BUDOWNICTWO z. 10

JÓZEF ŚLIWA

NIEKTÓRE ZAGADNIENIA DYNAMIKI FUNDAMENTÓW KAFARÓW HUTNICZYCH

20-LECIE POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ

POLITECHNIKA ŚLĄSKA
ZESZYT NAUKOWY Nr 107 – GLIWICE 1964

SPIS TREŚCI

1. FUNDAMENT KAFARA HUTNICZEGO 3
1.1. Wstęp 3
1.2. Konstrukcje kafarowni 4
1.3. Konstrukcje fundamentu kafara hutniczego 6
1.4. Efektywna masa fundamentu 12
2. DYNAMIKA FUNDAMENTU HUTNICZEGO 18
2.1. Charakterystyka pracy fundamentu 18
2.2. Charakterystyka podłoża gruntowego 20
2.3. Przemieszczenia fundamentu 31
2.3.1. Faza sprężystych odkształceń podłoża . . . 31
2.3.2. Faza plastycznych odkształceń podłoża 42
2.3.3. Przemieszczenia zwrotne fundamentu 45
2.3.4. Przykład liczbowy 46
3. ROZPRZESTRZENIANIE SIĘ WSTRZĄSÓW WYWOŁANYCH UDERZENIAMI KAFARA HUTNICZEGO 53
3.1. Podłoże gruntowe jako ośrodek przewodzący zaburzenia dynamiczne 53
3.2. Amplitudy wstrząsów 60
3.3. Promienie zasięgu wstrząsów 62
4. UWAGI KOŃCOWE 75
LITERATURA 77

POLITECHNIKA ŚLĄSKA

ZESZYTY NAUKOWE

Nr 107

JÓZEF ŚLIWA

NIEKTÓRE ZAGADNIENIA DYNAMIKI FUNDAMENTÓW KAFARÓW HUTNICZYCH

PRACA HABILITACYJNA Nr 36

Data otwarcia przewodu habilitacyjnego 14. I. 1964 r.

GLIWICE 1964

REDAKTOR NACZELNY ZESZYTÓW NAUKOWYCH
POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ

Fryderyk Staub

REDAKTOR DZIAŁU

Józef A. Głomb

SEKRETARZ REDAKCJI

Tadeusz Matula

Dział Nauki — Sekcja Wydawnictw Naukowych — Politechniki Śląskiej
Gliwice, ul. Konarskiego 23

Nakł. 190+45 Ark. wyd. 4,74 Ark. druk. 5,2 Papier powielacz. kl. V, 70x100, 70 g
Oddano do druku 7. 4. 1964 Podpis. do druku 15. 5. 1964 Druk ukończ. w maju 1964
Zamówienie nr 590 7. 4. 1964 B-18 Cena zł 6,—

Wykonano w Zakładzie Graficznym Politechniki Śląskiej w Gliwicach

1. FUNDAMENT KAFARA HUTNICZEGO

1.1. Wstęp

Wraz ze wzrostem produkcji hutniczej i rozwojem przemysłu zwiększa się ilość elementów i części konstrukcji metalowych, które po pewnym okresie eksploatacji tracą swoją pierwotną wartość lub użyteczność produkcyjną. Konstrukcje te powracają do przetopu w stalowniach i odlewniach jako złom ponownie spełniając rolę surowca.
Złom bowiem stanowi cenny materiał wsadowy. Najlepsze wytopy w piecach martenowskich uzyskuje się wtedy, gdy wsad zawiera około 50% złomu.

Złom może występować w formie elementów dużych i ciężkich jak też elementów małych, drobnych. Złom ciężki stanowią korpusy zużytych maszyn, urządzeń oraz elementy zdemontowanych stalowych konstrukcji budowlanych. Dalszym źródłem powstawania złomu ciężkiego jest sam proces technologiczny wytopu stali i żeliwa. Będą to nie tylko nieudane odlewy, czy też materiały odpadkowe, ale również skrzepy stalowe, nazywane popularnie "wilkami". Mogą to być również wybraki z hal rozlewniczych stalowni i odlewni staliwa zanieczyszczone materiałami ogniotwałymi, a zawierające często znaczne ilości żelaza, które należy odzyskać drogą powtórnego wytopu. Ten ciężki złom zwykle nie nadaje się do bezpośredniej przeróbki i musi być dzielony na mniejsze części.

Złom o bardzo dużej masie trudno załadować do pieca oraz może on też powodować zakłócenie racjonalnego przebiegu wytopu.
Dzielenie złomu może być wykonane przez odstrzały, cięcie lub rozbijanie i kruszenie.

Zasadniczym urządzeniem, za pomocą którego zostaje przygotowana największa procentowo ilość złomu ciężkiego do przetopu są kafary hutnicze.

1.2. Konstrukcje kafarowni

Zespół urządzeń, które tworzą kafarownię jest zależny od wielkości i ilości przerabianego złomu.
Głównymi elementami konstrukcyjnymi obecnie budowanych (jak również istniejących) kafarowni są: fundament z szabotą oraz bijakiem suwnica, konstrukcja osłonowa kafara zwana grodzą, schron dla obsługi oraz składowisko (rys.1-1).

W kafarowni złom zostaje mechanicznie rozdrobniony przez wykorzystanie energii opadającego swobodnie bijaka na materiał ułożony w komorze kafara na szabocie.

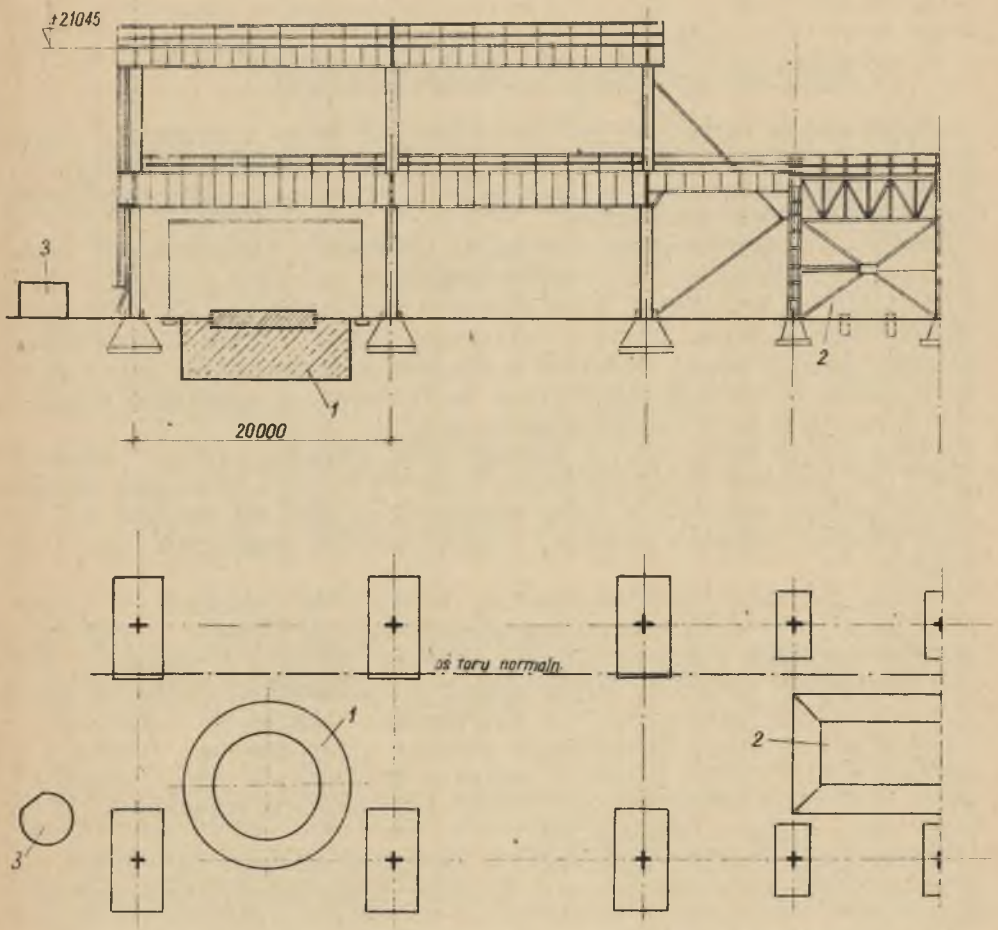
Bijak stanowi odlew staliwny o kształcie gruszki lub kuli. Waga używanych dzisiaj w hutnictwie bijaków jest znaczna.Najczęściej u nas używa się bijaków wagi 6÷8 ton. Wielkość bijaka i wysokość jego podnoszenia przyjmuje się w zależności od przewidzianego do kruszenia i łamania rodzaju złomu. Złom gruby wymaga z reguły większych mocy. Do podnoszenia bijaka służy suwnica. Kafarownie większe posiadają obecnie przeważnie dwie suwnice: jedną do załadowania złomu, a drugą do podnoszenia bijaka.

Kruszony opadającym bijakiem złom może niekiedy zostać w postaci dość dużych kawałków wyrzucony na znaczne odległości poza kafarownię. Stąd też ze względów bezpieczeństwa oraz by złom nie rozpraszał się poza powierzchnię komory kafara, fundament musi być otoczony konstrukcją osłonową zwaną grodzą o wysokości 6÷9 m. Konstrukcja osłonowa pracuje w trudnych warunkach ze względu na bardzo duże siły dynamiczne występujące przy uderzeniu kruszonych kawałków złomu o jej ściany oraz wstrząs całej konstrukcji wywołany opadem bijaka na szabotę. Zwykle osłonę wykonuje się w postaci ścianki o rzucie okrągłym - konstrukcji żelbetowej. Od wewnątrz ścianka posiada ochronę w postaci zawieszonych bali drewnianych. Ostatnio [1] stosuje się zamiast bali drewnianych - stalowe blachy o grubości 20÷30 mm.

Ze względu na możliwe uderzenie odłamków powstających w czasie kruszenia złomu belki podsuwnicowe wykonuje się jako blaszakowe pełnościenne. Jezdnie podsuwnicowe muszą być wsparte na słupach posiadających urządzenia umożliwiające rektyfikację poziomą i pionową. Jest to konieczne z uwagi na deformacje i osiadanie fundamentów powstające na skutek bardzo intensywnych wstrząsów.Obok komory kafarowej znajduje się w dogodnym miejscu schron dla obsługi kafara.

Schron jest z reguły konstrukcją bunkrową - żelbetową. Wytrzymałość schronu musi uwzględniać możliwość przedostania się dużych odłamków wyrzuconych z komory na zewnątrz i uderzających w jego konstrukcję.

Każda z omówionych tu krótko konstrukcji pracuje w specyficznych warunkach i obecny stan ich projektowania oraz wykonawstwa i eksploatacji, wymaga rozwiązania jeszcze wielu zagadnień.



Rys. 1-1. Plan urzadzeń kafarowni

1 - fundament kafara, 2 - składowisko złomu, 3 - schron

W tej pracy ograniczymy się jednak tylko do pewnych zagadnień związanych z fundamentem kafara, a mianowicie z jego masą, efektywnością kruszenia, ruchem pionowym fundamentu wywołanym uderzeniami bijaka oraz wstrząsami rozprzestrzeniającymi się w podłożu gruntowym.

1.3. Konstrukcja fundamentu kafara hutniczego

Wyposażenie kafarowni jest związane nie tylko z rodzajem złomu przeznaczonego do skruszenia lecz również i wymaganą wydajnością. Każda jednak kafarownia posiada bijak i urządzenie podnoszące (zwykle suwnicę) oraz fundament.

Szabotę stanowi najczęściej płyta staliwna o odpowiedniej charakterystyce wytrzymałościowej materiału i znacznej grubości. Płyty szaboty są wykonywane jako elementy monolityczne, albo też jako konstrukcja złożona. Płytę monolityczną (litą) odlewa się na odpowiednio przygotowanej podsypce w miejscu przeznaczenia. Płyta szaboty składana zostaje posadowiona na fundamencie w postaci elementów wykonanych poza miejscem kafarowni.

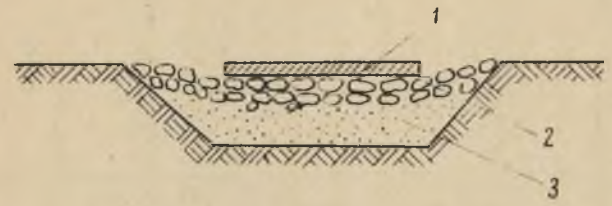
Zarówno jakość materiału, z którego jest wykonana płyta szaboty jak i jej grubość odgrywają ważną rolę w procesie kruszenia złomu. Bijak bowiem, spadając z dużej wysokości ma znaczną energię i z reguły powoduje szybkie pękanie, a nawet podział słabszych płyt na części.

Zresztą, jak tego praktyka dowodzi, nawet w kafarowniach o średniej mocy (~ 100 Tm) na skutek uderzeń bijaka ulegają spękaniu szaboty wykonane z płyt stalowych wysokiej jakości i grubości ponad 400 mm, na przykład: płyty pancerne krążownika. Przekazany uderzeniem bijaka impuls rozkłada się poprzez szabotę na fundament. Odpowiednio wykonana konstrukcja szaboty i fundamentu decyduje o okresie eksploatacji kafara i zakresie koniecznych prac remontowych. W okresie swego rozwoju konstrukcje kafarów hutniczych przeszły wiele zmian i udoskonaleń.

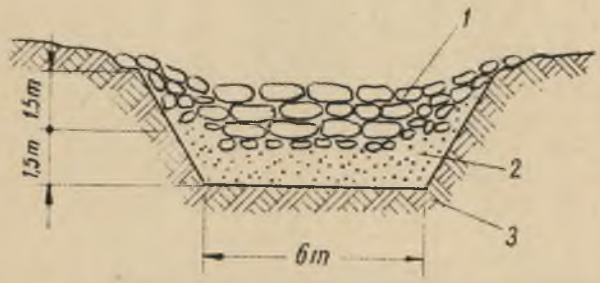
Wykonywane dawniej kafarownie - zwykle o niedużej mocy - nie posiadały specjalnie uformowanego monolitycznie korpusu fundamentowego.

Fundament w tych przypadkach powstawał przez ułożenie warstw grubego złomu zagęszczonego uderzeniami bijaka. Na tak wytworzonym podkładzie kładziono płytę szaboty (rys.1.2), w niektórych przypadkach nawet rezygnowano z niej (rys.1.3). Taki typ fundamentu chociaż jest najtańszy i stosunkowo najłatwiejszy do wykonania, jednakże może być zastosowany tylko w przypadkach podłoża gruntowego o dużej nośności oraz dla mniejszych kafarów.

W przypadku gruntów słabych prowadzi to - poza innymi mankamentami - do zbyt dużego zużycia złomu grubego, którym trzeba uzupełnić szabotę.



Rys.1.2. Fundament kafara hutniczego wykonany przez ułożenie grubego złomu: 1 - płyta staliwna; 2 - kęsy grubego złomu; 3 - piasek zagęszczony



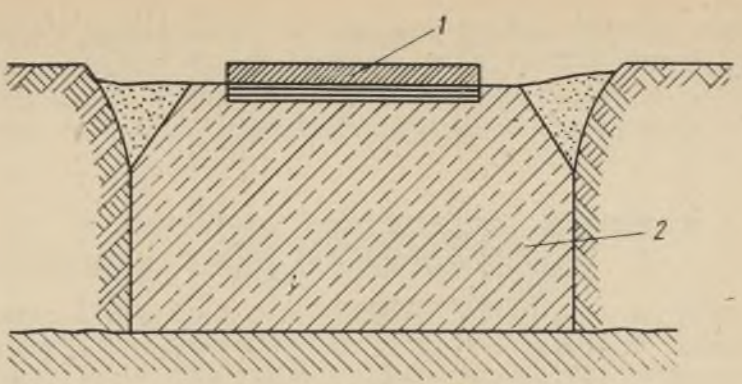
Rys.1.3. Fundament małych kafarów hutniczych - bez płyty szaboty 1 - gruby złom zagęszczony; 2 - podsypka piaskowa; 3 - mocny grunt rodzimy

Obecnie wykonywane kafary mają przeważnie fundament w postaci monolitycznego bloku konstrukcji żelbetowej (rys.1.4).

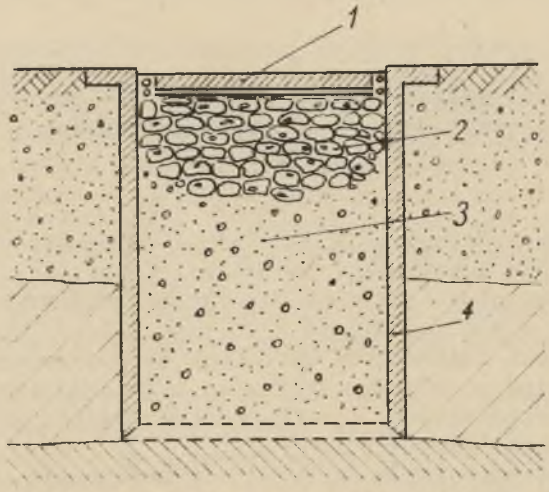
Przy wyjątkowo niekorzystnych warunkach gruntowych fundament jest wykonywany w postaci studni (rys.1.5, 1.6, 1.7). Czyniono też próby posadowienia fundamentów blokowych na sprężynach (rys.1.8).

Dalszym krokiem rozwojowym konstrukcji fundamentów kafarów hutniczych [2] to posadowienie bloków fundamentowych na podłożu poddanym petryfikacji (rys.1.9).

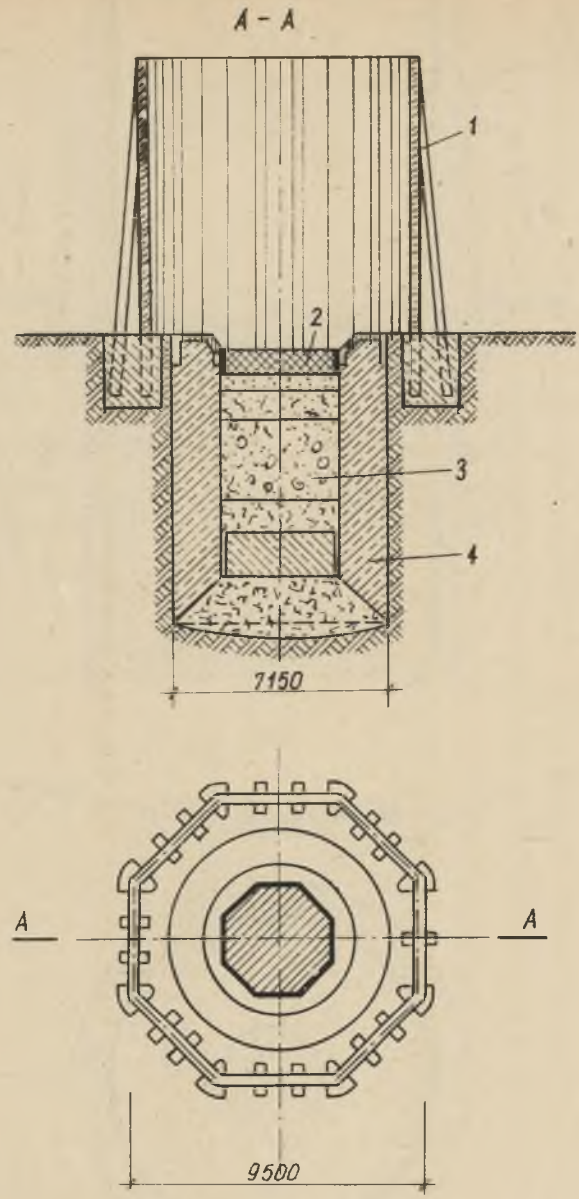
Wzmocnienie podłoża pozwala na przyjęcie mniejszej (w określonych granicach) bryły fundamentowej, co jak dalej zostanie stwierdzone nie umniejsza efektywności kruszenia.



Rys. 1.4. Blokowy fundament kafara hutniczego
1 - płyta szaboty, 2 - blok fundamentowy

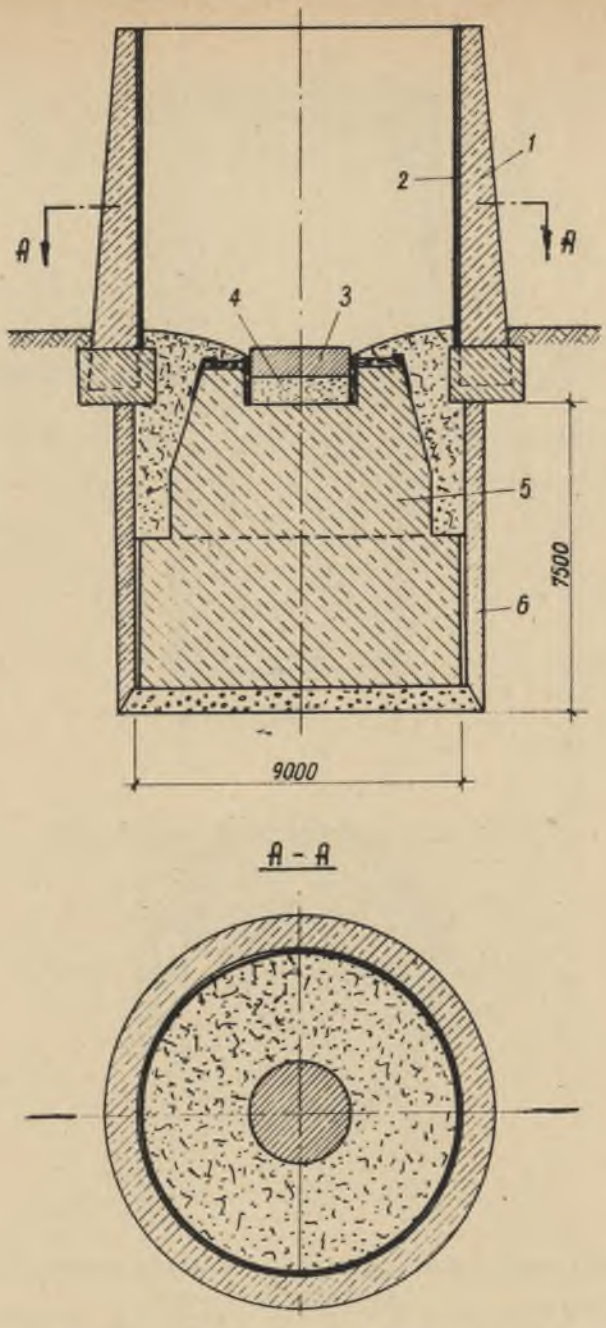


Rys. 1.5. Fundament kafara hutniczego wykonany jako studnia
1 - płyta szaboty, 2 - gruby złom, 3 - piasek ze żwirem zagęszczony, 4 - płaszcz żelbetowej studni



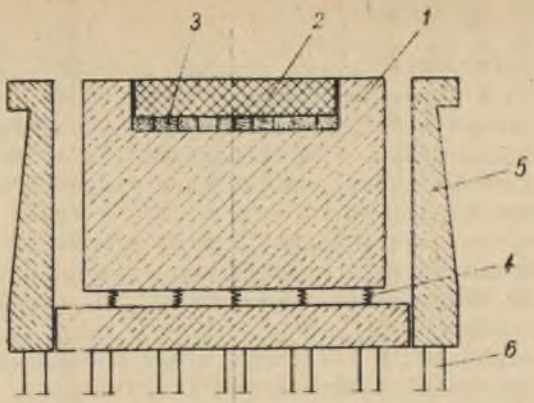
Rys. 1.6. Fundament kafara wykonany w formie studni wypełnionej zagęszczonym złomem

1 - grodza, 2 - szabota, 3 - zagęszczony złom, 4 - studnia



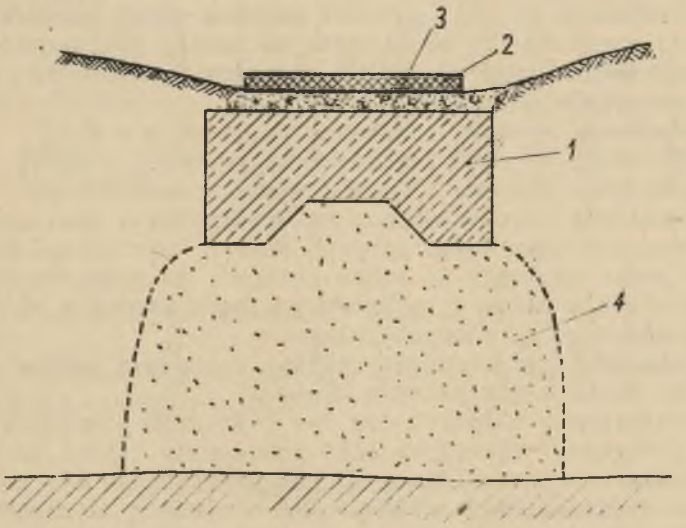
Rys. 1.7. Ciężki fundament kafara hutniczego o rzucie kołowym

1 - żelbetowa ściana konstrukcji grodzy, 2 - stalowe płyty osłonowe, 3 - szabota, 4 - podsypka piaskowa, 5 - blok fundamentowy, 6 - studnia żelbetowa



Rys. 1.8. Fundament kafara hutniczego oparty na sprężynach

1 - blok fundamentowy, 2 - stalowa płyta szaboty, 3 - podkładki drewniane, 4 - sprężyny, 5 - skrzynia żelbetowa, 6 - pale



Rys. 1.9. Fundament kafara hutniczego posadowiony na gruncie zeskalonym

1 - blok fundamentowy, 2 - płyta szaboty, 3 - podsypka drobnego złomu z piaskiem, 4 - podłoże gruntowe zeskalone

1.4. Efektywna masa fundamentu

Projektując kafarownię trzeba również rozważyć, czy przyjęte elementy konstrukcyjne zapewnią wymaganą efektywność kruszenia złomu; czy zostanie zapewniona wytrzymałość podłoża konstrukcji fundamentu, szaboty, ścian osłonowych i innych urządzeń kafarowni. Następnie projektant musi zastanowić się, pamiętając o wpływach wstrząsów wywoływanych uderzeniami bijaka na otoczenie, czy w ogóle lokalizacja kafara w danym miejscu jest możliwa. Proces kruszenia i łamania złomu przy wykorzystywaniu energii spadającego bijaka jest zjawiskiem zależnym zarówno do przerabianego materiału, jak również od sposobu jego ułożenia na szabocie.

Rozpatrując zagadnienie kruszenia złomu musimy określić poszczególne stany ruchu części uderzających i uderzanych. Energią kruszącą będzie energia opadającego bijaka, zależna od jego ciężaru i wysokości opadu. Oczywiście nie cała energia opadającego bijaka zostaje wykorzystana na kruszenie. Część energii opadającego bijaka pochłonie (upraszczając zagadnienie) pobudzenie fundamentu w ruch oraz część może spowodować odbicie się bijaka.

Zgodnie z zasadami teorii uderzenia (por. np. [3]) wielkość energii sprężystej (nieużytecznej) zależy do sprężystych właściwości uderzenia, wyrażonej współczynnikiem sprężystości uderzenia nazywanego również współczynnikiem niesprężystości uderzenia k.

Współczynnik k przy uderzeniu idealnie sprężystym przyjmuje wartość 1, zaś przy uderzeniu zupełnie niesprężystym k = 0. Według doświadczeń radzieckich [4, 5] wielkość współczynnika niesprężystości uderzenia przy pracy młotów mechanicznych należy przyjmować:

a) przy uderzeniu stali o stal (a więc gdy na szabocie nie ma w ogóle materiału odkuwanego) k = 0,56,
b) przy odkuwaniu wyrobów stalowych na zimno k = 0,5,
c) przy odkuwaniu wyrobów stalowych na gorąco k = 0,25,
d) przy odkuwaniu wyrobów z metali nieżelaznych k = 0.

Odnośnie wielkości współczynnika niesprężystości uderzenia przy kruszeniu złomu nie mamy dotąd żadnych danych doświadczalnych.

Można jednak przez analogię do kucia przyjąć, że zjawiska zachodzące w procesie kruszenia złomu w kafarowniach będą mieściły się w zakresie od półsprężystego do niesprężystego.

Uderzenie o charakterystyce półsprężystej zachodzić będzie przy opadzie bijaka na szabotę nie pokrytą złomem.

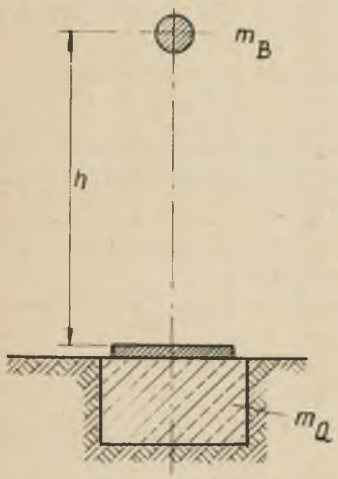
W przypadku rozbijania wlewnic, czy też podobnych elementów zwartych i sztywnych (twardych) ułożonych jako pojedyncze części na szabocie, zjawisko można uważać za zbliżone do półsprężystego. Gdy zaś złom w formie silnie rozdrobnionej zostanie luźno ułożony na szabocie; na przykład, różnego rodzaju wybraki z odlewni zanieczyszczone materiałami ogniotrwałymi, wtedy zjawisko kruszenia będzie mieć charakterystykę niesprężystą. Rozpatrzone zostaną dwa przypadki tj. uderzenia półsprężystego gdy k = 0,5 oraz przypadek uderzenia zupełnie niesprężystego gdy k = 0.

Rozważmy teraz przypadek pierwszy.
Prędkość opadania bijaka w chwili zetknięcia się z ułożonym na szabocie złomem wynosi:

$$v_B = \sqrt{2\,g\,h} \tag{1.1}$$

gdzie:

g - przyspieszenie ziemskie,
h - wysokość opadania bijaka (rys.1.10).



Rys.1.10. Schemat układu bijak - fundament

Fundament kafara tuż po uderzeniu bijaka w złom zostaje pobudzony do ruchu, którego prędkość wynosi:

$$v_Q = (1 + 0{,}5) \cdot \frac{B}{B + Q}\, v_B \tag{1.2}$$

gdzie oznaczono:

B - ciężar bijaka,
Q - ciężar fundamentu łącznie z szabotą.

Można to ująć w postaci:

$$v_Q = 1{,}5 \cdot \frac{m_B}{m_B + m_Q} \cdot v_B \tag{1.3}$$

gdzie:

m_B, m_Q - oznaczają odpowiednio masę bijaka i masę fundamentu.

Po chwili największego zbliżenia bijaka i fundamentu, kiedy ich ogólna prędkość ruchu wynosiła:

$$V_C = \frac{m_B}{m_B + m_Q}\, v_B \tag{1.4}$$

prędkość ruchu fundamentu osiągnie wartość:

$$v_Q' = v_Q - v_C = 0{,}5 \cdot \frac{m_B}{m_B + m_Q} \cdot v_B$$

Impuls, jaki przekazywany jest na fundament, odpowiada impulsowi utraconemu przez bijak. Oznaczając przez v_B^* ubytek prędkości ruchu bijaka, otrzymamy następującą równość:

$$m_B \cdot v_B^* = v_Q' \cdot m_Q \tag{1.6}$$

czyli:

$$m_B \cdot v_B^* = 0{,}5 \cdot \frac{m_B}{m_B + m_Q} \cdot m_Q$$

stąd:

$$v_B^* = 0{,}5 \cdot \frac{m_Q}{m_B + m_Q} \cdot v_B \tag{1.7}$$

Prędkość ruchu bijaka po uderzeniu wynosi:

$$v_B' = v_C - v_B^*$$

czyli

$$v_B' = \frac{m_B - 0{,}5\, m_Q}{m_B + m_Q} \cdot v_B \tag{1.8}$$

Energia użyteczna, czyli energia kruszenia złomu wynosi:

$$E_u = E_B - (E_Q + E'_B) \tag{1.9}$$

gdzie:

$E_B = \frac{1}{2} m_B v_B^2$ - energia opadającego bijaka,

$E_Q = \frac{1}{2} m_Q \cdot v_Q^2$ - energia fundamentu,

$E'_B = \frac{1}{2} m_B \cdot v'^2_B$ - energia bijaka po uderzeniu.

Po podstawieniu odpowiednich wyrażeń do wzoru (1.9) otrzymamy wzór wyrażający energię kruszenia złomu:

$$E_u = \left[1 - \frac{m_B^2 + 1{,}25\, m_B m_Q + 0{,}25\, m_Q^2}{(m_B + m_Q)^2}\right] \cdot \frac{1}{2} m_B v_B^2, \tag{1.10}$$

lub w postaci:

$$E_u = \eta_1 \cdot E_B \tag{1.11}$$

Wartości współczynnika η_1 w zależności od stosunku ciężaru fundamentu Q do ciężaru bijaka B podano w tablicy 1.1.
Przyjmijmy teraz, że złom jest materiałem niesprężystym. Analiza tego przypadku pozwoli nam zorientować się, w jakich granicach może się praktycznie mieścić wartość energii kruszenia.
W tym przypadku po uderzeniu fundament i bijak będą mieć ogólną prędkość ruchu

$$v_C = \frac{m_B}{m_B + m_Q} \cdot v_B \tag{1.12}$$

Tablica 1.1

Wartości współczynników η_1 i η_2 w zależności od stosunku Q/B.

Q/B	η_1	η_2
5	0,59	0,83
10	0,69	0,91
20	0,71	0,95
30	0,73	0,97
100	0,74	0,99
∞	0,75	1,00

Energia użyteczna będzie wynosić:

$$E_u = E_B - E_C \tag{1.13}$$

Energia układu - fundament + bijak - wynosi:

$$E_C = \frac{1}{2}(m_B + m_Q) \cdot v_C^2 \tag{1.14}$$

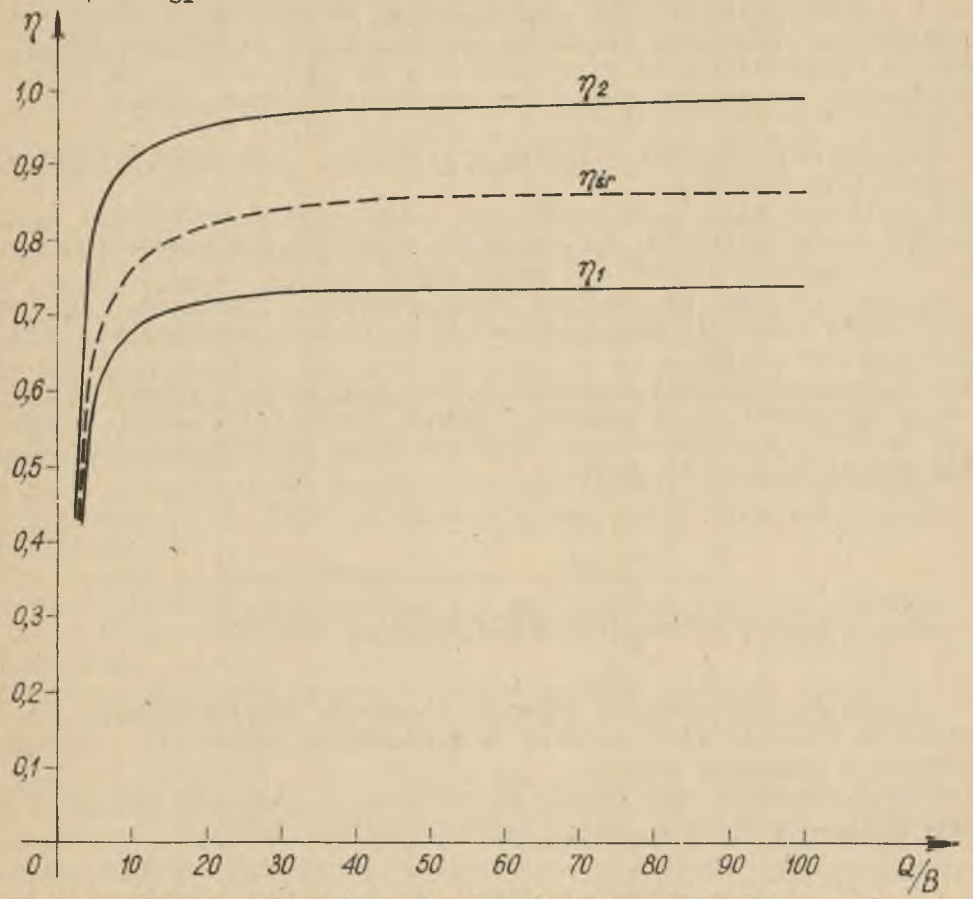
Stąd wyrażenie (1.13) przyjmie postać:

$$E_u = \left(1 - \frac{m_B}{m_B + m_Q}\right) \cdot \frac{1}{2} m_B v_B^2$$

czyli:

$$E_u = \eta_2 \cdot E_B \tag{1.15}$$

Wartości współczynnika η_2 podano w tablicy 1.1. Rzeczywiste wartości współczynników efektywności kruszenia będą bliższe η_1 i z reguły nie będą wychodziły poza wielkości mieszczące się w obszarze η_1 i $\eta_{śr}$ (rys.1.11).



Rys.1.11. Wykres zależności efektywności kruszenia złomu od stosunku ciężaru fundamentu do ciężaru bijaka

Ze wzorów (1.11) i (1.15) wynika, że o wielkości kruszenia decyduje głównie energia kinetyczna bijaka, czyli jego ciężar i wysokość spadania.
Wielkość masy fundamentu w tej zależności odgrywa mniejszą rolę. Zatem efektywność pracy wykonywanych obecnie kafarów wzrosła przez zastosowanie cięższych bijaków i przyjęciu większych wysokości spadania, przy zapewnieniu dostatecznie dużej masy fundamentu.

Zastosowanie masywnych fundamentów stało się konieczne w związku z potrzebą częstych uzupełnień warstw grubego złomu stanowiących masę fundamentową, na której odbywał się proces kruszenia.

W świetle przeprowadzonej analizy efektywności kruszenia znajdują uzasadnienie projekty zmierzające do kształtowania fundamentów kafarów hutniczych podobnych konstrukcyjnie do fundamentów młotowych posadowionych na sprężynach (np. wg [2]). Przy tym typie fundamentu szczególnie ważna jest centryczność opadu bijaka na szabotę.

Niecentryczne uderzenia powodują przy dużych energiach szybkie zniszczenie sprężyn.

Należy jednak sądzić, że fundamenty takie zostają zastosowane tylko tam gdzie sąsiedztwo nie dopuszcza większych zakłóceń wstrząsami rozprzestrzeniającymi się przez grunt.

Częściej natomiast racjonalnie zaprojektowany fundament będzie mieć swoją konieczną masę posadowioną na podłożu wzmocnionym, np. przez petryfikację.

Monolitycznie wykonany fundament kafara musi spełnić również warunek wytrzymałości na uderzenia bijaka. Szabota, z reguły bardzo sztywna, powoduje rozkład siły uderzenia na fundament,co znacznie chroni jego konstrukcję.

2. DYNAMIKA FUNDAMENTU KAFARA HUTNICZEGO

Fundament jest jednym z głównych elementów konstrukcyjnych kafara. Na szabocie spoczywającej na fundamencie odbywa się proces łamania i kruszenia złomu.

Ponieważ fundament jest oparty na gruncie, to jego stan spoczynku względnie ruch zależny jest w dużym stopniu od podłoża.

2.1. Charakterystyka pracy fundamentu

W praktyce eksploatacyjnej kafarów hutniczych obserwuje się zwykle, poza innymi zjawiskami, znaczne osiadanie fundamentów.

Szczególnie duże osiadania (pogrążenia) fundamentów występują w kafarowniach, gdzie podłożem są grunty słabe,a szczególnie w przypadku gruntów piaszczystych, drobnoziarnistych, nawodnionych.

Ponieważ kafarownia, przede wszystkim ze względu na stale wywoływane wstrząsy, jest kłopotliwym "sąsiadem", stąd też z reguły lokalizuje się ją na terenie niekorzystnym do budownictwa mieszkaniowego i komunalnego.

Odkształcenia podłoża i związane z tym osiadania fundamentu, są wywołane zarówno znacznym ciężarem własnym konstrukcji, to jest samego fundamentu, szaboty i wspartej czasem na fundamencie konstrukcji osłony, jak też uderzeniami bijaka opadającego na szabotę.
Ciężar własny konstrukcji fundamentu jest stosunkowo duży. Znane są fundamenty, których ciężar własny wynosi, a nawet przekracza 3000 ton [6,7].

Energia uderzenia jest również duża, gdyż ciężar bijaka waha się w granicach 1,5 ÷ 15 ton, zaś wysokość podnoszenia obecnie wynosi przeciętnie około 20 m, a nawet w niektórych przypadkach dochodzi do 30 m [8].
Dlatego też wielkości naprężeń w podłożu wywołane zarówno siłami statycznymi jak i dynamicznymi są duże i w konsekwencji powodują obserwowane osiadania fundamentu kafara.

Analizując stan i pracę fundamentu kafara hutniczego w okresie jego użytkowania można wyróżnić dwa zasadnicze etapy.
Etap pierwszy będzie trwał w okresie budowy fundamentu i innych przyległych elementów kafarowni. Nazwijmy go etapem początkowym.

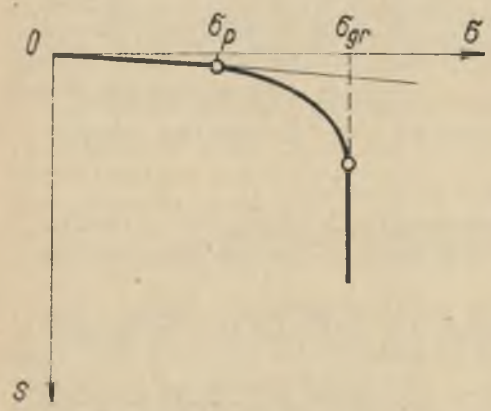
Drugi etap wystąpi w czasie normalnej pracy kafara i będzie nazwany etapem eksploatacyjnym.
W etapie początkowym - z uwagi na znaczne ciężary całości konstrukcji fundamentu i obudowy - podłoże gruntowe pod fundamentem doznaje konsolidacji.
W tym okresie fundament dozna osiadań statycznych.
Proces tych początkowych osiadań - a szczególnie okres ich trwania - jest zależny zasadniczo od własności gruntów stanowiących podłoże pod kafarem.
W przypadku zalegania na danym terenie gruntów sypkich okres ten będzie znacznie krótszy, aniżeli w warunkach gdy podłożem są grunty spoiste.
Osiadania te z uwagi na dodatkowy wpływ wstrząsów postępują stosunkowo szybko i zwykle kończą się w krótkim okresie po wybudowaniu i uruchomieniu urządzenia kafarowego. Naprężenia w podeszwie fundamentu będą miały w początkowym etapie wartość naprężeń statycznych, czyli σ_o. Związane z tym osiadanie fundamentu będzie wynosić s_o.

Na sam proces drgania fundamentu pod wpływem uderzeń bijaka o szabotę w czasie eksploatacji wartość naprężeń statycznych (względnie osiadań) nie ma zasadniczego wpływu.
Jednakże naprężenie pod podeszwą fundamentu wywołane obciążeniem statycznym urządzenia kafarowego wpływa już bardziej na fazę przekroczenia strefy sprężystej i osiągnięcia strefy naprężeń granicznych.
Ponieważ osiadania statyczne fundamentu pod jego ciężarem uległy już w pierwszym etapie stabilizacji, stąd w etapie eksploatacyjnym wystąpią zasadniczo jedynie przemieszczenia fundamentu wywołane uderzeniami bijaka o szabotę.
Przemieszczenia fundamentu występujące w tym etapie nazwać można dynamicznymi.

Chcąc dalej rozpatrywać zjawiska towarzyszące ruchowi fundamentu pod wpływem uderzeń bijaka o szabotę trzeba określić własności podłoża gruntowego, na którym zbudowano fundament kafara, czyli przyjąć model gruntu [9].

2.2. Charakterystyka podłoża gruntowego

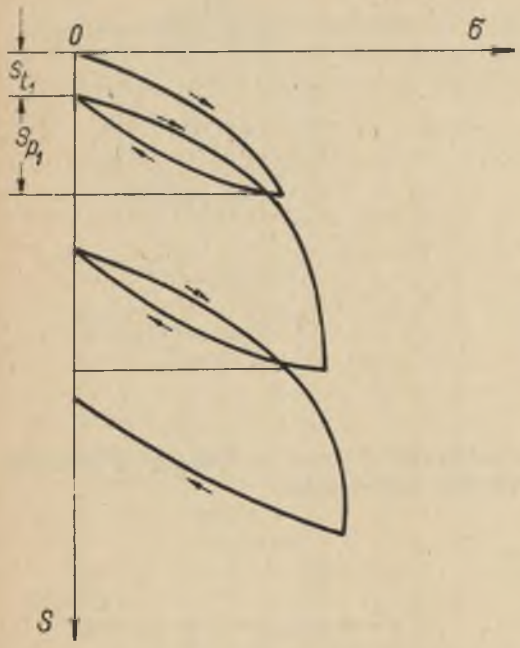
Proces zachodzący w podłożu gruntowym pod fundamentem przy obciążeniu statycznym ilustruje wykres ujmujący zależność osiadań od obciążeń (rys.2.1).
Krzywa wykresu tej zależności może mieć wyraźne punkty charakterystyczne, odpowiadające granicy proporcjonalności odkształcenia od obciążenia σ_p i nośności granicznej σ_{gr}, która odpowiada stadium załamania się struktury gruntu pod wpływem obciążenia.



Rys.2.1. Wykres zależności osiadań fundamentu od obciążeń

Od tej wartości naprężenia krzywa wykresu przebiega bardzo stromo lub nawet pionowo w dół [10].
Przy wielokrotnym obciążeniu danego podłoża, wykres wyrażający zależność pomiędzy naprężeniami i odkształceniami składa się z szeregu pętli (rys.2.2).
Poszczególne pętle są złożone z gałęzi obciążenia i odciążenia.
Osiadania fundamentu składają się z odkształceń sprężystych podłoża s_p oraz trwałych - plastycznych s_t.
Odkształcenia podłoża pod fundamentem kafara hutniczego nie były dotąd (o ile mi wiadomo) badane.
Doświadczenia takie są niewątpliwie bardzo trudne technicznie do przeprowadzenia.
Pal możemy traktować również jako swego rodzaju fundament przenoszący obciążenie przez podstawę tj. czoło oraz przez pobocznicę (rys.2.3).
Przy obciążeniach statycznych dużą część obciążenia pala przejmuje pobocznica, zaś przy obciążeniach dynamicznych siły przenoszone przez pobocznicę pala są ogólnie nieduże gdyż tarcie zostaje w tak obciążonym ośrodku ulega wyraźnemu zmniejszeniu. Zagadnieniami zmiany właściwości mechanicznych gruntów zajmowało się szereg autorów, a w szczególności D.D.Barkan [11]. W Polsce badania w tym kierunku

są już prowadzone od szeregu lat w Katedrze Fundamentowania Politechniki Wrocławskiej. Wymienić tu przede wszystkim należy pracę Z.Szafrana [12]. Fundament kafara przenosi również siły działające na ustrój przez podeszwę podstawy oraz częściowo przez pobocznicę (rys.2.3b). Z reguły bowiem fundament kafara jest zagłębiony w gruncie na pewną głębokość przekraczającą często wymiar średnicy podstawy.



Rys.2.2. Wykres zależności obciążenia - odkształcenia przy kolejnych fazach obciążenia - odciążenia

s_{p_1} - odkształcenia sprężyste

s_{t_1} - odkształcenie trwałe - plastyczne

Obecnie, nie mając innych danych bardziej adekwatnych przyjmiemy, że zjawiska zachodzące w podłożu pod fundamentem kafara hutniczego podczas uderzenia bijaka, nie mogą się niczym właściwie jakościowo różnić od procesów towarzyszących wbijaniu w grunt.

W przypadku pali wbijanych w grunt za pomocą kafarów młotowych, składowa odkształcenia sprężystego jest sumą odkształceń sprężystych podłoża gruntowego oraz odkształceń sprężystych samego pola.

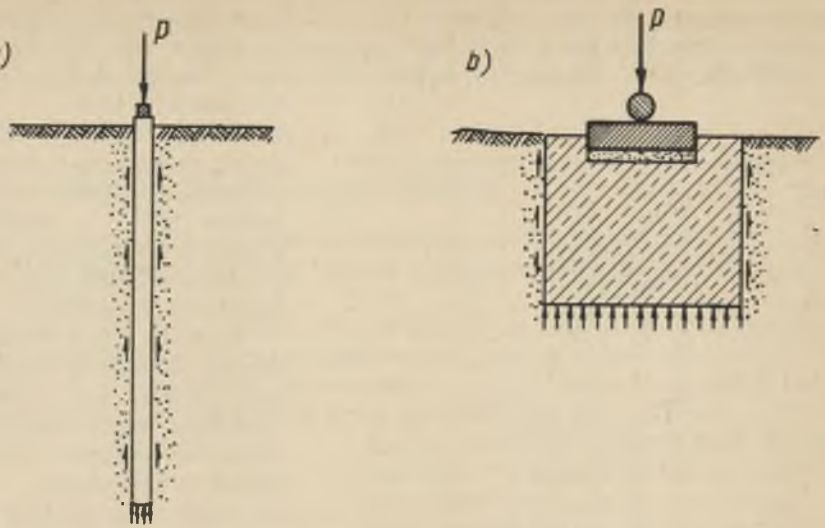
Jeżeli chodzi o fundamenty kafarów hutniczych, to z uwagi na dużą sztywność tych konstrukcji odkształcenia będą występowały zasadniczo tylko w podłożu.

Zagadnieniami dotyczącymi zależności osiadań pali od obciążeń zajmowało się już wielu badaczy.

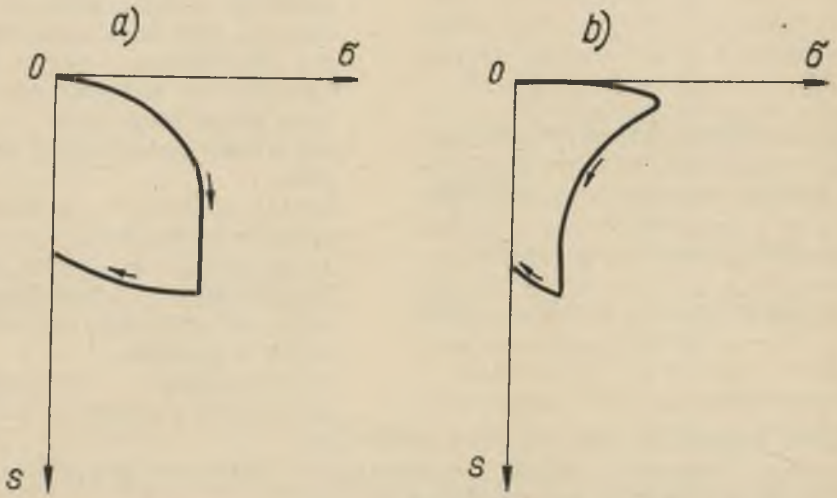
Obszerne badania zjawisk towarzyszących procesowi wbijania pali w grunt przeprowadził A.E.Cummings [13].

Z badań tych wynikają dwie zasadnicze krzywe wypadkowe, charakteryzujące zależność reakcji gruntu działającego na głowice pali od jego przemieszczenia (rys.2.4).

Krzywa a ilustruje zjawiska zachodzące przy wbijaniu pali w grunt piaszczysty, zaś krzywa b - w grunt gliniasty. Podobne doświadczenia przeprowadziło wielu innych badaczy, między innymi N.M. Gierse-



Rys.2.3. Schemat przenoszenia obciążeń: a) pal pogrążony w gruncie, b) fundament kafara hutniczego

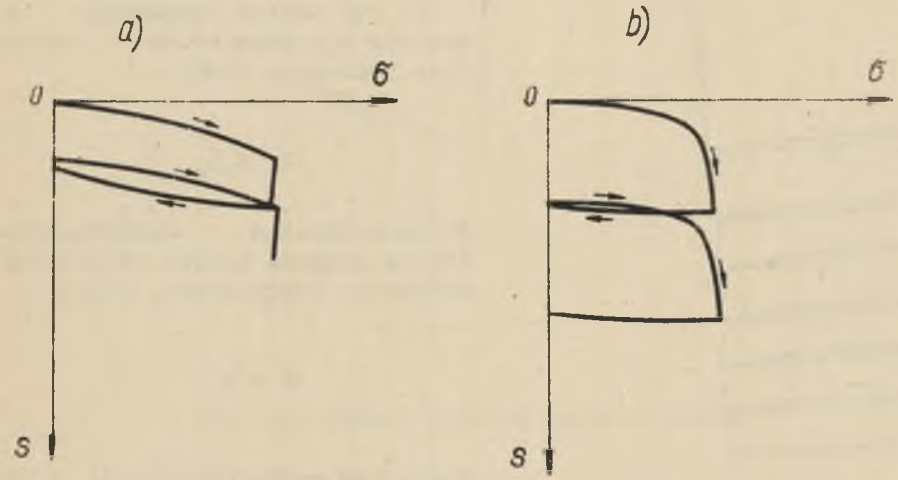


Rys.2.4. Wykres zależności odkształceń podłoża od obciążeń (wg [13]) a - pal wbijany w grunt piaszczysty, b - pal wbijany w grunt gliniasty

vanov [14], N.J. Artobolevski [15], N.N. Werigin [16], T. Whitaker i R.W. Cooke [17].

Wyniki badań tych autorów są do siebie podobne lub też zbliżone [18].

Wykresy zależności odkształceń podłoża od obciążeń uzyskane na podstawie doświadczeń T. Whitakera i R.W. Cooke'a przeprowadzonych w warunkach laboratoryjnych i polowych przedstawiają rysunki 2.5 i 2.6.



Rys.2.5. Wykres ilustrujący pogrążanie pali (wg [17]) a - wbijanie pala w warstwy gliny; b - wbijanie pala w piasek

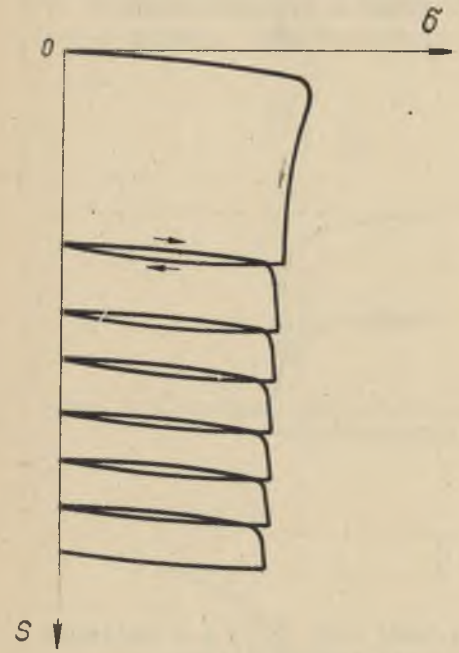
Na podstawie tych wszystkich doświadczeń przyjmuje się, że w opisie zjawisk towarzyszących odkształceń podłożą pod obciążeniem dynamicznym grunt zachowuje się ogólnie jako ośrodek sprężysto-plastyczny.

Biorąc pod uwagę przytoczone wyniki badań można do analizy procesu osiadań fundamentu kafara hutniczego pod wpływem uderzenia bijaka o szabotę przyjąć jakąś pośrednią z krzywych charekteryzujących zależność odkształceń podłoża od naprężenia.

Jeżeli przy badaniu pali obserwuje się wykres zależności odkształceń podłoża od obciążeń nieco inny w gruncie sypkim aniżeli w spoistym, to w przypadku fundamentu kafara można przyjąć, że wykres ten będzie głównie zależny tylko od intensywności obciążenia.

Badaniem naprężeń pod podstawę fundamentów sztywnych zajmował się przede wszystkim F.Kögler [19], następnie A. Press [20]. Wyniki tych obserwacji w pełni uzasadnił teoretycznie W.A. Płorin

[21] stwierdzając, że charakter rozkładu naprężeń pod podstawą płyty uwarunkowany jest nie rodzajem gruntu ale obciążeniami.
Wobec tego słuszne jest przyjęcie modelu gruntu wywodzącego się od Prandtla [22,23] i charakteryzującego się liniową zależnością odkształceń od nacisków w fazach sprężystych (rys.2.7)*.



Rys.2.6. Wykres pogrążania pala żelbetowego w podłoże uwarstwione - warstwy piasku, żwiru i gliny (wg [17])

Przyjmując opisaną charakterystykę podłoża w etapie eksploatacyjnym możemy wyróżnić dwa przypadki:

a) gdy nacisk fundamentu na podłoże nie przekroczył jeszcze jego nośności, czyli:

$$p < \sigma_{gr}$$

W tym przypadku odkształcenie trwałe podłoża będzie odpowiadało osiadaniu statycznemu, czyli:

$$s = s_o$$

Wibrogram ruchu fundamentu w tym stanie będzie mieć postać przedstawioną na rysunku 2.8.Ruch fundamentu będzie przebiegał tu tylko w strefie sprężystej

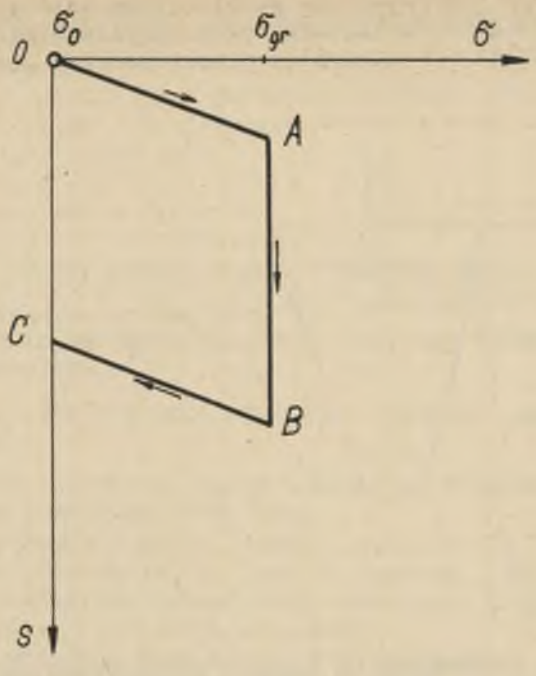
b) Drugi przypadek wystąpi,gdy nacisk fundamentu na podłoże przekroczy jego nośność, czyli:

$$p \geqslant \sigma_{gr}$$

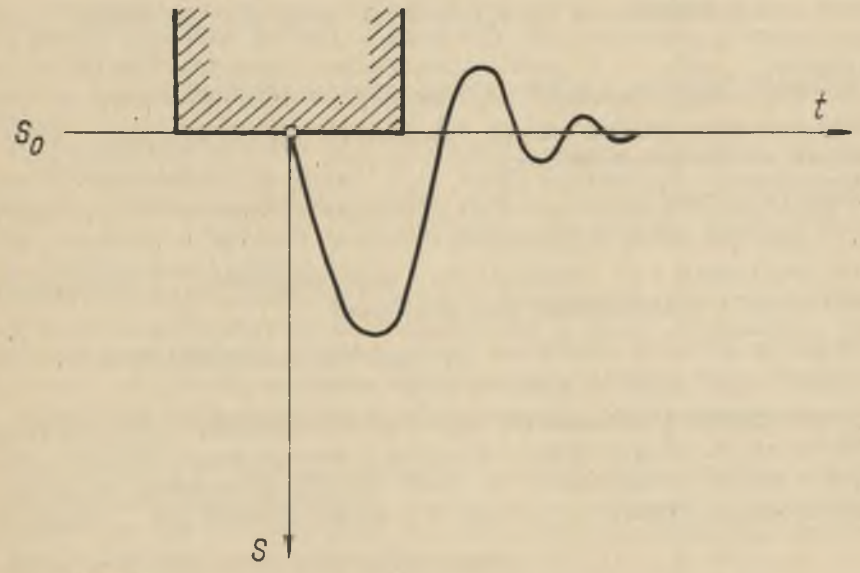
Postać wibrogramu ruchu fundamentu w tym przypadku będzie jak na rysunku 2.9.

---

*) Model podłoża obciążonego dynamicznie jest ostatnio tematem prac Prof. J. Kisiela [24, 25, 26, 27].

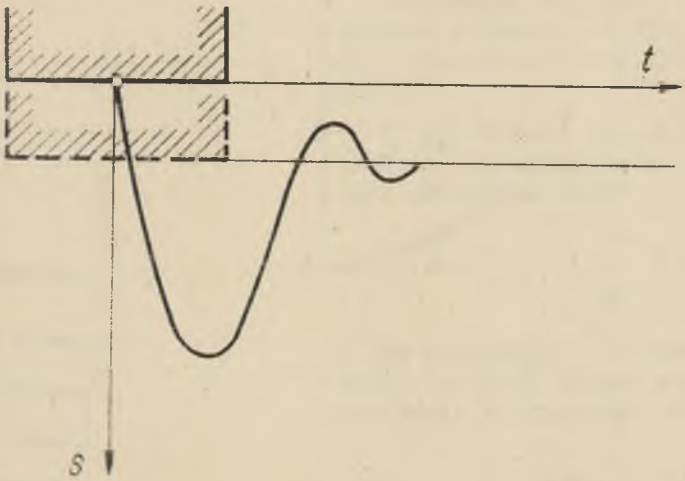


Rys.2.7. Charakterystyka modelu gruntu



Rys.2.8. Drgania fundamentu na podłożu sprężystym

Fundament w tym przypadku obciążenia dozna osiadań trwałych, składających się z osiadań statycznych oraz osiadań wywołanych odkształceniami plastycznymi, związanymi z przekroczeniem granicy nośności gruntu.



Rys.2.9. Drgania fundamentu na podłożu sprężysto-plastycznym

Analizę ruchu fundamentu przeprowadzono przy następujących założeniach:

a) Fundament łącznie z szabotą przedstawia sztywny blok.

Stąd też odkształceń samego fundamentu jako wielkości bardzo małych nie uwzględnia się.

b) Charakterystykę gruntu zalegającego pod fundamentem przyjęto jako podłoża proporcjonalnego.

c) Nie uwzględnia się (ewentualnie) współdrgającej z fundamentem masy gruntu zalegającego pod podeszwą.

d) Położenie środków ciężkości łącznej bryły fundamentowej i jej podstawy jest osiowe - na wspólnym pionie.

Przyjęcie liniowej zależności pomiędzy obciążeniem i przemieszczeniem podłoża czyli uwzględnienie w całym zakresie pracy podłoża stałej wartości modułu podatności C jest ogólnie stosowane we wszelkich zagadnieniach dynamiki fundamentów posadowionych na gruncie.

Powyższą zależność przyjmuje się przy obciążeniach uderzeniowych jak i zapisuje się w postaci

$$p = Cs$$

gdzie:

p - normalny nacisk zewnętrzny przekazywany przez fundament na grunt,

C - współczynnik proporcjonalności, nazywany znamieniem lub modułem podłoża,

s - całkowite odkształcenie gruntu pod wpływem nacisku zewnętrznego.

Interesuje nas tu oczywiście moduł dynamiczny podłoża, którego nie należy mylić z modułem statycznym.

Definiując dynamiczny moduł (znamię) podłoża dla obciążenia pionowego, można powiedzieć, że jest to pionowy nacisk, przy którym podczas obciążenia dynamicznego następuje sprężyste odkształcenie podłoża o jednostkę długości.

Dla możliwych w praktyce innych sposobów kierunków obciążenia, w analogiczny sposób określa się dalsze współczynniki proporcjonalności odkształceń podłoża: C_x, C_y - przy obciążeniu w kierunkach poziomych, C_φ - przy działaniu momentu, powodującego obrót fundamentu względem jednej z głównych osi poziomych i wywołujący nierównomierny normalny nacisk na podłoże, C_ψ - przy działaniu momentu, powodującego obrót fundamentu względem jego osi pionowej.

Wielkości modułów C nie są stałe i zależą nie tylko od sprężystych właściwości gruntów, lecz także od szeregu innych czynników, spośród których najważniejszymi są: nacisk wywierany na grunt, wymiary i kształt podstawy fundamentu, uwarstwienia i budowa geologiczna podłoża itp.

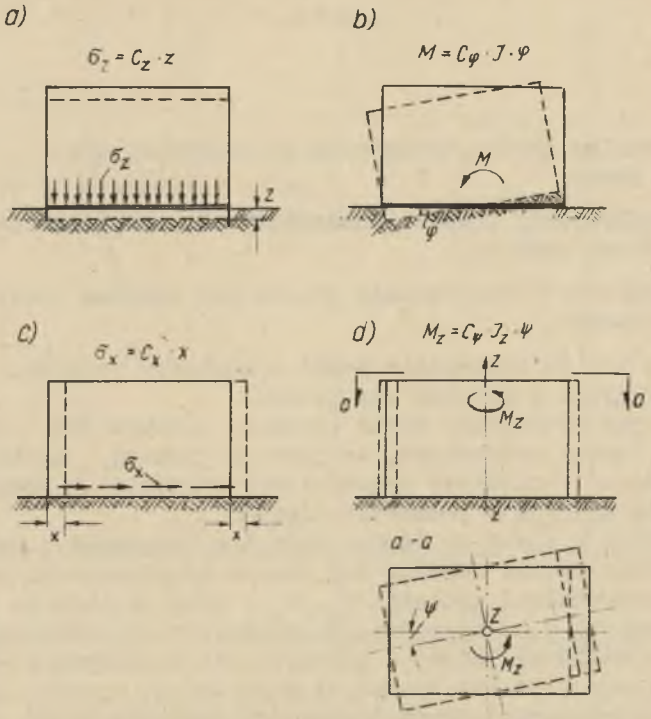
Znajomość modułów podatności podłoża gruntowego jest potrzebna w obliczeniach dynamicznych fundamentów, w celu wyznaczania ich częstości drgań własnych i amplitud.

Uzyskanie dokładnych wartości tych modułów możliwe jest jedynie pod warunkiem przeprowadzenia odpowiednich badań na miejscu budowy fundamentu.

Przeprowadzenie takich badań jest często niemożliwe z powodu braku odpowiedniego sprzętu.

Zagadnieniem tym interesowało się dotąd szeregu autorów, zarówno za Zachodzie jak i w Związku Radzieckim.

Z prac niemieckich są przede wszystkim znane doświadczenia przeprowadzane przez "Degabo" (Deutsche Forschungsgesellschaft für Bodenmechanik [28]) oraz E. Rauscha [29].



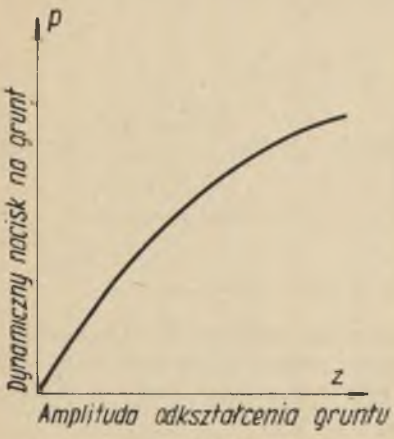
Rys.2.10. Schemat opisu modułów podatności podłoża

Prace radzieckie, to przede wszystkim prace przeprowadzone w danym Wszechzwiązkowym Instytucie Posadowień Budowli (Wsesojuznyj Institut Osnowanij Sooruženij "WIOS").

Opierając się na tych licznych doświadczeniach prowadzonych pod kierunkiem D.D. Barkana opracowano tablicę modułów podłoża. Dane te znajdują się w radzieckim normatywie projektowania fundamentów pod maszyny [4] jak również są dostępne w podstawowych u nas monografiach z zakresu fundamentów obciążonych dynamicznie [30, 31].

Dalszym postępem są tu prace O.A. Sawinowa, który przyjmując model podłoża proporcjonalnego Fiłonienki-Borodicza [32] uzyskał drogą teoretyczną wzory na moduły podłoża C uwzględniając wymiary powierzchni obciążającej [8].

Nieliniową zależność między naprężeniami i odkształceniami gruntu wprowadził do określenia modułu podatności H. Lorenz [33]. Zależność ta przedstawiona jest w postaci wykresu (rys.2.11).



Rys.2.11. Wykres nieliniowej charakterystyki gruntu wg H. Lorenza [33]

Równanie charakterystyki gruntu (tak nazwane przez Lorenza) ma postać:

$$p = a z + \frac{b z}{d + z}$$

Moduł podłoża jest pochodną równania charakterystyki i wyraża się wzorem

$$C_z = \frac{dp}{d z} = a + \frac{b d}{(d + z)^2}$$

przy czym wielkości a, b, i d określa się doświadczalnie lub przyjmuje z tablic (por. [34]).

Takie ujęcie modułu pozwala wyjaśnić niektóre zależności częstości drgań fundamentu od wielkości przyłożonego nacisku i powierzchni obciążonej.

Ponieważ jednak dokładne poznanie cech sprężystych w całej aktywnej masie podłoża pod fundamentem jest z reguły prawie że niemożliwe (nawet zmienna w czasie), stąd też do dalszej analizy przyjęto zależność liniową ogólnie zresztą stosowaną w obliczeniu fundamentów obciążonych dynamicznie.

Poza tym interesować nas będzie szczególnie amplituda ruchu pionowego fundamentu, a nie zmiana częstości drgań.

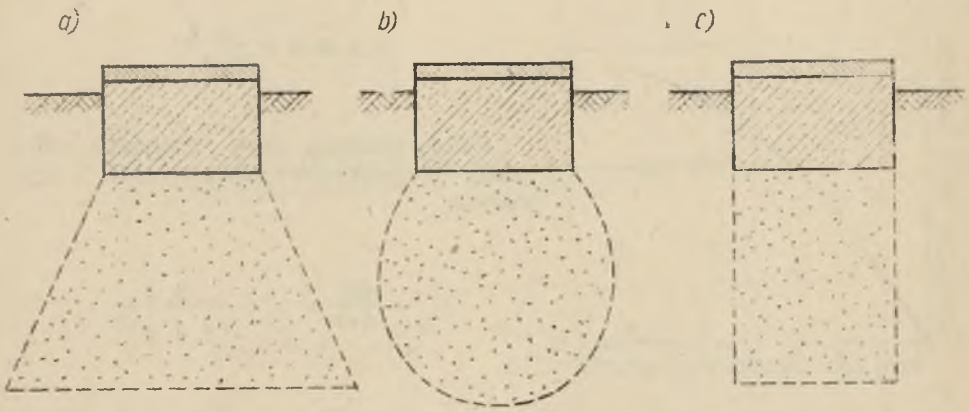
Zgodnie z założeniem w obliczeniach ruchu fundamentu nie uwzględniono bezwładności podłoża.

Trzeba zaznaczyć, że brak ten już jest objęty przyjęciem schematu gruntu jako podłoża sprężystego - na podstawie którego są wyznaczone moduły podatności C.

Sytuacji w tym względzie nie zmieni nawet sposób wyznaczania modułów C podany przez O.A. Sawinowa.

W literaturze dynamiki fundamentów znane są usiłowania uwzględnienia bezwładności gruntu. Do pierwszych prac należy tu zaliczyć próbę S.M. Liubimowa [35] wyznaczenia drgań fundamentu pod młot rezygnując z przyjęcia gruntu jako układu nieważkich sprężyn.

Współdrgającą z fundamentem bryłę gruntu przyjęto w kształcie ostrosłupa ściętego (jak na rys.2.12a).

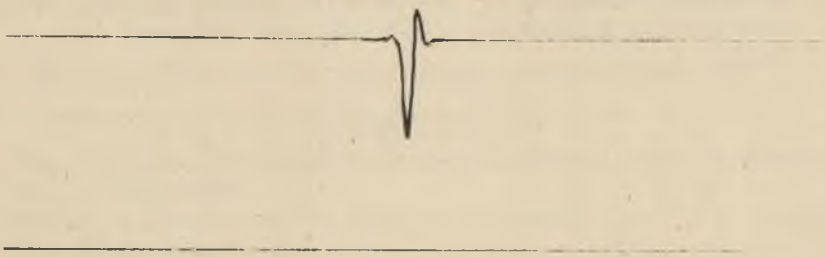


Rys.2.12. Współdrgająca bryła gruntu: a) wg S.M. Liubimowa; b) wg H.A. Balakrishna Rao; c) wg N.K. Snitki

N.K. Snitko [36] przyjmuje współdrgającą bryłę gruntu w postaci słupa ograniczonego powierzchnią rzutu fundamentu (rys.2.12c). Ostatnio H.A. Balakrishna Rao i C.H. Nagaraj [37, 38] przedstawili metodę uwzględnienia współdrgającej bryły gruntu określając ją w formie aktywnej strefy naprężeń (cebuli naprężeń) - rys.2.12b.
O.J. Szechtier [39] wykazała teoretycznie, że wprowadzona w drganie masa gruntu jest tym większa, im mniejsze jest obciążenie statyczne i im większa jest powierzchnia fundamentu. Wszystkie przytoczone prace nie dają jednak zadawalającej odpowiedzi na pytanie jaki jest naprawdę wpływ wymiarów fundamentu na jego amplitudy drgań.
Zagadnienie to wymagać będzie jeszcze wielu studiów i badań zarówno teoretycznych jak i doświadczalnych.

Uwzględniając powyższe uwagi wydaje się słusznym, że w przypadku fundamentów kafarów pominięcie współdziałającej bryły gruntu jest jeszcze stosunkowo najbardziej uzasadnione. Jak to z wibrogramu wynika (rys.2.13) mamy tu raczej do czynienia z krótkim ruchem fundamentu, aniżeli drganiem.
Uderzony opadającym bijakiem fundament kafara w ogólności należy uważać jako układ o sześciu stopniach swobody. Dla celów praktycznych znaczenie posiada jedynie ruch fundamentu w kierunku pionowym, dający w efekcie osiadania.

W analizie przyjęto, że uderzenie bijaka jest centryczne. W praktyce z reguły wystąpi pewne mimośrodowe uderzenie, nie mające jednak większego wpływu (dodatkowego) na osiadania fundamentu.



Rys.2.13. Wibrogram wstrząsu wywołanego uderzeniem bijaka o szabotę nie pokrytą złomem. Pomiar przeprowadzony na stanowisku badawczym A (por. rozdz.3 - rys.3.13) w odległości 6 m od fundamentu kafara

2.3. Przemieszczenia fundamentu

Przemieszczenie fundamentu kafara hutniczego zależy od tego czy energia uderzenia wywoła przekroczenie nośności gruntu, czy też cały proces zjawiska przebiegnie w granicach sprężystości podłoża. Praktyka jednak dowodzi, że osiadania fundamentów kafarów są stosunkowo duże, stąd też wynika, że przypadek gdy $p > \sigma_{gr}$ jest częstszy [40].
Analiza tego przypadku pozwala na scharakteryzowanie ruchu fundamentu pod wpływem uderzenia bijaka o szabotę w szerszym i ogólnym zakresie.

2.3.1. Faza sprężystych odkształceń podłoża

Zgodnie z przyjętą charakterystyką podłoża, fundament pod wpływem uderzeń bijaka o szabotę dozna w pewnym okresie czasu pionowych przemieszczeń sprężystych w zależności od energii uderzenia i własności podłoża.
Na schemacie wibrogramu ruch pełny fundamentu przebiegający w czasie t_1 scharakteryzowany będzie odcinkiem 0' - 1 (rys.2.14).

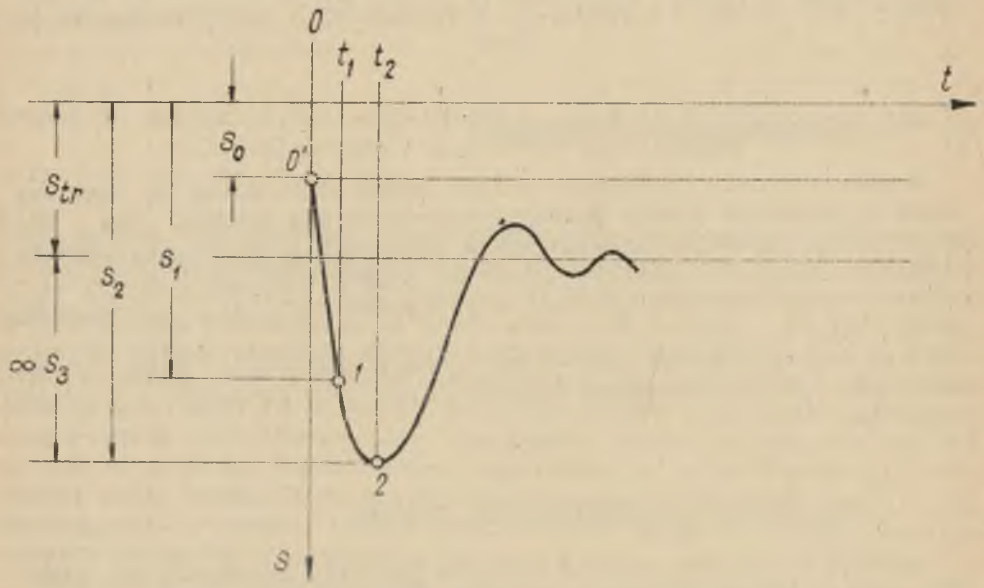
Do układu równania opisującego ruch fundamentu, który zachodzi w czasie t_1, przy uwzględnieniu tylko drgań pionowych, wejdą następujące czynniki składowe:

1) ciężar całości fundamentu łącznie z szabotą - Q,
2) składową pionowa siły bezwładności powstająca wskutek przemieszczenia fundamentu w kierunku osi pionowej s, czyli:

$$P = -\frac{Q}{g} D^2 s_1$$

gdzie:

g - przyspieszenie ziemskie,
Ds_1 - operator różniczkowy przemieszczenia względem czasu.



Rys.2.14. Wibrogram pełnego ruchu fundamentu

3) siła zwrotna (siła sprężynowania) podłoża w kierunku pionowym -

$$Z = -K_z s_1$$

przy czym:

$$K_z = C_z F$$

gdzie:

C_z - znamię podłoża przy równomiernym nacisku pionowym,

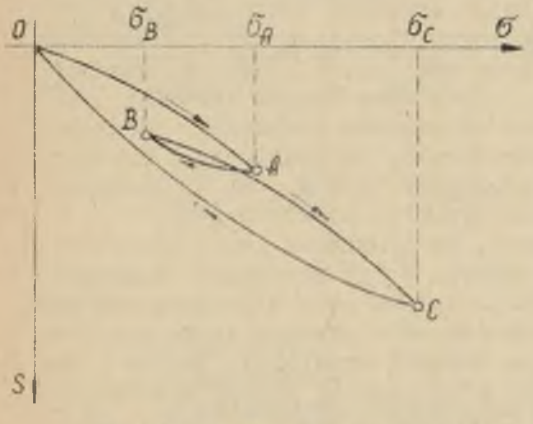
F - powierzchnia podstawy fundamentu

Oprócz tego na układ drgający będzie oddziaływać jeszcze siła oporu ruchu, czyli tłumienie.

Tłumienie ruchu fundamentu kafara hutniczego jest w ogólności zjawiskiem złożonym.

Gdy fundament jest konstrukcją płytko posadowioną np. na gruntach skalistych wtedy tłumienie wyrażające się rozproszeniem energii drgającego układu zachodzi tylko przez podstawę.

Rozproszenie energii przez podstawę składa się z dwóch części. Pierwsza część wartości rozproszenia energii jest uzależniona od zjawisk histerezy w miejscu styku fundamentu z gruntem (rys.2.15). Im luźniejszy będzie grunt w podłożu i im wyższe naprężenie, tym szersza winna być pętla histerezy.



Rys.2.15. Krzywa histerezy

Druga część energii uzależniona jest od "odpływu" energii przez grunt z powodu powstania w nim zaburzeń falowych.

To rozproszenie jest oczywiście również duże gdyż fale rozchodzą się w całej półprzestrzeni podłoża.

Fundamenty kafarów hutniczych są z reguły zagłębione w gruncie, stąd też dojdą tu dalsze czynniki powodujące tłumienie, a związane z pobocznicą fundamentu. Inny będzie udział w tłumieniu drgań fundamentu pobocznicy gdy otaczający grunt będzie ściśle przylegał do powierzchni konstrukcji fundamentu, czyli gdy wystąpią siły przyczepności gruntu do fundamentu, a inny gdy otaczający będzie ośrodkiem sypkim. Całość tego tłumienia przedstawia zjawisko fizyczne bardzo złożone i dotąd nie mamy zadowalającego zupełnie rozwiązania tego zagadnienia.

Sprawa tłumienia występuje nie tylko w konstrukcjach budowlanych i interesuje wielu specjalistów. Zagadnieniu temu poświęcono już dosyć obszerną literaturę.
Tutaj ograniczono się tylko do bardzo krótkiego przedstawienia rozwoju poglądów o prawach występowanie tłumienia lub inaczej o prawach rozproszenia energii w czasie drgań.
Wszystkie znane dotąd hipotezy o charakterze tłumienia można podzielić na cztery oddzielne grupy. Przy czym każda z grup różni się określonym fizycznym ujęciem.

Pierwsza grupa hipotez opiera się na założeniu o zależności tłumienia od prędkości ruchu układu drgającego, czyli

$$R = - r v$$

gdzie:

v - prędkość ruchu,
r - współczynnik oporu; znak minus postawiony przed wyrażeniem oznacza, iż siła oporu działa w kierunku przeciwnym ruchowi.

Reprezentantem autorów tej grupy hipotez jest W. Voigt [41]. Hipoteza Voigta jest bardzo wygodna w obliczeniach, gdyż prowadzi w układzie drgań sprężystych do równań różniczkowych, łatwo całkowalnych. Stąd hipoteza ta znalazła szerokie zastosowanie w dynamice konstrukcji, nie tylko budowlanych. Doświadczenia jednak dowodzą znacznej ograniczoności tej hipotezy [42, 43, 44]. W zasadzie sprzeczność sprowadza się do tego, że hipoteza Voigta prowadzi do wniosku o zależności logarytmicznego dekrementu tłumienia od częstości drgań własnych układu. To spowodowało, że niektórzy autorzy próbowali wnieść pewne korekty do hipotezy Voigta, tak by otrzymać wyniki bardziej zgodne ze stanem rzeczywistym zjawiska [45].

Najprostszym okazało się założenie, że tłumienie jest odwrotnie proporcjonalne do częstości drgań układu. W tym przypadku logarytmiczny dekrement tłumienia jest stały. Jednak przy tym występuje ta istotna niedogodność, że danym równaniem różniczkowym można się posługiwać tylko przy obliczaniu drgań zadanej częstości. Zmiana częstości drgań prowadzi do konieczności odpowiedniej zmiany współczynnika przy członie przedstawiającym tłumienie w danym równaniu różniczkowym.
E.B. Łunc zastąpił hipotezę Voigta o prostej proporcjonalności tłumienia od prędkości odkształcenia przyjęciem o proporcjonalności tłumienia od n-tego stopnia prędkości odkształcenia [46]. Hipoteza ta prowadzi do konieczności rozwiązania nieliniowego równania różniczkowego. Krytykę tej hipotezy przeprowadził N.N. Dawidenkow 47 wykazując, że nie daje ona zadowalającej zgodności wyników analitycznych z doświadczeniem.

Druga grupa hipotez przyjmuje wielkość tłumienia jako wprost proporcjonalną do przemieszczeń układu drgającego. Ta grupa hipotez nie znalazła potwierdzenia przydatności [48].

Trzecia grupa hipotez (np. A.J. Iszliński [49], A.P. Rżanicyn [50]) opisuje tłumienie jako zależne od opóźnienia sprężystego i relaksacji i może mieć istotne znaczenie tylko przy bardzo długotrwałych zmianach obciążeń.
Stąd ta grupa hipotez nie przedstawia szerszej możliwości zastosowania dla praktycznych rozwiązań w teorii drgań konstrukcji budowlanych.

Czwarta grupa hipotez stanowi grupę dziś najbardziej rozwijającą się. Do autorów tej grupy hipotez należą m.in. D.J. Panow [51]. G.S. Pisarenko [52], M.J. Bat [53], E.S. Sorokin [54], J.G. Panowko [55].
Ta grupa hipotez jest oparta na analizie pętli histerezy. Np. G.S. Pisarenko wykazał, że kształt pętli nie wpływa istotnie na wielkość tłumienia. Nawet w tym przypadku, gdy przyjęta pętla będzie umowną i różnić się będzie od kształtu rzeczywistej pętli, wynik będzie jednakowy pod warunkiem, że powierzchnia przyjętej pętli była równa wielkości powierzchni pętli rzeczywistej. Wniosek ten okazał się owocny dla dalszego rozwoju zagadnienia.

Dalszy istotny krok w tym kierunku uczynił E.S. Sorokin, który wykazał, że jeśli pętlę histerezy przyjąć kształtu eliptycznego pod warunkiem, że jej półosie są proporcjonalne do największego odkształcenia w danym punkcie, to rozwiązanie zagadnienia jest stosunkowo proste.
E.S. Sorokin podał przybliżone równanie pętli histerezy (jako elipsy) w układzie σ, ε (rys.2.16)

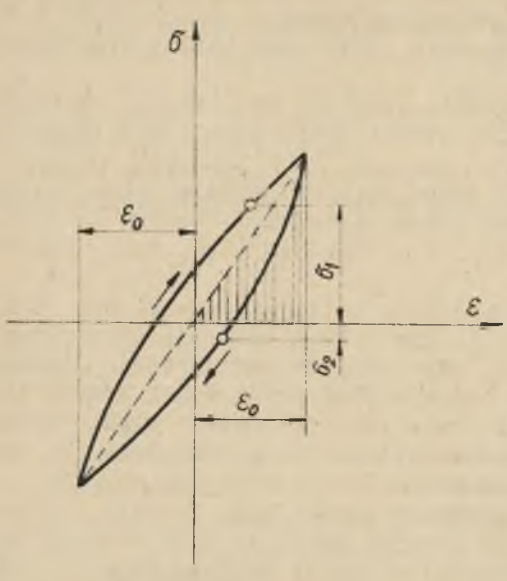
$$\sigma = E\varepsilon \pm \frac{\psi}{2\pi} \cdot E\varepsilon_o \cdot \sqrt{1 - \frac{\varepsilon^2}{\varepsilon_o^2}}$$

gdzie:

σ - naprężenie,
ε - odkształcenie,
ε_o - odkształcenie skrajne odpowiadające wierzchołkowi pętli,
E - moduł sprężystości materiału,
ψ - współczynnik pochłaniania energii drgań.

Wg tej hipotezy tłumienie jest praktycznie w całym polu sprzężenia (σ, ε) stałe.

Hipoteza Sorokina może stać się w dalszym rozwoju poważnym krokiem naprzód w kierunku poznania zjawisk tłumienia różnych układów mechanicznych.



Rys.2.16. Elipsa histerezy

W analizie ruchu fundamentu kafara posłużono się jeszcze dziś powszechnie stosowaną hipotezę Voigta.

4) Zgodnie z powyższą siłą oporu ruchu przyjmuje się jako proporcjonalną do prędkości ruchu fundamentu, czyli

$$R = - r\, Ds_1$$

Stosownie do zasady d'Alemberta możemy napisać następujące równanie ruchu fundamentu:

$$P + R + Z = Q$$

Po podstawieniu odpowiednich składników równania i wykonaniu przekształceń otrzymujemy:

$$\left(D^2 + \frac{r}{m} D + \frac{K_z}{m}\right) s_1 = g$$

gdzie:

$$m = \frac{Q}{g} \text{ - masa fundamentu}$$

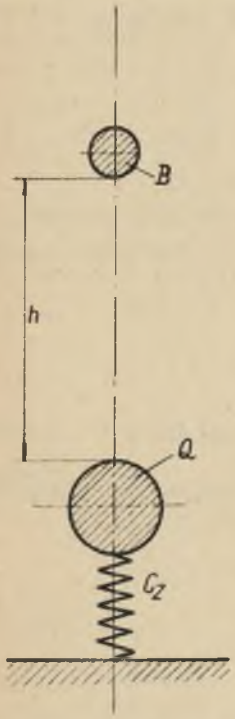
Po wprowadzeniu oznaczeń

$$\varrho = \frac{r\,g}{2\,Q} = \frac{r}{2\,m}$$ - współczynnik tłumienia drgań,

$$\omega^2 = \frac{K_z z}{Q} = \frac{C_z F}{m}$$ - częstotliwość drgań (rys.2.17) własnych fundamentu,

równanie ruchu przyjmie postać:

$$(D^2 + 2\varrho D + \omega^2)\, s_1 = g \qquad (2.1)$$



Rys.2.17. Schemat dynamiczny fundamentu kafara

Warunki początkowe ruchu fundamentu sprowadzają się do następujących:

$$\text{dla} \quad t = 0 \quad s(t = 0) = s_o \qquad (2.2)$$

Osiadanie fundamentu pod wpływem obciąże nia statycznego wynosi:

$$s_o = \frac{Q}{K_z} = \frac{g}{\omega^2} \qquad (2.3)$$

Drugim czynnikiem określającym nasze zadanie jest warunek prędkości ruchu. Mianowicie: - prędkość ruchu fundamentu kafara w chwili $t = 0$, czyli tuż po uderzeniu bijaka wynosi:

$$D\,s\,(t = 0) = v$$

Prędkość v obliczymy ze znanej relacji

$$v = (1 + k) \cdot \frac{B}{B + Q} \cdot v_B \qquad (2.4)$$

We wzorze tym znów nie jest uwzględniona współdziałająca bryła gruntu pod fundamentem.
Współdrgająca bryła gruntu obniży wartość prędkości v. Przy uderzeniu stali o stal, a więc przyjmując, że bijak opada na płytę szaboty nie pokrytą złomem, współczynnik uderzenia można przyjąć w przybliżeniu o wartości:

$$k = 0,5$$

Zatem prędkość ruchu fundamentu tuż po uderzeniu bijaka wyniesie:

$$v = 1,5 \cdot \frac{B}{B + Q} \cdot v_B \tag{2.5}$$

Gdyby zaistniał przypadek niesprężystego uderzenia, wtedy prędkość ruchu fundamentu wyniesie:

$$v_1 = \frac{B}{B + Q} \cdot v_B \tag{2.6}$$

Dla rozpatrywanych tutaj zjawisk interesuje nas oczywiście przypadek pierwszy, gdyż:

$$v > v_1$$

Ten też przypadek uwzględnimy jako drugi warunek początkowy ruchu fundamentu.
Rozwiązaniem równania ruchu fundamentu (2.1), spełniającym warunki początkowe będzie:

$$s_1 = s_o + \frac{v}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot \exp(-\varrho t) \cdot \sin\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t \tag{2.7}$$

Można teraz również obliczyć, jaki będzie nacisk na grunt w tej fazie ruchu fundamentu kafara.

Nacisk ten wynosi:

$$\sigma_{s_1} = \sigma_o + \frac{C_z v}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot \exp(-\varrho t) \cdot \sin\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t, \qquad (2.8)$$

gdzie $\sigma_o = s_o C_z$ jest naprężeniem wywołanym obciążeniem statycznym fundamentu.
Dopóki własności sprężyste podłoża pod fundamentem kafara nie zostaną przekroczone, czyli nacisk nie osiągnie jeszcze wartości naprężeń granicznych gruntu, fundament dozna tylko przemieszczeń sprężystych.
Przyjmijmy jednak, zgodnie z opisanym poprzednio modelem fizycznym podłoża, że w chwili $t = t_1$ osiągnięte zostanie naprężenie graniczne gruntu σ_{gr}.
W tym przypadku zgodnie z wyrażeniem (2.8) otrzymamy

$$\sigma_{gr} = \sigma_o + \frac{C_z v}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot \exp(-\varrho t_1) \cdot \sin\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t_1, \qquad (2.9)$$

Stąd otrzymamy wyrażenie pozwalające obliczyć t_1 w postaci

$$\exp(-\varrho t_1) \sin\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t_1 = \psi \qquad (2.10)$$

gdzie

$$\psi = \frac{\sigma_{gr} - \sigma_o}{C_z} \cdot \frac{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}}{v}$$

Jest to równanie przestępne, które jednak można prosto obliczyć drogą kolejnych przybliżeń.
Możemy również wyznaczyć warunek, przy zachowaniu którego osiadania trwałe fundamentu nie będą większe od osiadań statycznych, czyli:

$$s_{tr} = s_o$$

Gdyby fundament miał doznać maksymalnych przemieszczeń sprężystych, to stan taki wyrażałby się istnieniem ekstremum funkcji wyrażonej wzorem (2.7), czyli zachodziłby związek:

$$D\, s_1\, (t = t^*) = 0 \tag{2.11}$$

skąd otrzymamy

$$p - q = 0 \tag{2.12}$$

gdzie:

$$p = v \cdot \exp(-\varrho t^*) \cdot \cos \sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t^*$$

$$q = \frac{\varrho v}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot \exp(-\varrho t^*) \sin \sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t$$

czyli

$$t^* = \frac{1}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot \operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}}{\varrho} \tag{2.13}$$

Warunek wyrażony wzorem (2.11) określa graniczny przypadek, gdy osiadania trwałe fundamentu nie są wywołane opadem bijaka na szabotę. Jeżeli powyższy warunek nie jest zachowany, ruch fundamentu wywoła dynamiczne odkształcenia niesprężyste podłoża gruntowego. Osiadania trwałe fundamentu będą wynosiły:

$$s_{tr} > s_0$$

Ze wzoru (2.7) wynika, że osiadanie fundamentu pod wpływem uderzenia bijaka, jest zależne przede wszystkim od prędkości początkowej ruchu fundamentu v.
Obliczmy zatem, przy jakiej wartości prędkości początkowej v^* ruch fundamentu przebiegnie tylko w fazie sprężystych odkształceń podłoża.
Z wyrażenia (2.9) otrzymamy relację

$$C_z v^* \cdot \exp(-\varrho t^*) \cdot \sin\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t^* =$$

$$= (\sigma_{gr} - \sigma_o) \cdot \sqrt{\omega^2 - \varrho^2} \qquad (2.14)$$

Dalej z warunku (2.11) wynika związek

$$\operatorname{tg}\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t^* = \frac{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}}{\varrho}$$

czyli

$$\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t^* = \operatorname{arc\,tg}\frac{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}}{\varrho} \qquad (2.15)$$

Uwzględniając (2.15) równanie (2.14) przyjmie postać:

$$\psi^* = \sin\left(\operatorname{arc\,tg}\frac{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}}{\varrho}\right) \cdot \exp\left(-\frac{\varrho}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot \right.$$

$$\left. \cdot \operatorname{arc\,tg}\frac{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}}{\varrho}\right) \qquad (2.16)$$

gdzie

$$\psi^* = \frac{\sigma_{gr} - \sigma_o}{C_z} \cdot \frac{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}}{v^*}$$

Po przekształceniu otrzymamy wyrażenie na prędkość graniczną (sprężystą) w postaci

$$v^* = (\sigma_{gr} - \sigma_o) \cdot \frac{\omega}{C_z} \cdot \exp\left(\frac{\varrho}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}}{\varrho}\right) \qquad (2.17)$$

Jeżeli prędkość ruchu fundamentu kafara po uderzeniu bijaka nie osiągnie wartości v^*, to fundament dozna tylko przemieszczeń sprężystych.

2.3.2. Faza plastycznych odkształceń podłoża

Gdy nie zaistnieją warunki ograniczające ruch fundamentu, uderzenie bijaka na szabotę wywoła przekroczenie nośności gruntu stanowiącego podłoże fundamentu.
Ruch fundamentu w tej fazie będzie odpowiadał odcinkowi 1-2 wibrogramu (rys.2.14).
Odkształcenia podłoża towarzyszące temu ruchowi będą zgodnie z przyjętym modelem (rys.2.7) scharakteryzowane przedziałem A-B.
Równanie ruchu fundamentu w obecnej fazie będzie się różnić od równania ruchu fazy sprężystej (2.1) tylko wartością siły zwrotnej.
Mianowicie oddziaływanie gruntu na fundament w tej fazie będzie wartością stałą, to jest:

$$K_z s = \sigma_{gr} F = K_s^* = \text{const}$$

Stąd też równanie ruchu fundamentu przy zastosowaniu już poprzednio przyjętych oznaczeń w tej fazie przyjmie postać:

$$(D^2 + 2\varrho D)\, s_2 = \frac{1}{m}(Q - K_z^*) \qquad (2.18)$$

Ciężar fundamentu można zapisać jako odpowiednik bryły naprężeń statycznych, czyli

$$Q = \sigma_o \cdot F$$

To z kolei pozwala nam na zapisanie równania ruchu w postaci:

$$(D^2 + 2\varrho D)\, s_2 = \frac{F}{m} \cdot (\sigma_o - \sigma_{gr}) \tag{2.19}$$

Wprowadzając zaś oznaczenie

$$N = \frac{\sigma_o - \sigma_{gr}}{\sigma_o} \tag{2.20}$$

otrzymamy

$$(D^2 + 2\varrho D)\, s_2 = g N \tag{2.21}$$

Warunki początkowe tej fazy ruchu fundamentu są następujące:
dla $t = t_1$

$$\left.\begin{aligned} s_2(t_1) &= \frac{\sigma_{gr}}{C_z} \\ D\, s_2(t_1) &= W \end{aligned}\right\} \tag{2.22}$$

(W - oznaczenie pochodnej).

Ponadto musi być spełniony warunek ciągłości ruchu, czyli dla $t=t_1$

$$s_2 = s_1, \qquad Ds_2 = Ds_1 \tag{2.22a}$$

Rozwiązanie równania (2.21) spełniające warunki (2.22) można zapisać w postaci:

$$s_2(t) = \frac{\sigma_{gr}}{C_z} + \frac{g\,N}{2\varrho}(t - t_1) +$$

$$+ \frac{g\,N - 2\,\varrho\,W}{4\varrho^2} \cdot \left\{ \exp\left[-2\varrho(t - t_1) \right] - 1 \right\} \tag{2.23}$$

Faza odkształceń plastycznych podłoża gruntowego pod fundamentem będzie trwać aż do chwili, w której fundament osiągnie maksimum osiadań, czyli do czasu $t = t_2$.

W tej chwili

$$D\,s_2(t = t_2) = 0 \tag{2.24}$$

Z równości (2.24) możemy obliczyć czas t_p trwania fazy odkształceń plastycznych podłoża.

Czas ten wynosi:

$$t_p = t_2 - t_1 = \frac{1}{2\varrho} \ln \frac{\delta - W}{\delta} \tag{2.25}$$

gdzie

$$\delta = \frac{g\,N}{2\varrho}$$

Wartości maksymalnych przemieszczeń fundamentu odpowiadających chwili $t = t_2$ będą wynosić:

$$\max s_2 = \delta t_p + \frac{\sigma_{gr}}{C_z} + \frac{W}{2\varrho} \tag{2.26}$$

Uwzględniając zaś równanie (2.25) otrzymamy

$$\max s_2 = \frac{\sigma_{gr}}{C_z} + \frac{1}{2\varrho} \cdot \left(W + \delta \ln \frac{\delta - W}{\delta}\right) \tag{2.27}$$

2.3.3. Przemieszczenia zwrotne fundamentu

Gdy energia ruchu fundamentu wywołana uderzeniem bijaka zostanie wyczerpana na proces kruszenia złomu oraz na odkształcenia podłoża, jak również rozproszona w gruncie, fundament rozpocznie ruch w górę. Odkształcenia podłoża zachodzące w czasie $t \geqslant t_2$ będą zgodnie z przyjętym modelem znów sprężyste.
Dla prostoty toku obliczeń przyjmiemy układ odniesienia ruchu fundamentu w tej fazie o współrzędnych (t_2, max s_2). Równanie ruchu fundamentu będzie podobne do równania (2.1) zmodyfikowane jednak warunkami położenia.
Przy zastosowaniu przyjętych poprzednio oznaczeń równanie ruchu będzie mieć zapis:

$$(D^2 + 2\varrho D + \omega^2)\, s_3 = g N \tag{2.28}$$

W obecnie rozpatrywanej fazie ruchu fundamentu warunki początkowe są z uwagi na przyjęty układ odniesienia jednorodne, to znaczy dla $t = 0$

$$s_3 (t = 0) = 0, \qquad D s_3 (t = 0) = 0 \tag{2.29}$$

Rozwiązanie równania ruchu (2.28) zapiszemy:

$$s_3 (t) = s_o N \cdot \left[\left(\cos \sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t + \frac{\varrho}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \sin \sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t\right) \cdot \right.$$

$$\left. \cdot \exp(-\varrho t) - 1\right] \tag{2.30}$$

Końcowe przemieszczenie sprężyste fundamentu obliczymy dla $t \to \infty$
Wtedy

$$\cos \sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t + \frac{\varrho}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \sin \sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t \,.\, \exp(-\varrho t) \to 0$$

wobec czego

$$\infty s_3 = - s_o N \tag{2.31}$$

Wielkość końcowego przemieszczenia trwałego (osiadania) fundamentu po jednym uderzeniu bijaka otrzymamy uwzględniając stany wyjściowe ruchu

Sumując otrzymamy

$$s_{tr} = \max s_2 + \infty s_3 \tag{2.32}$$

Podstawiając do powyższego wzoru odpowiednie wartości przemieszczeń składowych można zapisać:

$$s_{tr} = s_o + \frac{1}{2\varrho} \,.\, \left(W + \delta \ln \frac{\delta - W}{\delta}\right) \tag{2.33}$$

2.3.4. <u>Przykład liczbowy</u>

Obliczenie przemieszczeń fundamentu kafara hutniczego przy następujących danych:
łączny ciężar fundamentu wraz z szabotą wynosi:

$$Q = 1460 \text{ T}$$

Rzut powierzchni podstawy fundamentu jest kołowy o powierzchni

$$F = 81{,}5 \text{ m}^2$$

Fundament posadowiono na podłożu złożonym z piasków średnich średnio zagęszczonych, nawodnionych.
Uwzględniając dynamiczny charakter obciążeń i warunki hydrologiczne podłoża [56], naprężenie graniczne będzie mieć wartość

$$\sigma_{gr} = 3,2 \text{ kG/cm}^2$$

Znamię podatności podłoża gruntowego przy równomiernym nacisku pionowym przyjęto

$$C_z = 5500 \text{ T/m}^3$$

Współczynnik tłumienia drgań

$$\varrho = 0,1 \cdot \omega$$

Ciężar fundamentu wywoła naprężenie statyczne w podłożu o wielkości

$$\sigma_o = \frac{Q}{F} = \frac{1460}{81,5} = 1,8 \text{ kG/cm}^2$$

Ciężar bijaka wynosi $B = 10$ T

Wysokość opadu wynosi $h = 20$ m

Prędkość końcowa opadu bijaka wynosi:

$$v_B = \sqrt{2\,g\,h} = \sqrt{2 \cdot 9,81 \cdot 20} = 19,82 \text{ m/sek}$$

Przy uderzeniu półsprężystym prędkość ruchu fundamentu wyniesie:

$$v = (1 + k) \cdot \frac{B}{Q+B} \cdot v_B = (1 + 0,5) \cdot \frac{10}{1460 + 10} \cdot 19,82 = 0,202 \text{ m/sek}$$

Osiadanie fundamentu pod wpływem obciążeń statycznych przyjmie wartość

$$s_o = \frac{Q}{C_z \cdot F} = \frac{1460}{5500 \cdot 81,5} = 0,33 \text{ cm}$$

Częstotliwość drgań własnych fundamentu

$$\omega = \sqrt{\frac{C_z \cdot F \cdot g}{Q}} = \sqrt{\frac{5500 \cdot 81,5 \cdot 9,81}{1460}} = 55 \text{ sek}^{-1}$$

Współczynnik tłumienia drgań wynosi:

$$\varrho = 0,1 \cdot \omega = 0,1 \cdot 55 = 5,5 \text{ sek}^{-1}$$

Częstotliwość drgań tłumionych

$$\omega_\varrho = \sqrt{\omega^2 - \varrho^2} = \sqrt{55^2 - 5,5^2} = 54,6 \text{ sek}^{-1}$$

a) Przemieszczenie fundamentu w fazie sprężystej. Według wzoru (2.7)

$$s_1 (t_1) = s_o + \frac{v}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot \exp(-\varrho t_1) \cdot$$

$$\cdot \sin \sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t_1$$

Z równania (2.10) wynika, że

$$\exp(-\varrho t_1) \cdot \sin \sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t_1 = \psi$$

gdzie

$$\psi = \frac{\sigma_{gr} - \sigma_o}{C_z \cdot v} \cdot \sqrt{\omega^2 - \varrho^2} =$$

$$= \frac{32 - 18}{5500 \cdot 0,202} \cdot 54,6 = 0,688$$

$$\frac{v}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} = \frac{0,202}{54,6} = 0,37 \text{ cm}$$

czyli

$$s_1 (t_1) = 0,33 + 0,37 \cdot 0,688 = 0,58 \text{ cm}$$

Mając wartość $\psi = 0,688$ czas t_1 obliczymy z równania (2.10) (równanie przestępne) drogą kolejnych przybliżeń.
Skąd otrzymamy

$$t_1 = 0,016 \text{ sek}$$

b) Przemieszczenie fundamentu w fazie plastycznej.
Według wzoru (2.22) mamy

$$s_1 (t_1) = \frac{\sigma_{gr}}{C_z} = \frac{32}{5500} = 0,58 \text{ cm}$$

czyli zgodnie z warunkiem ciągłości ruchu (2.22a)

$$s_1 (t_1) = s_2 (t_2) = 0,58 \text{ cm}$$

Maksimum przemieszczenia s_2 obliczymy korzystając ze wzoru (2.27)

$$\max s_2 = \frac{\sigma_{gr}}{C_z} + \frac{1}{2\varrho} \cdot \left(W + \delta \ln \frac{\delta - W}{\delta}\right)$$

$$W = D\, s_1\,(t_1) = p - q$$

gdzie

$$p = v \cdot \exp(-\varrho t_1) \cdot \cos\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t_1 =$$

$$= 0{,}202 \cdot \exp(-5{,}5 \cdot 0{,}016) \cdot \cos 54{,}6 \cdot$$

$$\cdot\ 0{,}016 = 0{,}121 \text{ m/sek.}$$

$$q = \frac{\varrho v}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot \exp(-\varrho t_1) \cdot \sin\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}\, t_1 =$$

$$= \frac{\varrho v}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot \psi = \frac{5{,}5 \cdot 0{,}202}{54{,}6} \cdot 0{,}688 = 0{,}014 \text{ m/sek}$$

Stąd

$$W = 0{,}121 - 0{,}014 = 0{,}107 \text{ m/sek.}$$

Dalej obliczymy potrzebne wyrażenia:
Według wzoru (2.20)

$$N = \frac{\sigma_o - \sigma_{gr}}{\sigma_o} = \frac{18 - 32}{18} = -0{,}778$$

$$\delta = \frac{g}{2Q} \cdot N = -\frac{9,81}{2 \cdot 5,5} \cdot 0,778 = -0,694 \text{ m/sek}$$

$$\frac{\delta - w}{\delta} = \frac{0,694 + 0,107}{0,694} = 1,15$$

$$\ln \frac{\delta - W}{\delta} = 0,14$$

$$\delta \ln \frac{\delta - W}{\delta} = -0,694 \cdot 0,14 = -0,097 \text{ m/sek.}$$

Czas trwania odkształceń plastycznych podłoża gruntowego obliczymy ze wzoru (2.25)

$$t_p = \frac{1}{2Q} \ln \frac{\delta - W}{\delta} = \frac{1}{2 \cdot 5,5} \cdot 0,14 = 0,0127 \text{ sek}$$

Przyjęto

$$t_p = 0,013 \text{ sek}$$

Stąd

$$t_2 = t_1 + t_p = 0,016 + 0,013 = 0,029 \text{ sek.}$$

Czyli teraz

$$\max s_2 = 0,0058 + \frac{1}{2 \cdot 5,5} \cdot (0,107 - 0,097) = 0,0058 +$$

$$+ 0,0058 + 0,0097 - 0,0088 = 0,67 \text{ cm}$$

c) Przemieszczenie fundamentu w fazie sprężystej wtórnej według wzoru (2.31)

$$\infty s_3 = -\sigma_o \cdot N = 0{,}33 \cdot 0{,}778 = 0{,}25 \text{ cm}$$

Osiadanie fundamentu kafara po jednym opadzie bijaka na szabotę będzie wynosić zgodnie ze wzorem (2.33):

$$s_{tr} = s_o + \frac{1}{2\varrho} \cdot \left(W + \delta \ln \frac{\delta - W}{\delta}\right) =$$

$$= 0{,}0033 + \frac{1}{2 \cdot 5{,}5} \cdot (0{,}107 - 0{,}097) = 0{,}42 \text{ cm}$$

Fundament doznałby tylko osiadań statycznych $s_o = 0{,}33$ cm, gdyby prędkość początkowa jego ruchu wynosiła:

$$v^* = (\sigma_{gr} - \sigma_o) \cdot \frac{\omega}{C_z} \cdot \exp\left(\frac{\varrho}{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}} \cdot\right.$$

$$\left. \cdot \operatorname{arc\,tg} \frac{\sqrt{\omega^2 - \varrho^2}}{\varrho}\right) = (32 - 18) \cdot \frac{55}{5500} \cdot$$

$$\cdot \exp\left(\frac{5{,}5}{54{,}6} \cdot \operatorname{arc\,tg} \frac{54{,}6}{5{,}5}\right) = 0{,}162 \text{ m/sek}$$

Fundament doznałby prędkości ruchu o tej wielkości, opadając na szabotę z wysokości $h = 12{,}8$ m.

3. ROZPRZESTRZENIANIE SIĘ WSTRZĄSÓW WYWOŁANYCH UDERZENIAMI KAFARA HUTNICZEGO

3.1. Podłoże gruntowe jako ośrodek przewodzący zaburzenia dynamiczne

Podłoże gruntowe jest ośrodkiem o własnościach sprężystych jak również i niesprężystych. Na skutek własności sprężystych przy zaburzeniu dynamicznym ośrodek doznaje drgań, które nie pozostają ograniczone do obszaru wzburzenia.
Podłoże sąsiadujące z obszarem wzbudzenia będzie również pobudzone do drgań przez stan naprężeń wywołany tymi zaburzeniami. Drgania tych cząstek przenoszą się znowu na sąsiednie elementy i tak dalej drganie rozchodzi się do źródła zaburzenia tworząc falę.
Uwzględniając sprężystość podłoża gruntowego, podstawowe równanie różniczkowe ruchu, przy pominięciu sił masowych na następującą postać ogólną

$$(L + M)\frac{\partial \theta}{\partial x} + M\nabla^2 u_i = \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \qquad (3.1.)$$

gdzie:

u_i $(i = 1, 2, 3)$ - składowa stanu przemieszczenia,

$\theta = \sum_1^3 \frac{\partial u_i}{\partial x_i}$ - odkształcenie objętościowe,

L,M - stałe Lamego, związane z modułem sprężystości poprzecznej E, z modułem sprężystości poprzecznej G i współczynnikiem Poissona ν związkami:

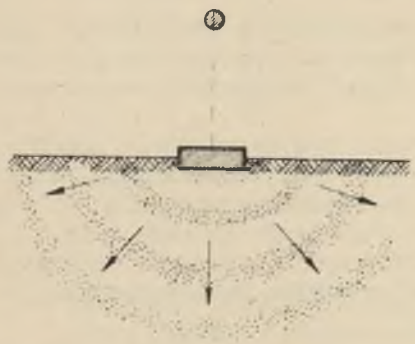
$$L = \frac{\nu}{(1+\nu)(1-2\nu)} \cdot E = \frac{2\nu}{1-2\nu} \cdot G$$

$$M = \frac{1}{2(1+\nu)} \cdot E$$

$\nabla^2 = \sum \frac{\partial^2}{\partial x_i^2}$ - operator Laplace'a,

ρ - gęstość ośrodka

W podłożu jako półprzestrzeni sprężystej rozchodzą się fale podłużne, poprzeczne i powierzchniowe.
Fale podłużne wywołują tylko zmianą objętości ośrodka. Przy tych falach cząstki gruntu drgają wzdłuż drogi rozprzestrzenia się. Każdy element objętości ośrodka zostaje na przemian raz ściskany raz ciągniony, czyli w gruncie powstaje strefa zagęszczenia i strefa rozluźnienia (rys.3.1).



Rys.3.1. Fale podłużne w gruncie

Równanie falowe wyprowadzone z ogólnego równania różniczkowego ruchu (3.1) przyjmie tu postać

$$(L + 2M)\nabla^2 u_i = \varrho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (3.2)$$

Prędkość rozprzestrzeniania się tego bezwirowego ruchu falowego, nie wywołującego zmiany postaci elementów ośrodka jest określona wzorem

$$c_1 = \sqrt{\frac{L + 2M}{\varrho}} \quad (3.3)$$

Drugi rodzaj ruchu - to fale poprzeczne.
W przypadku fal poprzecznych odkształcenie objętościowe nie występuje i $\Theta = 0$, stąd też równanie falowe ma postać

$$M\nabla^2 u_i = \varrho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \quad (3.4)$$

Przy rozprzestrzenianiu się tych fal drgania są prostopadłe do kierunku propagacji.
Prędkość ruch fal poprzecznych określa wzór

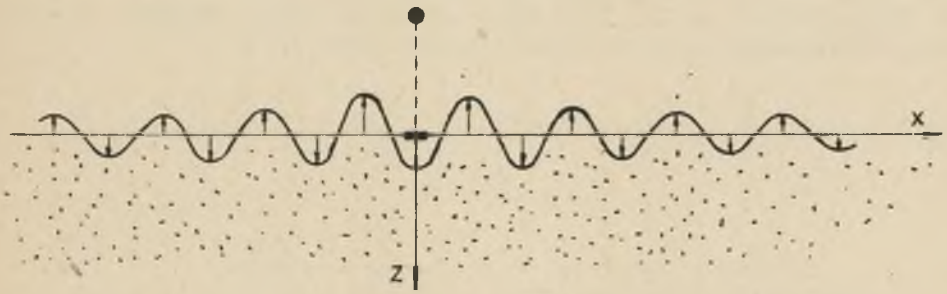
$$c_t = \sqrt{\frac{M}{\varrho}} \quad (3.5)$$

Dalszy rodzaj fal rozprzestrzeniających się w podłożu - to fale powierzchniowe czyli fale Rayleigha i fale Love'a. Fale te są szczególnie istotne w zagadnieniach drgań budowli przy zaburzeniu przekazywanym przez podłoże.
Fale Rayleigha są w zasadzie podobne do fal jakie można zaobserwować na powierzchni wody zaburzonej np. wrzuconym kamieniem (rys. 3.2). W przypadku wody mówimy jednak o falach grawitacyjnych, gdyż siłą przywracającą stan równowagi jest tu siła ciężkości. Zaś w przypadku podłoża gruntowego siłą przywracającą są wewnętrzne siły sprężystości ośrodka.
Prędkość fal Rayleigha wynosi

$$c_R = \xi \cdot c_t \tag{3.6}$$

gdzie $\xi = 0{,}92 \div 0{,}95$

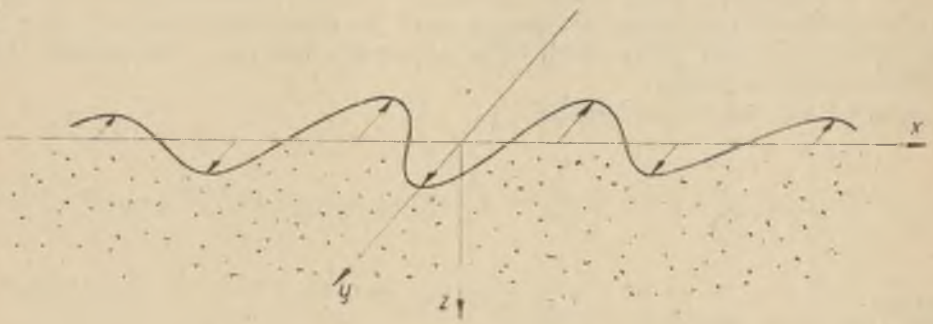
(w zależności od wartości ν).



Rys.3.2. Fale Rayleigha

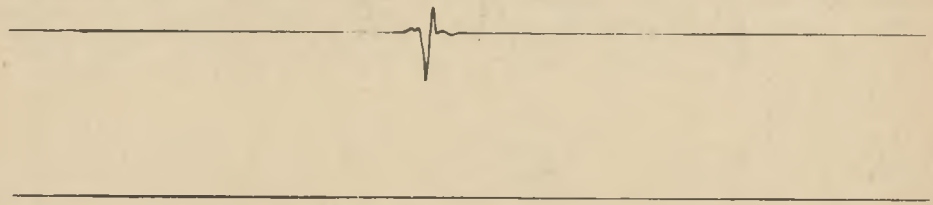
Fale Rayleigha są falami powierzchniowymi pionowymi, zaś fale Lovea są powierzchniowe poziome (rys.3.3).

Cząstki ośrodka wykonują tu ruchy w płaszczyznach równoległych do powierzchni podłoża i prostopadłe do promienia rozprzestrzeniania się fali. Ten rodzaj fali występuje szczególnie w podłożu uwarstwionym.



Rys.3.3. Fale Love'a

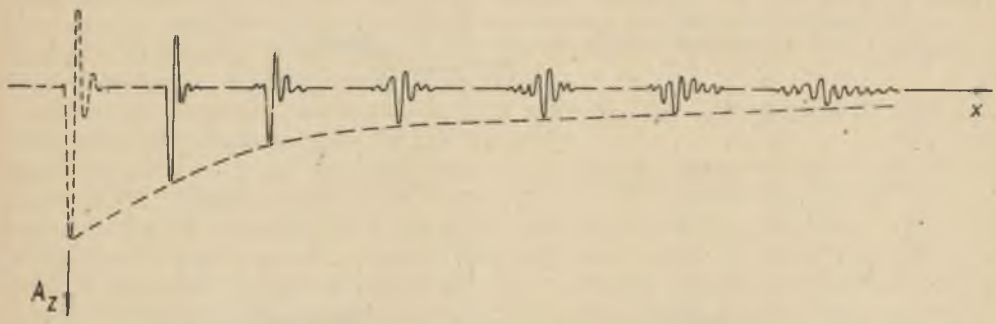
Prędkość rozprzestrzeniania się fal Love'a jest ogólnie mniejsza od prędkości fal poprzecznych c_t.
Prędkości tych fal, jak to wynika ze wzorów (3.3), (3.5), (3.5) są różne. Stąd też wychodząc ze źródła zaburzenia fale dochodzą do miejsca pomiaru nie w jednakowym czasie.
To "opóźnienie" się fal Rayleigha ilustruje zapis wstrząsu wywołanego uderzeniem bijaka o szabotę kafara (rys.3.4).



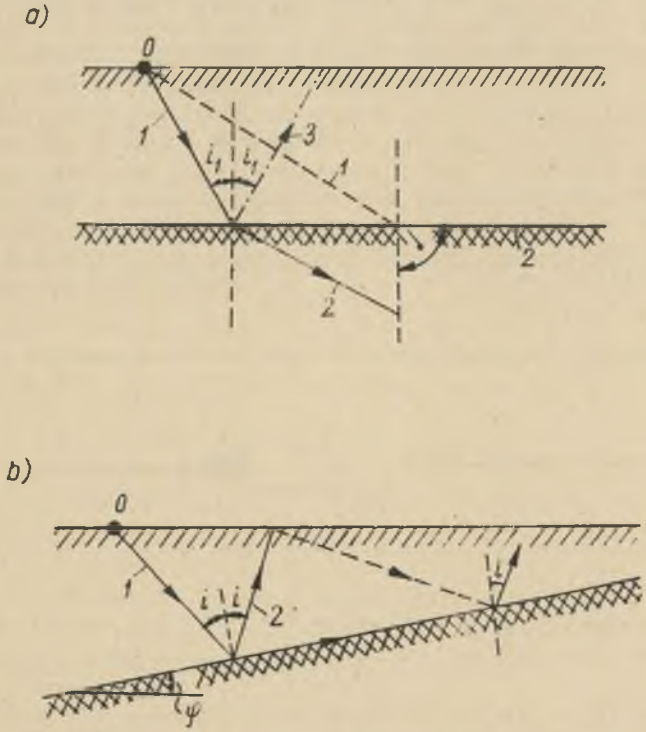
Rys.3.4. Wibrogram pionowych drgań gruntu. Pomiar wykonany na stanowisku badawczym A w odległości 25 m od fundamentu kafara

Amplitudy fal sprężystych rozprzestrzeniając się w podłożu gruntowym maleją wraz z oddaleniem się od źródła zaburzenia. jest to zasadniczo wywołane dwoma przyczynami. Pierwsza wynika z faktu, że ze wzrostem promienia rozprzestrzeniania maleje gęstość energii fali.

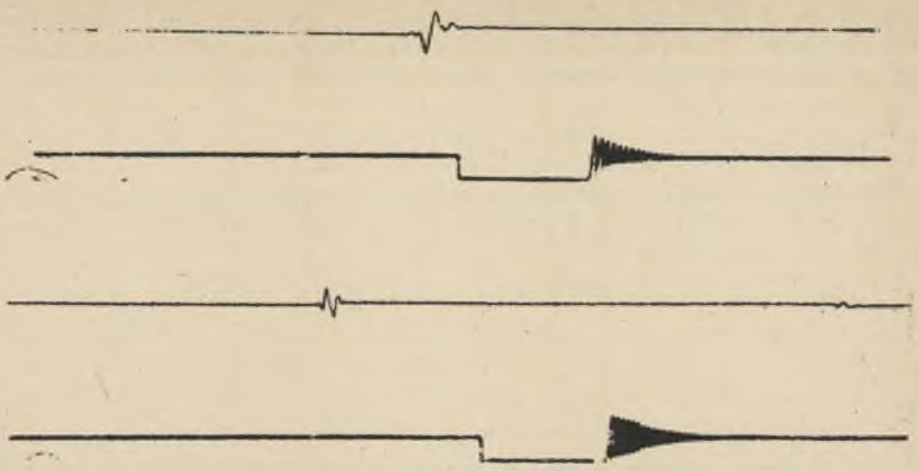
Drugą zaś przyczyną jest pochłanianie energii fali związane z niedoskonałą sprężystością podłoża i nazywane absorpcją (rys.3.5)



Rys.3.5. Wykres absorpcji fal rozprzestrzeniających się w gruncie

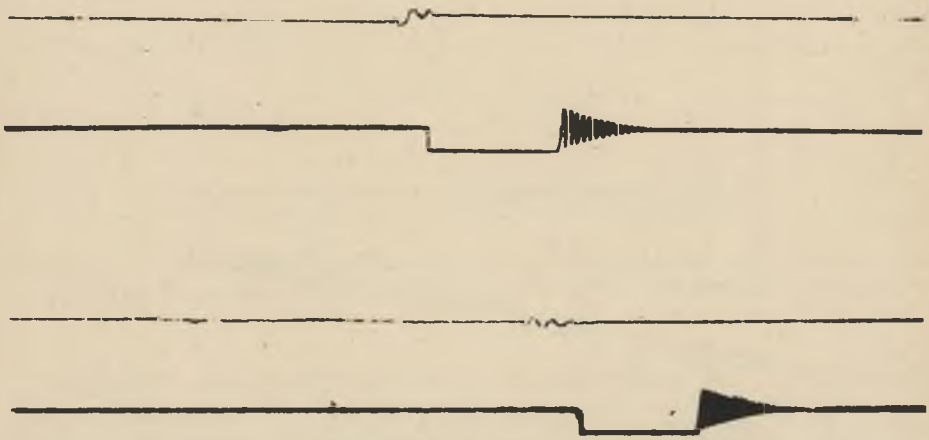


Rys.3.6. Przebieg fali w podłożu uwarstwionym: a - warstwa podłoża zalegającego poziomo; b - warstwa podłoża nachylona; 1 - fala padająca; 2 - fala załamana; 3 - fala odbita



Rys. 3.7. Wibrogram drgań gruntu. Pomiar wykonany na stanowisku ba dawczym D w odległości 16 m od fundamentu kafara hutniczego

a - amplitudy pionowe, b - amplitudy poziome



Rys. 3.8. Wibrogram drgań gruntu. Pomiar wykonany na stanowisku ba dawczym D w odległości 65 m od fundamentu kafara hutniczego

a - amplitudy pionowe, b - amplitudy poziome

Absorpcję drgań w gruncie można określić przy pomocy pomiaru amplitudy fali. Otrzymane w ten sposób wartości odnoszą się do podłoża o danej charakterystyce budowy. Nie można natomiast w warunkach polowych wyznaczyć absorpcji ściśle określonej warstwy. Fale mianowicie rozchodzą się w kilku warstwach podłoża złożonego z pokładów o niekiedy dość różnych własnościach sprężystych, a pomiar daje nam tylko wartość wypadkową.
Z przeprowadzonych badań terenowych wynika, że absorpcja podłoża jest ściśle związana z rodzajem gruntów.
Największą absorpcję zaobserwowano w gruntach nasypowych, o dużej porowatości (por.rys.3.17).
Woda zmniejsza absorpcję w gruncie luźnym w sposób istotny. Rozprzestrzeniające się w gruncie uwarstwionym fale są również odbijane i załamane na powierzchniach granicznych warstw o różnych charakterystykach sprężystych (rys.3.6). Taką granicą może być również poziom wody gruntowej.

Sam charakter drgań gruntu ze wzrostem odległości od źródła zaburzeń od kafara zmienia się w sposób istotny.
Jeśli w pobliżu fundamentu wibrogram drgań gruntu ma postać drgań typu impulsu (rys.3.7), to na dalszej odległości wobrogram przedstawia już postać dość regularnej sinusoidy (rys.3.8).
Oczywiście nie przedstawiono tu wszystkich zjawisk związanych z rozchodzeniem się drgań i wstrząsów w podłożu gruntowym. Pominięto np. tak ważne zjawisko jak interferencja fal. Zjawisko to ma bardzo ważne znaczenie w zagadnieniach fal rozchodzących się w gruncie i wywołanych stacjonarnymi źródłami zaburzenia.
W przypadku wstrząsów wywołanych uderzeniami kafara hutniczego zagadnienie nie jest aktualne.

3.2. Amplitudy wstrząsów

Kafar hutniczy, jako urządzenie przygotowujące ciężki złom do dalszego przetopu, służy do rozbijania elementów o różnej wielkości. Z uwagi na potrzeby technologiczne hutnictwa są to zarówno małe skrzepy, tak zwane wilki, jak i duże korpusy starych maszyn i konstrukcji dochodzące nieraz do 25 t.
Dlatego moc kafarów powinna być duża. Obecnie waha się ona przeciętnie w granicach 50 ÷ 200 Tm.
Energia uderzenia opadającego bijaka zostaje zamieniona częściowo na energię użyteczną przy procesie łamania i kruszenia złomu, pozostała zaś część energii wywołuje drgania fundamentu kafara, Drgania fundamentu z kolei pobudzają podłoże gruntowe, skąd rozchodzą się we wszystkich kierunkach półprzestrzeni podłoża zaburzenia w postaci fal. Dlatego też kafarownie - z uwagi na wstrząsy - są sąsiadem kłopotliwym. Powinno się je lokalizować możliwie jak najdalej od dzielnic mieszkaniowych i obiektów wrażliwych tak ze względu na konstrukcję budowli jak i z uwagi na technologię produkcji [57]. Należy również przy lokalizowaniu kafarowni, zwrócić baczną uwagę na szkodliwy wpływ wstrząsów na spokój mieszkańców najbliższej okolicy. Zasadniczo powyższe postulaty starano się zawsze uwzględniać. Jednakże rozwój hutnictwa i stale postępująca zabudowa terenu a szczególnie w okręgach przemysłowych, powodują szereg utrudnień.

Rozbudowa miast i powstawanie nowych dzielnic mieszkaniowych otacza obecnie, zlokalizowane dawniej na uboczu, zakłady przemysłowe i wchłania je w jeden kompleks urbanistyczny. Czyli innymi słowy przybliża się hutę z jej różnymi urządzeniami do budowli i ich mieszkańców.
Wstrząsy wywoływane kafarem są z reguły silniejsze od zaburzeń spowodowanych innymi źródłami wymuszenia i dlatego są kłopotliwe dla administracji zakładów jak i użytkowników okolicznych budynków i terenów, dochodzących nieraz sądownie swoich praw. Zaburzenia wywołane uderzeniami kafara mają charakter typowo udarowy i miarodajną tu jest amplituda fal rozprzestrzeniających się w podłożu [58].
Wstrząsy mają zaraz na samym początku działania szkodliwy wpływ na człowieka oraz technologię wymagającą precyzyjnych urządzeń pomiarowych [59].

Zagadnienie wpływu drgań i wstrząsów na człowieka jest od dawna (np. [60]) przedmiotem badań lekarzy-fizjologów. Szczególnie w okręgach przemysłowych zagadnienie to stało się już problemem społecznym.
Ujemny wpływ wstrząsów na proces produkcyjny zwykle wyraża się naruszeniem normalnego toku pracy maszyn, automatów i urządzeń [61] . To z kolei prowadzi do pogorszenia jakości wykonywanej produkcji dokładności pomiarów i kontroli produkcji.

W pierwszym okresie pracy kafara można nie zauważyć widocznych i szkodliwych objawów na konstrukcjach sąsiednich budynków, czy urządzeń [62]. Widoczne uszkodzenia w konstrukcjach budowlanych występują dopiero po upływie pewnego czasu. Pod wpływem wstrząsów konstrukcja budowli podlega zjawisku zmęczenia i zaczynają się pojawiać rysy, pęknięcia, a nawet awaryjne uszkodzenia [63, 64, 65, 66]. Czyli drugą ważną sprawą jest tu czas pracy kafarowni, a w związku z tym ilość wstrząsów.
Gdy kafarownia pracuje na trzy zmiany to można liczyć, że w ciągu roku będzie 70 do 100 tysięcy uderzeń.
Wstrząsy wywołane kafarem powodują niszczenie nie tylko konstrukcji naziemnych, ale mogą mieć również szkodliwy wpływ i wywoływać uszkodzenia w przewodach rurowych ułożonych w ziemi [67].

Budowle znajdujące się w promieniu oddziaływania wstrząsów doznają nie tylko uszkodzeń w postaci rys i pęknięć na skutek zjawisk towarzyszących drganiu tj. zmian naprężeń w przekroju elementów konstrukcyjnych, ale również doznają uszkodzeń wynikłych z powodu nierównomiernego osiadania całości budowli.
Obu tych wpływów nie da się od siebie oddzielić, gdyż występują jednocześnie. Z reguły największe osiadania występują gdy w podłożu zalegają grunty sypkie, a w szczególności nawodnione.

Problemów związanych z rozprzestrzenianiem się wstrząsów jest wiele. Wymagają one obszernych badań zarówno analitycznych jak i doświadczalnych.
Na pierwszy plan trzeba wysunąć zagadnienie określenia zasięgu wpływu wstrząsów wywoływanych uderzeniami kafarów jak również rozważyć środki techniczne, ograniczające szkodliwy wpływ wstrząsów na otoczenie.
Do chwili obecnej zagadnieniami tymi zajmował się jedynie D.D.Barkan [68].
Pytanie na jakie odległości od projektowanego miejsca lokalizacji źródła zaburzenia będą rozprzestrzeniać się wstrząsy, jest często stawiane zarówno przez przemysł jak i administrację terenową.

Wielkości maksymalnych amplitud drgań gruntu możemy określić dla danych warunków na podstawie analizy przeprowadzonej w rozdziale 2.
Mianowicie: - amplituda A_o drgania gruntu przy krawędzi fundamentu kafara będzie wynosiła:

$$A_o \leqslant s_1 - s_o \tag{3.7}$$

Chcąc określić wielkości wstrząsów jakich należy się spodziewać w przypadku pracy kafara hutniczego, korzystamy ze wzoru podanego

przez W. Golicyna [69]. Mianowicie, że wielkość amplitudy A drgań podłoża gruntowego (traktowanego jako półprzestrzeń) w odległości r od fundamentu kafara wynosi

$$A = A_o \cdot \sqrt{\frac{b}{2r}} \cdot \exp\left[-0,5\alpha\left(r - \frac{b}{2}\right)\right] \qquad (3.8)$$

gdzie:

A_o - amplituda drgań gruntu przy krawędzi fundamentu, obliczona według (3.7),
b - szerokość podstawy fundamentu kafara,
α - współczynnik absorpcji drgań w gruncie.

Współczynnik absorpcji można wyznaczyć dla danego terenu przeprowadzając pomiar drgań rozchodzących się w podłożu od dowolnego zaburzenia dynamicznego.
Posłuży nam do tego wzór w postaci [70]:

$$\alpha = \frac{1}{r_2 - r_1} \ln\left[\left(\frac{A_1}{A_2}\right)^2 \cdot \frac{r_1}{r_2}\right]$$

gdzie:

A_1 - amplituda drgań gruntu pomierzona w odległości r_1 od źródła zaburzenia
A_2 - amplituda pomierzona w odległości r_2.

3.3. Promienie zasięgu wstrząsów

Celem uzyskania danych, pozwalających na określenie promieni wpływu wstrząsów wywołanych uderzeniami czynnych obecnie kafarów hutniczych przeprowadzono badania na terenie szeregu hut Śląska. Pomiary wstrząsów przeprowadzono przy użyciu następującej aparatury pomiarowej:

a) elektroniczne mierniki drgań, wykonane w Katedrze Elektroniki Przemysłowej Politechniki Śląskiej

1) typ EMD - 561 (rys.3-9),
2) typ EMD - 591 (rys.3-10),

b) wibrograf Geigera typu sejsmicznego (rys.3.11),
c) zestawy czujnikowe wykonane częściowo w Zakładzie Akustyki i Teorii Drgań Uniwersytetu Poznańskiego oraz w Zakładzie Elektroniki Przemysłowej Politechniki Śląskiej (rys.3.12).

Podłożem na badanych terenach były grunty o różnej budowie, począwszy od gruntów spoistych i zwartych jak gliny piaszczyste i piaskowce (stanowisko A) do nasypów żużlowych (stanowisko C).
Badania przeprowadzano w różnych porach roku i można było stwierdzić wpływ wilgotności związanej z opadami atmosferycznymi na warunki rozprzestrzeniania się wstrząsów w danym podłożu.
Stwierdzono również, jaki jest wpływ poziomu zwierciadła wody gruntowej na zasięg rozprzestrzeniania się wstrząsów.

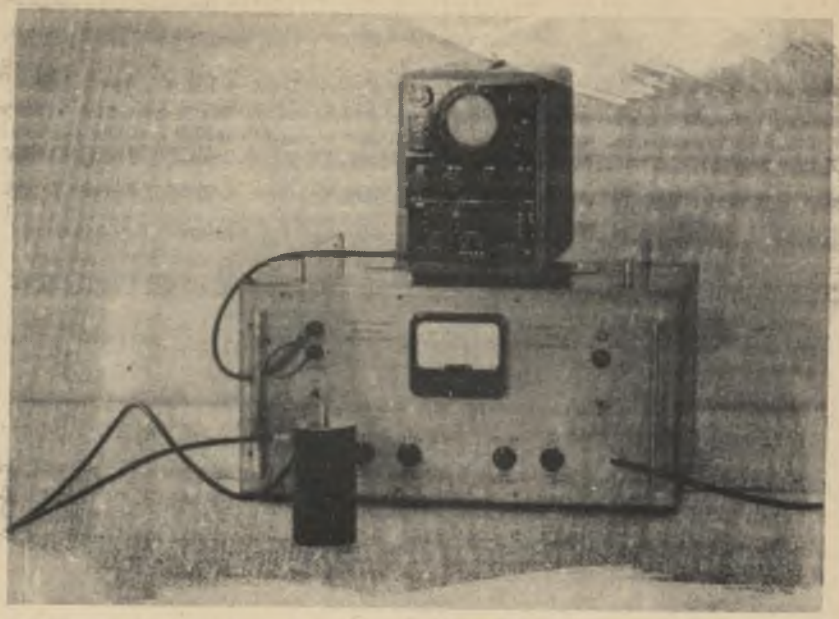
Pomiary amplitud przeprowadzono opuszczając bijak na szabotę nie pokrytą złomem.
Wyniki pomiarów przedstawione zostały na wykresach - rysunki 3.13, 3.15, 3.17, 3.19.
Wykreślone na tych rysunkach krzywe uwzględniają jedynie wartości maksymalnych amplitud.
Pomiary dowiodły, że istnieje dość ścisły związek pomiędzy wielkością impulsu uderzenia a wielkością amplitudy wstrząsu mierzonej w danym miejscu.
Pomierzone wielkości amplitud pionowych i ich związek z impulsem przedstawiono dla badanych stanowisk na wykresach - rysunki: 3.14, 3.16, 3.18, 3.20.
Impuls uderzenia jest iloczynem masy i prędkości opadającego bijaka, tj.:

$$J = \frac{B}{g}\sqrt{2\,g\,h} \qquad (3.9)$$

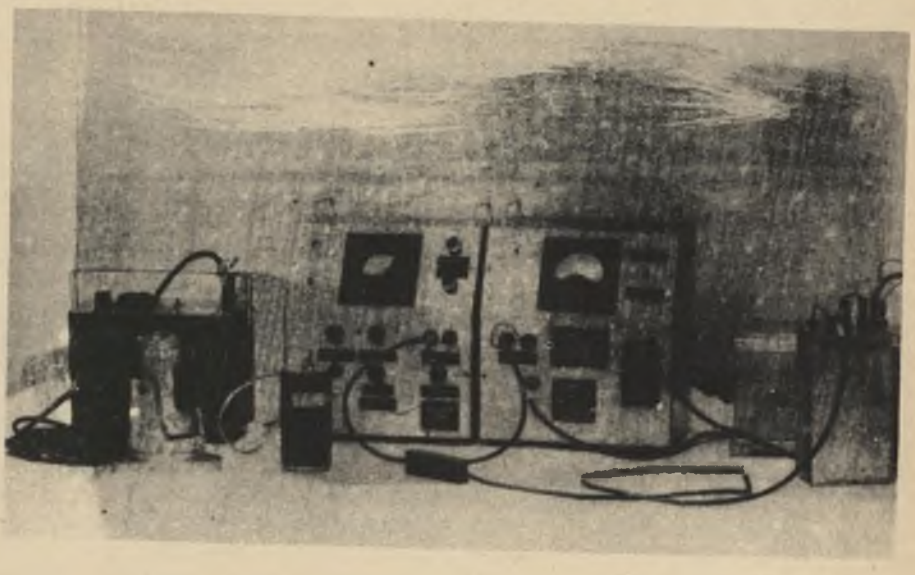
czyli, jest on zależny od ciężaru bijaka i wysokości jego opadu.

Promienie zasięgu wstrząsów są zależne zarówno od wielkości impulsu, jak też od właściwości budowy podłoża, tj. związanej z tym charakterystyki absorpcji gruntu.
Największą możliwość absorpcji wykazuje podłoże porowate, jak: nasypy żużlowe i luźne.
Najmniejszą możliwość absorpcji ma podłoże spoiste, zwarte. Absorpcja gruntów porowatych znacznie maleje wraz ze wzrostem ich wilgotności. Natomiast w gruntach spoistych wpływ wzrostu wilgotności na absorpcję jest nieznaczny.
Poziom zwierciadła wody gruntowej wpływa w sposób istotny na zasięg rozprzestrzenia się wstrząsów.
Dlatego na terenach o wysokim poziomie zwierciadła wody gruntowej należy zawsze się liczyć z dużym promieniem zasięgu wpływów wstrząsu.

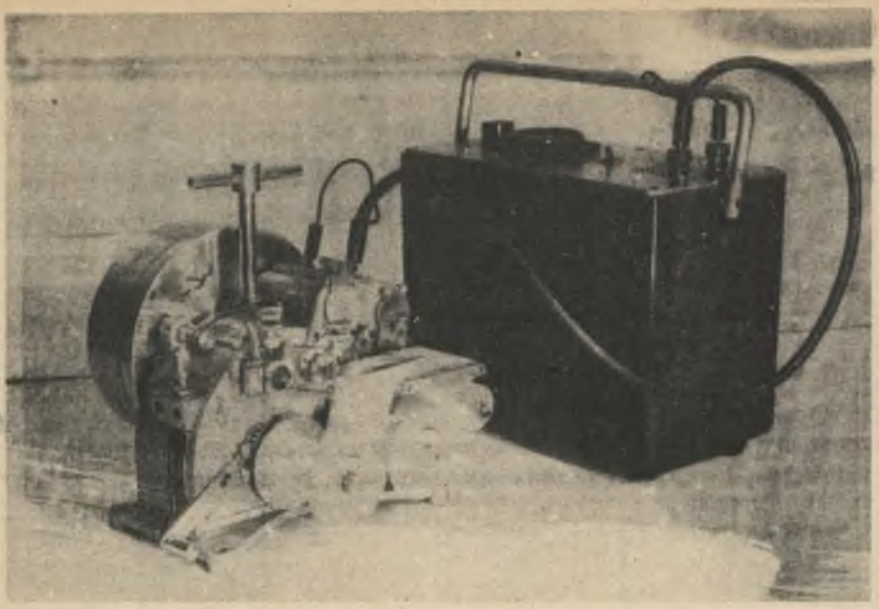
Uzyskane wyniki badań pozwoliły na określenie promieni wpływów wstrząsów wywołanych uderzeniami kafarów hutniczych dla najczęściej spotykanych w kraju urządzeń.



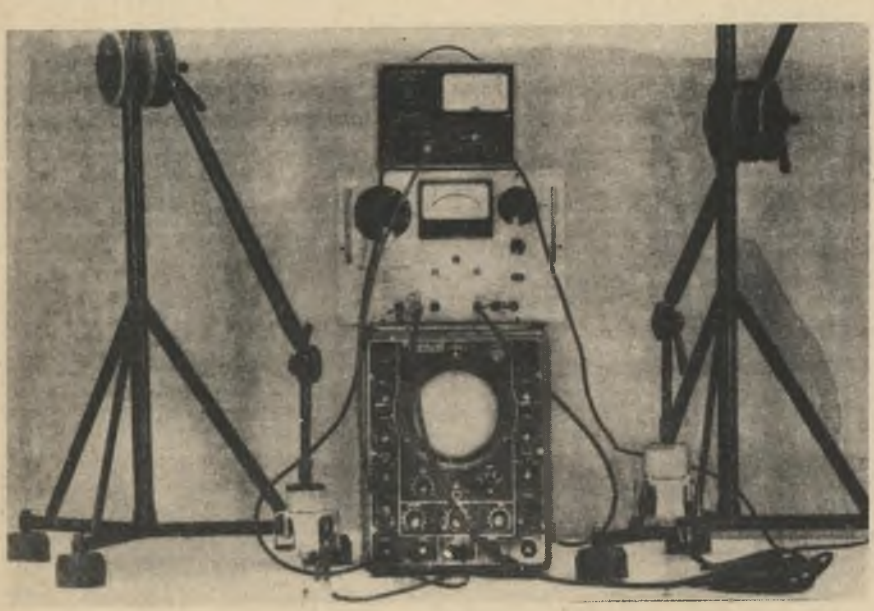
Rys. 3.9. Miernik drgań - typ EMD - 561



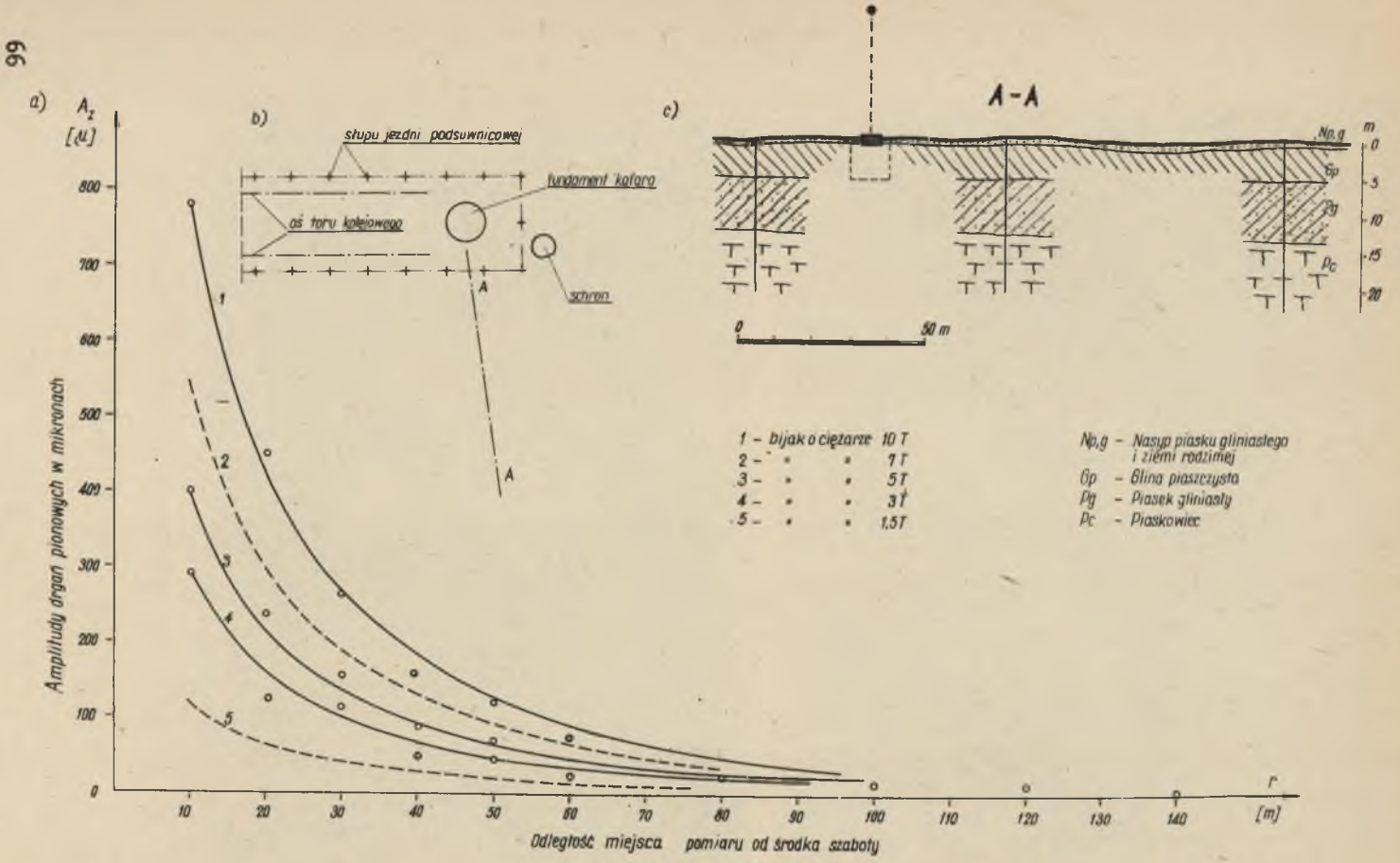
Rys. 3.10. Miernik drgań - typ EMD - 591



Rys. 3.11. Wibrograf Geigera

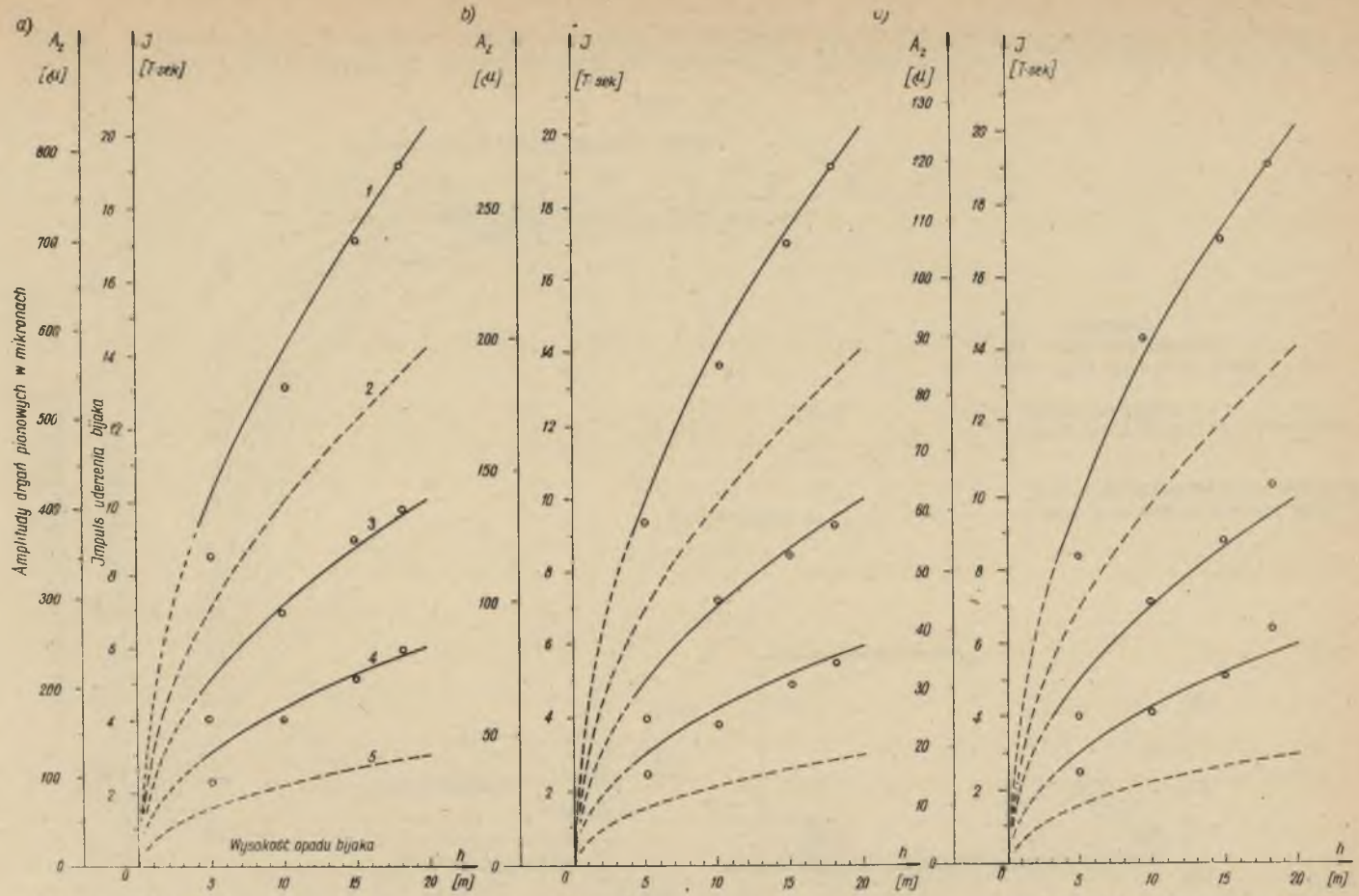


Rys. 3.12. Oscyloskopowy zestaw czujnikowy



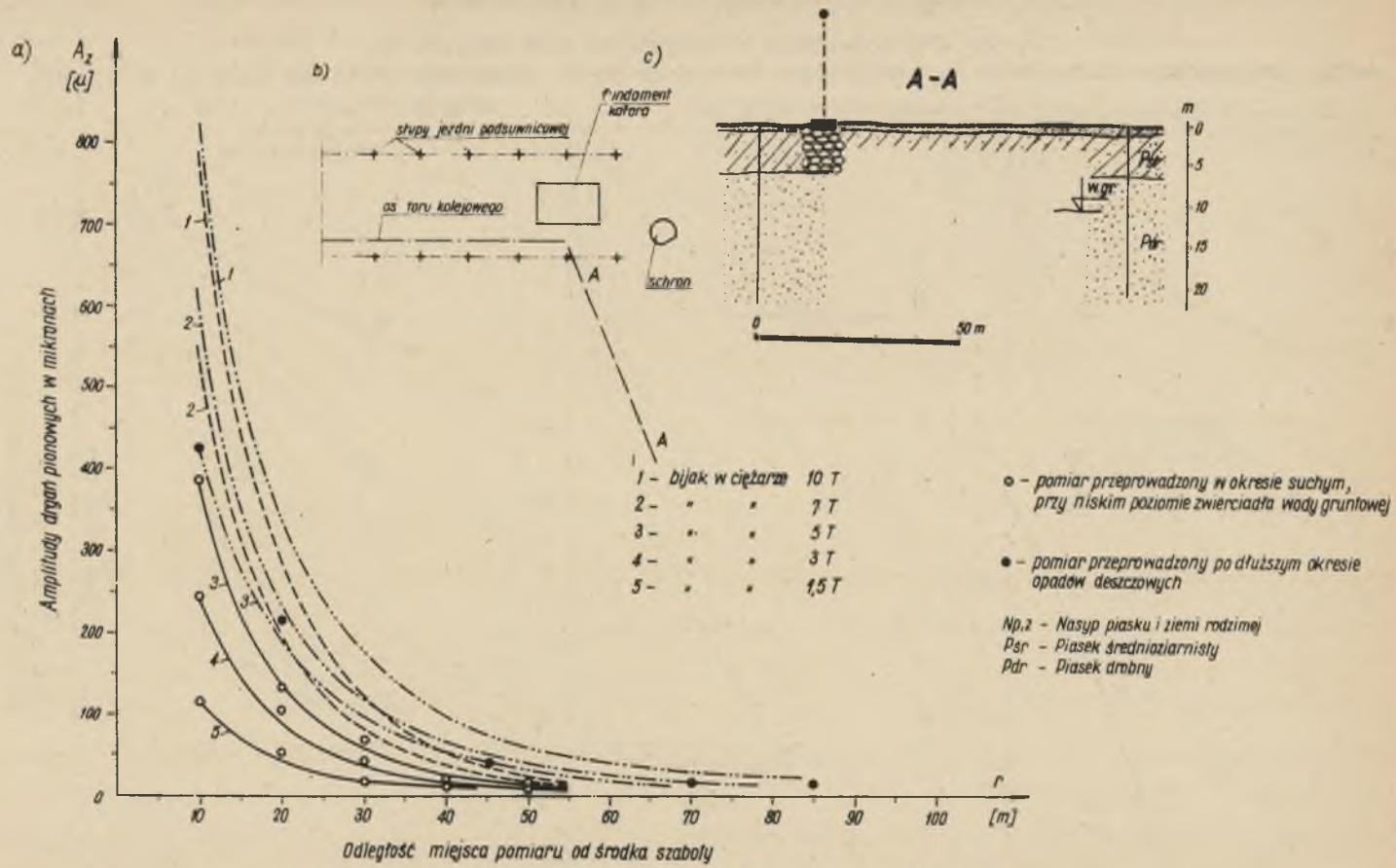
Rys. 3.13

a) wykres amplitud pionowych drgań gruntu na stanowisku A, wywołanych uderzeniami bijaka opadającego na szabotę z wysokości h = 18 m, b) plan sytuacyjny kafara, c) przekrój geotechniczny stanowiska



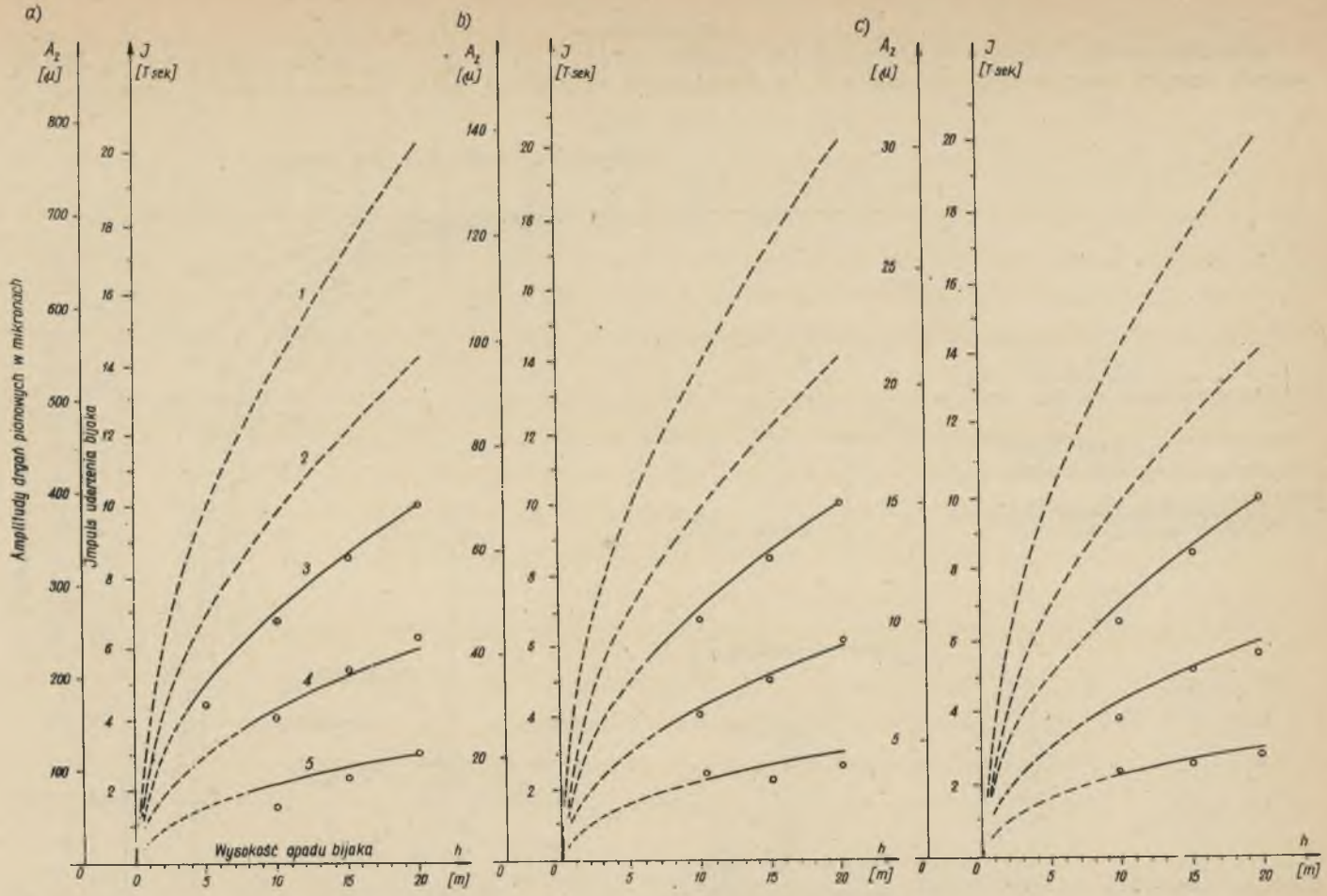
Rys. 3.14. Wykres amplitud pionowych drgań gruntu na stanowisku A, wywołanych uderzeniami bijaka opadającego na szabotę z wysokości h = 18 m

a) r_1 = 10, b) r_2 = 30 m, c) r_3 = 50 m



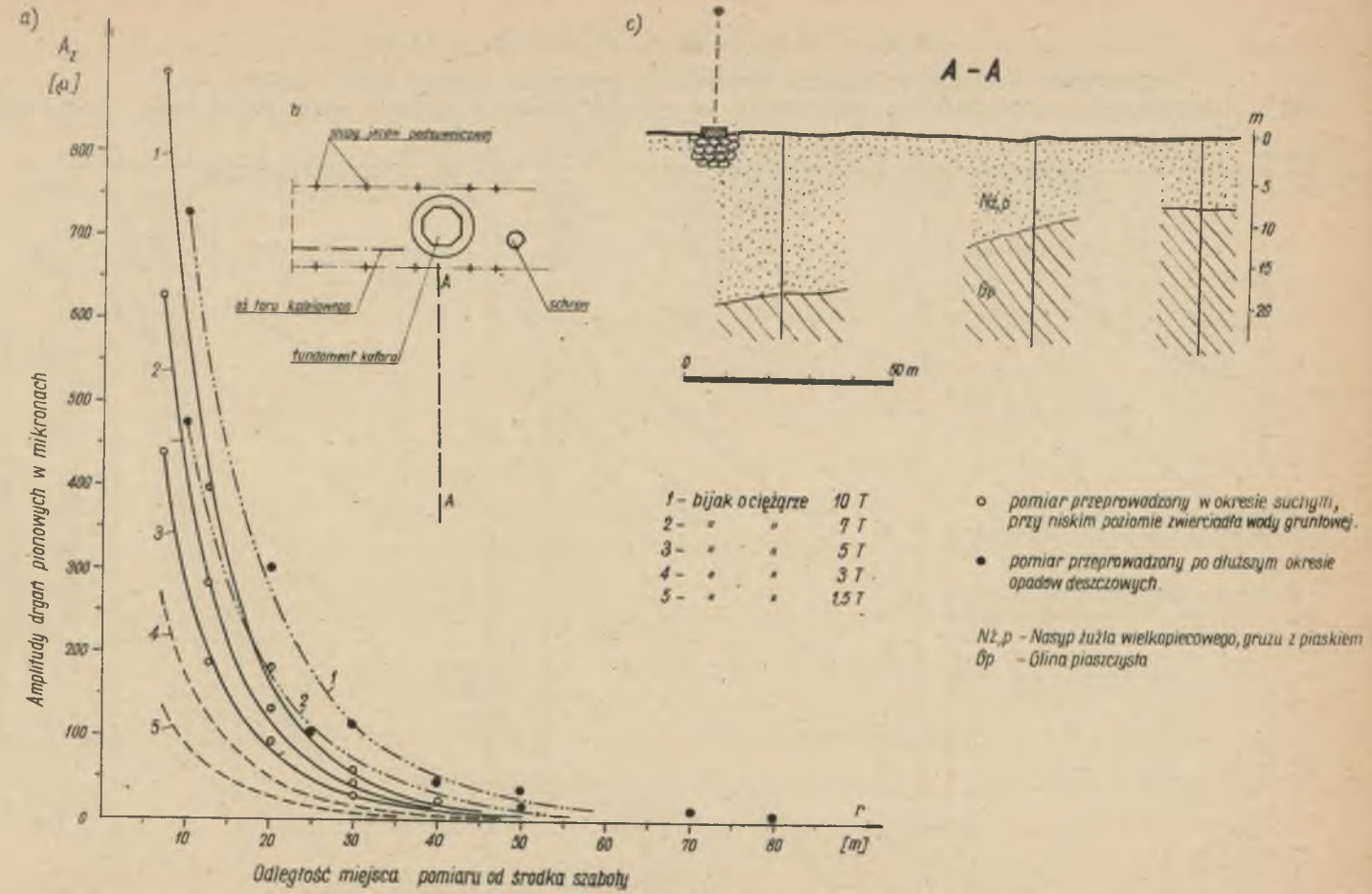
Rys. 3.15

a) wykres amplitud pionowych drgań gruntu na stanowisku B, wywołanych uderzeniami bijaka opadającego z wysokości h = 20 m, b) plan sytuacyjny kafara, c) przekrój geotechniczny stanowiska



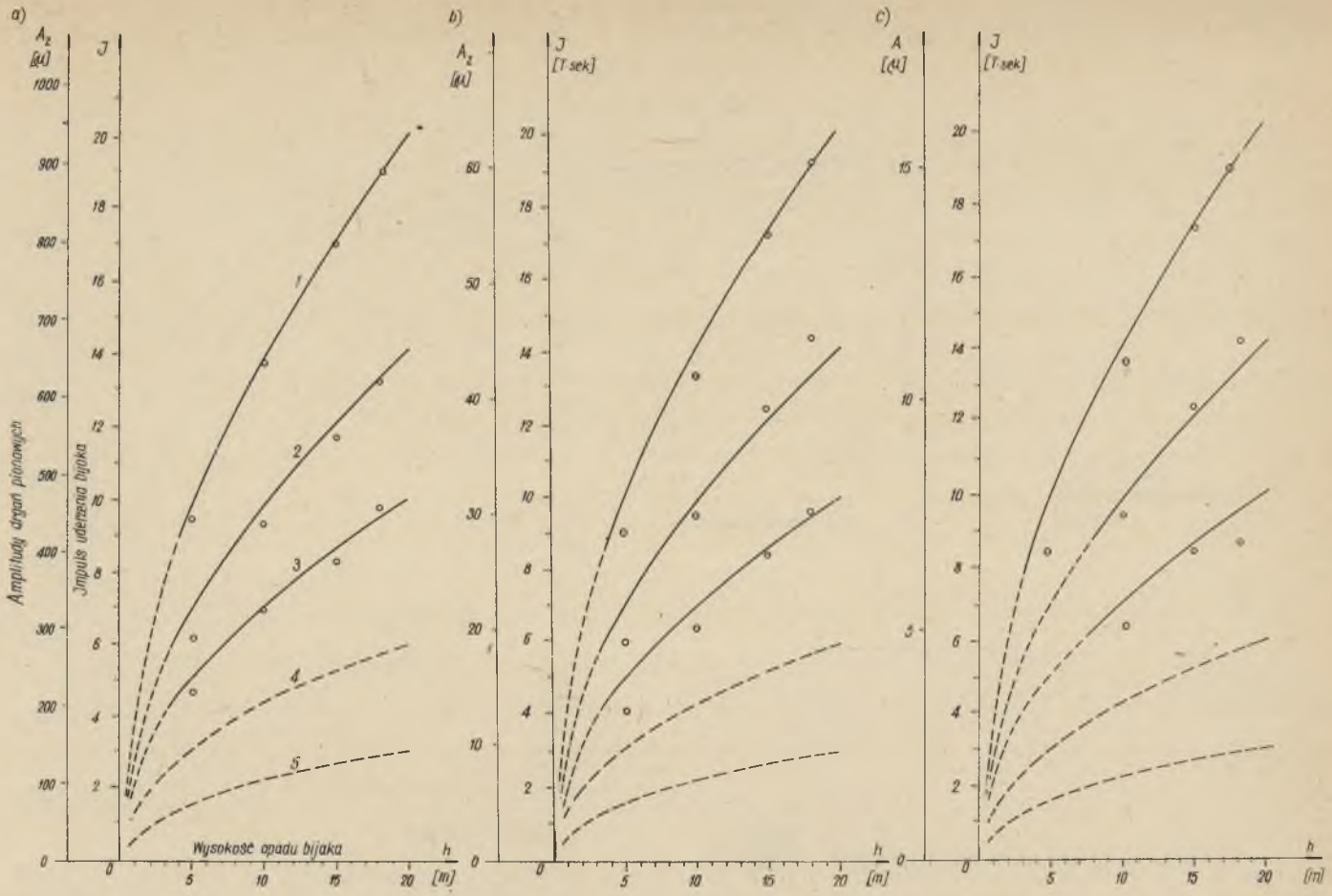
Rys. 3.16. Wykres amplitud pionowych drgań gruntu na stanowisku B, wywołanych uderzeniami bijaka kafara, przy różnym impulsie uderzenia, w odległościach o promieniu

a) r_1 = 10 m, b) r_2 = 30 m, c) r_3 = 50 m



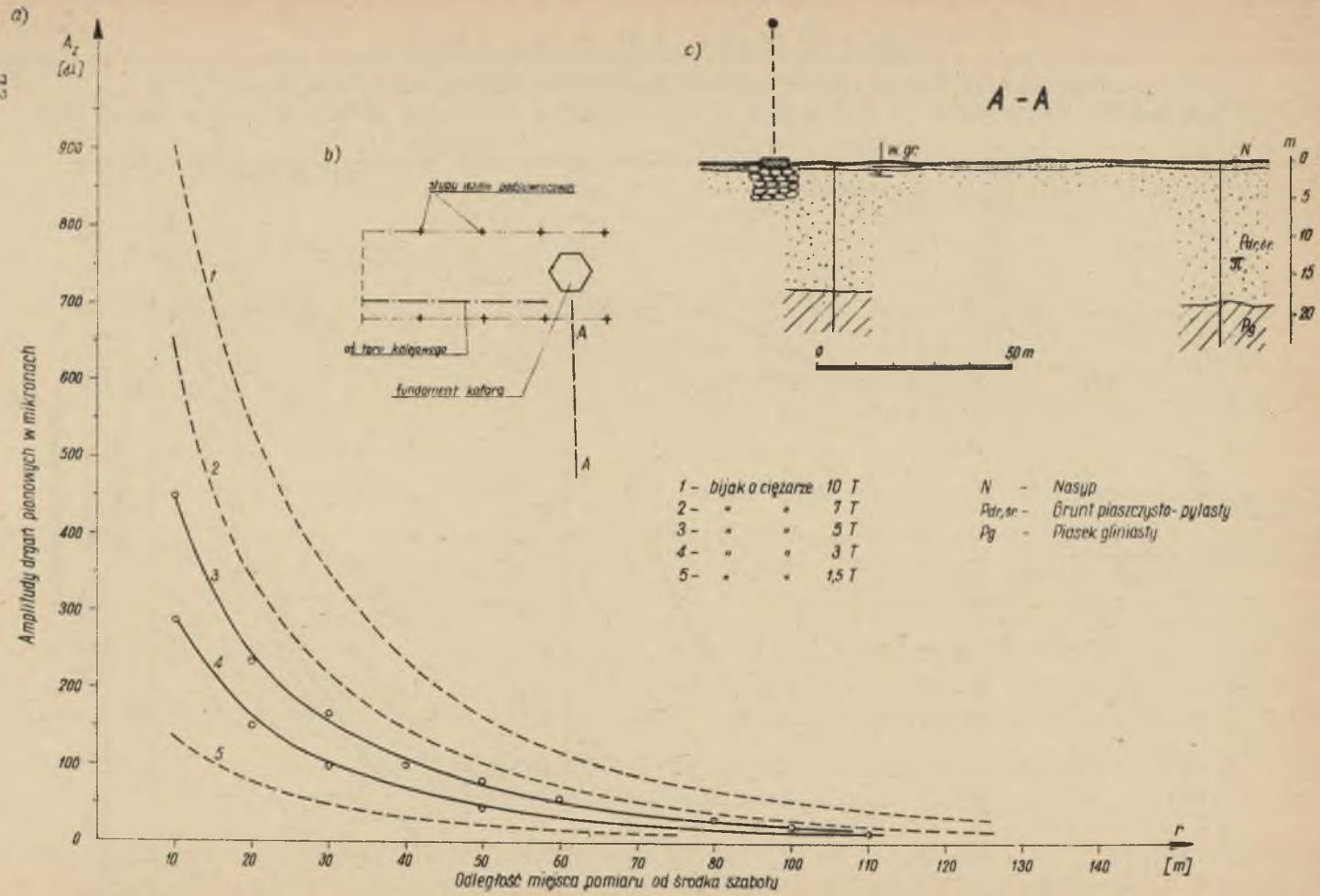
Rys. 3.17

a) wykres amplitud pionowych drgań gruntu na stanowisku C, wywołanych uderzeniami bijaka opadającego na szabotę z wysokości h = 18 m, b) plan sytuacyjny kafara, c) przekrój geotechniczny stanowiska



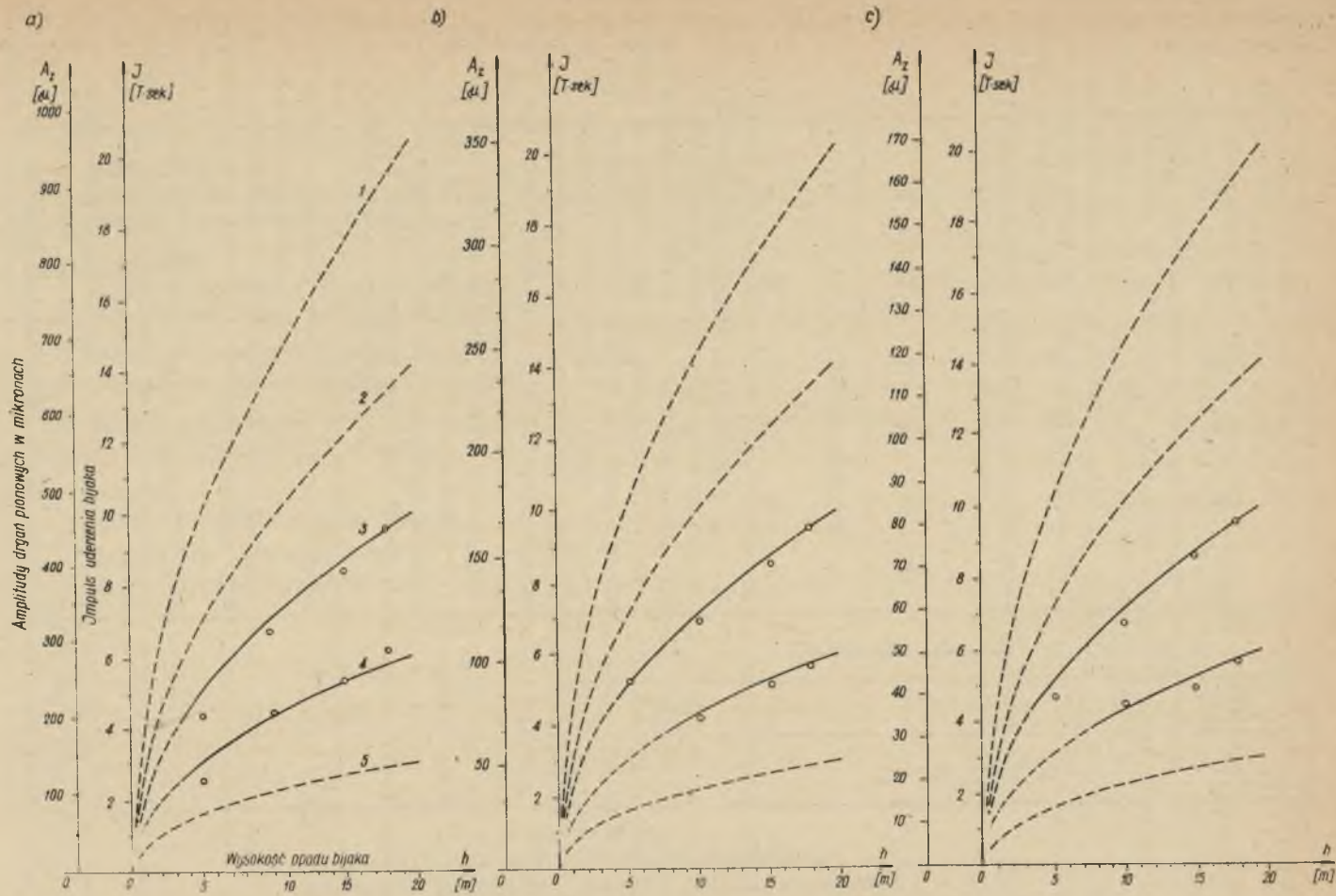
Rys. 3.18. Wykres amplitud pionowych drgań gruntu na stanowisku C, wywołanych uderzeniami bijaka kafara, przy różnym impulsie uderzenia w odległości o promieniu

a) r_1 = 7 m, b) r_2 = 30 m, c) r_3 = 50 m



Rys. 3.19

a) wykres amplitud pionowych drgań gruntu na stanowisku D, wywołanych uderzeniami bijaka opadającego na szabotę z wysokości h = 18 m, b) plan sytuacyjny kafara, c) przekrój geotechniczny stanowiska



Rys. 3.20. Wykres amplitud pionowych drgań gruntu na stanowisku D, wywołanych uderzeniami bijaka opadającego na szabotę z wysokości h = 18 m

a) r_1 = 10 m, b) r_2 = 30 m, c) r_3 = 50 m

Tablica 3-1

Minimalne promienie zasięgu wpływu wstrząsów
wywołanych pracą kafarów hutniczych
w metrach

Rodzaj gruntu	Ciężar bijaka t				
	1,5	3,0	5,0	7,0	10
	Promienie zasięgu wstrząsów m				
1. Gliny piaszczyste, piaski gliniaste - uwarstwione	35	50	60	70	80
2. Grunty piaszczyste w stanie suchym	25	35	45	50	60
3. Grunty piaszczyste w stanie bardzo wilgotnym	30	40	60	70	80
4. Grunty nasypowe złożone z żużla, gruzu i piasku w stanie suchym	20	25	30	35	40
5. Grunty nasypowe złożone z żużla, gruzu i piasku w stanie bardzo wilgotnym	25	30	40	45	55
6. Grunty piaszczysto-pylaste nawodnione; wysoki poziom wody gruntowej	40	70	85	110	130

Jako maksymalne amplitudy danego promienia wpływu przyjęto amplitudy drgań o wielkości $A_z = 20\mu$.
Ta wielkość amplitudy drgań gruntu jest przyjmowana jako ogólnie dopuszczalna na terenie, gdzie zlokalizowane są obiekty produkcyjne precyzyjnej obróbki oraz czułej aparatury pomiarowej.

Przyjmując, że przeciętne wysokości opadu bijaków kafarów hutniczych mieszczą się w granicach 10÷20 m można ustalić minimalne promienie zasięgu, przy których amplitudy wychyleń pionowych podłoża gruntowego uważa się za dopuszczalne. Wartości tych promieni zestawiono w tablicy 3.1.
Dane te mogą służyć jako orientacyjne wartości promieni zasięgu wstrząsów przy podobnych warunkach podłoża i wielkościach impulsu.

UWAGI KOŃCOWE

W pracy rozpatrzono trzy zagadnienia wchodzące w zakres konstrukcji fundamentów kafarów hutniczych.

W rozdziale pierwszym przeprowadzono analizę wpływu wielkości masy fundamentu kafara na jego użyteczną energię łamania i kruszenia złomu. Z analizy tej wynika, że efektywność pracy urządzenia kafarowego rośnie bardzo szybko w miarę wzrostu ciężaru fundamentu tylko do wartości 10-krotnego ciężaru bijaka. Następnie wzrost efektywności pracy urządzenia kafarowego w miarę wzrostu ciężaru fundamentu staje się nieznaczny i gdy ciężar fundamentu osiągnie wartość 30-krotną ciężaru bijaka, efektywność pracy pozostaje już nadal wielkością prawie stałą. Z tego wynika praktyczny wniosek budowlany, że nie ma potrzeby technologicznej wykonywania nazbyt dużych bloków fundamentowych dla tego typu urządzeń.

Rozdział drugi zawiera analizę drgań fundamentu kafara powstających pod wpływem uderzeń bijaka.
Analiza ta dowodzi, że przemieszczenia fundamentu są zależne liniowe od jego ciężaru, wielkości rzutu podstawy, ciężaru bijaka i jego wysokości opadania.
Dalej przemieszczenia te są proporcjonalne do wielkości naprężań granicznych i odwrotnie proporcjonalne do wielkości znamienia podłoża.
Współczynnik tłumienia drgań fundamentu posadowionego na gruncie wpływa na przemieszczenie malejąco w funkcji wykładniczej w stosunku do wzrostu tłumienia.
Otrzymane wzory pozwalają na wyznaczenie przemieszczeń fundamentu z uwzględnieniem charakteru uderzeń bijaka, parametrów samego fundamentu i cech podłoża. W ten sposób zostały też określone wartości amplitud powstających w źródle rozprzestrzeniania się fal.

Parametry urządzenia kafarowego są określone, natomiast znajomość liczbowych wartości charakterystyk podłoża w warunkach obciążeń dynamicznych jest jednak - jak dotąd - niewystarczająca. Chodzi tu przede wszystkim o zmiany zachodzące w czasie długotrwałej pracy fundamentu. Należy podkreślić, że analiza drgań fundamentu kafara pod wpływem uderzenia bijaka jest na tyle adekwatna, na ile przyjęty model gruntu opisuje zjawiska zachodzące w rzeczywistych warunkach podłoża. Grunty są bowiem ośrodkiem rozdrobnionym wieloskładnikowym i różnorodnym pod względem struktury, stąd też wynika zasadnicza trudność w bardziej dokładnym ogólnym opisie ich właściwości.
Ponieważ dokładność opisu zjawisk zachodzących w układzie konstrukcji posadowionej na gruncie zależy również od poznania i umiejętności uwzględnienia rzeczywistych warunków podłoża, stąd też usiłowania opracowania coraz dokładniejszych modeli są stale aktualne.
Niewątpliwie przyjęty w niniejszej pracy sprężysto-plastyczny model gruntu opisuje procesy zachodzące w podłożu pod obciążeniem w sposób dość uproszczony.
Jednak z uwagi na prosty opis matematyczny wydaje się, że model ten może mieć duże znaczenie praktyczne.

Rozdział trzeci przedstawia wyniki pomiarów drgań rozprzestrzeniających się w gruncie pod wpływem uderzeń bijaka kafara. Na podstawie pomiarów prowadzonych od szeregu lat na terenie hut Śląska uzyskano dane pozwalające określić promienie zasięgu wpływu wstrząsów. Z badań tych wynika, że absorpcja drgań różni się dość znacznie w różnych gruntach.
Największe własności absorpcyjne wykazują grunty nasypowe w stanie suchym. Te same grunty ale w stanie mokrym, mają znacznie mniejszą absorpcję i promienie zasięgu wstrząsów mogą tu wzrosnąć do 1,5-krotnej wartości pierwotnej.
Największy zasięg wpływu wstrząsów występuje w przypadku gruntów sypkich, zawilgoconych i przy wysokim poziomie wody gruntowej.
Wielkości amplitud pomierzonych na gruncie w różnych odległościach od fundamentu są w sposób dość wyraźny związane z masą i prędkością opadającego bijaka.
Ta zależność pozwoliła na określenie promieni zasięgu wstrząsów dla kafarów o różnych ciężarach i wysokościach opadu bijaka. Wyznaczone promienie (Tabl.3.1) mogą stanowić podstawę dla określenia wielkości wpływów w podobnych warunkach hydrogeologicznych.
Rozprzestrzenianie się drgań i wstrząsów w podłożu gruntowym jest dotąd jeszcze niedostatecznie poznane. Zagadnienie to jest niezwykle złożone i wymaga dalej wiele pracy zarówno analitycznej jak i pomiarowej. Rozwiązania analityczne są znów ściśle związane z doborem możliwie adekwatnego modelu podłoża stanowiącego ośrodek zaburzenia rozchodzącego się od źródła.

Jak jednak stwierdza się za pomocą pomiaru, przyjęcie odpowiedniego opisu gruntu jest tu poważnie skomplikowane przez zmienny poziom wody gruntowej występującej w danym terenie. Woda zawarta w porach gruntu zmienia jego cechy fizyczne. Zwierciadło wody gruntowej stanowi wyraźną granicę na której zgodnie z zasadami fizyki fale rozchodzące się w podłożu mogą doznać odbicia czy też załamania. Te zjawiska zaś występują na powierzchni w postaci wzmocnienia czy też osłabienia amplitudy fali w danym miejscu.
Stąd też zagadnienie rozprzestrzeniania się drgań w podłożu i uzyskanie niezbędnych danych pozwalających określić promienie ich wpływu mogą być rozwiązane tylko za pomocą pomiarów przeprowadzonych na terenach o różnej budowie hydrogeologicznej.

W pracy niniejszej starano się podać rozwiązanie tego zagadnienia dla pewnych warunków budowy podłoża.

LITERATURA

[1] Augustyn J. Pruziński Z.; Rozwój metod projektowania kafarów średniej i dużej mocy. Problemy Projektowe Hutnictwa i Przemysłu Maszynowego. Nr 9. 1960.

[2] Cebertowicz R., Pruziński Z.: Zeskalanie gruntów pod szaboty kafarów hutniczych. Wydawnictwo."Biprohutu". Gliwice. 1959.

[3] Zimin A.J.: Maszziny i awtomaty kuzneczno-sztampowocznogo proizwodstwa. Czast I. Mołoty. Maszgiz. Moskwa 1963.

[4] Mintjażstroj: Tiechniczeskije usłowija projektirowanija fundamientow pod maszziny s dinamiczeskimi nagruzkami (TU-60-49). Tłumaczenie polskie BSiPT. Budownictwa Przemysłowego. Warszawa. 1963.

[5] Barkan D.D., Britkin A.S.: Projektowanie i wykonanie fundamentów pod urządzenia fabryczne. Projektowanie zakładów przemysłowych. PWT. Warszawa 1951.

[6] Ledwoń J.. Pruziński Z.: Fundamenty kafarów hutniczych. Budownictwo Przemysłowe. Nr 10. 1954.

[7] Rausch E.: Maschinenfundamente und andere dynamisch beanspruchte Baukonstruktionen. Düsseldorf. 1959.

[8] Sawinow O.A.: Fundamienty pod maszziny. Gosstrojizdat. Leningrad Moskwa. 1955.

[9] Naleszkiewicz J.: Considerations on periodic forces causing vibrations of machine foundations. - Archiwum Mechaniki Stosowanej. Tom II. Zeszyt 3. 1950.

[10] Hückel S.: Zarys fundamentowania dla geologów. Wydawnictwo Geologiczne Warszawa. 1957.

[11] Barkan D.D.: Ustrojstwo osnowanij sooruženij i primienieniem wibrirowanija. Moskwa 1949.

[12] Szafran Z.: Wpływ wibracji na osiadanie i kąt tarcia wewnętrznego piasków ostrokrawędzistych. Praca doktorska. Wrocław. 1960.

[13] Cummings A.E.: Dynamic Pile Driving Formulas. Journal of Boston Society of Civil Engineers, Nr 27. 1940.

[14] Giersewanow N.N.: Sobranija Soczinienij. Strojwojenmorizdat 1948.

[15] Artobolewski N.J.; Biessonow A.P., Rajewski N.P.: Dinamiczeskije epiury grunta na swaju, pogrużajemuju wibracjennym mietodom. Izwiestia AN SSSR. OTN. Nr 7. 1954.

[16] Werigin N.N.: Ob upłotnieni gruntow pod nagruzkoj. Żurnał prikładnoj miechaniki i techniczeskoj fiziki. Nr 1. 1961.

[17] Whitaker, Cooke R.W.: A New Approach to Pile Testig.Proceedings of the 5-th International Conference of Soil Mechanice and Foundations Engineers. 1961.

[18] Taylor D.W.: Fundamentals of soil Mechanics. New York-London. 1954.

[19] Kögler F., Scheidig A.: Baugrund und Bauwerk.W.Ernst u.Sohn Berlin. 1939.

[20] Press A.: Druckverteilung im Boden unter starren und elastischen Grundplatten. Zentralblatt der Bauverwaltung. H. 41. 1934.

[21] Płorin W.A.: Niekotoryje teoreticzeskie położenija rasczeta sooruženij na podatliwych gruntach. Gidrotechniczeskoe Stroitelstwo. Nr 11. 1936.

[22] Barkan D.D., Szechtior C.J.: Ob osadkach wyzywajemnych dejstwiem dinamiczeskich nagruzok. Sbornik N.I. I. Moskwa 1961.

[23] Diduch B.: Dinamiczeskoe wzaimodejstwije trambujuszczej plity s upłotnjaemym gruntom. Inżenorno-Fiziczeskij Żurnał. Tom V. Nr 2. 1962.

[24] Kisiel J.: Drgania wymuszone na pewnym podłożu reologicznym. Księga pamiątkowa dla uczczenia 70-lecia Urodzin Profesora W. Wierzbickiego. Warszawa 1960.

[25] Kisiel J.: Niektóre zagadnienia dynamiki proporcjonalnego podłoża reologicznego. Archiwum Inżynierii Lądowej. Tom VIII. Zeszyt 3. 1962.

[26] Kisiel J.: Definicja modelu M/V Gruntu. Archiwum Inżynierii Lądowej. Tom VIII. Zeszyt 3. 1962.

[27] Kisiel J.: Doświadczalne sprawdzenia modelu M/V gruntu. Archiwum Inżynierii Lądowej. Tom VIII. Zeszyt 3. 1962.

[28] Hertwig A., Früh G., Lorenz H.: Die Ermittlung der für das Bauwesen wichtigsten Eigenschaften des Bodens durch erzwungene Schwingungen. Veröffentlichengen des Instituts der Deutschen Forschungsgeselschaft für Bodenmechanik (Degebo) an der Technischen Hochschule Berlin. Heft 1. 1933.

[29] Rausch E.: Maschinenfundamente und andere dynamische Bauaufgeben Berlin. T.I-II.1943.

[30] Kisiel J.: Dynamika fundamentów pod maszyny. PWN. Warszawa, 1957.

[31] Kłoś Cz., Lipiński J.: Fundamenty pod maszyny. Arkady. Warszawa. 1959.

[32] Fiłonienko-Borodicz M.M.: Niekotoryje pribliżennyje teorii uprugogo osnowanija. "Uczenyje zapiski MGU". Wyp. 46, 1940.

[33] Lorenz H.: The determination of the dynamical characteristics of soils a good help in the calculation of dynamically exited foundations. - Proceedings of the 3-rd. Intern. Conference on Soil Mechanics and Foundations Eng. vol. I. Zurich 1953.

[34] Piętkowski R.: Mechanika Gruntów. Wyd. "Budownictwo i Architektura". Warszawa 1957.

[35] Liubimow S.M.: Rasczet kolebanij fundamentow pod mołoty. Stroitelnaja Promyszlennost. Nr 2. 1952.

[36] Snitko N.K.: Dinamiczeskije napriażenija w osnowanii pri udare. Osnowanija, Fundamenty i Mechanika Gruntow. Nr 5. 1959.

[37] Balakrishna Rao H.A., Nagaraj C.N.: A new method for predicting the natural frequency of foundation soil systems. The Structural Engineer. October. 1960.

[38] Balakrishna Rao H.A.: The design of machine foundations related to the bulb of pressure. Proceedings of the 5. Internat Conf. on Soil Mechanics and Foundations. Vol. I. 1961.

[39] Szechtier O.J.: Ob uczete inercjonnych swoistw grunta pri rasczete vertikalnych wynużdennych kolebanij massiwnych fundamentow. Nauczno-Issledowat. Instit. Minwojen-morstroja. Sbornik, 12. 1948.

[40] Śliwa J.: Z zagadnień dynamiki fundamentów kafarów hutniczych. Sesja Naukowa Wydziału Budownictwa Przemysłowego i Ogólnego Politechniki Śląskiej - Specjalne Konstrukcje Przemysłowe. Zeszyt Naukowy Nr 67. 1962.

[41] Voigt W.: Bestimmung der Konstanten der Elastizität und Untersuchung der inneren Reibung für einige Metalle. Wied. Ann. 47. 1892.

[42] Rowett F.: Proceedings of Royal Society. London (A). v. 899. 1914. wg [70].

[43] Kimball A.: Transactions of American Society of Mech. Eng. APM 51-21. 1929. wg [70].

[44] Połotowskij Ł.S.: Technika radio i słabego toka, 4 M. 1932.

[45] Korczyński J.Z.: Rasczet stroitelnych konstrukcji na wibracjon nuju nagruzku. Strojizdat. M. 1948.

[46] Łunc E.B.: Ob opredelenii sił zatuchanija ot wnutrennogo trenija pri krutilnych kolebanijach metalliczeskich sterżniej. Wiestnik Metallopromyszlennosti. Nr 5. 1936.

[47] Dawidenkow N.N.: O rassejanii energii pri wibracji. Żurnał tech niczeskoj fiziki. t 8. wyp. 6. 1938.

[48] Schlippe B.V.: Die innere Dämpfung. Ingenieur. Archiv. Bd VI Nr 2. 1935.

[49] Iszlinskij A.J.: Ob urawnienijach prostranstwiennogo dieformirowanija nie wpolnie uprugich i wjazkopłasticzeskich tieł. Izwiestija A.N. SSSR. Nr 3. 1945.

[50] Rżanicyn A.R.: Niekotoryje woprosy mechaniki sistem deformijuszczich wo wremieni. Gosstroizdat. 1949.

[51] Panow D.J.: O krutilnych kolebanijach stierżnija pri naliczii uprugogo gisterezisa. Prikładnaja Matematika i Mechanika. T IV Wyp. I. 1940.

[52] Pisarenko G.S.: Kolebanija uprugich sistem s uczetom rassejanija energii w materiale. Izd. AN Ukr. SSR. Kiew. 1955.

[53] Bat M.J.: Wynużdennyje kolebanija w sistemie s gisterezisom. Prikładnaja Matematyka i Mechanika. T. IV. Wyp. 3. 1940.

[54] Sorokin E.S.: Issledowanija po dinamike soorużenij. Strojizdat M. 1951.

[55] Panowko J.G.: Ob uczete gisterezisnych w zadaczach prikładnoj uprugich kolebanij. Żurnał Techniczeskoj Fiziki. Wyp. 3. 1953

[56] Rossiński B.: Fundamentowanie. Wydawnictwo Arkady, Warszawa. 1961.

[57] Ledwoń J.: Zasięg wpływów dynamicznych kafarów hutniczych. Biuletyn Techniczny Biprohutu. Nr 1-2. 1955.

[58] Śliwa J.: Z teorii rozprzestrzeniania się fal sprężystych w podłożu. Praca doktorska. Gliwice. 1960.

[59] Crockett J.H.A., Hammond R.E.R.: Reduction of ground vibrations into structures. The Institution of Civil Engineers. London. 1947.

[60] Dieckmann D.: Über die Einwirkung mechanischer Schwingungen bis 100 Hertz auf den Menschen. VDI. Berichte. Band 24. 1957.

[61] Auerbach R.: Einwirkung von Schwingungen auf chemische Reaktionen. VDI-Berichte. Band 4. 1955.

[62] Śliwa J.: Z zagadnień rozprzestrzeniania się fal sprężystych w gruncie i ich wpływu na budowle. Sprawozdania z zebrań naukowych Oddziału Gliwickiego PTMTS. Gliwice. czerwiec 1962.

[63] Ciesielski R.: Problemy dynamiczne konstrukcji budowlanych. Podstawowe problemy współczesnej techniki. Tom IV. PWN. Warszawa. 1959.

[64] Ciesielski R.: Wpływ drgań i wstrząsów na budowie prefabrykowane. Księga Konferencji naukowej Politechniki Krakowskiej. Kraków. 1957.

[65] Ciesielski R.: Ocena wpływu drgań i wstrząsów na budowle Zabytkowe. Inżynieria i Budownictwo Nr 1. 1961.

[66] Ciesielski R.: Ujęcie obliczeniowe oraz ocena wpływu drgań i wstrząsów pochodzących ze źródeł zewnętrznych na niektóre typy budowli. Politechnika Krakowska. Zeszyt Naukowy - Budownictwo Nr 4. 1961.

[67] Śliwa J.: Wpływ rozprzestrzeniających się w podłożu drgań na konstrukcję rurociągu. Gaz, Woda i Technika Sanitarna. Nr 12. 1960.

[68] Barkan D.D.: Dinamika osnowanij i fundamientow. Strojwojenmorizdat. Moskwa. 1948.

[69] Golicyn W.: Lekcji po sejsmomietrii. Petersburg. 1912.

[70] Nazarow A.G.: Metod inżenernogo analiza sejsmiczeskich sił. Izdatelstwo AN Armjanskoj SSR, Erewan. 1956.

ZESZYTY NAUKOWE POLITECHNIKI ŚLĄSKIEJ
ukazują się w następujących seriach:

A. AUTOMATYKA
B. BUDOWNICTWO
Ch. CHEMIA
E. ELEKTRYKA
En. ENERGETYKA
G. GÓRNICTWO
IS. INŻYNIERIA SANITARNA
MF. MATEMATYKA-FIZYKA
M. MECHANIKA
NS. NAUKI SPOŁECZNE

Dotychczas ukazały się następujące zeszyty
serii B:

Budownictwo z.	1,	1956 r.,	s. 84,	zł	13,50
Budownictwo z.	2,				
Budownictwo z.	3,	1960 r.,	s. 104,	zł	28,50
Budownictwo z.	4,	1961 r.,	s. 107,	zł	18,75
Budownictwo z.	5,	1962 r.,	s. 156,	zł	12,90
Budownictwo z.	6,	1962 r.,	s. 111,	zł	8,90
Budownictwo z.	7,	1961 r.,	s. 118,	zł	9,20
Budownictwo z.	8,	1962 r.,	s. 86,	zł	6,25
Budownictwo z.	S,	1962 r.,	s. 128,	zł	8,85
Budownictwo z.	9,	1963 r.,	s. 80,	zł	4,40