzne opory na przesuwanie się, ułatwiające tym samym przemieszczanie się cząsteczek i zagęszczanie się gruntu pod działaniem li tylko własnego ciężaru oraz ciężaru cząsteczek leżących powyżej. Natomiast w drugim wypadku zmniejszenie się oporów na przesuwanie się dzięki ruchom drgającym cząsteczek odgrywa mniejszą rolę, zasadniczy zaś wpływ na komprymację wywiera statyczne i dynamiczne działanie wibratora. Co się tyczy metody ubijania to działanie sił dynamicznych, spowodowanych wysokością i ciężarem spadającego młota, odgrywają zasadniczą rolę, natomiast drgania cząsteczek nie odgrywają znaczniejszej roli.

Na podstawie powyższych rozważań możemy zestawić następującą tabelę:

Tabl. 3. Porównanie działania ubijania i wibracji na grunt.

Metoda	Ubijanie	Wibracja aparatu powierzchniowego	Wibracja na stole wibracyjnym
Wpływ drgania cząsteczek	znikomy	średni	największy
Wpływ sił dynamicznych	największy	średni	znikomy

Wibracja na stole wibracyjnym jest mało ekonomiczna, gdyż znaczna część energii marnuje się na nadawanie cząsteczkom drgających ruchów w górę i na dół. Przekazywanie drgań odbywa się tu przez deskowanie, wkładki, ściany form itp. co powoduje stratę znacznej części energii wibratora.

Wibratory te nazywają się wibratorami o działaniu pośrednim (9). W praktyce stoły wibracyjne nie znajdują zastosowania do komprymowania gruntów. Stoły te stosuje się najczęściej do wyrobu płyt, belek i różnych wyrobów betonowych.

Przy robotach ziemnych i drogowych, mogą być stosowane wyłącznie wibratory powierzchniowe (płytkowe). Wibratory te nazywają się wibratorami o działaniu bezpośrednim (9), gdyż drgania swe przekazują one bezpośrednio gruntowi.

Badanie rozkładu stopnia komprymacji w gruncie ma duże znaczenie na budowie ze względu na to, że osiadanie gruntu może zachodzić nie tylko pod płytami ubijającymi lub wibratorami ale może rozszerzać się na bezpośrednie sąsiedztwo terenów pracy ubijanych lub wibrowanych tzw. „sympatyczne (wtórne) osiadanie” (sympathetic settlement) (7).

Osiadania te mogą narazić np. na szwank całość budowli znajdujących się w pobliżu prowadzonych robót.

Licząc się z tym, że wyniki ubijania lub wibrowania w laboratorium i w praktyce mogą się dość poważnie różnić, można przyjąć, że porównanie rezultatów otrzymanych obu metodami w laboratorium, może dać cenne wskazówki co do stosowalności i użyteczności obu metod na budowie.

CZEŚĆ I

WPŁYW FIZYCZNYCH WŁASNOŚCI GRUNTU NA EFEKT I SZYBKOŚĆ KOMPRYMACJI PRZY ZASTOSOWANIU METOD WIBRACJI (NA STOLE WIBRACYJNYM) I UBIJANIA (W NACZYNIU)

1. *Cel badań.*

Celem badań jest porównanie oraz ustalenie wpływu fizycznego czynników takich jak uziarnienie, kształt ziaren lub zawartość wilgoci na stopień i skuteczność (efekt) komprymacji gruntów przy zastosowaniu metod wibracji i ubijania. Badania opisane w części I mają charakter teoretyczny i laboratoryjny; warunki, w jakich grunt jest komprymowany różnią się znacznie od warunków, w jakich następuje komprymacja gruntów przy pomocy jednego lub drugiego sposobu.

Mimo to jednak wpływ podanych wyżej czynników jak uziarnienie, kształt ziaren itd., może być w tych warunkach do pewnego stopnia stwierdzony.

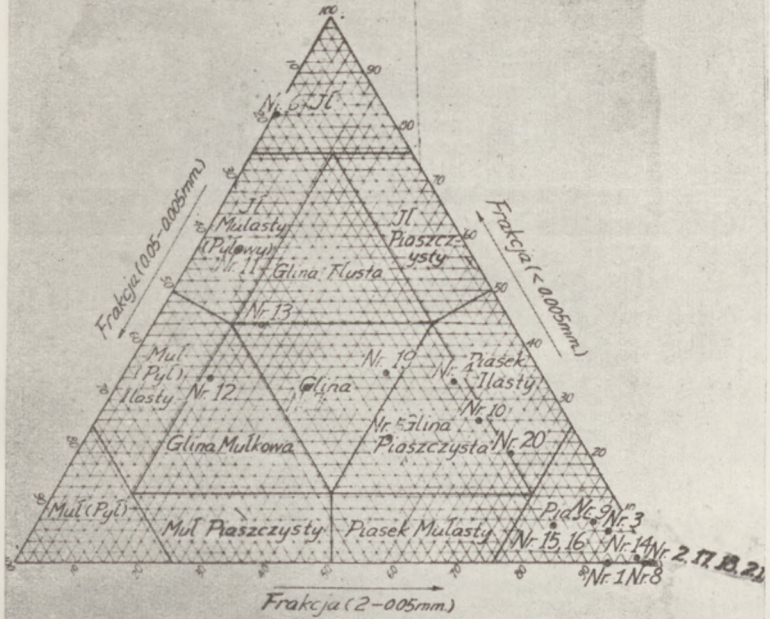
2. *Materiały użyte do badań.*

Do badań metodą wibracji użyto 21 próbek różnych gruntów o różnych właściwościach fizycznych i mechanicznych.

Nomenklatura i uziarnienie gruntów badanych są wykazane na rys. 3 (na trójkącie Feret'a oraz na zwykłych wykresach uziarnienia).

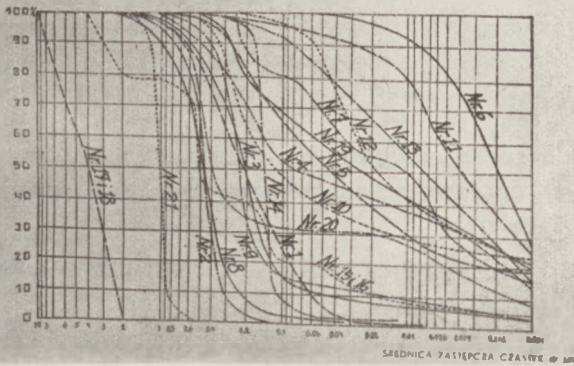
Rodzaj, kształt ziaren oraz skład mineralogiczny powyższych próbek są zestawione na tabl. 4 (patrz str. 98).

Rys. 3. Nomenklatura i uziarnienie gruntów



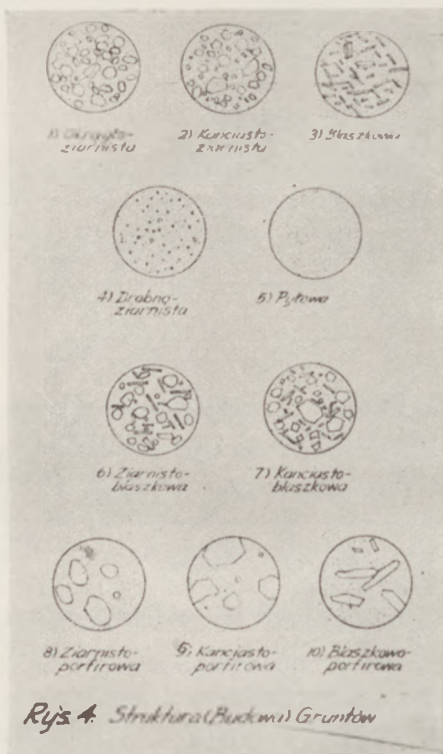
Klasyfikacja Gruntów w Zależności od Uziarnienia

ZAWARTOŚĆ KRZYWA SKŁADU GRANULOMETRYCZNEGO GRUNTU



Charakterystyczna struktura (budowa gruntów) jest wykazana na rys. 4.

Do badań metodą ubijania użyto 14 próbek różnych gruntów o różnych właściwościach fizycznych i mechanicznych.

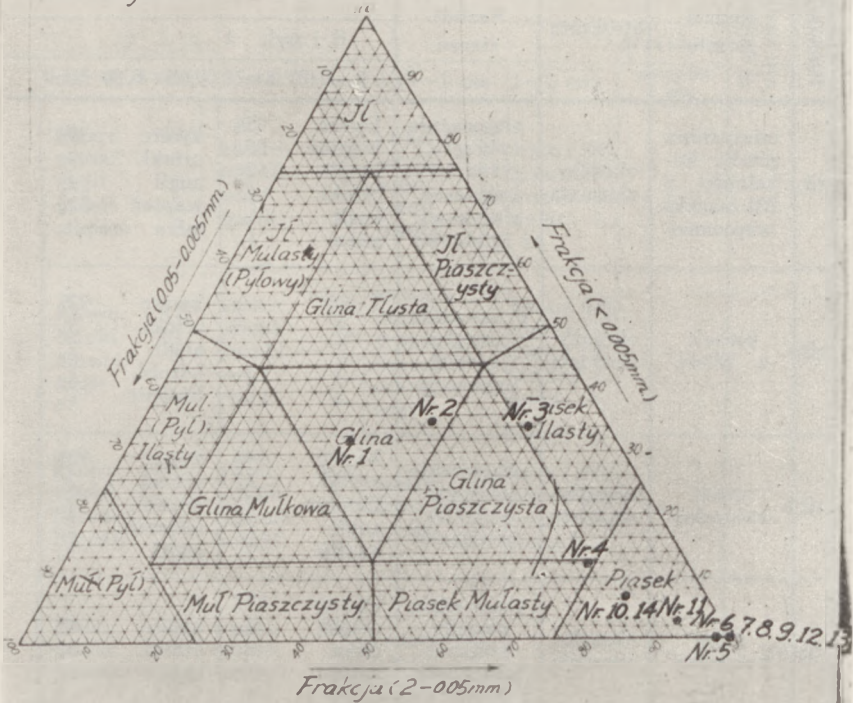


Nomenklatura i uziarnienie badanych gruntów są wykazane na rys. 5, również na trójkącie Feret'a i na zwykłych wykresach uziarnienia.

Rodzaj, kształt ziaren oraz skład mineralogiczny są zestawione na tabl. 5 (patrz str. 104).

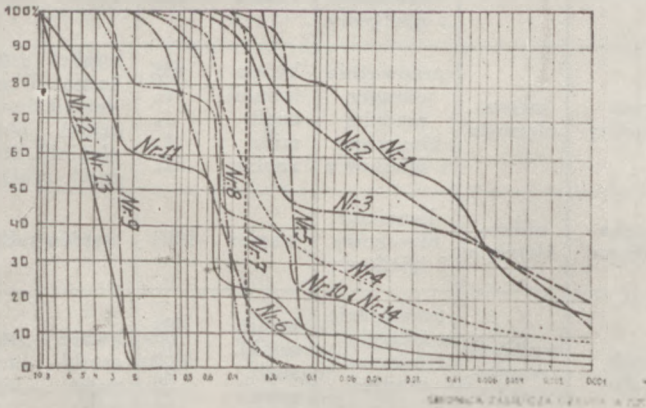
Krzywe składu granulometrycznego gruntów określone przy pomocy metody sitowo-areometrycznej (Boyucos-Casagrande). Struktura, kształt ziaren i skład mineralogiczny są zbadane przy pomocy metod mikroskopowych.

Rys. 5. Nomenklatura i uziarnienie gruntów



Klasyfikacja Gruntów w Zależności od Uziarnienia

ZAWARTOŚĆ KRZYWA SKŁADU GRANULOMETRYCZNEGO GRUNTU



Tablica 4. Rodzaj, struktura, kształt ziaren i zawartość

Próbka Nr	Rodzaj gruntu	Struktura	Kształt ziaren	Zawartość			
				ił i pył			
				0—0,05 mm	0,05—0,10 mm		
1	mieszanina piasku kopalnego z 20% mączki wapiennej	okrągło-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej kanciasty, blaszkowy i igiełkowy	kwarc 75% wapień 20,, kaolin 2,, ortokl. 1,, augit 1,, mika 1,,		kwarc 39% ortokl. 2,, augit 4,, wapień 52,, mika 3,,	
2	piasek z Wisły	okrągło-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej kanciasty	—		kwarc 92% ortokl. 3,, augit 2,, hornbl. 2,, limonit 1,,	
3	grunt naturalny	okrągło-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej kanciasty	kwarc 94% ortokl. 2,, limonit 2,, augit 1,, kaolin 1,,		kwarc 93% ortokl. 2,, hornbl. 2,, limonit 2,, augit 1,,	
4	grunt naturalny	okrągło-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 87% ortokl. 5,, mika 2,, kaolin 5,, augit 1,,		kwarc 94% ortokl. 5,, augit 1,,	
5	grunt naturalny	drobno-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 82% mika 5,, kaolin 13,,		kwarc 90% mika 10,,	
6	grunt naturalny	mikro-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 45% limonit 1,, augit 1,, mika 1,, kaolin 52,,		kwarc 93% hornbl. 1,, limonit 2,, ortokl. 1,, plagiokl. 2,, augit 1,,	
7	mączka wapienna	mikro-ziarnista	kanciasty blaszkowy i igiełkowy	wapień 100%		wapień 100%	
8	piasek kopalny	kanciasto-okrągło-ziarnista	przeważnie okrągły i kanciasty, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 90% ortokl. 1,, augit 2,, mika 2,, kaolin 5,,		kwarc 93% ortokl. 3,, augit 1,, mika 3,,	

składników mineralnych w poszczególnych frakcjach gruntu.

składników mineralnych					Współczynnik równomierności ziaren
p i a s e k				grysiżwir powyżej 2 mm	
0,10—0,25 mm	0,25—0,50 mm	0,50—1 mm	1—2 mm		
kwarc 90% ortokl. 5,, augit 1,, granit 1,, wapień 3,,	kwarc 92% ortokl. 5,, augit 1,, granit 2,,	kwarc 92% ortokl. 2,, augit 1,, granit 4,, hornbl. 1,,	kwarc 54% granit 40,, ortokl. 5,, augit 1,,	—	4,67
kwarc 87% ortokl. 10,, hornbl. 2,, augit 1,,	kwarc 88% ortokl. 5,, hornbl. 2,, augit 1,, granit 4,,	kwarc 91% hornbl. 1,, granit 2,, limonit 1,, ortokl. 4,, augit 1,,	kwarc 82% ortokl. 10,, granit 6,, limonit 1,, augit 1,,	—	1,55
kwarc 97% ortokl. 1,, hornbl. 1,, limonit 1,,	kwarc 96% ortokl. 2,, limonit 1,, hornbl. 1,,	kwarc 96% limonit 2,, ortokl. 2,,	kwarc 46% granit 50,, ortokl. 2,, limonit 2,,	—	4,79
kwarc 95% ortokl. 4,, limonit 1,,	kwarc 95% ortokl. 3,, limonit 2,,	kwarc 98% ortokl. 2,,	—	—	205,40
kwarc 90% mika 10,,	kwarc 97% ortokl. 3,,	kwarc 100%	—	—	7200,00
kwarc 94% hornbl. 1,, limonit 2,, ortokl. 1,, augit 1,, plagiokl. 1,,	—	—	—	—	3,53
wapień 100%	—	—	—	—	160,00
kwarc 93% ortokl. 5,, augit 1,, granit 1,,	kwarc 92% ortokl. 5,, augit 1,, granit 2,,	kwarc 92% ortokl. 2,, augit 1,, granit 4,, hornbl. 1,,	kwarc 54% granit 40,, ortokl. 5,, augit 1,,	—	2,12

Próbka Nr	Rodzaj gruntu	Struktura	Kształt ziaren	Zawartość			
				ił i pył			
				0—0,05 mm		0,05—0,10 mm	
9	grunt naturalny	okrągło-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 95% hornbl. 2% kaolin 1% mika 2%		kwarc 99% wapień 1%	
10	grunt naturalny	drobno-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 91% limonit 5% mika 1% kaolin 3%		kwarc 91%	
11	grunt naturalny	okrągło-ziarnista	przeważnie okrągły i kanciasty, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 88% augit 2% ortokl. 2% limonit 3% wapień 1% mika 1% kaolin 3%		kwarc 89% augit 2% hornbl. 1% ortokl. 2% limonit 3% wapień 2% mika 1%	
12	grunt naturalny	drobno-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 90% augit 1% ortokl. 3% wapień 1% mika 2% kaolin 3%		kwarc 92% augit 1% hornbl. 2% ortokl. 3% wapień 1%	
13	grunt naturalny	drobno-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 65% mika 2% kaolin 32% chloryt 1%		kwarc 96% wapień 1% mika 2% hornbl. 1%	
14	drobny piasek rzeczny	drobno-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 90% augit 5% ortokl. 2% hornbl. 1% limonit 1% mika 1%		kwarc 95% hornbl. 2% ortokl. 1% augit 1% limonit 1%	
15	mieszanina gysu, piasku wiślanego i gruntu naturalnego	kanciasto-okrągło-ziarnista	cząstki pow. 2 mm — blaszkowe, pon. 2 mm — okrągłe	kwarc 86% augit 4% ortokl. 3% mika 2% wapień 1% kaolin 2% hornbl. 1% limonit 1%		kwarc 92% augit 1% hornbl. 2% ortokl. 2% mika 1% wapień 1% limonit 1%	

składników mineralnych						Współczynnik równomierności ziaren
piasek					grysiżwir	
0,10—0,25 mm	0,25—0,50 mm	0,50—1 mm	1—2 mm	powyżej 2 mm		
kwarc 94% ortokl. 2,, wapień 3,, hornbl. 1,,	kwarc 94% ortokl. 2,, wapień 3,, hornbl. 1,,	kwarc 94% ortokl. 2,, wapień 3,, hornbl. 1,,	kwarc 98% hornbl. 2,,	—	17,85	
kwarc 91% ortokl. 3,, limonit 5,, wapień 1,,	kwarc 90% ortokl. 5,, limonit 3,, wapień 2,,	kwarc 89% ortokl. 5,, limonit 5,, wapień 1,,	—	—	10000,00	
kwarc 94% augit 2,, ortokl. 1,, limonit 2,, wapień 1,,	kwarc 94% augit 2,, ortokl. 1,, limonit 2,, wapień 1,,	kwarc 95% hornbl. 1,, ortokl. 1,, limonit 2,, wapień 1,,	kwarc 20% piask. 79,, wapień 1,,	—	13,50	
kwarc 94% augit 1,, ortokl. 3,, limonit 1,, mika 1,,	kwarc 91% augit 1,, ortokl. 5,, limonit 3,,	kwarc 93% augit 1,, ortokl. 3,, hornbl. 1,, limonit 2,,	—	—	270,00	
kwarc 98% hornbl. 1,, mika 1,,	kwarc 93% ortokl. 2,, wapień 5,,	kwarc 94% ortokl. 5,, wapień 1,,	—	—	19,40	
kwarc 93% ortokl. 2,, hornbl. 2,, augit 2,, plagiokl. 1,,	—	—	—	—	1,30	
kwarc 86% augit 2,, ortokl. 7,, mika 1,, limonit 1,, hornbl. 2,, plagiokl. 1,,	kwarc 86% hornbl. 1,, granit 2,, limonit 1,, ortokl. 5,, augit 1,,	kwarc 90% hornbl. 1,, granit 2,, limonit 1,, ortokl. 5,, augit 1,,	kwarc 82% ortokl. 10,, granit 6,, limonit 1,, augit 1,,	gran. 100%	26,00	

Próbka Nr	Rodzaj gruntu	Struktura	Kształt ziaren	Zawartość			
				ił i pył			
				0—0,05 mm		0,05—0,10 mm	
16	mieszanina żwiru, piasku wiślanego i gruntu naturalnego	okrągłozziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 86% augit 4,, ortokl. 3,, mika 2,, wapień 1,, kaolin 2,, hornblenda 1,, limonit 1,,	kwarc 92% augit 1,, hornblenda 2,, ortokl. 2,, mika 1,, wapień 1,, limonit 1,,		
17	grys sztuczny	okrągłozziarnista	kanciasty i blaszkowy	—	—		
18	żwir wiślany	okrągłozziarnista	okrągły	—	—		
19	mieszanina gruntów naturalnych	drobnoziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 75% limonit 2,, chloryt 1,, mika 2,, kaolin 20,,	kwarc 89% limonit 2,, wapień 2,, hornblenda 1,, ortokl. 3,, mika 3,,		
20	mieszanina piasku wiślanego i gruntu naturalnego	okrągłozziarnista	okrągły przeważnie, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 88% augit 2,, ortokl. 2,, limonit 3,, wapień 1,, mika 1,, kaolin 3,,	kwarc 88% ortokl. 3,, augit 2,, hornblenda 2,, limonit 2,, wapień 1,, mika 2,,		
21	frakcja piasku wiślanego	okrągłozziarnista	okrągły	—	—		

Uwaga: Cyfry powyższe należy traktować jako przybliżone.

składników mineralnych					Współczynnik równomierności ziaren
p i a s e k				grysiżwir	
0,10—0,25 mm	0,25—0,50 mm	0,50—1 mm	1—2 mm	pewyżej 2 mm	
kwarc 86% augit 2,, ortokl. 7,, mika 1,, limonit 1,, hornbl. 2,, plagiokl. 1,,	kwarc 90% hornbl. 1,, granit 2,, limonit 1,, ortokl. 5,, augit 1,,	kwarc 90% hornbl. 1,, granit 2,, limonit 1,, ortokl. 5,, augit 1,,	kwarc 82% ortokl. 10,, granit 6,, limonit 1,, augit 1,,	żwir 100% skład różny przeważnie z granitu i kwarcu	26,00
—	—	—	—	granit 100%	2,08
—	—	—	—	żwir 100% skład różny przeważnie z granitu i kwarcu	2,08
kwarc 94% ortokl. 2,, limonit 2,, hornbl. 1,, wapień 1,,	kwarc 91% ortokl. 3,, limonit 2,, wapień 4,,	kwarc 92% ortokl. 5,, limonit 2,, wapień 1,,	—	—	260,00
kwarc 87% ortokl. 8,, hornbl. 2,, augit 1,, limonit 1,, wapień 1,,	kwarc 88% ortokl. 4,, hornbl. 2,, augit 1,, granit 3,, limonit 1,, wapień 1,,	kwarc 89% hornbl. 1,, granit 2,, limonit 2,, ortokl. 4,, augit 1,, wapień 1,,	kwarc 66% ortokl. 7,, granit 4,, limonit 1,, augit 1,, piasek. 20,, wapień 1,,	—	338,00
—	—	kwarc 90% hornbl. 1,, granit 2,, limonit 1,, ortokl. 5,, augit 1,,	kwarc 82% ortokl. 10,, granit 6,, limonit 1,, augit 1,,	—	1,20

Tablica 5.

Rodzaj struktury, kształt ziaren i zawartość składników mine

Próbka Nr	Rodzaj gruntu	Struktura	Kształt ziaren	Zawartość			
				ił i pył			
				0 — 0,05 mm		0,05 — 0,10 mm	
1	mączka wapienna	mikroziarnista	kanciasty, blaszkowy i igiełkowy	wapień	100%	wapień	100%
2	mieszanina gruntów naturalnych	okrągłozarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc limonit chloryt mika kaolin	83% 2,, 1,, 2,, 12,,	kwarc wapień ortoklaz limonit hornblenda mika	92% 1,, 2,, 1,, 1,, 3,,
3	mieszanina gruntów naturalnych	okrągłozarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc limonit augit hornblenda mika kaolin	80% 1,, 1,, 2,, 1,, 15,,	kwarc hornblenda limonit ortoklaz plagioklaz augit wapień	94% 1,, 1,, 1,, 1,, 1,, 1,,
4	mieszanina gruntu naturalnego z piaskiem wiślanym	okrągłozarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc mika kaolin	77% 5,, 18,,	kwarc ortoklaz augit hornblenda limonit mika	85% 2,, 1,, 1,, 1,, 10,,
5	drobny piasek rzeczny	drobnoziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc augit ortoklaz hornblenda limonit mika	90% 5,, 2,, 1,, 1,, 1,,	kwarc hornblenda ortoklaz augit limonit	95% 2,, 1,, 1,, 1,,
6	piasek kopalny	okrągłozarnista	przeważnie okrągły i kanciasty, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc ortoklaz augit hornblenda mika knolin	80% 1,, 1,, 1,, 7,, 10,,	kwarc ortoklaz hornblenda augit mika	91% 2,, 2,, 2,, 3,,
7	frakcja piasku wiślanego	okrągłozarnista	okrągły	—	—	—	—

ralnych w poszczególnych frakcjach gruntu.

składników mineralnych					Współczynnik równomier- ności ziaren
piasek				gryś lub żwir	
0,10 — 0,25 mm	0,25 — 0,50 mm	0,5 — 1 mm	1—2 mm	pow. 2 mm	
wapień 100%	—	—	—	—	160,00
kwarc 94% ortoklaz 2,, limonit 2,, wapień 1,, hornblenda 1,,	kwarc 91% ortoklaz 4,, limonit 2,, wapień 3,,	kwarc 91% ortoklaz 5,, limonit 3,, wapień 1,,	—	—	173,30
kwarc 91% hornblenda 1,, limonit 1,, ortoklaz 2,, augit 1,, plagioklaz 1,, kalcyt 1,, wapień 2,,	kwarc 94% ortoklaz 2,, kalcyt 1,, wapień 2,, hornblenda 1,,	kwarc 94% ortoklaz 2,, kalcyt 1,, wapień 2,, hornbl. 1,,	—	—	228,00
kwarc 93% ortoklaz 5,, hornblenda 1,, augit 1,,	kwarc 91% ortoklaz 4,, hornblenda 1,, augit 1,, granit 2,, muskowit 1,,	kwarc 94% hornbl. 1,, granit 1,, limonit 1,, ortoklaz 2,, augit 1,,	kwarc 82% ortokl. 10,, granit 6,, limonit 1,, augit 1,,	—	132,00
kwarc 93% ortoklaz 2,, hornblenda 2,, augit 2,, plagioklaz 1,,	—	—	—	—	1,36
kwarc 82% ortoklaz 5,, hornblenda 4,, augit 4,, mika 5,,	kwarc 93% ortoklaz 3,, hornblenda 3,, wapień 1,,	kwarc 92% ortoklaz 2,, hornbl. 1,, granit 5,,	kwarc 42% ortokl. 5,, piask. 3,, granit 50,,	kwarc 10% piask. 10,, granit 80,,	3,63
kwarc 87% ortoklaz 10,, hornblenda 2,, augit 1,,	kwarc 87% ortoklaz 5,, hornblenda 3,, augit 1,, granit 4,,	—	—	—	1,03

Próbka Nr	Rodzaj gruntu	Struktura	Kształt ziaren	Zawartość	
				ił i pył	
				0 — 0,05 mm	0,05 — 0,10 mm
8	piasek z Wisły	okrągłoziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej kanciasty	—	kwarc 92% ortoklaz 3,, augit 2,, hornblenda 2,, limonit 1,,
9	frakcja piasku kopalnego	okrągłoziarnista	okrągły i kanciasty	—	—
10	mieszanina grysu, piasku wiślanego i gruntu naturalnego	okrągłokanciastoziarnista	cząstki, pow. 2 mm - blaszkowe albo kanciaste, pon. 2 mm - okrągłe	kwarc 87% augit 3,, ortoklaz 3,, wapień 1,, hornblenda 1,, limonit 1,, mika 2,, kaolin 2,,	kwarc 92% augit 1,, hornblenda 2,, ortoklaz 2,, wapień 1,, limonit 1,, mika 1,,
11	mieszanina grysu, piasku wiślanego i gruntu naturalnego	okrągłokanciastoziarnista	cząstki pow. 2 mm są blaszkowe albo kanciaste pon. 2 mm są okrągłe	kwarc 87% augit 3,, ortoklaz 3,, wapień 1,, hornblenda 1,, limonit 1,, mika 2,, kaolin 2,,	kwarc 92% augit 1,, hornblenda 2,, ortoklaz 2,, wapień 1,, limonit 1,, mika 1,,
12	grys sztuczny	kanciastoblaszkowa	kanciasty i blaszkowy	—	—
13	żwir wiślany	okrągłoziarnista	okrągły	—	—
14	mieszanina żwiru, piasku wiślanego i gruntu naturalnego	okrągłoziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej blaszkowy i igiełkowy	kwarc 87% augit 3,, ortoklaz 3,, wapień 1,, hornblenda 1,, limonit 1,, mika 2,, kaolin 2,,	kwarc 92% augit 1,, hornblenda 2,, ortoklaz 2,, wapień 1,, limonit 1,, mika 1,,

Uwaga: Cyfry powyższe należy traktować jako przybliżone.

składników mineralnych					Współczynnik równomier- ności ziaren
piasek				grys lub żwir	
0.10 — 0,25 mm	0,25 — 0,50 mm	0,5 — 1 mm	1—2 mm	pow. 2 mm	
kwarc 87% ortoklaz 10% hornblenda 2% augit 1%	kwarc 88% ortoklaz 5% hornblenda 2% augit 1% granit 4%	kwarc 91% hornbl. 1% granit 2% limonit 1% ortoklaz 4% augit 1%	kwarc 82% ortokl. 10% granit 6% limonit 1% augit 1%	—	1,39
—	—	—	—	kwarc 10% piask. 10% granit 80%	1,13
kwarc 86% augit 2% ortoklaz 7% limonit 1% hornblenda 2% plagioklaz 1% mika 1%	kwarc 86% augit 1% ortoklaz 5% limonit 2% hornblenda 4% granit 2%	kwarc 90% hornbl. 1% granit 2% limonit 1% ortoklaz 5% augit 1%	kwarc 82% ortokl. 10% granit 6% limonit 1% augit 1%	gra- nit 100%	28,90
kwarc 94% augit 1% ortoklaz 1% limonit 1% hornblenda 2% plagioklaz 1%	kwarc 86% augit 1% ortoklaz 5% limonit 2% hornblenda 3% granit 3%	kwarc 91% hornbl. 1% granit 2% limonit 1% ortoklaz 4% augit 1%	kwarc 82% ortokl. 10% granit 6% limonit 1% augit 1%	gra- nit 100%	27,15
—	—	—	—	gra- nit 100%	2,18
—	—	—	—	żwir 100% uziarnie- nie nieje- dnorodne, przeważ- nie okru- chy gran. i kwarcu	2,18
kwarc 87% augit 2% ortoklaz 7% limonit 1% hornblenda 1% plagioklaz 1% mika 1%	kwarc 86% augit 1% ortoklaz 5% limonit 2% hornblenda 4% granit 2%	kwarc 90% hornbl. 1% granit 2% limonit 1% ortoklaz 5% augit 1%	kwarc 82% ortokl. 10% granit 6% limonit 1% augit 1%	żwir 100% uziarnie- nie nieje- dnorodne, przeważ- nie okru- chy gran. i kwarcu	28,90

3. Aparaty do badań.

W metodzie wibracji zastosowano następujące aparaty:

1. Metalowy cylinder o średnicy 11.28 cm i wysokości 30 cm. (patrz Fig. 1) z dnem oraz prętem z podziałką do mierzenia wielkości kompresji gruntu.

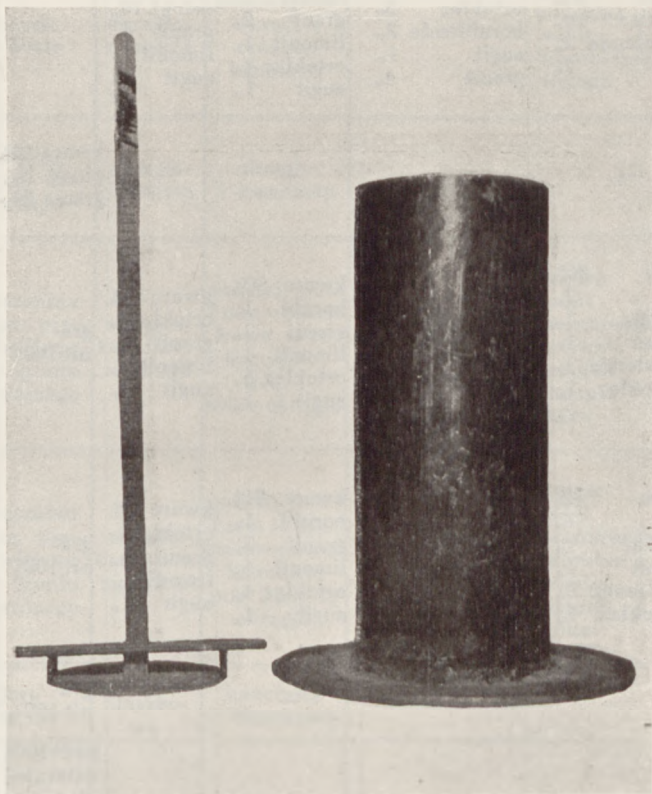


Fig. 1.

2. Płyta żelazna o wadze 55 kg, szerokości 50 cm i długości 100 cm, w środku której umocowano cylinder.

3. Stół wibracyjny o powierzchni 1 metra kwadratowego o częstotliwości drgań 3,000 na minutę, o amplitudzie 2—3 mm. Wibrator ten pochodzi z Belgii¹⁾.

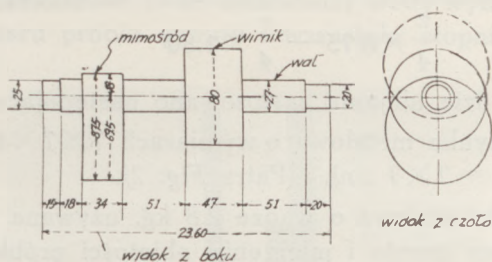
¹⁾ Opis tego wibratora wykazuje co następuje:

Vibrateur (Trillor) Electrique, Nr 498, Type: F 360.

Volts: 130/220, Watts: 360, Amp.: 2.2/1,25

Per.: 50, Ste Gle De Material D'Entrepeneues 57, me de l'Evague, Anvers.

Wibrator ten zaopatrzony jest w motor trójfazowy 0,36 K. W. Jest on zbudowany w kształcie cylindra, szczelnie zamkniętego z obydwu stron. Ścianki tego cylindra są jednocześnie



Rys. 6. Wewnętrzna konstrukcja wibratora.

tarczami ochronnymi na wypadek rozerwania się mimośrod. Wał spoczywa na łożyskach kulkowych; na wale umieszczone są mimośrodki wibrujące i wirnik. Wewnętrzna konstrukcja wibratora jest uwidoczniiona na rys. 6.

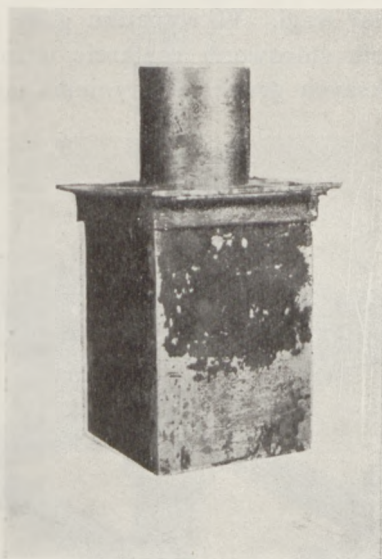


Fig. 2.

$$\begin{aligned} \text{Waga mimośrod} &= \left[\frac{\pi}{4} \times 8.75^2 - \frac{\pi}{4} \times 1.80^2 \right] \times 3.4 \times 0,0078 = \\ &= 1,32 \text{ kg.} \end{aligned}$$

Odległość środka ciężkości mimośrodowo od osi obrotu

$$= \frac{\frac{\pi}{4} \times 8.75^2 \times 2.575 - \frac{\pi}{4} \times 1.80^2}{\frac{\pi}{4} \times 8.75^2 - \frac{\pi}{4} \times 1.80^2} = 3.11 \text{ cm.}$$

W metodzie ubijania zastosowano następujące aparaty:

1. Skrzynka metalowa o wymiarach $7 \times 7 \times 12$ cm (przekrój poziomy = 7×7 cm). (Patrz Fig. 2).
2. Płytką stalową o wadze 2.8 kg. używana do przykrycia powierzchni gruntu i mierzenia objętości próbki.
3. Mechaniczny ubijak, mający młot o wadze 5 kg. Wysokość spadania można dowolnie regulować. Ilość uderzeń wynosi 50 na minutę.

4. Metoda badań.

Grunty badane były najpierw suszone w temperaturze 105°C aż do stałej wagi. W wypadku gliny i gruntów zwięzłych po wysuszeniu stosowano roztrzucie w moździerzu w celu pozbycia się większych grudek i uczynienia masy gruntu sypką.

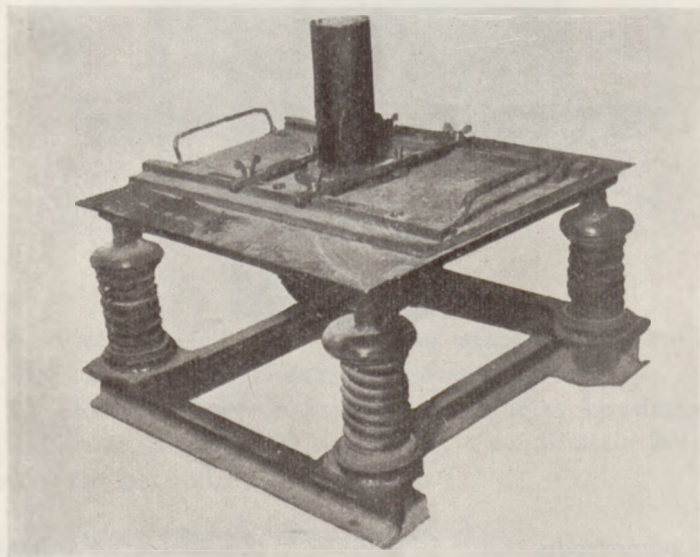


Fig. 3.

Przy badaniu gruntów w stanie wilgotnym po uprzednim ich wysuszeniu i roztarciu dodawano określone ilości wody i mieszano aż do uzyskania równomiernej masy pozbawionej grudek i większych kawałków. Ilość dodawanej wody wynosiła początkowo 3% ciężaru próbki gruntu i wzrastała stopniowo (3%, 6%,

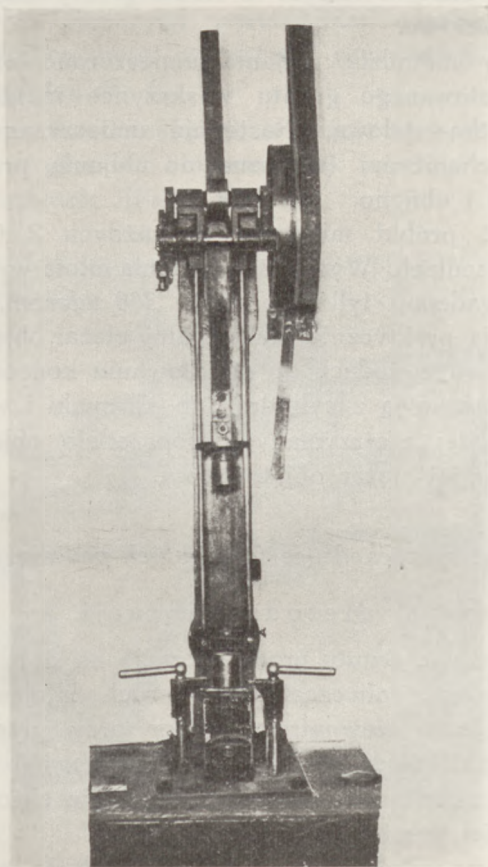


Fig. 4.

9% itd.) aż do momentu gdy np. przy piasku uzyskiwano przy komprymacji zbieranie się wody na powierzchni próbki, zaś przy gruntach gliniastych masę o konsystencji płynnej.

1. Przy metodzie wibracji wsypywano około 2,500 cm³ w ten sposób przygotowanego gruntu do cylindra metalowego, umocowanego na środku płytki żelaznej. Następnie poddawano

go wibracji na powierzchni stołu wibracyjnego. (Patrz *Fig. 3*). Po upływie pewnego okresu czasu wynoszącego około 2, 3, 5, 10, 20, 40 itd. sekund, zdejmowano cylinder i mierzono każdorazowo objętość próbki gruntu.

Badania prowadzono tak długo, aż próbka gruntu osiągnęła objętość stałą, w którym to stanie grunty mają największy ciężar objętościowy.

2. Przy metodzie ubijania umieszczano około 500 cm³ wyżej przygotowanego gruntu w skrzynce metalowej i przykrywano płytką stalową. Następnie umieszczano w zwykłej ubijacze mechanicznej (używanej do ubijania próbek betonu) (patrz *Fig. 4*) i ubijano.

Objętość próbki mierzono po każdym 2, 6, 15, 30, 60, 100 itd. uderzeniach. Wysokość spadania młota wynosiła 50 cm. Badanie prowadzono tylko do około 300 uderzeń. Grunty po ubiciu osiągają praktycznie maksymalny ciężar objętościowy.

W obydwu metodach po odnotowaniu końcowej objętości próbki wyjmowano ją z cylindra lub skrzynki i ważono, ustalając dla każdej z otrzymanych poprzednio objętości gruntu odpowiadający jej ciężar objętościowy.

5. Procesy zachodzące w gruntach podczas badań.

a) Metoda wibracji.

Komprymacja gruntu przez wibrację na stole wibracyjnym polega na wprowadzeniu cząsteczek w ruch drgający, zmniejszający do minimum wewnętrzne opory przy przesuwaniu się cząsteczek i zakłócający nietrwały układ równowagi wewnętrznej. Dzięki temu umożliwiające zostaje zmniejszenie się objętości oraz wzrost gęstości gruntu.

Drgania w wibratorze udzielane są płycie wibrującej za pośrednictwem łożysk mimośrodów. Siła i amplituda drgań płyty jest największa tuż koło punktów zamocowania łożysk, tj. pośrodku płyty. Przy skrajnych częściach płyty działanie jej i siła jest znacznie słabsza. W czasie wibrowania gruntu na powierzchni płyty wibratora, najenergiczniej przesuwają się cząsteczki w górnej warstwie gruntu, w warstwach dolnych przesuwanie to jest zahamowane siłą tarcia, proporcjonalną do ciężaru wyżej położonego gruntu. Zjawiska te doskonale dadzą

się zaobserwować w następującym doświadczeniu, którego opis podaję poniżej:

W drewnianym pudełku o wymiarach $25 \times 15 \times 20$ cm, zastąpiono jedną ze ścian bocznych płytką szklaną o powierzchni 25×20 cm i grubości 5 mm. Pudełko to napełniono piaskiem wiślanym, układanym w warstwach o grubości 2—3 cm. poprzedzielanych cieńszymi warstewkami piasku, o grubości 2—3 mm zafarbowanymi uprzednio czerwonym barwnikiem organicznym, (sudan Nr 4).

Warstewki te odcinają się wyraźnie w jasnej masie piasku. Naczynie z piaskiem umieszczono na stole wibracyjnym i rozpoczęto wibrację. (Patrz Fig. 5).

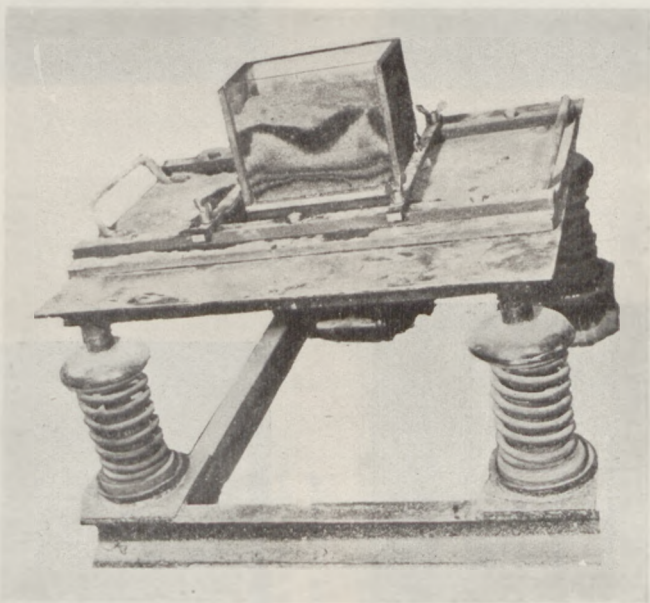


Fig. 5.

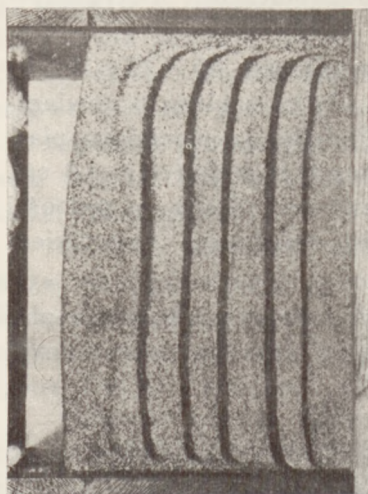
Przesuwanie się oraz ruch cząsteczek po pewnym okresie można było doskonale zauważyć, co uwidocznione jest na fig. 6a, b, c, d, e, f, g, h, dla suchego piasku oraz fig. 7a, b, c, d, e, f dla piasku wilgotnego o 12% zawartości wody.

Doświadczenia te prowadziły po pewnym czasie do całkowitego przemieszania piasku w pudełku.

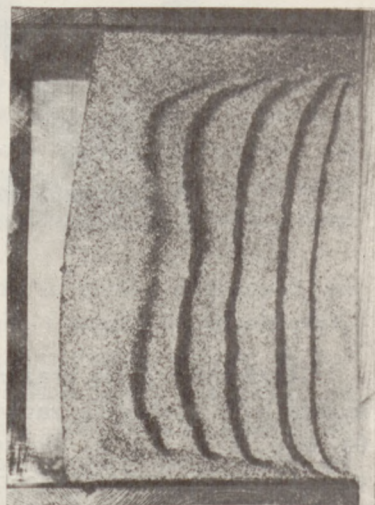
Fig. 6. Badanie ruchu cząsteczek gruntu podczas wibracji z wysuszonego piasku wiślanego.



a) Przed wibracją.



b) Po 6 sek. wibracji.



c) Po 25 sek. wibracji.



d) Po 58 sek. wibracji.



f) Po 2 min. 55 sek. vibraciji.



h) Po 10 min. 35^o sek. vibraciji.

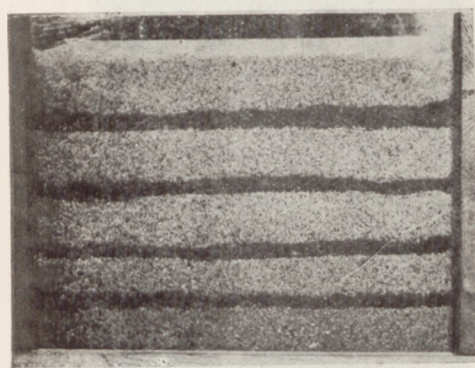


e) Po 1 min. 40 sek. vibraciji.

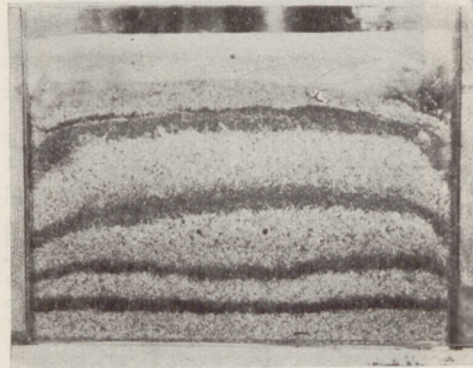


g) Po 6 min. 55 sek. vibraciji.

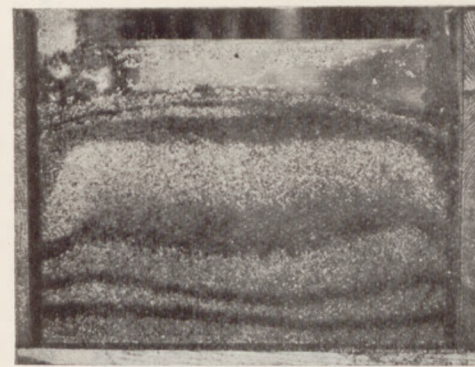
Fig. 7. Badanie ruchu cząstek gruntu podczas wibracji piasku wiślanego o zawartości 12% wilgoci.



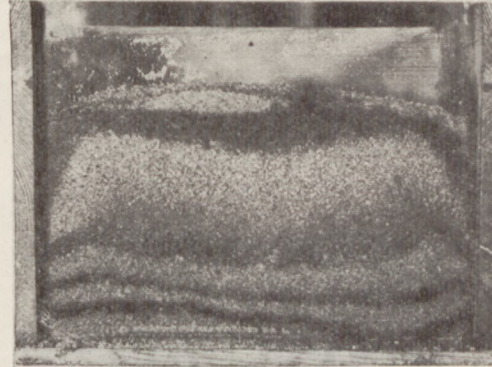
a) Przed wibracją.



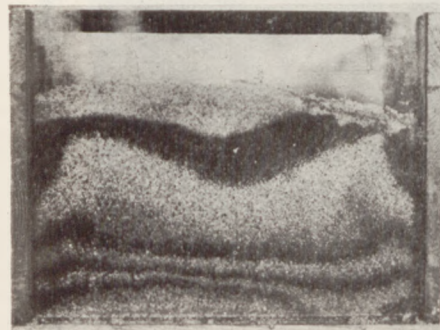
b) Po 32 sek. wibracji.



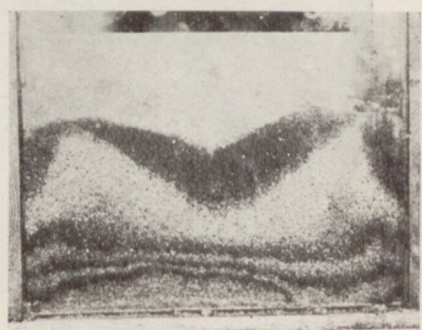
c) Po 45 sek. wibracji.



d) Po 3 min. 15 sek. wibracji.

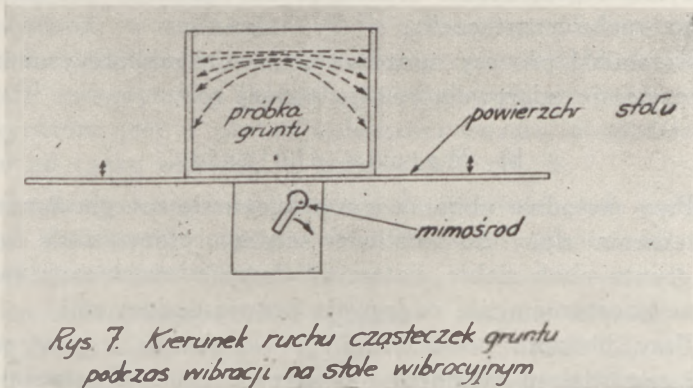


e) Po 7 min. 26 sek. wibracji.



f) Po 8 min. 0 sek. wibracji.

Jak widać na rysunkach, najszybsze zacieranie się ostrych granic warstewek kolorowego piasku występuje w górnej części próbki. Dowodzi to, że cząsteczki piasku drgają i przesuwają się tu najenergiczniej. Jednocześnie można zaobserwować pewien prąd ziaren piasku, występujący pośrodku naczynia przy równoczesnym opadaniu ziaren piasku tuż przy ścianach pudełka. (Patrz rys. 7).



Dowodzi to, że energia drgań cząsteczek jest największa w środku naczynia, bezpośrednio nad łożyskiem mimośrodowym i zmniejsza się następnie przy oddalaniu od środka.

Należy zwrócić uwagę, że na niektórych rysunkach cząsteczki pośrodku pudełka w górnych warstwach nieco opadały. Przyczynę tego można wytłumaczyć drganiem ścian pudełka.

Z porównania wyników wibracji piasku w suchym i wilgotnym stanie okazało się, że zjawiska spowodowane ruchem cząsteczek odbywają się prawie jednakowo z tym tylko, że przesuwanie się oraz ruch cząsteczek odbywa się w piasku suchym znacznie energiczniej niż w wilgotnym¹⁾. Przyczyną tego jest fakt, że kohezja (zwięzłość) w gruntach wilgotnych jest większa niż w suchych (10). W niektórych wypadkach np. w gruntach gliniastych może mieć wpływ również kąt tarcia wewnętrznych (10), wpływający na zwiększenie się oporów wewnętrznych przy przesuwaniu się cząsteczek.

¹⁾ Piasek suchy wymaga jak widać ze zdjęć znacznie krótszego czasu wibrowania.

Grunt komprymowany przy pomocy stołu wibracyjnego podlega następującym procesom:

1) usunięciu nadmiaru powietrza lub wody z przestrzeni międzycząsteczkowych.

2) ściślejszemu zetknięciu się ze sobą poszczególnych cząsteczek,

3) zapełnieniu wolnych przestrzeni między cząsteczkami grubszymi, cząsteczkami drobniejszymi, podczas przesuwania się oraz ruchu cząsteczek.

Natomiast procesy miażdżenia ziaren i zaklinowywania się cząsteczek nie odgrywają prawie żadnej roli.

b) Metoda ubijania.

Przy metodzie ubijania wyzwalamąca się energia dynamiczna uderzenia służy do możliwie ścisłego ułożenia się cząsteczek gruntu obok siebie, natomiast drgania cząsteczek spowodowane uderzeniem nie odgrywają prawie żadnej roli.

Przy ubijaniu powierzchni próbki gruntu z góry, w zupełnie zamkniętym cylindrze lub skrzynce, ruch cząsteczek odbywa się tylko do dołu, zaś na boki lub do góry prawie wcale. Przyczyną tego jest ograniczenie nieustępliwymi ściankami cylindra lub pudełka.

Oczywiście zjawisko to nie będzie przebiegać w ten sposób w praktyce. Wielkość przesunięć cząsteczek zależy od ich położenia w próbce. Na ogół, cząsteczki położone wyżej ulegają większym przesunięciom, gdyż podlegają najsilniejszemu wpływowi obciążeń dynamicznych.

Ruchy powyższe powodują następujące procesy w czasie komprymacji:

1) zmuszają cząsteczki do ścisłego ułożenia się obok siebie;

2) powodują wypchnięcie nadmiaru powietrza z próżni międzycząsteczkowych;

3) w gruntach o ziarnie blaszkowatym lub igiełkowatym, zwłaszcza przy grubszym i równomiernym uziarnieniu następuje zaklinowywanie się ziaren;

4) następuje łamanie i kruszenie się cząsteczek, szczególnie gdy składają się one z miększych i kruchych materiałów.

Wyniki procesów uwidocznione są na tab. 1 i 2.

Wewnętrzne przesunięcia się cząsteczek połączone z wypełnianiem próżni między cząstkami grubszymi cząstkami drobniejszymi nie odgrywają poważniejszej roli,

Opis badań i wyniki.

1) Ogólny przebieg komprymacji gruntów.

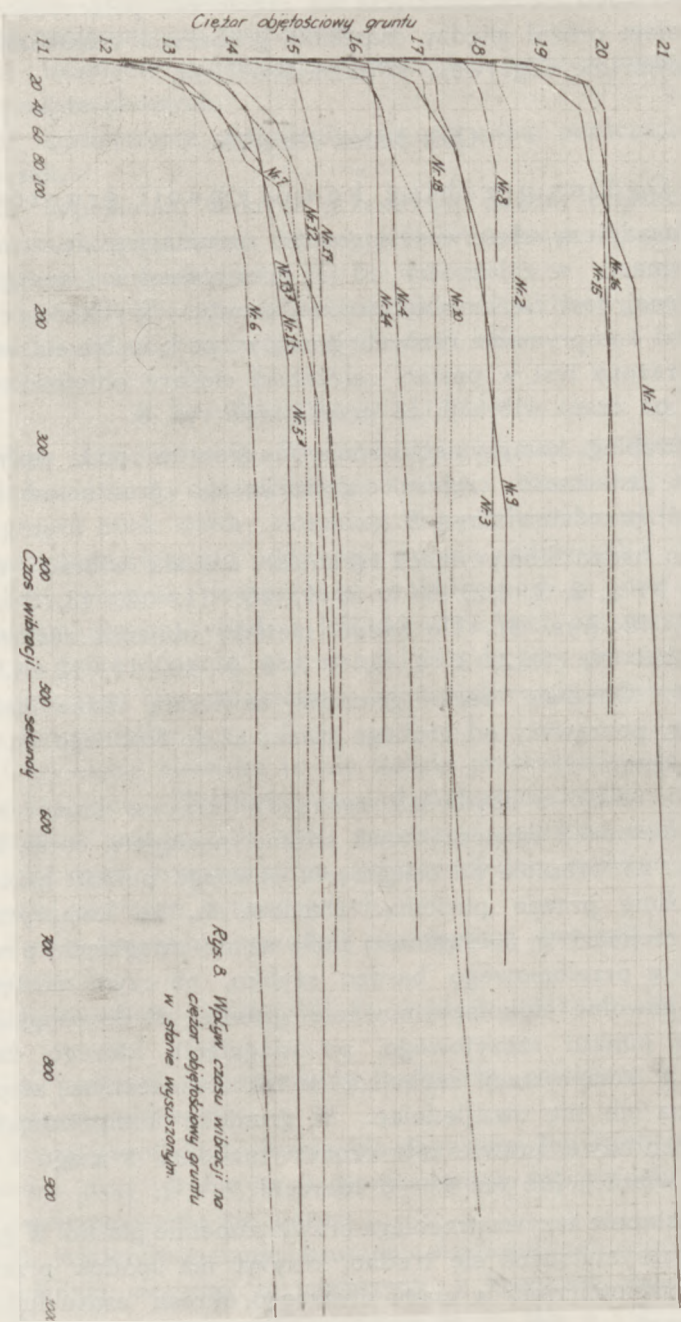
Zasadniczą właściwością gruntu, zmieniającą się w czasie komprymacji, w zależności od jej intensywności i energii zastosowanej, jest ciężar objętościowy gruntu. Szybkość, z jaką zachodzi komprymacja różnych gruntów pod wpływem wibracji, wyrażona jest w postaci zależności ciężaru objętościowego gruntu od czasu wibracji, co przedstawia rys. 8.

Przebieg komprymacji różnych gruntów pod wpływem ubijania (zależność ciężaru objętościowego gruntu od ilości uderzeń) przedstawia rys. 9.

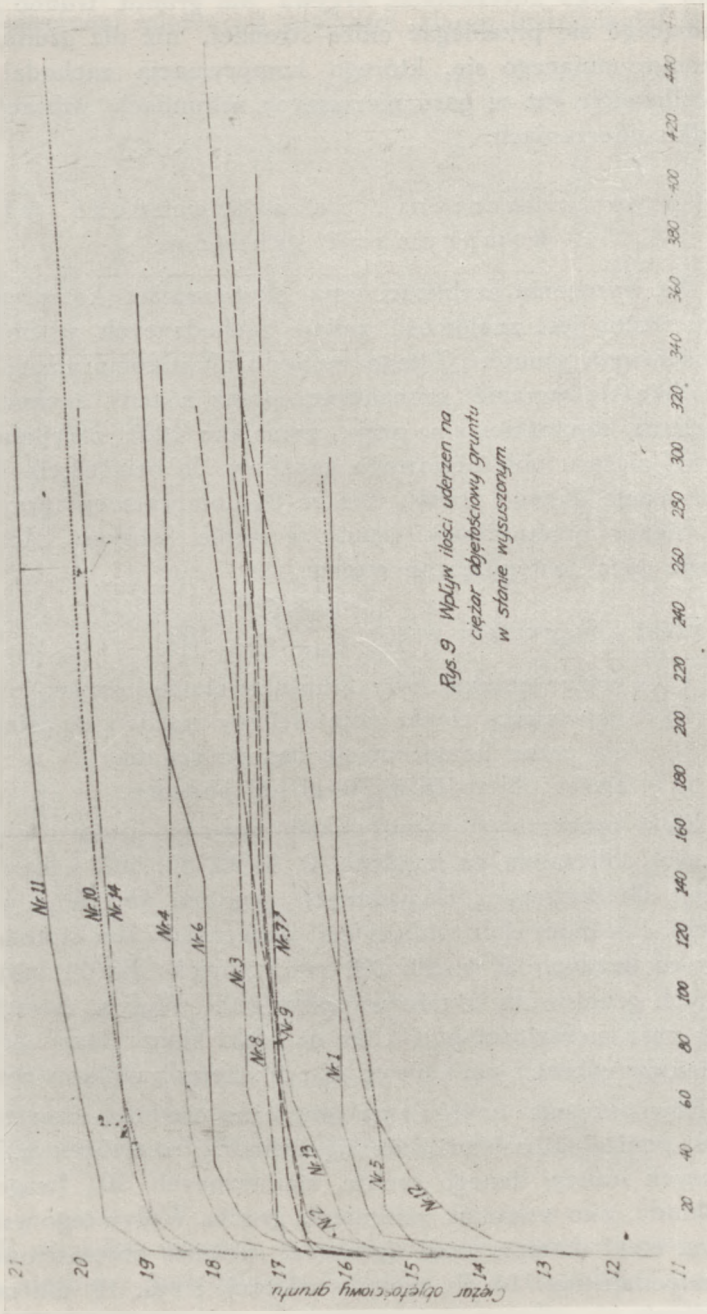
Do badań komprymacji gruntów metodą wibracji użyto próbek Nr 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14, 15, 16, 17, 18 (rys. 3). Do badań metodą ubijania zastosowano próbki Nr 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 12, 13, 14 (rys. 5). Obydwie serie gruntów zawierają różne rodzaje gruntów, począwszy od grubego piasku aż do drobnego iłu oraz ich mieszanin.

Jak widać z obydwóch rysunków krzywe komprymacji w obu metodach są początkowo strome, następnie coraz łagodniejsze, aż wreszcie po osiągnięciu pewnego punktu przechodzą w linię prawie poziomą. Oznacza to, że komprymacja gruntu zachodzi w początkowej fazie aż do osiągnięcia pewnego punktu przelomowego bardzo szybko, po czym następuje bardzo powolne dokomprymowanie gruntu, aż do osiągnięcia pewnego punktu szczytowego, po osiągnięciu którego dalsze zmiany w komprymacji zachodzą w tak nieznacznym stopniu, że można ich nie uwzględniać. W gruntach komprymujących się bardzo łatwo, prawie cały proces zachodzi w ciągu 2 — 4 sekund wibracji lub też 4 — 6 uderzeń.

Następnie krzywa przebiega prawie zupełnie płasko. W gruntach komprymujących się trudno, krzywa ma spadek przebiegający równomierniej w ciągu dłuższego okresu czasu lub ilości uderzeń. Z tego względu, po upływie kilku sekund wibra-



Rys. 3. Wykres czasu wibracji na ciężar objętościowy gruntu w stanie wysuszonego.



Rys. 9 Wpływ ilości uderzeń na ciężar objętościowy gruntu w stanie wysuszonym

cji lub po kilku uderzeniach, krzywa dla gruntu trudno komprymującego się przebiegać może stromiej, niż dla gruntu łatwo komprymującego się, którego komprymacja zachodzi prawie całkowicie już w paru pierwszych sekundach wibracji lub po kilku uderzeniach.

b) Wpływ uziarnienia na skuteczność (efekt) komprymacji gruntów.

Dla wyrażenia szybkości oraz skuteczności komprymacji gruntu ważną jest znajomość zmian zachodzących w ciężarze objętościowym gruntu. Z tego względu efekt komprymacji najlepiej daje się wyrazić procentowo przez zmiany zachodzące w ciężarze objętościowym, przy czym jako 100% przyjmujemy przyrost ciężaru objętościowego, możliwy do osiągnięcia przez komprymację danego gruntu, zaś za 0% komprymacji przyjmujemy ciężar objętościowy gruntu w stanie luźnym. Możemy obliczyć go z następującego wzoru:

$$\text{Efekt komprymacji w \%} = \frac{C - C_o}{C_m - C_o} \cdot 100 \quad (2)$$

gdzie C_o = ciężar objętościowy gruntu w stanie luźnym;

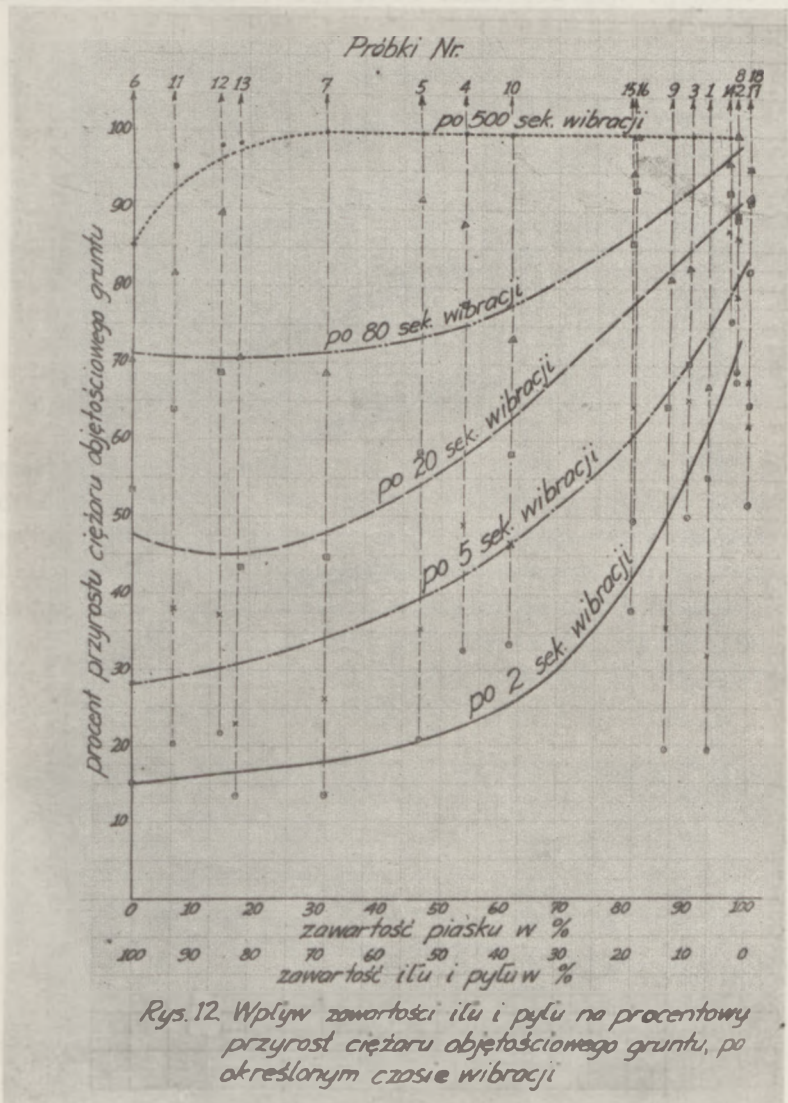
C_m = największy ciężar objętościowy możliwy do osiągnięcia przez komprymację danego gruntu;

C = ciężar objętościowy w chwili pomiaru.

Efekt procentowej komprymacji (przyrost ciężaru objętościowego) obliczałem po każdym 2, 5, 20, 80, 500 sekundach wibracji dla każdego z 18 badanych gruntów (w stanie wysuszonym). Jednocześnie obliczyłem procentowy efekt komprymacji po każdym 2, 6, 80, 100 uderzeniach dla 14 różnych badanych gruntów (w stanie wysuszonym). Wpływ zawartości piasku oraz zawartości pyły i ilu na efekt komprymacji gruntu dla metody wibracji podaje rys. 12 i dla metody ubijania rys. 13.

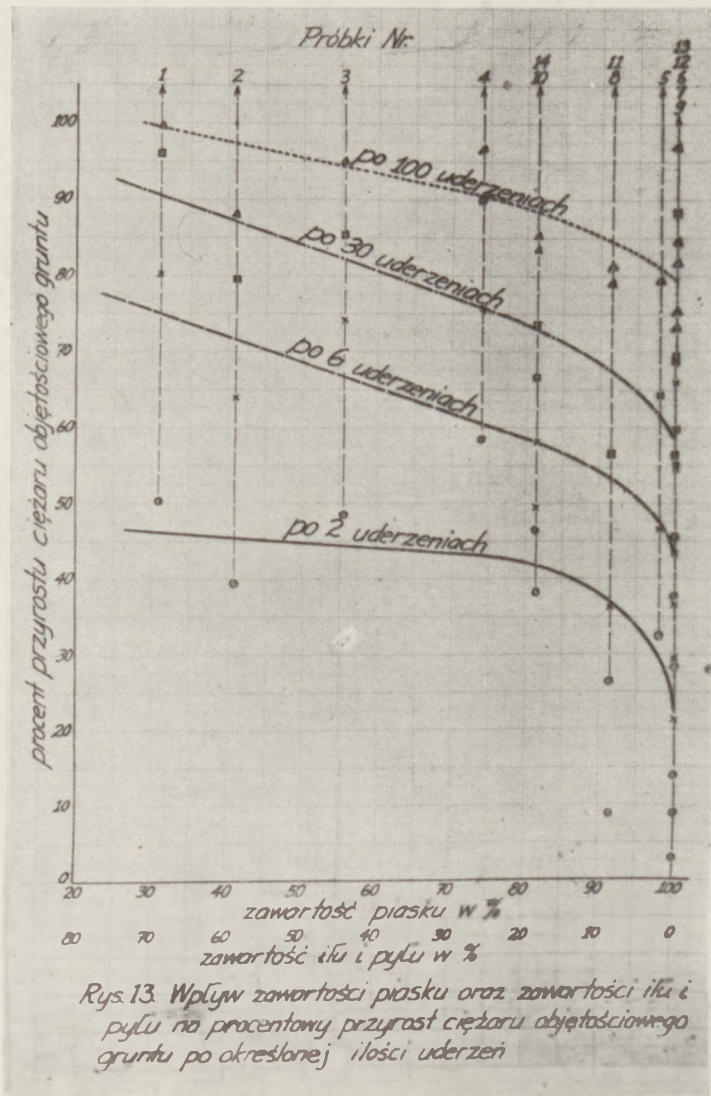
Równocześnie znajdujemy graniczną średnicę cząsteczek gruntu, poniżej której znajduje się średnica cząsteczek najdrobniejszych frakcyj danego gruntu, stanowiących 50% (wagowo) jego składu, jako wskaźnik uziarnienia gruntu. Wpływ tego wskaźnika na efekt komprymacji (przyrost ciężaru objętościowego) gruntu podaje rys. 14 dla metody wibracji i rys. 15 dla metody ubijania.

Jak widać z rys. 12, 13, 14, 15 efekt komprymacji zależy w ogromnej mierze od wielkości ziaren (uziarnienia) gruntu



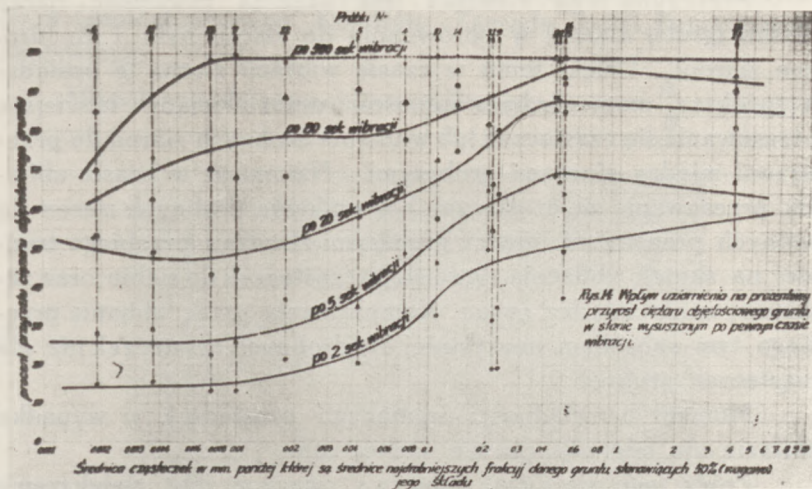
tu. W wypadku wibracji, im większa jest zawartość pyłu i ilu tj. im drobniej jest uziarniony grunt, tym trudniej i wolniej przebiega komprymacja. Z doświadczeń wynika, że zwiększe-

nie zawartości piasku, tj. grubych ziaren, wpływa bardzo dodatnio na szybkość i efekt komprymacji. Ciężar objętościowy wibrowanego piasku wzrasta raptownie w ciągu 3—5 sekund,

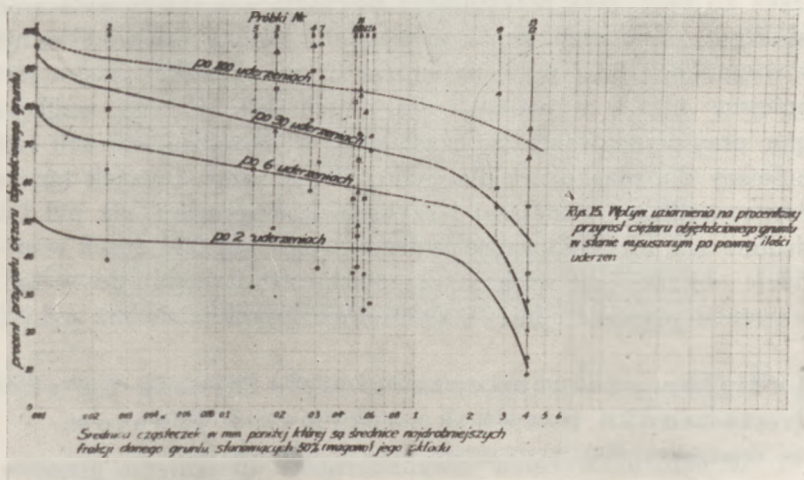


Rys. 13. Wpływ zawartości piasku oraz zawartości ilu i pyłu na procentowy przyrost ciężaru objętościowego gruntu po określonej ilości uderzeń

a następnie bardzo powoli; w gruntach o większej zawartości części ilastych i gliniastych, tj. drobno uziarnionych, ciężar objętościowy wzrasta wolniej i równomierniej. Nato-



miast w wypadku ubijania, im więcej grunt zawiera iltu i pyłu (drobne uziarnienie), tym szybciej i łatwiej przebiega kompresja. Inaczej można powiedzieć, że zwiększenie zawartości piasku (grube ziarno) wpływa na zwolnienie przebiegu kompresji. Przy ubijaniu piasków ciężar objętościowy wzrasta równomiernie i powoli, przy gruntach gliniastych wzrost ciężaru objętościowego jest od razu bardzo znaczny (5—10 uderzeń) choć potem wzrasta oczywiście powoli.



Przyczyną tego zjawiska jest większa zawartość ziaren piasku (grube ziarno) w porównaniu do ziaren pyłu i łu (drobne ziarno). Dzięki temu w czasie wibracji ziarna te posiadają większy moment bezwładności, umożliwiający łatwiejsze przesuwanie się cząsteczek lub wnikanie drobnych ziaren do przestrzeni między ziarnami grubszymi. Natomiast w czasie ubijania przesuwanie się cząsteczek lub wnikanie drobnych ziaren do wolnych przestrzeni między grubszymi ziarnami przebiega trudniej na skutek zbliżenia się ścisłego cząsteczek do siebie oraz zaklinowywania między sobą. Komprymacja przez ubijanie przebiega tym sposobem korzystniej dla drobnych cząsteczek niż dla cząsteczek grubych.

Moment bezwładności drgających cząsteczek w wypadku ubijania nie odgrywa prawie żadnej roli.

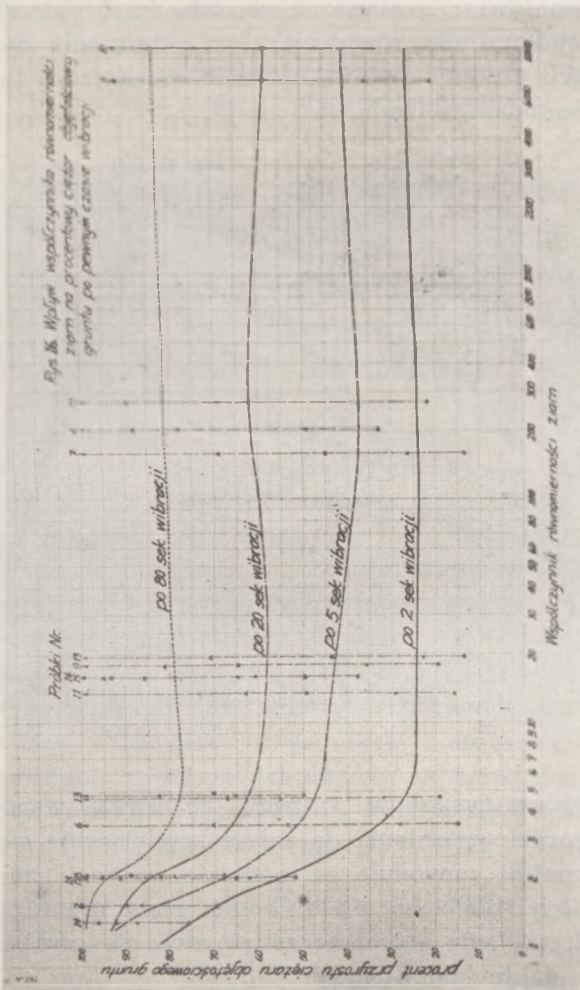
Prócz tego zjawiska, odgrywa znaczną rolę zwiększenie się wewnętrznego tarcia przy przesuwaniu się cząsteczek. Z tab. 3 widzimy, że siły zewnętrzne w metodzie ubijania są większe niż w metodzie wibracji. A zatem rozpatrując wzór (1) (str. 86) N w metodzie ubijania jest dużo większe niż w metodzie wibracji. W wypadku więc wibracji, Ntg^ϕ jest tak małe w porównaniu z C , że Ntg^ϕ można zupełnie nie uwzględniać. A zatem opór przy przesuwaniu się cząsteczek zależy przede wszystkim od C . Natomiast w wypadku ubijania, Ntg^ϕ jest tak duże w porównaniu do C , że C można zupełnie nie uwzględniać, przez co opór przy przesuwaniu się cząsteczek zależy wyłącznie od Ntg^ϕ . Wiadomo, że ϕ w wypadku piasku jest większe niż w wypadkach łu i pyłu, natomiast C w wypadku piasku jest mniejsze niż w wypadkach łu i pyłu (12). Z tego względu opór przy przesuwaniu się cząsteczek w metodzie wibracji jest mniejszy dla piasku niż dla pyłu i łu, a zatem i piasek (grube ziarno) podlega łatwiejszej i szybszej komprymacji niż pył i łu (drobne ziarno). Odporność na przesuwanie się cząsteczek w metodzie ubijania jest większa dla piasku niż dla pyłu i łu; w konsekwencji piasek trudniej i wolniej komprymuje się niż pył i łu.

c) Wpływ równomierności uziarnienia na skuteczność (efekt) komprymacji gruntów.

W celu uchwycenia równomierności uziarnienia gruntów, wprowadzam tzw. współczynnik równomierności uziarnienia,

który obliczam z następującego wzoru, przyjętego w biuletynie Nr 4 Geotechnicznego Komitetu Zarządu kolei Państwowych Japońskich:

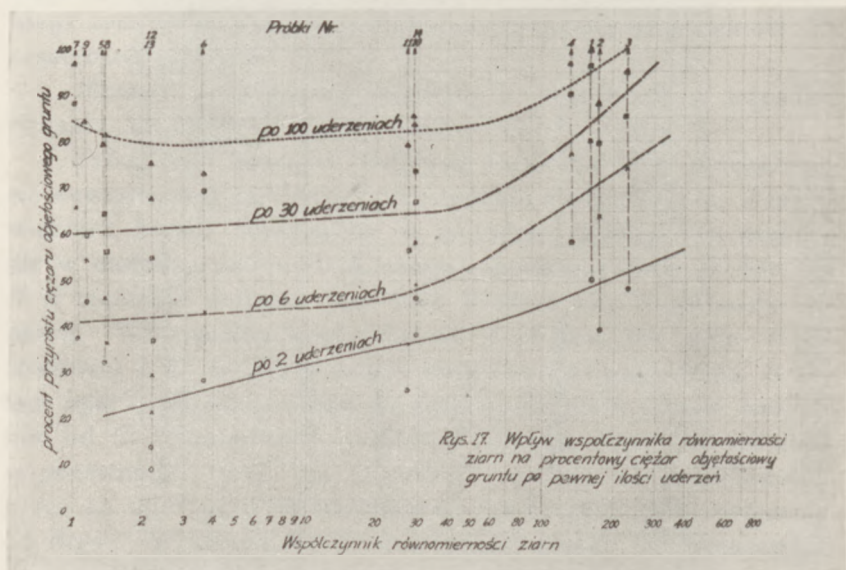
$$\text{Współczynnik równomierności uziarnienia} = \frac{A}{B} \quad (3)$$



gdzie A = graniczna średnica cząsteczek w mm poniżej której znajdują się średnice cząsteczek najdrobniejszych frakcji danego gruntu stanowiące 60% (wagowo) jego składu

B = graniczna średnica cząsteczek w mm poniżej której znajdują się średnice cząsteczek najdrobniejszych frakcji tegoż gruntu, stanowiące 10% (wagowo) jego składu.

Współczynniki równomierności uziarnienia wszystkich badanych gruntów są zestawione w tab. 4 i 5 (str. 98 i 104). Wpływ współczynnika równomierności uziarnienia na przebieg komprymacji gruntów metodą wibracji umieszczony jest na rys. 16, przy metodzie ubijania na rys. 17.

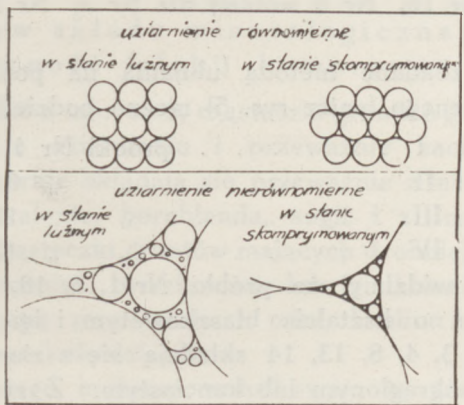


Z obydwu rysunków widzimy, że wzrost współczynnika równomierności uziarnienia (a zatem zmniejszenie się stopnia równomierności) powoduje w metodzie wibracji zmniejszenie się szybkości i obniżenie efektu komprymacji gruntu; natomiast w metodzie ubijania następuje zwiększenie się szybkości i podwyższenie efektu komprymacji.

Przyczyną tego zjawiska jest specjalne działanie wibratora na grunt wprowadzające cząsteczki w drganie zmniejszające wewnętrzne opory tarcia. Sprzyja to wypełnieniu próżni między grubszymi cząsteczkami, cząsteczkami drobniejszymi. W czasie wibracji gruntów o nierównomiernym uziarnieniu potrze-

bujemy dużej energii lub czasu dla przesunięcia drobniejszych ziaren i wypełnienia próżni między ziarnami grubszymi.

W gruntach o równomiernym uziarnieniu proces ten nie zachodzi. Natomiast działanie uderzenia na grunt polega przede wszystkim na powstawaniu dynamicznej energii przewyższającej opory przy przesuwaniu się cząsteczek i wypełnianiu



Porównanie uziarnienia równomiernego i nierównomiernego

Rys. 17 a.

próżni. W gruntach o nierównomiernym uziarnieniu wielkości drobnych ziaren są przeważnie mniejsze niż wolne przestrzenie między grubszymi ziarnami. Pod wpływem uderzeń drobne ziarna wypełniają próżnie między grubszymi ziarnami bardzo łatwo i szybko. Natomiast w gruntach o uziarnieniu równomiernym średnice cząsteczek drobnych są zazwyczaj większe niż wielkości próżni, co powoduje z kolei bardzo znaczne opory przy przesuwaniu się cząsteczek. (Rys 17a).

d) Wpływ kształtu ziaren na skuteczność (efekt) kompresacji gruntów.

Grunty zbadane metodą vibracji, na podstawie składu granulometrycznego (patrz rys. 3), można podzielić na 5 grup:

Grupa I	próbki Nr 7, 12, 13
„ II	„ „ 1, 3, 9
„ III	„ „ 15, 16
„ IV	„ „ 2, 8
„ V	„ „ 17, 18

Z tabl. 4 wynika, że próbki Nr 7, 1, 15, 8, 17 mają dużą zawartość ziaren o kształcie blaszkowym i igielkowym, zaś próbki Nr 12, 13, 3, 9, 16, 2, 18 posiadają ziarna o kształcie przeważnie zaokrąglonym lub kanciastym. Z rys. 9 widzimy, że komprymacja próbki Nr 7 przebiega metodą wibracji wolniej niż Nr 12, 13; podobnie Nr 1 wolniej niż Nr 3, 9; Nr 15 wolniej niż Nr 16; Nr 8 wolniej niż Nr 2; Nr 17 wolniej niż Nr 18.

Grunty zbadane metodą ubijania na podstawie składu granulometrycznego (patrz rys. 5) można podzielić na 4 grupy:

Grupa I	próbki Nr 1, 2, 3, 4
„ II	„ „ 6, 8
„ III	„ „ 10, 14
„ IV	„ „ 12, 13

Z tab. 5 widzimy, że próbki Nr 1, 6, 10, 12 mają duży procent ziaren o kształcie blaszkowatym i igielkowatym, zaś próbki Nr 2, 3, 4, 8, 13, 14 składają się z ziaren o kształcie przeważnie zaokrąglonym lub kanciastym. Z rys. 9 widzimy, że komprymacja próbki Nr 1 przebiega metodą ubijania prędzej niż Nr 2, 3, 4; podobnie Nr 6 prędzej niż Nr 8; Nr 10 prędzej niż Nr 14; Nr 12 prędzej niż Nr 13.

Z tego względu można powiedzieć, że przy zbliżonym składzie granulometrycznym grunty składające się z cząsteczek o kształcie blaszkowatym i igielkowatym komprymują się metodą wibracji wolniej niż grunty o kształcie ziaren zaokrąglonym i kanciastym, natomiast w metodzie ubijania komprymują się prędzej niż grunty o ziarnie zaokrąglonym i kanciastym.

Przyczyną tego zjawiska jest fakt, że w gruntach mających ziarno o kształcie blaszkowatym i igielkowatym komprymacja polega przede wszystkim na zaklinowaniu oraz rozkruszeniu się ziaren, co powoduje przemieszczanie się ziaren i wypełnienie próżni między cząsteczkami grubszymi, cząsteczkami drobniejszymi. Procesy te potrzebują wielkich sił zewnętrznych. Natomiast w gruntach mających ziarna o kształcie zaokrąglonym i kanciastym komprymacja polega przede wszystkim na przesunięciu się cząsteczek, co powoduje wypełnienie próżni pomiędzy grubszymi cząsteczkami, cząsteczkami drobniejszymi. Procesowi temu sprzyjają drgania cząsteczek zmniejszające wewnętrzne opory przy przesuwaniu się ziaren. Wielkość sił zew-

nętrznych odgrywa mniejszą rolę. Wiadomo, że przy metodzie ubijania zastosowane są znaczne siły zewnętrzne, metoda zaś wibracji powoduje energiczne drgania cząsteczek gruntu. Tłumaczy to, dlaczego blaszkowate i igielkowate cząsteczki łatwiej się komprymują metodą ubijania, natomiast okrągłe i kanciaste ziarna łatwiej się komprymują przy zastosowaniu metody wibracji.

e) Wpływ składu mineralogicznego ziaren na skuteczność (efekt) komprymacji gruntów.

Jak widać z tab. 4 i 5, cząsteczki gruntu o grubszym i równomierniejszym uziarnieniu i przeważnie zaokrąglonym lub kanciastym ziarnie składają się przeważnie z takich minerałów, jak kwarc, skalenie, hornblenda, augit i z innych twardych minerałów. Cząsteczki gruntów mających drobniejsze i nierównomierne uziarnienie i blaszkowate lub igielkowate kształty ziaren składają się przeważnie z miki, kaolinu oraz substancji gliniastych oraz koloidalnych.

Wobec tego możemy wnioskować, że grunty składające się z kwarcu, skalenia, augitu i hornblendy itp. komprymować się będą skuteczniej przez wibrowanie, natomiast grunty składające się przeważnie z miki, kaolinu i substancji gliniastych komprymować się będą lepiej przez ubijanie.

f) Wpływ fizycznych własności gruntów na stopień komprymacji metodami wibracji i ubijania.

Do badań komprymacji zarówno metodą wibracji, jak również metodą ubijania użyto gruntów o różnych właściwościach fizycznych. Z rys. 3, 5 i 8 i tab. 4, 5 możemy znaleźć stopień maksymalny komprymacji możliwej do osiągnięcia tak drogą wibracji, jak i ubijania. Wyniki tych obserwacji są zestawione poniżej dla 7 identycznych próbek różnych gruntów (p. str. 132).

Jak widać z rys. 3, 5 i 8 oraz tab. 4, 5, próbka Nr 7 wibrowana (Nr 1 ubijana) ma uziarnienie drobne i nierównomierne, zaś kształt ziaren jest przeważnie blaszkowaty i igielkowaty. Próbka Nr 16 wibrowana (Nr 10 ubijana) ma uziarnienie nierównomierne i kształt ziaren okrągło-kanciasty. Próbka Nr 17 wibrowana (Nr 12 ubijana) ma uziarnienie równomierne, lecz kształt ziaren jest blaszkowaty lub kanciasty.

Tabl. 6. Porównanie maksymalnej komprymacji uzyskanej metodami wibracji i ubijania.

Metoda wibracji		Metoda ubijania		Metoda dająca lepszą komprymację
Próbka Nr	Ciężar objętościowy	Próbka Nr	Ciężar objętościowy	
7	1,567	1	1,598	ubijanie
14	1,640	5	1,610	wibracja
2	1,850	8	1,730	wibracja
15	2,017	14	1,975	wibracja
16	2,009	10	2,010	ubijanie
17	1,556	12	1,728	ubijanie
18	1,800	13	1,796	wibracja

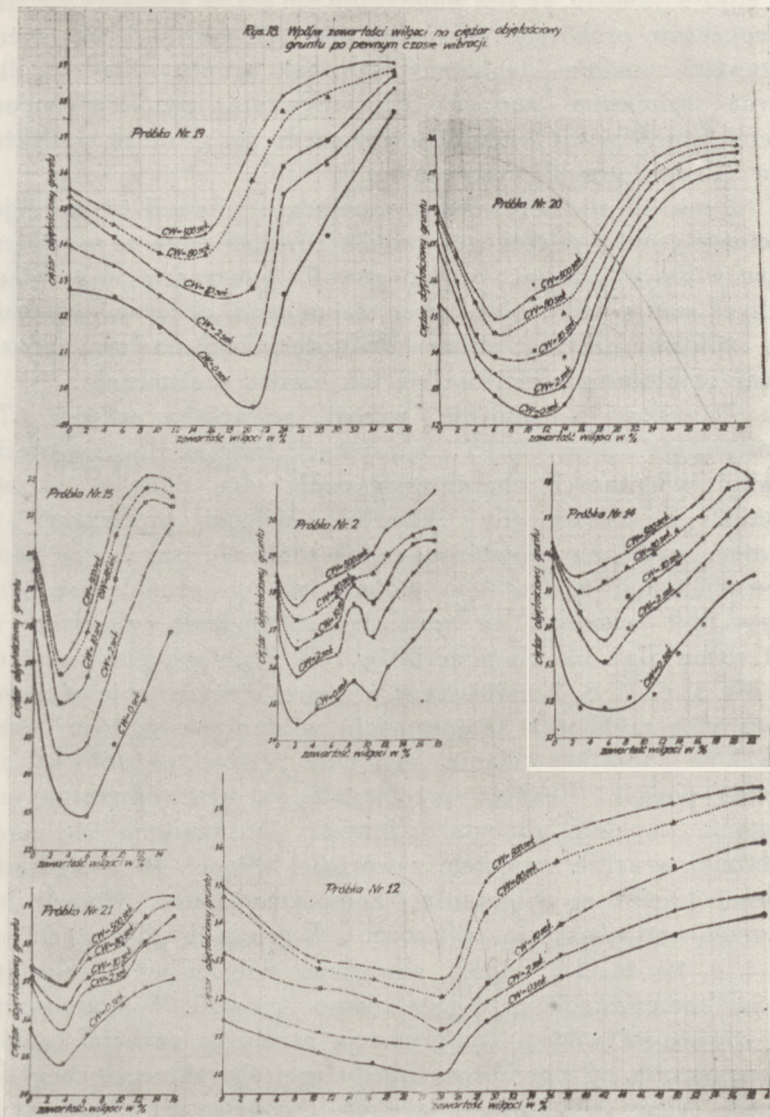
Natomiast próbka Nr 14 w wibracji (Nr 5 ubijana) ma równomierne uziarnienie i kształt ziaren przeważnie zaokrąglony. Próbka Nr 2 w wibracji (Nr 8 ubijana) ma uziarnienie grube i równomierne, o ziarnie przeważnie zaokrąglonym. Próbka Nr 15 w wibracji (Nr 14 ubijana) ma uziarnienie nierównomierne, ale ziarno o kształcie zaokrąglonym. Próbka Nr 18 w wibracji (Nr 13 ubijana) ma uziarnienie równomierne i kształt ziaren zaokrąglony.

Jak więc widzimy, fizyczne własności gruntu mają ogromny wpływ na stopień maksymalnej komprymacji, jak również na jej szybkość w zależności od rodzaju metody komprymacji. Oczywiście przyczyna tego zjawiska jest ta sama i jest podana w rozdziale poprzednim. Z tego względu wywodów tych powtarzać nie będę. Należy zwrócić jednak uwagę na to, że stopień maksymalnej komprymacji zależy więcej od kształtu ziaren, niż od ich wielkości.

g) Wpływ zawartości wilgoci na skuteczność (efekt) komprymacji gruntów.

Do badań metodą wibracji użyto próbek Nr 2, 12, 14, 18, 19, 20, 21, (rys. 3), w metodzie ubijania użyto próbek Nr 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 14 (rys. 5). Obydwie serie składają się z różnych rodzajów gruntów, od grubego piasku do drobnego łu lub ich mieszanin z grysem oraz żwirem. Krzywe komprymacji są wyprowadzone dla różnych zawartości wilgoci

Rys. 18. Wykres zależności między zawartością wilgoci a ciężar objętościowy gruntu po pewnym czasie wibracji.



w gruncie. Rys. 18 przedstawia tego rodzaju krzywe po 0, 2, 10, 80, 500 sekundach wibracji, zaś na rys. 19 przedstawia także zależności po 0, 2, 6, 20, 300 uderzeniach. Badanie na komprimowanie gruntów przy pomocy wibracji i przy pomocy uderzeń prowadzono ze względów technicznych w różnym cza-

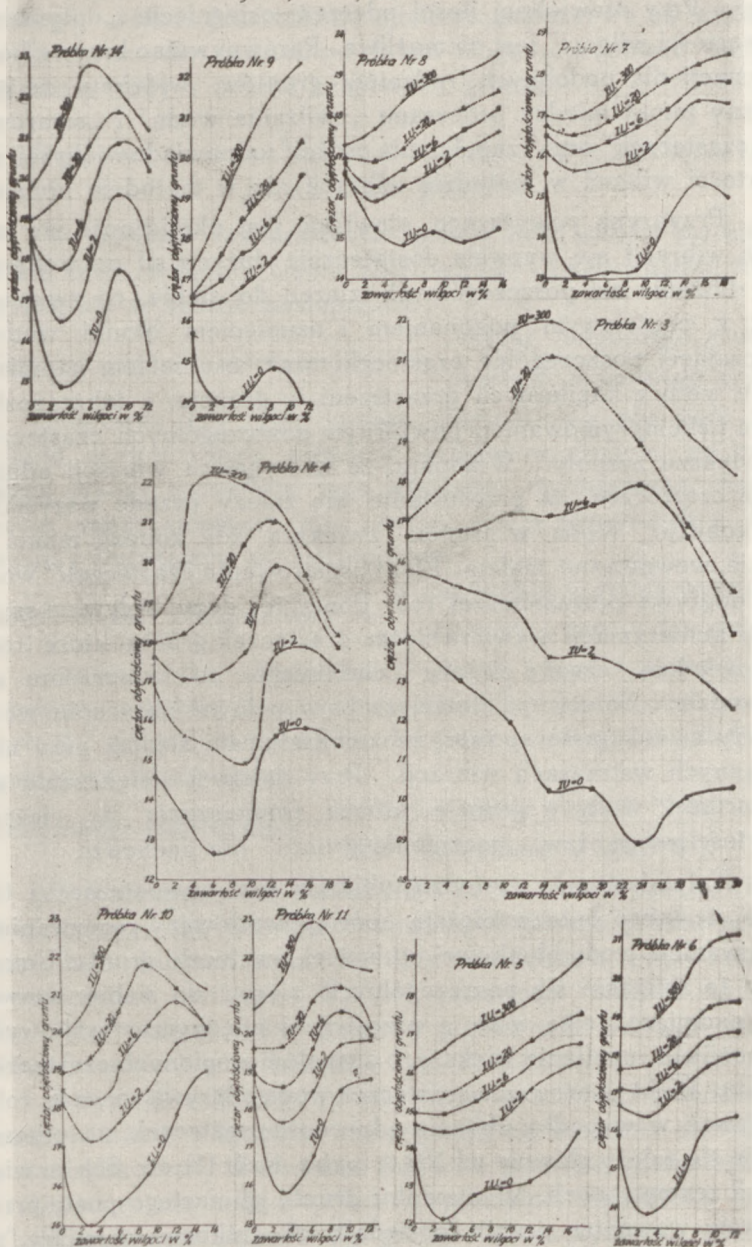
się, gdyż z powodu, że stół wibracyjny był gotów znacznie później, jednocześnie prób tych prowadzić nie było można i nie można było użyć zupełnie identycznych próbek gruntu. Stąd wynika pewna techniczna trudność porównywania wyników badań; trzeba porównywać wyniki otrzymane dla gruntów o zbliżonym składzie granulometrycznym.

Z rys. 18 widzimy, że przy metodzie wibracji ciężar objętościowy gruntu wilgotnego wzrasta równomiernie ze wzrostem czasu wibracji, chociaż bardzo powoli, tymczasem w gruntach suchych już w kilku pierwszych sekundach obserwujemy bardzo raptowny przyrost ciężaru objętościowego, po czym jednak ciężar objętościowy zmienia się już bardzo nieznacznie.

Zjawisko to potęguje wzrost zawartości wilgoci. To zmniejszanie się szybkości komprymacji trwa aż do osiągnięcia pewnej wilgotności charakterystycznej dla danego rodzaju gruntu. Z chwilą gdy zawartość wilgoci przewyższy tę granicę, następuje powtórne zwiększanie się szybkości komprymacji choć nie w tym stopniu co w gruncie suchym. Z rys. 19 widzimy, że w metodzie ubijania zjawisko to jest różne dla różnych materiałów. W gruntach piaszczystych np. Nr 5, 6, 7, 8, 9 największy przyrost ciężaru objętościowego (a więc szybkości komprymacji) w stanie wilgotnym następował na początku ubijania, następnie wzrost ten odbywał się bardzo powoli. Reakcja przebiegała tu więc odwrotnie niż w stanie zupełnie suchym. Zjawisko to akcentuje się coraz wybitniej wraz ze wzrostem zawartości wilgoci. Po osiągnięciu pewnej granicznej wilgotności, komprymacja nie wykazuje już dalszego przyspieszenia szybkości. W gruntach gliniastych, np. Nr 3, 4, 10, 11, 14, dopóki zawartość wilgoci nie przekracza 2—3%, komprymacja przebiega równo i powoli. W miarę wzrostu zawartości wilgoci komprymacja przebiega szybciej i mniej równomiernie. Po przekroczeniu pewnej charakterystycznej dla danego gruntu wilgotności, szybkość komprymacji maleje i staje się równomierniejsza.

Poza tym widzimy, że w wypadku wibracji dla wszystkich gruntów oraz w wypadku ubijania dla gruntów piaszczystych, wpływ wody na komprymację gruntów polega na: 1) zwilżaniu wodą powierzchni cząsteczek gruntu, 2) smarowaniu cząsteczek i zapełnianiu próżni i 3) na nasycaniu wodą, natomiast działanie „pęcznienia” nie odgrywa poważniejszej roli.

Rys. 12 Wzrost zawartości wilgoci na czołach objętościowych gruntu po określonej ilości uderzeń



W wypadku ubijania gliniastych gruntów, wyżej opisane cztery procesy zachodzą równocześnie po pewnej ilości uderzeń. Przy niewielkiej ilości uderzeń, osiągnięcie „optymalnej zawartości wilgoci” jest niemożliwe. Porównyując krzywe komprymacji dla podobnych rodzajów gruntów, widzimy, że graniczny punkt między procesami „zwilżania wodą” i „smarowania cząsteczek” oraz „zapełniania próżni” odpowiada większej zawartości wilgoci w metodzie wibracji niż w metodzie ubijania.

Przyczyną powyższego zjawiska jest okoliczność, że metoda wibracji nie wyzwala dostatecznie dużych sił potrzebnych do zbliżenia się poszczególnych ziaren do siebie, co związane jest z częściowym pokonaniem i usunięciem błonki wodnej otaczającej poszczególne cząsteczki oraz usunięciem nadmiaru tejże wody z kapilarnych przestrzeni w gruncie, a także rozbięciem i skomprymowaniem powtórny poszczególnych cząsteczek w większe zespoły. Wiadomo, że w wypadku wibracji odporność cząsteczek na przesuwanie się zależy przede wszystkim od kohezji. Woda w gruncie zwiększa siły kohezji mimo, iż tarcie wewnętrzne maleje. Efekt „smarowania cząsteczek” wodą nie odgrywa poważniejszej roli. Ponad to, duży wpływ na szybkość komprymacji wywiera ciężar cząsteczek gruntu, które tracą odpowiednią część ciężaru właściwego po zanurzeniu się w wodzie. Należy pamiętać, że przy pełnym nasyceniu wodą grunty są tak mało spoiste, że zniekształcają się już przy nieznacznych wstrząsach wibracji. Przy dalszym zwiększaniu się zawartości wody w gruncie proces zmniejszania się ciężaru objętościowego, tzw. „pęcznienie gruntu” nie zachodzi.

Natomiast przy metodzie ubijania siły zewnętrzne są tak duże, że łatwo przewyciężają opór spowodowany rozrywaniem i usuwaniem wody błonkowej otulającej cząsteczki gruntu. Umożliwia to zbliżanie się poszczególnych ziaren do siebie, usuwanie nadmiaru tejże wody z przestrzeni międzycząsteczkowych i umożliwia rozbijanie większych zespołów zlepionych cząsteczek gruntu. Efekt smarowania cząsteczek wodą odgrywa znaczną rolę, ponieważ w wypadku ubijania odporność cząsteczek na przesuwanie się zależy głównie od Nt_g (patrz wzór (1) str. 86), a więc od sił zewnętrznych. W wypadku gruntu gliniastego puste przestrzenie wewnątrz gruntu posiadają tak znikome wymiary, że zewnętrzne siły po osiągnięciu „optymalnej zawartości wilgoci”

nie są w stanie usunąć nadmiaru wody; powoduje to zmniejszenie się ciężaru objętościowego. W wypadku gruntu piaszczystego, wolne przestrzenie międzycząsteczkowe są większe, dzięki czemu siły zewnętrzne łatwo mogą powodować odpływ nadmiaru wody z pośród cząsteczek gruntu.

h) Wpływ zawartości wilgoci na rzeczywistą zwartość gruntu.

W gruntach zawierających pewną ilość wilgoci stosujemy często tzw. „wilgotny ciężar objętościowy” (wet density), który wyraża się w sposób następujący:

$$\text{wilgotny ciężar objętościowy} = \frac{\text{ciężar wilgotnego gruntu}}{\text{objętość wilgotnego gruntu}}$$

Ponieważ tak ujęty ciężar objętościowy nie daje nam wglądu w rzeczywistą zwartość cząstek w gruncie, od czego zależą przede wszystkim jego własności mechaniczne, bardzo często należy stosować tzw. „suchy ciężar objętościowy” (dry density) wyrażający się następująco:

$$\text{suchy ciężar objętościowy} = \frac{\text{ciężar gruntu w stanie wysuszon.}}{\text{objętość gruntu wilgotnego}}$$

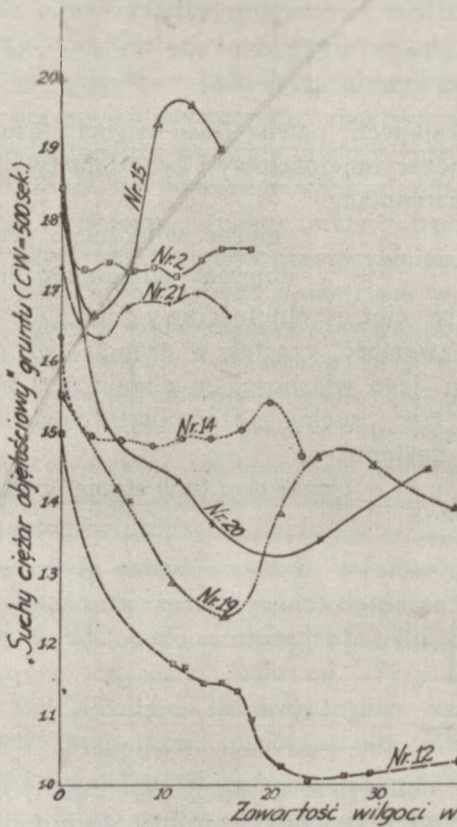
„Suchy ciężar objętościowy” można również obliczyć mając dane: „wilgotny ciężar objętościowy” oraz procentową zawartość” wilgoci (w stosunku do gruntu suchego) (według Hogentogler'a (8) ze wzoru:

$$\text{suchy ciężar objętościowy} = \frac{\text{wilgotny ciężar objętoś.} \times 100}{100 + \text{zawartość wilgoci w \%}} \quad (4)$$

W toku mej pracy obliczyłem ze wzoru (4) „suchy ciężar objętościowy” dla wszystkich zbadanych próbek gruntu po 500 sekundach wibracji oraz po 300 uderzeniach przy różnych zawartościach wilgoci. Wpływ zawartości wilgoci na „suchy ciężar objętościowy” gruntów po 500 sek. wibracji oraz po 300 uderzeniach przedstawiają rys. 20 i 21.

Z rys. 20 widzimy, że wszystkie grunty w metodzie wibracji w stanie wilgotnym komprymują się znacznie gorzej, niż w stanie suchym. Zwłaszcza dotyczy to gruntów gliniastych np. Nr 12, które nie mają zupełnie „optymalnej zawartości wilgoci”. W metodzie ubijania dla gruntów piaszczystych, np. Nr 5, 6, 7, 8 nie można ustalić „optymalnej zawartości wilgoci”, ale

dla gruntów gliniastych, np. Nr 10, 11, 14, 3, 4 istnieje bardzo wyraźny punkt na wykresie. Oznacza to, że metoda wibracji dla wszystkich gruntów oraz metoda ubijania dla gruntów



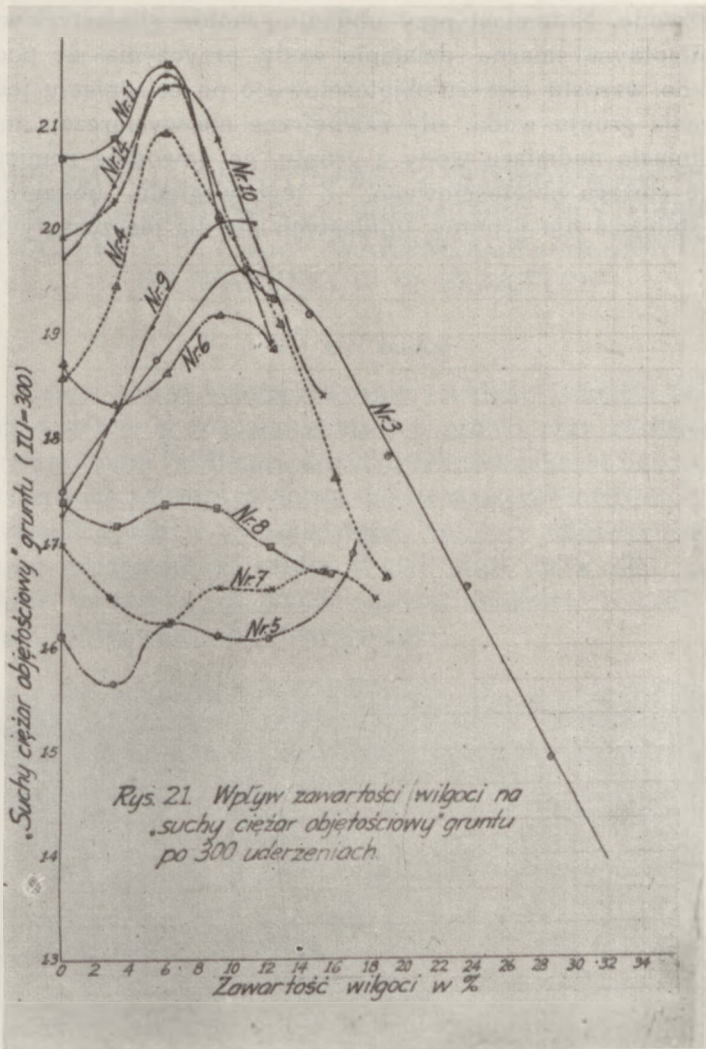
Rys. 20. Wpływ zawartości wilgoci na suchy ciężar objętościowy gruntu po 500 sek. wibracji

piaszczystych nie dają maksymalnego efektu kompresji w obecności wody.

Przyczyną tego zjawiska jest okoliczność, że w metodzie wibracji, mimo smarującego działania wody, siły zewnętrzne

dostarczone cząstkom gruntu nie wystarczają do pokonania kohezji gruntu i przesuwania się cząsteczek.

Znaczący to, że wewnętrzne opory cząsteczek na przesuwanie



się w wilgotnych gruntach są większe niż w gruntach suchych. Prócz tego siły zewnętrzne nie wystarczają do pokonania oporów przy rozrywaniu otoczek wody błonkowej oraz usuwania wody kohezijnej i wody włoskowatej oraz wolnej wody z prze-

strzeni międzycząsteczkowych. Dzięki temu nie następuje należyte zagęszczenie cząsteczek w gruncie. Przy ubijaniu piaszczystego gruntu w stanie wilgotnym smarne działanie wody nie odgrywa żadnej roli i siły zewnętrzne muszą same pokonać wszystkie opory wody. Natomiast przy ubijaniu gruntów gliniastych w stanie wilgotnym, smarne działanie wody przyczynia się początkowo do wzrostu ciężaru objętościowego, po osiągnięciu jednak nasycenia gruntu wodą, siły zewnętrzne nie wystarczają już do wypchnięcia nadmiaru wody z gruntu, co powoduje zmniejszenie się ciężaru objętościowego. Z tego względu, ubijanie jest korzystniejsze dla gruntów gliniastych niż dla piaszczystych.

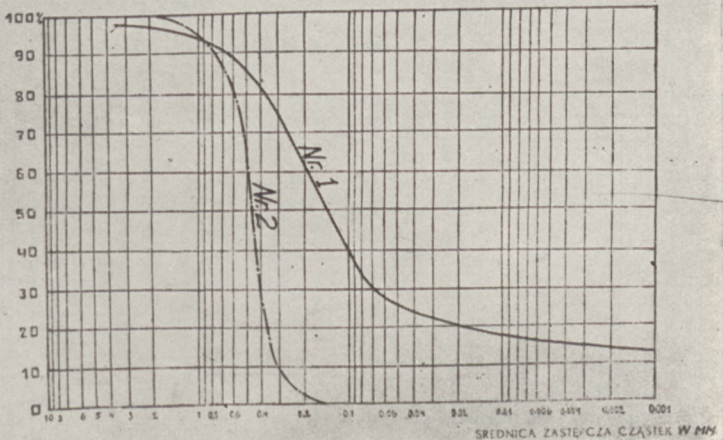
CZEŚĆ II

KOMPRYMACJA GRUNTU PRZY ZASTOSOWANIU METOD WIBRACJI ZA POMOCĄ WIBRATORA PŁYTOWEGO I UBIJANIA PŁYTĄ W WARUNKACH ZBLIŻONYCH DO WARUNKÓW W PRAKTYCE

1. Cel badań.

Celem badań było porównanie rozkładu i stopnia komprymacji gruntów w różnych miejscach próbki przy zastosowaniu metody wibracji i ubijania. Zużytkowano jednakowe ilości energii w warunkach zbliżonych do warunków mających miejsce przy wykonywaniu robót w rzeczywistości, np. przy ubijaniu nasypów. Wyniki osiągnięte w części II-giej mogą mieć dla praktyki większe znaczenie, niż wyniki badań osiągnięte w części I-ej, mające raczej znaczenie teoretyczne.

Rys. 22 ZAWARTOŚĆ KRZYWA SKŁADU GRANULOMETRYCZNEGO GRUNTU



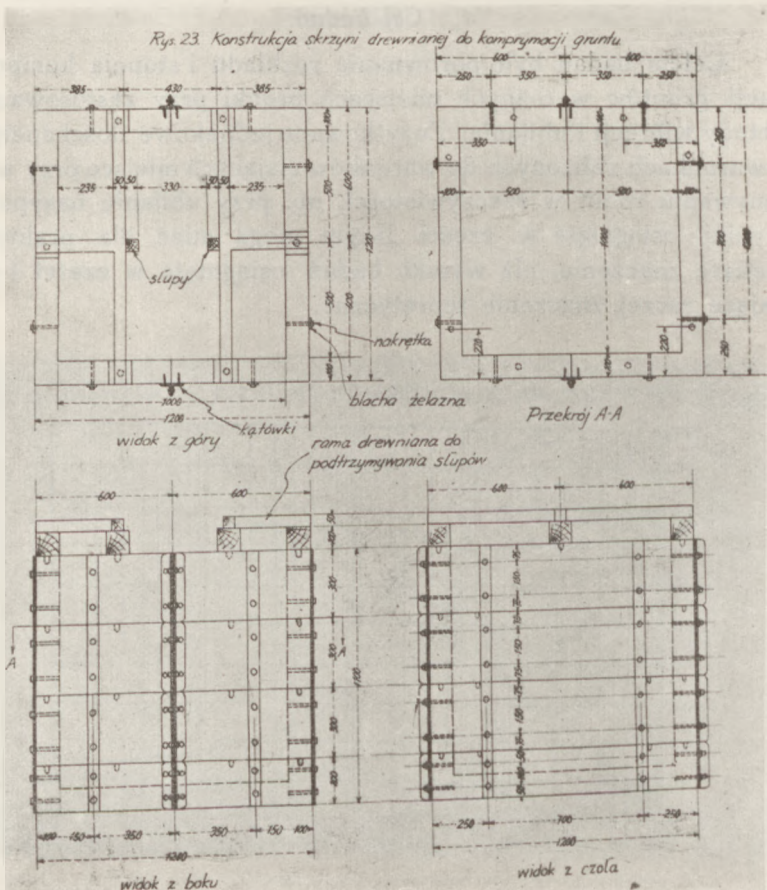
2. Materiały użyte do badań

Do badań użyto tylko 2 rodzaje gruntów o objętości powyżej 1 m³. Większej ilości gruntów nie badano z powodów trudności natury technicznej i finansowej.

Nomenklatura, rodzaj, kształt ziaren, współczynnik równomierności ziaren, zawartość wilgoci oraz skład mineralogiczny przybliżony poszczególnych frakcji gruntów są zestawione w *Tabl. 7*. Pochodzenie i skład granulometryczny badanych gruntów jest podany na rys. 22.

3. Aparaty do badań.

1. Drewniana skrzynka o wymiarach wewnętrznych 100 × 100 × 100 cm. Dzieli się ona na dwie prostopadłe części tak,



Tablica 7.

Próbka Nr.	Rodzaj gruntu	Nomenklatura gruntu	Struktura gruntu	Kształt ziaren (cząstek)	Przeciętna zawartość wilgoci w %	Współczynnik równomierności uziarnienia								
							z a w a r t o ś ć s k ł a d n i k ó w m i n e r a l n y c h							
i l i p y ł														
0 — 0,05 mm		0,05 — 0,10 mm		0,10 — 0,25 mm		0,25 — 0,50 mm		0,50 — 1,00 mm		1 — 2		pow. 2 mm		
1	Naturalny grunt wykopany w Warszawie na terenie Politechniki na głębokości 2—4 m pod powierzchnią ziemi.	piasek ilasty	okrągło-kanciastoziarnista	przeważnie okrągły i kanciasty, rzadziej blaszkowaty i igielkowy	1,95	950,00	50% kwarc 20% ortokl. 20% hornbl. 5% augit 5% mika 12% kaolin	90% kwarc 4% skałen 4% hornbl. 1% augit 1% mika	93% kwarc 4% skałen 2% hornbl. 1% wapień	92% kwarc 3% skałen 1% granit 3% hornbl. 1% wapień	91% kwarc 1% hornbl. 2% skałen 5% granit 1% wapień	30% kwarc 30% granit 20% hornbl. 20% skałen	20% kwarc 10% hornbl. 20% piaskowiec 50% granit	
2	piasek z Wisły	piasek	okrągło-ziarnista	przeważnie okrągły, rzadziej kanciasty	3,14	1,55	91% kwarc 3% ortokl. 2% augit 1% granit 2% hornbl. 1% limonit	87% kwarc 10% ortokl. 2% hornbl. 1% augit	88% kwarc 5% ortokl. 2% hornbl. 1% augit 4% granit	91% kwarc 1% hornbl. 2% granit 1% limonit 4% ortokl. 1% augit	82% kwarc 10% ortokl. 6% granit 1% limonit 1% augit			

aby po skompromowaniu próbek gruntów można je było przeciąć i badać wewnętrzne zmiany struktury. Poza tym, skrzynia daje się podzielić na cztery części po 30 + 30 + 30 + 10 cm wysokości, zestawiane jedne na drugich, co umożliwia wykonywanie poziomych przekrojów badanych próbek. Wszystkie te samodzielne części są powiązane żelaznymi blachami, kątownikami, śrubami i przyciskami.

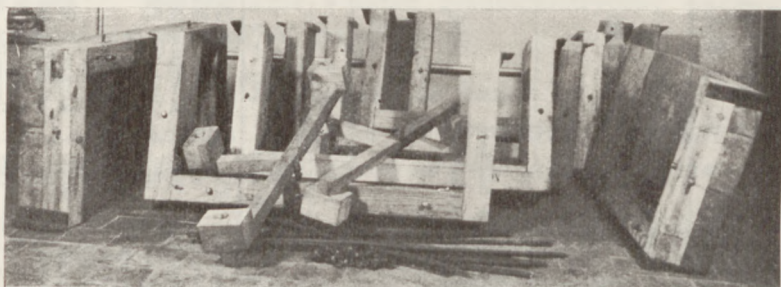
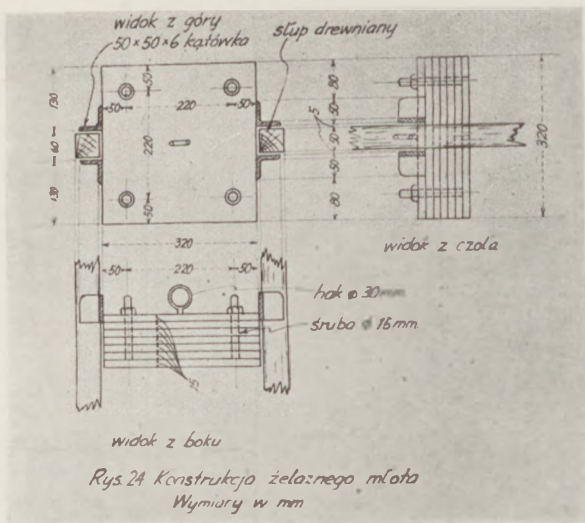


Fig. 8.

Na wierzchu skrzynki są położone dwie drewniane belki, które można łączyć ze słupami podtrzymującymi wibrator lub młot. Poszczególne wymiary części skrzynki są wykazane na rys. 23 i fig. 8.



Rys. 24 Konstrukcja żelaznego młota
Wymiary w mm

2. Żelazny młot płytowy, powstały z ześrubowania ciężkich żelaznych płyt o ciężarze około 8 kg każda. W ten sposób można regulować oraz zmieniać wagę młota przez zwiększanie lub zmniejszanie ilości płyt. Płyty te są związane przy pomocy czterech żelaznych śrub. Na środku młota jest umie-

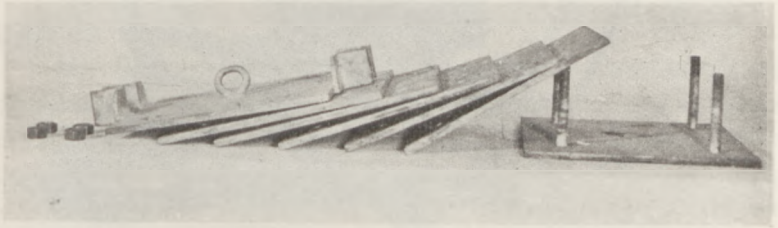
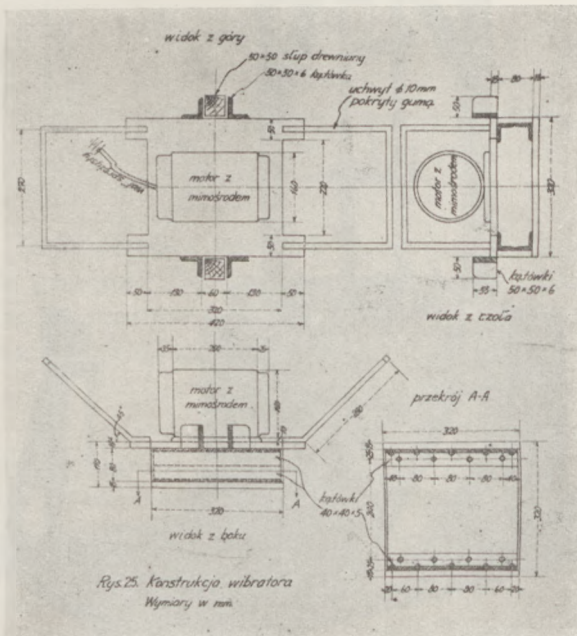


Fig. 9.

szczony uchwyt, służący do zaczepiania haka podnoszącego młot do góry. Dokładny ciężar młota wynosił 59 kg, przy czym składał się on z 7 płyt. Poszczególne wymiary młota są wykazane na rys. 24 i fig. 9.



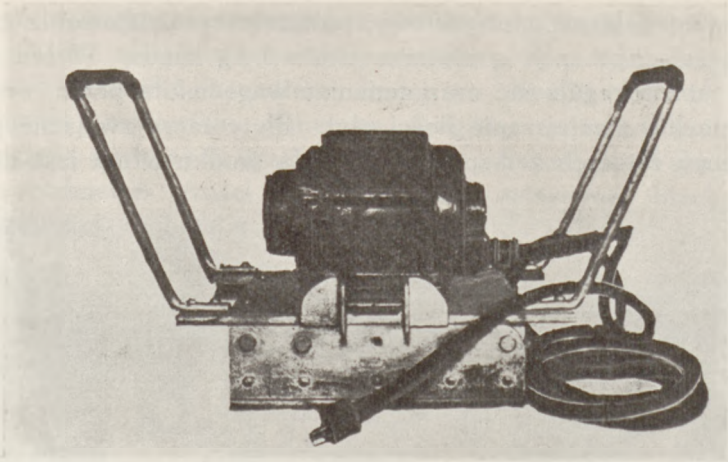


Fig. 10.

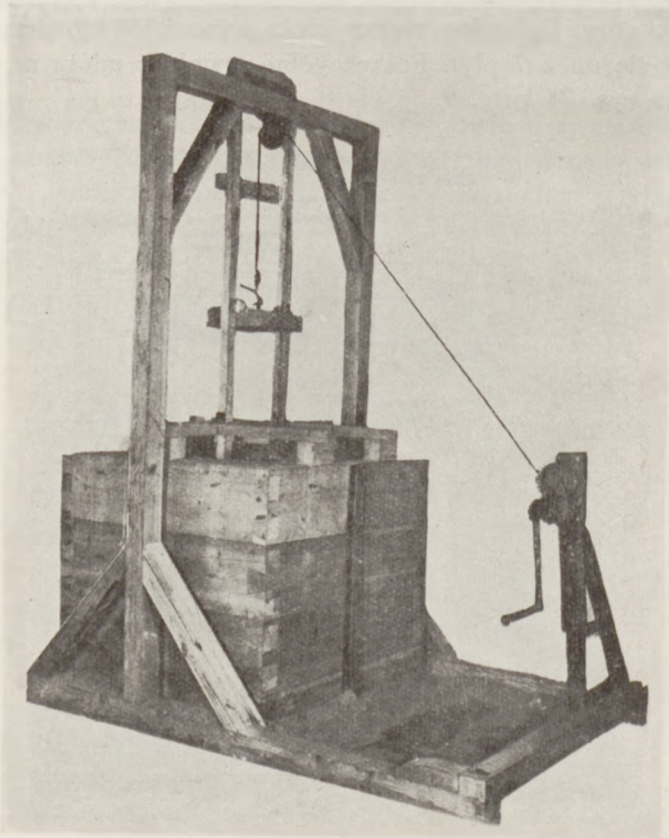


Fig. 11.

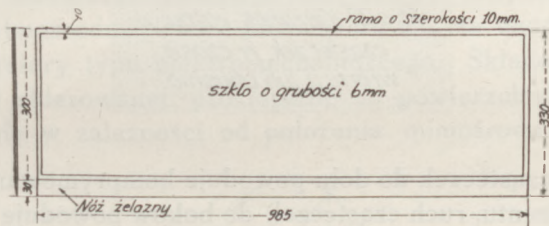
3. Wibrator, typu powierzchniowego. Opis wibratora jest podany na str. 108.

Należy zauważyć, że amplituda drgań wibratora jest zmienna i zależy od wagi wibratora oraz fizycznych własności materiału.

Poszczególne wymiary wibratora są podane na rys. 25 i fig. 10.

4. Urządzenie ramy drewnianej (fig. 11) przystosowane jest do podnoszenia młota oraz podtrzymywania wibratora przed komprimowaniem. Rama ta ma wysokość około 3 m, co umożliwia podnoszenie młota o 1 m ponad poziom ubijanego gruntu w skrzyni. Młot podnosi się za pomocą stalowego drutu, nawijanego na bęben i blok.

5. W wypadku gruntu luźnego albo suchego używamy płyty szklanej dla przecięcia próbki gruntu bez naruszenia struktury w miejscu przekroju. Poszczególne wymiary płyt podaje rys. 26.



Rys 26 Płyta szklana

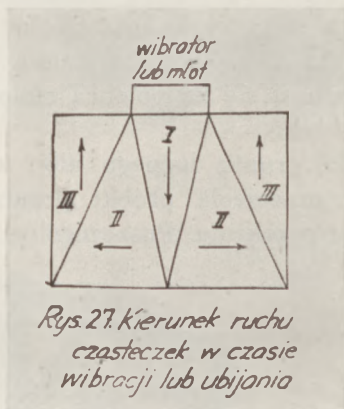
6. Dwie odmiany barwika, tzw. sudanu Nr 4 użyto do barwienia gruntów. Odmiana I-sza jest jasna, druga ciemnoczerwona. Do rozpuszczania barwika stosowano benzol w ilości 1 litra na 0,5—2 gr barwika.

4. Zasady badań.

Jeżeli wibrujemy lub ubijamy grunt pośrodku skrzyni tak, że między powierzchnią ubijanego gruntu, a brzegami skrzyni pozostaje wolna powierzchnia nienaruszonego gruntu, wtedy kierunek ruchu cząsteczek gruntu w czasie wibracji lub ubijania w ogólnych zarysach wyjaśnia rys. 27.

Na rys. 27 cząsteczki gruntu w części I przesuwają się w dół ze względu na to, że siły działające w tej części próbki są

skierowane prostopadle z góry do dołu. Cząsteczki w części II dążą do przesuwania się na boki ze względu na to, że podlegają one poziomym siłom powstającym dzięki wciskaniu się w grunt klinu gruntu w części I oraz przez wstrzymywanie ruchu do dołu przez dno naczynia. Grunty w części III kierują się do góry dzięki temu, że ruchy w bok zatrzymywane są przez ścianki skrzynki, a ruchowi do góry przeciwstawia się jedynie ciężar gruntu.



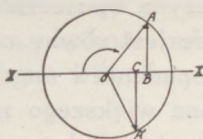
Ruch cząsteczek do dołu powoduje komprymowanie się oraz osiadanie gruntu, ruch cząsteczek do boków powoduje tylko nieznaczne zagęszczenie się gruntu, zaś ruch cząsteczek do góry powoduje pękanie oraz rozszerzanie się gruntu.

Rozkład sił dynamicznych i wielkość drgań są różne w różnych miejscach próbki. Na ogół siły dynamiczne są największe tuż koło wibratora albo młota i zmniejszają się do boku i spodu. Natomiast wielkość drgań jest największa z boku miejsc ubijanych czy wibrowanych i zmniejsza się stopniowo w miarę przybliżania do miejsc komprymowanych.

Na skutek wielkiego ciężaru wibratora, jego działanie na grunt może spowodować pękanie i kruszenie się cząsteczek. Stopień kruszenia, oczywiście zależy przede wszystkim od fizycznych własności gruntów, a następnie od wielkości energii dostarczonej przez wibrator, a więc od wagi mimośrod, ilości obrotów, odległości środka ciężkości mimośrod od osi obrotu itp.

Z tego względu grunty komprymowane podlegają wszystkim pięciu procesom opisanym na str. 87—88. W części I (rys. 27) procesy te zachodzą najmocniej, słabiej w części drugiej, a najslabiej w części III. Oczywiście stopień tych procesów zmienia się w ten sposób, że cząsteczki gruntów położone bliżej wibratora lub młota podlegają im silniej niż dalsze. Należy zwrócić uwagę, że stopień komprymacji nie zawsze jest proporcjonalny do ruchu cząsteczek. Czasami cząsteczki podlegają bardzo silnym ruchom, ale komprymacja nie zachodzi. Znaczy to, że wszystkie cząsteczki podlegają pewnym ruchom w tym samym kierunku i w tym samym stopniu, co powoduje w rezultacie tylko zmianę położenia całego kompleksu cząsteczek, ale nie powoduje przesuwania się cząsteczek względem siebie.

Działanie wibratora powierzchniowego polega na kombinacji wibracji i ubijania. Porównywując działanie wibratora z działaniem młota ubijającego, możemy zauważyć, że energia młota spowodowana jest siłą ciężkości, gdy tymczasem energia uderzenia w wibratorze powstaje dzięki sile odśrodkowej przy obrocie mimośrod. Należy zwrócić uwagę, że chodzi tutaj tylko o wibratory typu elektromechanicznego. Składowa siły odśrodkowej skierowanej prostopadle do powierzchni pracującej zmienia się w zależności od położenia mimośrod. Opierając

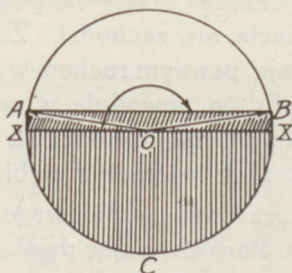


Rys. 28.

się na rys. 28, zakładamy, że mimośród obraca się około osi O. Kiedy mimośród przyjmuje położenie OA, wtedy siła odśrodkowa działa wzdłuż OA. Prostopadłym składnikiem tej siły jest wektor AB, skierowany ku górze. Kiedy mimośród zajmuje położenie OA', wtedy siła odśrodkowa działa wzdłuż OA'. Prostopadły składnik tej siły CA' jest skierowany do dołu. Jeżeli nie uwzględnimy wagi wibratora, to z chwilą gdy mimośród przebiega ponad linię poziomą XX, siła odśrodkowa powoduje unoszenie wibratora w górę (dąży do podniesienia wibratora). Kiedy mimośród znajduje się poniżej linii poziomej XX, siła

odśrodkowa skierowuje wibrator do dołu (dąży do ściągnięcia wibratora w dół). Składnik pionowy siły odśrodkowej powodujący owe unoszenie się i opadanie wibratora ma wartość zmienną, zależną od położenia mimośrod.

Prócz tej siły zmiennej dochodzi jeszcze siła stała zależna od wagi całego wibratora. Wykres (lub diagram) wielkości wyżej omówionych sił podaje rys. 29.



Rys. 29.

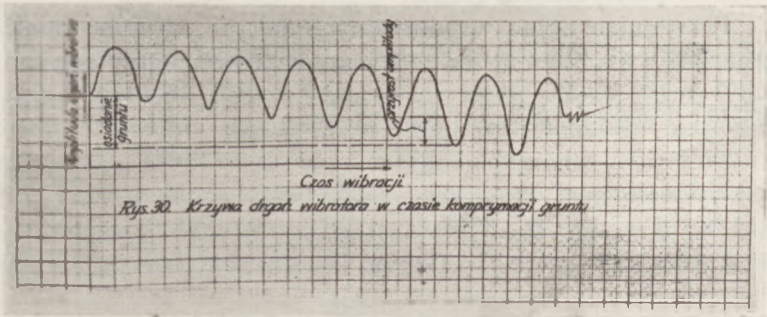
Powierzchnia XCX przedstawia składnik pionowy siły odśrodkowej skierowany do ziemi. Powierzchnia ABXX przedstawia wagę całego wibratora. Kiedy mimośród przekracza położenie OA, wibrator zaczyna podnosić się do góry (w miarę jak przesuwają się mimośród). Z chwilą gdy mimośród zajmuje położenie OB, wibrator zaczyna opuszczać się w dół. Czas podnoszenia się wibratora nie jest równy czasowi opuszczania do dołu. Różnicy w czasie opadania i unoszenia się wibratora nie obliczam, gdyż nie ma ona większego znaczenia.

Wysokość drgań wibratora zależy od jego charakterystycznych właściwości, jak np. ciężaru mimośrod, odległości środka ciężkości mimośrod od jego osi itp. oraz od fizycznych właściwości gruntu, jak na przykład elastyczności lub plastyczności. Przy użyciu tegoż samego wibratora amplituda drgań przyrządu wzrasta ze wzrostem sprężystości gruntu połączonym z równoczesnym zmniejszeniem się plastyczności gruntu.

Należy zauważyć, że w ciągu całego czasu kompresji elastyczność gruntu wzrasta, zaś plastyczność maleje. Zjawisko to pochodzi stąd, że elastyczność gruntu zwiększa się, a plastyczność zmniejsza się wraz ze wzrostem gęstości gruntu. Więc wysokość drgań wibratora wzrasta ze wzrostem czasu wibrowania. W ogóle wysokość skoku wibratora jest bardzo mała

w porównaniu z wysokością spadku młota przy ubijaniu. Ilość uderzeń wibratora w ziemię równa się ilości obrotów wibratora. Wobec tego ilość uderzeń wibratora w jednostkę czasu jest wielokrotnie większa niż ilość uderzeń młota przy zwykłym ubijaniu gruntu.

Na podstawie powyższych rozważań, możemy przedstawić stosunek pomiędzy czasem pracy, a wysokością drgań wibratora (tzw. tאלą ruchu wibratora) (rys. 30).



Przystępując do obliczenia energii dynamicznej wibratora, przyjmujemy:

M = masa wibratora;

m = masa mimośrod;u;

r = odległość środka ciężkości mimośrodu od jego osi;

f = częstotliwość drgań wibratora na minutę (ilość obrotów mimośrodu);

x = wysokość położenia wibratora nad pierwotnym poziomem gruntu w czasie t ;

t = czas od chwili rozpoczęcia pracy wibratora.

Rozpatrzmy następujące siły działające na wibrator: (11)

Siła bezwładności wibratora w ruchu pionowym = $-M \frac{d^2 x}{dt^2}$;

Składowa pionowa siły odśrodkowej powodowanej przez obrót mimośrodu = $m r \omega^2 \sin \omega t$, gdzie ω jest szybkością kątową ruchu obrotowego mimośrodu

$$\omega = \frac{2 \pi}{60} \cdot f = \frac{\pi f}{30};$$

Siła ciężkości wibratora = Mg

Reakcja gruntu = $-k_x$

gdzie k jest iloczynem współczynnika sprężystości gruntu k' przez powierzchnię podstawy wibratora F

$$k = k' \cdot F$$

zaś x jest ugięciem sprężystym gruntu poniżej poziomu pierwotnego.

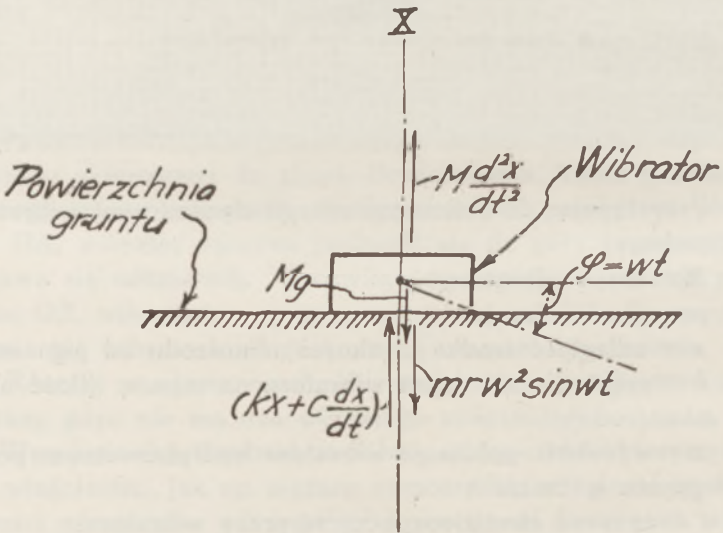
Siła tarcia proporcjonalna do szybkości przesunięć pionowych

$$= - C \cdot \frac{dx}{dt}$$

gdzie C jest współczynnikiem proporcjonalności zależnym od własności plastycznych gruntu.

Przyjmując układ współrzędnych jak na rysunku poniżej, biorąc sumę rzutów sił na oś pionową, otrzymamy równanie,

$$Mg + m r \omega^2 \sin \omega t = M \frac{d^2 x}{dt^2} + k x + C \frac{dx}{dt} \dots \dots \dots (5)$$



Rys. 31.

5. Obliczenie energii oddanej gruntowi.

a) Metoda wibracji.

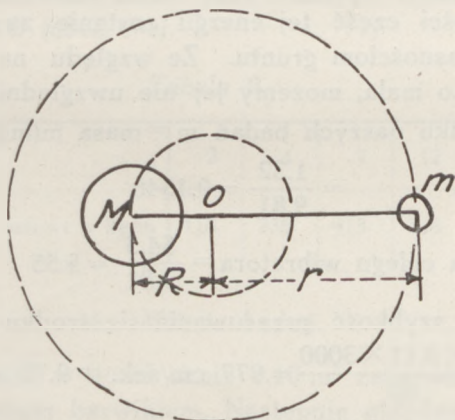
W celu obliczenia energii oddawanej ziemi przez wibrator, należy zcałkować równanie (5) i rozwiązać je w określonych granicach całkowania. Następnie należy znaleźć szybkość

$$\frac{dx}{dt} = v \text{ wibratora w momencie kiedy uderza on o powierzchnię}$$

gruntu. Wartość $E = M \frac{v^2}{2}$ byłaby ilością energii niesionej przez wibrator w chwili dotykania ziemi. Część tej energii została by oddana do gruntu. W ogólnym wypadku część ta równała by się po upływie czasu t_1 stracie energii potencjalnej wibratora spowodowanej obniżeniem się poziomu gruntu (x) wskutek ubijania i stracie energii na opory tarcia.

$$A = Mgx + \int_0^{t_1} c \cdot v \cdot dx$$

Trudność zagadnienia polega na tym, że współczynniki k i C są niewiadome i zmienne w ciągu całego czasu komprymacji. Ponadto nieznanne są granice zmienności parametrów równania. Obliczenie więc energii uderzenia wibratora o ziemię przy pomocy powyższego równania jest niemożliwe bez znajomości funkcji $k = \Phi(t)$ i $c = \Phi_2(t)$. Wobec tego stosujemy metodę pozwalającą nam na przybliżone tylko obliczenie energii.



Rys. 31 a.

Rozpatrzmy ruch obrotowy wibratora i mimośrodę bez działania sił zewnętrznych (rys. 31a). Układ taki będzie się obracał dookoła wspólnego środka ciężkości w punkcie O przy czym $\frac{R}{r} = \frac{m}{M-m}$, gdzie $(M-m)$ jest masą samego wibratora bez mimośrodu, i $R =$ promień obrotu wibratora, przeto $R = \frac{mr}{M-m}$

Założywszy że: V = obwodowa szybkość ruchu obrotowego wibratora;

v = obwodowa szybkość ruchu obrotowego mimośrod.

Znajdujemy: $\frac{V}{v} = \frac{R}{r}$ przeto $V = \frac{vR}{r}$

z powyższego wynika: $V = \frac{v \cdot \frac{mr}{M-m}}{r} = \frac{v}{r} \frac{mr}{M-m} = \frac{mv}{M-m}$

Zakładając, że V jest szybkością uderzenia wibratora w momencie zetknięcia się z powierzchnią gruntu oraz pomijając sprężystość gruntu, znajdujemy energię oddawaną ziemi przez wibrator przy jednym uderzeniu

$$E = \frac{MV^2}{2} = \frac{M}{2} \left[\frac{m^2 v^2}{(M-m)^2} \right] = \frac{M}{2} \frac{m^2 v^2}{(M-m)^2} \dots \dots \dots (6)$$

W rzeczywistości część tej energii zostanie zwrócona dzięki sprężystym własnościom gruntu. Ze względu na to że jest to wielkość bardzo mała, możemy jej nie uwzględniać.

W wypadku naszych badań m = masa mimośrodu

$$= \frac{1.32}{9.81} = 0.1346$$

$$M = \text{masa całego wibratora} = \frac{54.5}{9.81} = 5.55$$

v = obwodowa szybkość przesuwania się środka ciężkości mimośrodu = $\frac{2\pi \times 3.11 \times 3000}{60} = 977 \text{ cm/sek.} = 9.77 \text{ m/sek.}$

przeto $E = \frac{5.55 \times 0.1346^2 \times 9.77^2}{2 (5.55 - 0.1346)^2} = 0.163 \text{ kg/m}$ na jedno uderzenie.

Energia oddana ziemi przez wibrator w czasie jednej sekundy

$$= 0.163 \times \frac{3,000}{60} = 8.15 \text{ kg/m}$$

Energia oddana ziemi przez wibrator w różnym czasie jest podana w tabeli 8.

Tablica 8.

Czas wibracji w sekundach	5	15	35	75	155	240
Energia oddana gruntowi w kg m	40.7	122.2	285.2	611.0	1263	1957

b) Metoda ubijania.

Energia przekazana gruntowi przez jedno uderzenie przy ubijaniu daje się obliczyć ze wzoru: $E = Wh$ (7)
gdzie W = waga młota, h = wysokość spadania młota.

W naszym doświadczeniu $W = 59$ kg, $h = 1$ metr, przeto $E =$ energia jednego uderzenia = $59 \times 1 = 59$ kg/m.

Dla wprowadzenia do gruntu tej samej ilości energii przy ubijaniu co i przy wibracji należy zastąpić 4 minuty (240 sekundy) wibracji 33,2 uderzeniami młota ($\frac{1957}{59} = 33,2$)

Energia oddawana ziemi przy różnych ilościach uderzeń jest zestawiona w tabeli 9-ej.

Tabela 9.

Ilość uderzeń	2	4	7	12	22	33.2
Energia oddana gruntowi w kg m	118	236	413	708	1299	1957

6. Metoda badań.

Badany grunt w ilości około 0.10 m³ zabarwiono rozpuszczalnym czerwonym barwikiem. Następnie układano grunt niezabarwiony w warstwach o grubości 10 cm i pomiędzy warstwami umieszczano cieniutkie warstewki grubości 1 cm zabarwionego gruntu. Warstwy były wyrównane specjalnym drewnianym zgarniaczem z dokładnością do 1—2 mm. Po przygotowaniu gruntu ześrubowywano wszystkie części skrzynki i umieszczano belki na wierzchu skrzynki.

1) W wypadku wibracji umieszczano wibrator pośrodku powierzchni próbki gruntu, włączano prąd i wibrowano. Po każdym 5, 15, 35, 75, 155, 240 sekundach usuwano wibrator,

mierzone osiadanie gruntu w odległościach co 10 cm wzdłuż przekroju wibrowanego gruntu.

2) W wypadku ubijania, ustawiano na skrzyni rusztowanie do podnoszenia młota i ubijano. Po każdym 2, 4, 7, 12, 22, 33.2 uderzeniach młota mierzone osiadanie gruntu co 10 cm wzdłuż przekroju przechodzącego przez środek ubijanego gruntu.

Następnie odmontowywano stopniowo połowę (boczną) skrzyni i wykonywano przekrój pionowy przez ubity grunt. Proces ten musi być wykonywany bardzo ostrożnie, aby nie naruszyć struktury gruntu w przekroju. W wypadku luźnego piasku, przekrój musimy wykonywać za pomocą płyty szklanej, nie pozwalającej na obsypywanie się gruntu z wykonanego przekroju. W ten sposób zostaje uwidoczniła struktura gruntu po ubiciu lub wibrowaniu oraz droga jaką przebyły poszczególne cząsteczki. Głębokości osiadania w poszczególnych warstwach gruntu mierzone co 10 cm wzdłuż środkowego pionowego przekroju poprzez ubijaną lub wibrowaną próbkę. Przekrój gruntu po zakończeniu pomiarów fotografowano.

7. Opis badań.

a) Wpływ ilości energii, oddawanej gruntowi przy zastosowaniu obu metod, na osiadanie gruntów.

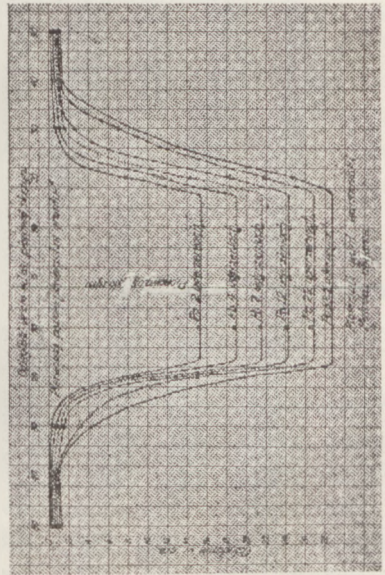
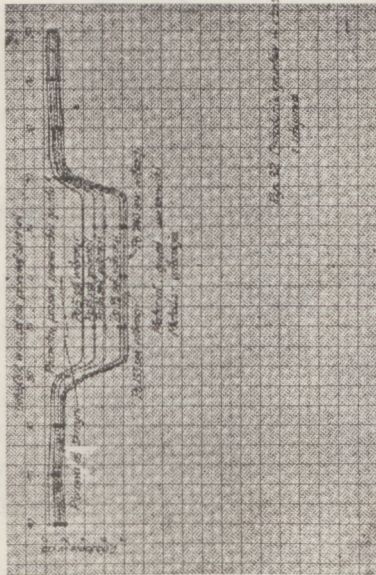
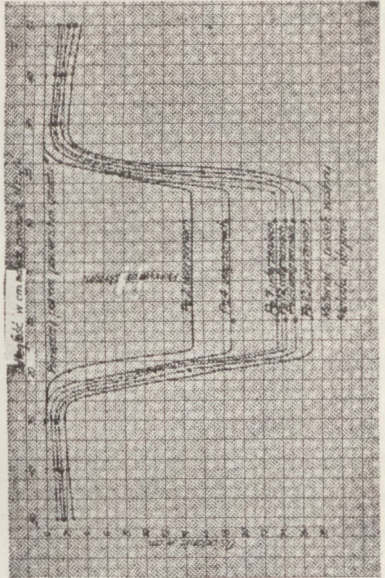
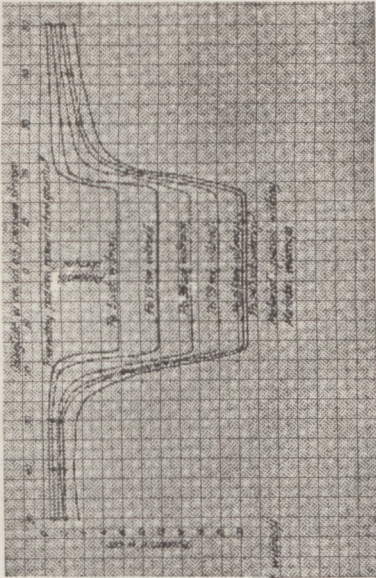
Osiadanie gruntów po pewnym czasie wibracji lub po pewnej ilości uderzeń jest wykazane na rys. 32.

Z rysunku widzimy, że osiadanie gruntów przy obu metodach jest początkowo bardzo szybkie, następnie przebiega powoli. Odpowiada to wynikom otrzymanym przez nas w I-jej części pracy.

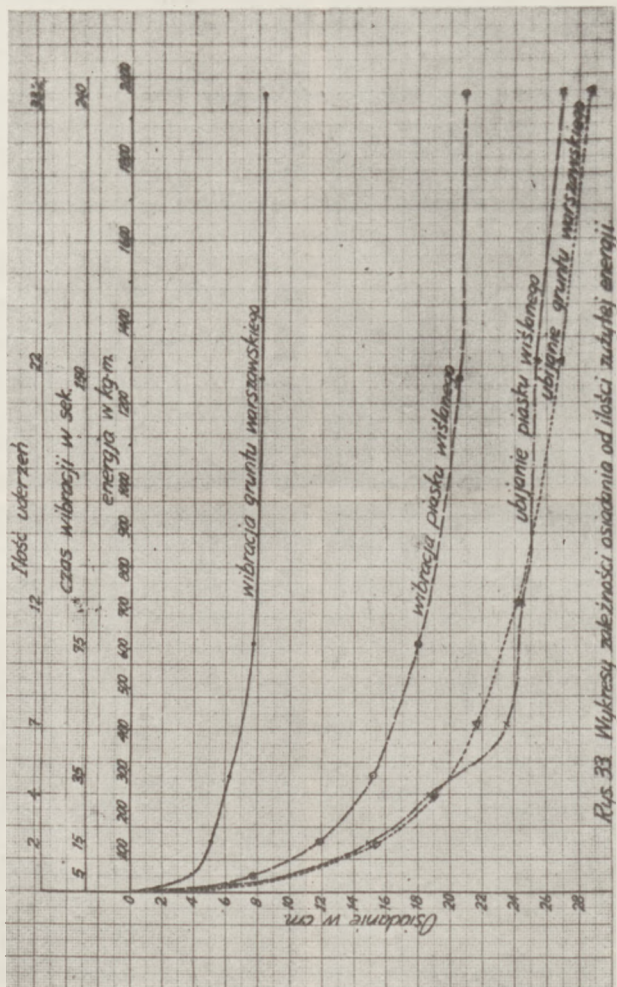
Przyczyny tego zjawiska tłumaczyliśmy już przed tym (patrz str. 122—126).

Osiadanie gruntu obok miejsc komprimowanych odbywa się najenergiczniej w wypadku wibracji piasku wiślanego, a następnie mniej w wypadku ubijania piasku wiślanego, jeszcze mniej przy wibracji gruntu warszawskiego, a najmniej przy ubijaniu gruntu warszawskiego¹⁾.

¹⁾ Gruntem warszawskim autor nazywa grunt Nr 1 (patrz rys. 22) i piaskiem wiślanym autor nazywa grunt Nr 2.



Przyczyną tego zjawiska jest osiadanie gruntu spowodowane przez drgania powstające w całej próbce przy ubijaniu albo wibracji. Ponieważ metoda wibracji powoduje więcej drgań



Rys 33 Wykresy zależności osiadania od ilości zużytej energii.

niz metoda ubijania, stąd i osiadanie gruntu przy wibracji bywa większe. Również ponieważ czysty piasek łatwiej osiada pod wpływem wstrząsów, osiadanie piasku wiślanego było większe niż osiadanie ilastego gruntu warszawskiego.

b) Porównanie szybkości oraz stopnia osiadania gruntów przy zastosowaniu metod wibracji i ubijania.

W celu porównania szybkości oraz stopnia osiadania gruntu, wykonano wykres (patrz rys. 33), ujmujący zależność między stopniem osiadania gruntu, a ilością wprowadzonej doń energii (proporcjonalnej do czasu wibracji lub ilości uderzeń).

Z rysunku widzimy, że przy wprowadzeniu do gruntu takiej samej ilości energii, stosując obie metody, osiadanie gruntu odbywa się najenergiczniej w metodzie ubijania; osiadanie jest większe przy gruncie warszawskim, mniejsze — przy piasku wiślanym. Osiadanie przy wibracji przebiega energiczniej w wypadku piasku wiślanego, mniej energiczniej w wypadku gruntu warszawskiego. Należy zwrócić uwagę, że piasek wiślany użyty został w stanie mokrym, zawierając około 3.14% wilgoci. Dochodzimy więc do przekonania, że dla gruntów w rodzaju piasku ilastego oraz dla mokrego rzeczno-piasku, metoda ubijania jest skuteczniejsza niż metoda wibracji. Zwłaszcza w wypadku gruntu ilastego, komprymacja przebiega o wiele energiczniej przy metodzie ubijania aniżeli przy metodzie wibracji.

Przy zastosowaniu metody wibracji, piasek wiślany ulega osiadaniu w stopniu znacznie wyższym, niż grunt warszawski, natomiast przy metodzie ubijania dzieje się wręcz przeciwnie. Zjawisko to odpowiada rezultatom otrzymanym w części I pracy (patrz str. 123—126).

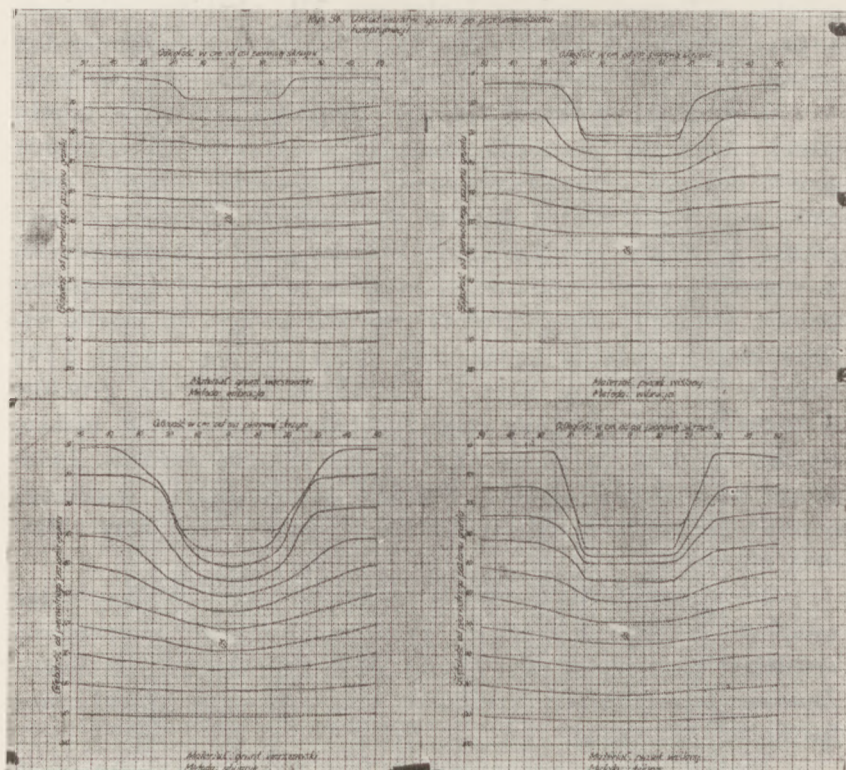
Można przeto przypuszczać, że dla suchego czystego piasku, metoda wibracji da lepsze rezultaty, niż metoda ubijania.

c) Osiadanie warstw gruntu w różnych miejscach komprymowanego gruntu.

Na rys. 34 oraz fig. 12 są wykazane ruchy cząsteczek, struktura po skomprymowaniu oraz osiadanie warstw gruntów w różnych miejscach próbki po wprowadzeniu do gruntu 1957 kg metr. energii (240 sekund wibracji lub 33.2 uderzenia).

Należy zauważyć, że podczas wibracji oraz ubijania luźnych gruntów, grunt z boku wibratora lub młota osypuje się do zagłębienia powstającego przy ubijaniu lub wibracji. Z tego względu powierzchnię gruntu w miejscu ubijania lub wibracji zaznaczyłem na rys. dwoma liniami. Linia przerywana jest to

powierzchnia gruntu powstała przez osypywanie się gruntu z boku. Linia zaś grubsza odpowiada rzeczywistej (po odrzuceniu gruntu osuwiskowego) powierzchni próbek gruntu.



Z rys. 34 i fig. 12 widzimy, że osiadanie warstw gruntu oraz ruch cząsteczek odbywa się najenergiczniej w punktach poddanych bezpośrednio działaniu wibratora lub młota, zmniejsza się zaś w kierunku dna i boków. Przyczyną tego zjawiska jest słabe przenoszenie energii przez grunt do punktów bardziej odległych od miejsca bezpośredniego działania wibratora lub młota. Fala energii traci się na przemieszczanie cząsteczek w bezpośrednim sąsiedztwie młota lub wibratora. Fala ta szybko gaśnie w miarę oddalania od powierzchni poddawanej kompresacji.



Fig. 12a. Materiał: grunt warszawski. Metoda: wibracja.

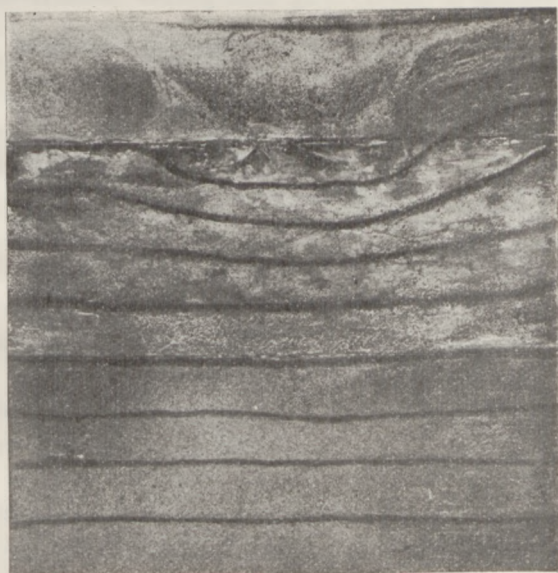


Fig. 12b. Materiał: piasek wiślany. Metoda: wibracja.

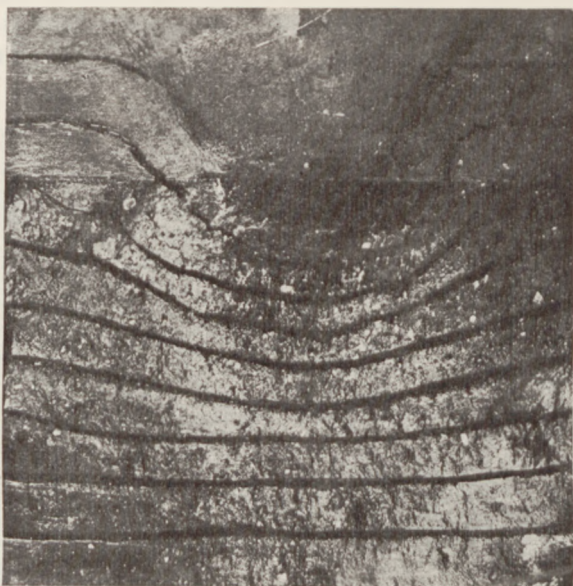


Fig. 12c. *Material: grunt warszawski. Metoda: ubijania.*



Fig 12d. *Material: piasek wislany. Metoda: ubijania.*

Porównywując działanie obu metod widzimy, że metoda ubijania powoduje energiczniejsze rozszerzanie się i wypychanie gruntu na boki próbki, niż metoda wibracji. Przyczyną tego jest okoliczność, że drgania gruntu spowodowane wibracją lub ubijaniem przyczyniają się do osiadania gruntów. Ponieważ zaś w czasie wibracji drgania gruntu odgrywają znacznie większą rolę niż przy ubijaniu, stąd też wibracja powoduje znacznie energiczniejszą kompresję i osiadanie gruntu obok powierzchni zagęszczanej bezpośrednio.

Z tej też przyczyny grunt warszawski bardziej się rozszerza na boki przy komprimowaniu niż piasek wiślany, a to ze względu na to, że piasek wiślany drga łatwiej niż grunt warszawski.

d) Porównanie rozkładu ruchu cząsteczek oraz osiadania warstw gruntu w różnych miejscach gruntu przy zastosowaniu obu metod.

Stopień kompresji gruntów najlepiej charakteryzują zmiany ciężaru objętościowego. Pobieranie próbek skompresowanego gruntu przy pomocy małego cylindra z różnych miejsc próbki w skrzynce, bez uszkodzenia naturalnej struktury gruntu jest bardzo trudne, szczególnie gdy chodzi o grunty o strukturze sypkiej i nierównomiernej zawartości wilgoci. Grunty badane zawierają często kamyki lub żwir i grudki gliny. Ciężar objętościowy próbek pobieranych przy pomocy małego cylindra nie daje w tych warunkach dokładnych wyników. Z tego względu najlepszym miernikiem kompresji gruntu jest wielkość osiadania warstw gruntów w różnych punktach próbki w skrzyni. Oczywiście pomiary takie nie mogą być bardzo dokładne ze względu na to, że ruchy cząsteczek w komprimowanym gruncie odbywają się nie tylko do dołu, ale także i na boki. Metoda pomiaru osiadania jest jednak najprostsza i najpewniejsza.

Pomiary wykonane zostały w sposób następujący. Mierzmy wysokość warstw gruntu w stanie luźnym przed kompresją, a następnie po kompresji. Kompresję podajemy w procentach jako stosunek osiągniętego zmniejszenia się objętości (wysokości) gruntu do zmniejszenia się objętości (wysokości) możliwego, maksymalnego osiągalnego w laboratorium.

Wielkość komprymacji obliczamy ze wzoru:

$$\text{Komprymacja w } \% = \frac{(l - x)}{(l - l_1)} \times 100 \quad \dots \quad (8)$$

gdzie l = wysokość warstw gruntu w stanie luźnym (przed komprymacją)

l_1 = wysokość warstw gruntu w stanie maksymalnego możliwego zagęszczenia

x = rzeczywista wysokość warstwy gruntu w danym punkcie próbki gruntu po zakończeniu komprymacji.

Wyniki pomiarów dwóch próbek zbadanych w laboratorium są następujące:

Próbka Nr 1 — $l = 100$ mm, $l_1 = 62$ mm.

„ Nr 2 — $l = 100$ mm, $l_1 = 72$ mm.

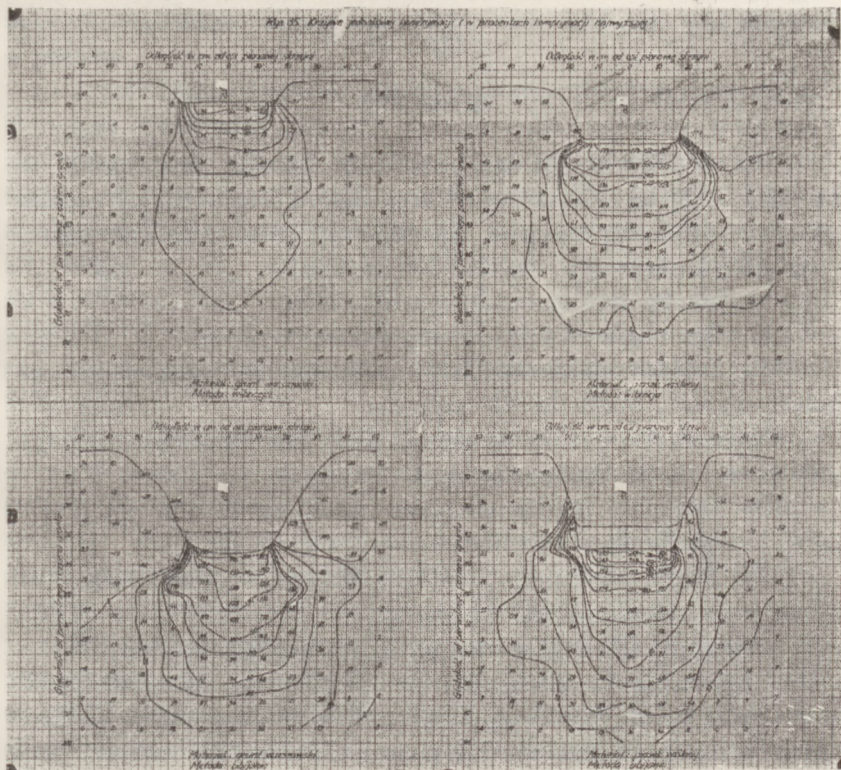
Komprymację znajdujemy w procentach w różnych punktach przekroju próbki, obliczonych przy pomocy wzoru (8) i umieszczonych na wykresie. Następnie przez interpolację znajdujemy punkty jednakowo skomprymowane i łączymy je krzywą. Krzywą tę nazywamy *konturem isokomprymacji*. Kontury isokomprymacji dla wszystkich próbek są wykazane na rys. 35.

Należy zwrócić uwagę, że komprymacja bywa czasami większa niż 100%, a niekiedy mniejsza od 0%. Przyczyną tego faktu jest okoliczność, że grunt osiada nie tylko do dołu, ale ulega także rozszerzaniu się na boki. Dlatego też mierzona wysokość warstw gruntu może być mniejsza niż gdyby zmniejszanie się grubości warstw wynikała tylko z samej komprymacji w stanie maksymalnego możliwego zagęszczenia.

Z tej to przyczyny otrzymujemy wyniki większe od 100%. W wypadku pęcznienia rozpychanych na boki warstw gruntu, grubość warstw gruntu po ubiciu może być większa niż przed ubiciem. W wypadku takim komprymacja wynosi mniej niż 0%.

Z rys. 35 widzimy, że dla obu materiałów metoda ubijania daje lepsze rezultaty ze względu na wyższy stopień komprymacji oraz zasięg włąb i na boki próbki. Grunty zbadane zostały w stanie wilgotnym. Rezultaty odpowiadają wynikom otrzymanym w części I. Przyczyny wyjaśniono już na str. 122—126.

Z tego względu możemy przewidywać, że dla suchego piasku wiślanego, metoda wibracji da lepsze rezultaty niż metoda ubijania. Porównywując wyniki dla obu próbek otrzymane metodą wibracji, widzimy, że piasek wiślany komprymuje się lepiej i że zasięg komprymacji jest znacznie szerszy i głębszy niż dla gruntu warszawskiego. Zjawisko to zgodne jest z wynikami



otrzymanymi w części I-ej. Porównywując wyniki dla obu próbek, przy metodzie ubijania widzimy, że piasek wiślany lepiej się komprymuje w miejscu bezpośrednio ubijanym aniżeli grunt warszawski, ale co się tyczy zasięgu komprymacji w głąb i w boki, to jest ona prawie taka sama w obu próbkach. Ponieważ piasek wiślany ma mniejszy opór na przesuwanie się, niż grunt warszawski, a zatem ma on większą tendencję do rozszerzania się na boki.

CZĘŚĆ III

WNIOSKI

Na podstawie wykonanych badań można stwierdzić, że na ogół stopień, skuteczność i rozciągłość komprymacji metodą wibracji są korzystniejsze, jeżeli grunt jest zupełnie suchy i posiada następujące własności fizyczne:

1. Grube i równomierne uziarnienie;
2. Zaokrąglony lub kanciasty kształt ziaren;
3. Ziarna składające się z twardych minerałów, jak kwarc, skaień, augit, hornblendy itp.

Natomiast metoda ubijania daje korzystniejsze wyniki, gdy grunty posiadają następujące własności fizyczne:

1. Drobne i nierównomierne uziarnienie;
2. Igiełkowaty lub blaszkowaty kształt ziaren;
3. Ziarna złożone z miękkich minerałów, jak miki, kaolinu, oraz substancji koloidalnych.

Możemy stwierdzić że grunty o strukturze okrągło-ziarnistej, kanciasto-ziarnistej, ziarnisto-porfirowej, kanciasto-porfirowej (patrz rys. 4) łatwiej ulegają komprymacji przy wibrowaniu niż przy ubijaniu o ile grunty są w stanie suchym; natomiast grunty o strukturze blaszkowej, drobnoziarnistej, pyłowej, ziarnisto-blaszkowej, kanciasto blaszkowej lub blaszkowo-porfirowej lepiej komprymują się przy ubijaniu niż przy wibrowaniu.

Należy przypuszczać, że im większa jest amplituda i częstotliwość drgań oraz waga wibratora i mimośrodu, tym szybciej będzie przebiegać komprymacja.

Grunty złożone z minerałów miększych lepiej się komprymują niż złożone z minerałów twardych przy pomocy ubijania (a to z tego względu, że w czasie ubijania łatwiej ulegają pę-

kaniu i rozkruszaniu). Wielki wpływ na szybkość komprymacji przy ubijaniu ma energia uderzenia, tj. ciężar młota i wysokość spadania.

Co do osiadania gruntu obok powierzchni podlegającej bezpośrednio komprymacji, metoda wibracji daje lepsze rezultaty niż ubijanie, zwłaszcza w wypadku piasku. Przy komprymowaniu więc piasku przez wibrację, należy zwrócić uwagę, aby nie uszkodzić jakich budynków lub budowli położonych w pobliżu.

Jeżeli komprymujemy grunt w stanie wilgotnym, to czynić to należy tylko przy pomocy ubijania. Na wykresie wyjaśniającym zależność między ciężarem objętościowym, a zawartością wilgoci w wypadku wibracji, szczególnie dla gruntów gliniastych zupełnie nie obserwujemy tak zw. „optymalnej zawartości wilgoci”. Na podobnym wykresie dla gruntu gliniastego przy ubijaniu obserwujemy taki punkt „optymalnej zawartości wilgoci”. W wypadku gruntów piaszczystych nawet przy ubijaniu nie obserwujemy na wykresie punktu „optymalnej zawartości wilgoci”.

Na podstawie powyższych rozważań możemy porównać obydwie metody w sposób następujący: jeżeli porównać obie metody komprymacji gruntów do sił statycznych, to metoda ubijania odpowiada dużej sile statycznej, działającej tylko przez krótki czas, a metoda wibracji odpowiada małej sile statycznej, działającej jednak dłuższy okres czasu.

W praktyce metoda ubijania jest na ogół korzystniejsza przy komprymacji gruntów niż metoda wibracji. Stąd też w chwili obecnej metoda ubijania jest bardziej rozpowszechniona niż metoda wibracji w zastosowaniu do komprymacji gruntów.

Na zakończenie pragnę złożyć gorące podziękowanie prof. M. Nestorowiczowi za cenne uwagi oraz pomoc, którą okazał mi w czasie przeprowadzania badań.

SPIS LITERATURY

1. Melchior Władysław Nestorowicz — Budowa i utrzymanie dróg. Część II. Roboty ziemne, 1937.
2. Karl Terzaghi — Eardbaumechanik 1925.
3. C. A. Hogentogler — Essentials of soil compaction, Proceedings of the 16-th annual meeting of highway research board, str. 309—316, 1936.
4. Wilhelm Loos — Comparative studies of the effectiveness of different methods for compacting cohesionless soils, Proceedings of the international conference of soil mechanics and foundation engineerings. Część III, str. 174—179, 1936.
5. Arthur Casagrande — Characteristics of cohesionless soils affecting the stability of slopes and earth-fills, Journal of Boston society of civil engineers, 1936.
6. R. R. Proctor — Principles of soil compaction, Engineering News Record, 111. str. 245—254, 1933.
7. Transactions American society of civil engineers. Część 93, str. 339—341, 1929.
8. C. A. Hogentogler — Apparatus for testing soils in the compacted state, Proceedings of the international conference on soil mechanics and foundation engineerings. Część III. str. 42—44. 1936.
9. Józef Choroszuca — Wibratory w budownictwie, 1937.
10. Studies on sediments, Bulletin of geotechnical committee, Government railways of Japan, Tokyo. Nr 4. 1936.
11. J. P. Den Hartog — Mechanical vibrations 1934.
12. C. A. Hogentogler — Important developments with respect to subgrade investigation, Proceedings of the 9-th annual meeting of the Highway Research Board, str. 249—274, 1930.
13. C. A. Hogentogler and E. A. Willis — Stabilized soil roads, Public roads, część 17, Nr 3, 1936.

SUMMARY

Comparison of the methods of vibration and dynamic-tamping in soil compaction¹⁾.

Introduction.

The stability of an engineering structure depends very much upon the compaction of soil, which lies under it as its foundation. History tells us that many buildings were damaged due to the unequal settlement of foundation soil; many dikes built by insufficiently-compacted soils were washed by water and destroyed; many road pavements, which were built on the uncompacted fills, settled and destroyed. The purpose of soil compaction is to densify the soil, thus increasing its bearing strength and reducing its permeability. Natural soils settle down due to its own weight, or due to the atmospheric influence, thus densify itself; but this requires very long time to obtain its maximum density. Modern technique uses different mechanical methods in soil compaction, such as, dynamic tamping, vibration, rolling, static compression, ponding, washing, etc.

The purpose of this paper is to compare the effectiveness of methods of vibration and dynamic-tamping used in soil compaction.

Principles of soil compaction.

During compaction of soils in dry state, the particles undergo the following processes:

- (1) the driving out of the air entrapped in the voids of the soil,
- (2) the crowding of particles nearer to each other,
- (3) the interlocking or wedging of particles with each other,

¹⁾ Doctor thesis made by Eng. Fu-Shen Fang in Road Research Institute of Warsaw Polytechnique.

- (4) the crushing of larger particles into smaller ones,
- (5) the filling of smaller particles into the space between the larger ones.

The extent to which the above processes prevail during compaction depends, of course, upon the kinds of compaction method used. These processes cannot exist unless the internal shearing resistance between the particles is conquered. This internal shearing resistance is composed of two components, cohesion and internal friction.

During the compaction of soils in wet state, the particles undergo the same processes as in dry state, but besides, there exist the relation between the moisture content and the density. This relation may be divided into four stages as the moisture content increases: (1) hydration, (2) lubrication of particles and filling of voids, (3) swell, (4) saturation.

The vibration method shakes the soil particles, reduces their internal shearing resistance, and densifies the soil, but gives very little effect of dynamic force. The dynamic-tamping method presses the soil particles crowding nearer to each other by the dynamic force of the hammer, but gives very little effect of shaking.

Description of test.

I. Test of effect of physical characteristics of soil to the effectiveness of compaction.

The tested soil is dried first, then crushed in a mortar so as to loosen the large coagulated pieces. If we compact it in wet state, then add a certain definite amount of water and mix it until the mass becomes uniform. Pour certain amount of the materials into a cylinder, which is then put on the vibration table or to the tamping machine (see fig. 3, 4). After certain time of vibration or certain number of blows of tamping, measure the volume of soil. When the soil gets its maximum density, take out the soil and weigh. The vibration table has a frequency of 3,000 per minute and an amplitude of 2—3 mm. The tamping hammer has a weight of 5 kg, and drops from a height of 57 cm. More than twenty samples were tested. They consist of different amounts of different components, such

as stone chippings, gravel, sand, silt, clay, etc. The grain-size distribution, the structure, the shape of particles and the mineral constituents of different fractions of grains are tested. The effective size and the uniformity coefficient are computed (see Diag. 3, 4, 5 tab. 4, 5).

II. Test of distribution of compaction of a soil sample by applying the surface vibration and steel-plate tamping on the center of its surface.

A small amount of tested soil is first dyed with red color. Lay the soil in layers of 9-cm thickness in a wooden box. Between the layers, lay the dyed soils in layers of 1-cm thickness. After the box is wholly layed with soil layers, apply the surface vibration or the steel-plate tamping on the center of the surface of the sample. After certain time of vibration or certain number of blows of tamping, measure the settlement on different places on the surface of sample. After applying an energy of 1957 kg-metr, cut the sample vertically into two halves, and measure the decrease of thickness of layers on different depths of the sample. The inner dimension of the wooden box is $100 \times 100 \times 100$ cm. Steel plate weighs 59 kg. and drops from a height of 1 m. Surface vibrator, weighing 54,5 kg has a frequency of 3,000 per minute, The area of the surface of the vibrator, and of the steel plate is 32×32 cm. The materials tested are: (1) natural soil excavated from Warsaw Polytechnique under a depth of 2—4 m, and (2) sand from Vistula river.

Results of tests.

I. Effect of physical characteristics of dry soils on the effectiveness of compaction.

(1) The curves of time of vibration to the density of dry soils are shown in Diag. 8. The curves of number of blows of tamping to the density of dry soils are shown in Diag. 9. Soils under compaction increases their density very quickly in the beginning, till a point is reached, the density increases slowly. Until a maximum point is reached, the density increases no more.

(2) The curves of percent of sand, silt, and clay of soils to the percent increase of density are shown in Diag. 12, 13. The cur-

ves of effective size of soils to the percent increase of density are shown in Diag. 14, 15. The vibration method is more effectively in compacting coarse-grained soils, i. e. sandy soils; while the dynamic-tamping method is more effectively in compacting fine-grained soils, i. e. clayey soils.

(3) The curves of uniformity coefficient of soils to the percent increase of density in vibration method are shown in Diag. 16; the curves of uniformity coefficient of soils to the percent increase of density in dynamic-tamping method are shown in Diag. 17. The vibration method is more effectively in compacting soils of uniform grain-size distribution; while the dynamic-tamping method is more effectively in compacting soils of less uniform grain-size distribution.

(4) If two soils have similar grain-size distribution, the one contains particles mostly of granular and angular shapes, the other contains particles mostly of flaky and needle shapes. The vibration method is more effectively in compacting soils containing particles mostly of granular and angular shapes; while the dynamic-tamping method is more effectively in compacting soils containing particles mostly of flaky and needle shapes.

(5) Soils containing particles merely of hard minerals, such as, quartz, plagioclase, orthoclase, augite, hornblende etc. are more effectively compacted by vibration method; while soils containing particles of certain amount of constituents such as mica, kaolin, clay etc. are more effectively compacted by dynamic-tamping method.

II. Effect of moisture content on the effectiveness of compaction.

(6) The curves of moisture content to the dry density of soils after 500 second vibration are shown in Diag. 20. The curves of moisture content to the dry density of soils after 300 blows of tamping are shown in Diag. 21. In the vibration of all soils and dynamic tamping of pure sands, the curves show out the following three processes: (1) hydration, (2) lubrication of particles and filling of voids, and (3) saturation, but do not show the process of swelling. Hence, the optimum moisture contents can hardly be determined. In the dynamic tamping of all soils, except pure sand, the curves show out the above

four processes very clearly and the optimum moisture content can be seen immediately. Besides, the infection point between processes of hydration and lubrication occurs in greater moisture contents in vibration method than in dynamic-tamping method. This means that the vibration method can not be used in compacting all kinds of soils in wet state, and that the dynamic-tamping method can be used more effectively in compacting all soils, except pure sand, in the state of optimum moisture content. For dry pure sand, the vibration method is more effective than tamping method. For wet sand, the tamping-method is more effective than vibration method.

III. Distribution of compaction of soil samples by applying the surface vibrator and steel-plate tamping on the center of its surface.

(7) The direction of motions of particles, the settlements of soil surface in different places, and the decrease of thickness of layers in different depths of samples after applying an energy of 1957 kg. mt. by both methods of compaction are shown in Fig. 12 and Diag, 34. In general the settlement or motion of particles is strongest in the place where is directly under the action of compaction machine, and decreases towards the sides and bottom of the sample. As to the extent of compaction with respect to widths and depths, the result may be stated as follows:

- (a) For well-graded soil mixtures dynamic-tamping gives effect more energetically than the vibration.
- (b) For pure sands, the vibration gives effect more energetically than the dynamic-tamping.

(8) As to the settlement of surface of samples around the compacting machine, the result can be stated as follows:

- (a) For all kinds of soils, the vibration method gives effect more energetically than the dynamic-tamping method.
- (b) In both methods of compaction, pure sand always gives effect more energetically than well-graded soil mixtures.



