土木試驗所報告

第二十二號

昭和七年五月

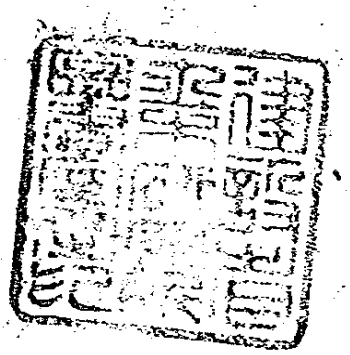
地震時土壓の實驗的研究

混凝土鋪裝繼目用エラスタイト試驗

高田馬場試驗鋪裝の路床土質に關する試驗

基礎の沈下量算定法（第二）

新土壓計算圖表



內務省土木試驗所

建設省沼津支所圖書

分類	II－K	番号	1－12
購入年月日	年　月　日		

正　　誤　　表

頁	行	誤	正
總目次	2	錦裝繼目用	鋪裝膨脹繼目用
4	3	最 •	最大
9	下より 10	第九圖	第十圖
13	4	釣 1%	約 1%
28	18	0.1　0.1　0.3	0.1　0.2　0.3
41	15	高 $H\times 30^{cm}$	高 $H=30^{cm}$
70	1	$p/p=n$	$q/p=n$
〃	9	$\frac{(n+1)\tan\kappa}{1+n\tan^2\kappa}$	$\frac{(n-1)\tan\kappa}{1+n\tan^2\kappa}$
〃	10	$\frac{P}{n}$	$\frac{p}{n}$
73	下より 10	$\kappa'=\frac{\pi}{2}+\alpha-\kappa-\beta$	$\kappa'=\frac{\pi}{2}-\alpha-\kappa-\beta$
75	下より 12	0.292 0.237 0.265 0.241 0.233 0.195 0.163	0.302 0.251 0.306 0.300 0.312 0.295 0.284
77	12	δ •	δ を附表第二
85	2	異りたり	異りたる
86	3	二支點に A,B て	二支點 AB にて
97	下より 1	20°　20°　25°	15°　20°　25°
附圖說明	下より 11	$\tan^{-1}\frac{k_v}{1-k_h}$	$\tan^{-1}\frac{k_h}{1-k_v}$
103	1	混凝上	混凝土
〃	13	にして	而して
105	23	混凝上	混凝土
135 頁　下より 13行 及び圖表中の記號說明		tan $\theta=k$=水平震度 k_v=鉛直震度	k_h, k_v=水平及び鉛直震度 tan $\theta=K=k_h/(1-k_v)$
138 頁　1行及び 5行		水平震度 k	震度 K

土木試驗所報告

第二十二號

序言

本報告は地震時土壓の實驗的研究、混凝土鋪裝繼目用エラスタイト試驗、高田馬場試驗鋪裝の路床土質に關する試驗、基礎の沈下量算定法(第二)及び新土壓計算圖表等試驗研究の結果を輯錄せるものである。

地震時土壓の實驗的研究は土壓を主要外力とする岸壁擁壁等の土木構造物の耐震性を研究し最も有利なる工法を發見せんが爲め先づ地震時に於て著しく增大する土壓を精密なる裝置に依り實驗的に研究し豫期の成果を收めたるものである。

混凝土鋪裝繼目用エラスタイト試驗は內外の製品多種に上り其の製法性質價格等種々にして撰擇に迷ふ狀態なるを以て十數種に對し材料製法と繼目材としての性能とを試驗し各場合に對し適切に撰定し得る資料を與へたるものである。

高田馬場試驗鋪裝の路床土質に關する試驗は鋪裝の路床土質に關する實地試驗として本邦最初のものなるが之に依て從來惡質路床と看做れたる東京山手の赤土も多少の加工に依り相當良質の路床に改良し得る見込ある事を明かにしたものである。

基礎の沈下量算定法（第二）は報告第二十號發表の續編にして上下に硬軟兩層ある地盤上の工作物基礎の沈下の程度を理論上より豫定する方法を明かにしたものである。

新土壓計算圖表は地震時土壓力の計算が極めて複雜にして實用に不便なるを以て多大の手數を盡して新たにノモグラムを考案し之に依て如何なる場合の土壓及其强度をも容易に決定し得る樣にしたものである。

昭和七年五月

內務省土木試驗所長　內務技師　物部長穗

目　　次

地震時土壓の實驗的研究　　內務技師　松尾春雄．．1

混凝土鋸裝繼目用エラスタイト試驗　內務技師 西川榮三、內務技手 松本榮．．103

高田馬場試驗鋪裝の路床土質に關する試驗　內務技師　高田昭．．111

基礎の沈下量算定法（第二）　　松村孫治．．125

新土壓計算圖表　　本間仁．．135

地震時土壓の實驗的研究

內務技師　松　尾　春　雄

內容梗概

地震時壁面に作用する土壓力に關する諸種の現象を小型振動函(寸法內法 40×43×110 cm)に乾燥せる砂を充し之に水平振動を與へて試驗せるものの報告である。
全篇を通讀する時間を有せざる讀者は第八章及第十章に就て試驗の概要を見られたし。

目　次

頁

第一章　試驗設備 2
[1] 一般裝置及振動函 2
[2] 測定裝置 4
第二章　使用砂に關する試驗 10
[3] 砂の大きさ及重量 10
[4] 摩擦係數 13
第三章　靜止土壓力測定 16
[5] 試驗の方法 16
[6] 測定の結果 18
第四章　振動初期に於ける土壓の變化 21
[7] 試驗の方法 21
[8] 彈性支點の場合 21
[9] 固定支點の場合 27
[10] 砂のつき固めをなしたる場合 30
第五章　安定狀態に達したる後の壓力の變化 32
[11] 水平壓力 32
[12] 垂直壓力 41
[13] 壁の歪と壓力との關係、固定支點の場合 42
[14] 壁の歪と壓力との關係、彈性支點の場合 45
第六章　壁の支持方法と土壓との關係 48

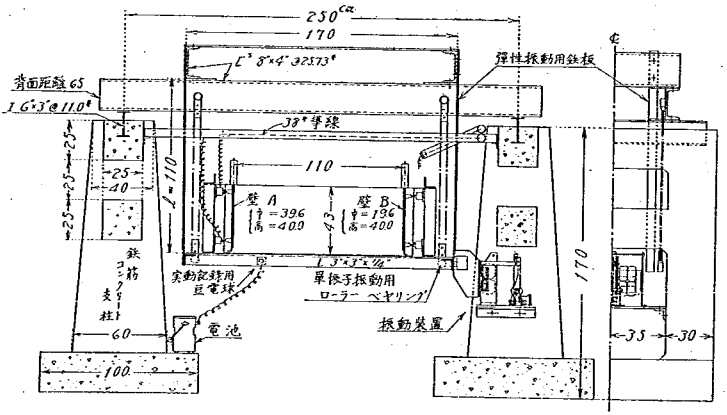
[15] 壓力の分布 48
[16] 部分的に强固なる壁に作用する壓力 52
[17] 蝶番に依つて回轉し得る壁に作用する壓力 54
第七章 振動中の土壓に對する種々の影響 55
[18] 側壁に依る影響 55
[19] 裏込の幅に依る影響 59
第八章 試驗結果の綜合、計算値との比較 61
[20] 地震時土壓計算法 61
[21] 試驗の結果 63
第九章 地震時土壓理論 69
[22] 概 要 69
[23] 應力隋圓に依る地震時土壓の解法 69
[24] 地震時土壓一般解法 78
第十章 結 論 84

第一章 試驗設備

[1] 一般裝置及振動函

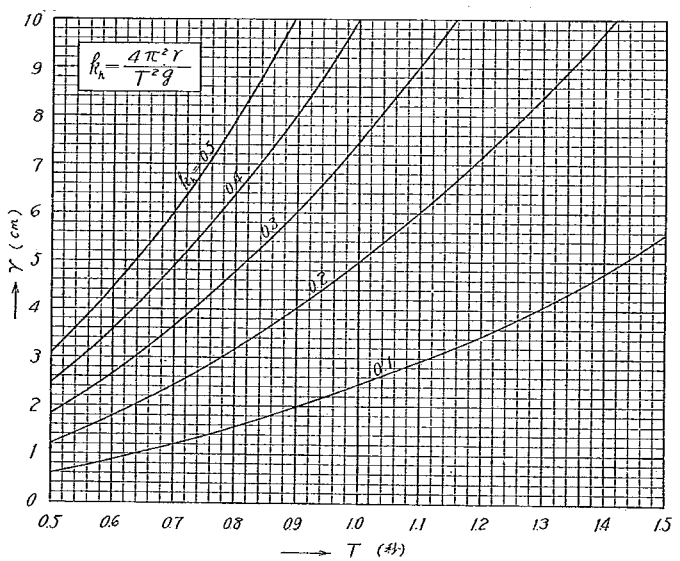
(1) 振動函 試驗は第一圖に示す如き寸法約 40×43×110 cm の振動函の中に砂を滿し、兩端に設けたる壁面に作用する壓力を測定するものにして、函は上に設けたる桁より四板の鐵板を以て吊して振動せしむ。函の兩側は 41.5×120 cm 厚さ 1 cm のガラス板に目盛を施したるものを使用して觀測に便ならしめ、兩端の壓力測定壁面の中、一方は最大高さ 40 cm, 巾 40 cm の垂直面に作用する壓力を測定し、他方は高さは 40 cm にして巾 20 cm の垂直面に作用する壓力を測定する。巾 20 cm の壁の兩側に巾 40 cm の場合と同樣のガラス板を置く爲に函の中央に長 60 cm のガラス仕切を設くる。寫眞第一は一般裝置を示す。

(2) 振動の週期及振幅 水平震動に就てのみ試驗を行へるものにして振動の週期は 0.5 秒乃至 2.0 秒の間とし、週期の大なるものに於ては單振子動、週期小なるものに於ては彈性振動を與ふ。單振子の場合には週期に應じて釣鐵板の長さを l=86～100 cm の間適



第　一　圖

當に加減して所要の週期の振動を行ふ。鐵板の兩端にはローラー、ベアリングを附し摩擦を出來るだけ少なくするに努めた。l は兩ベアリングの中心間の距離である。彈性振動の



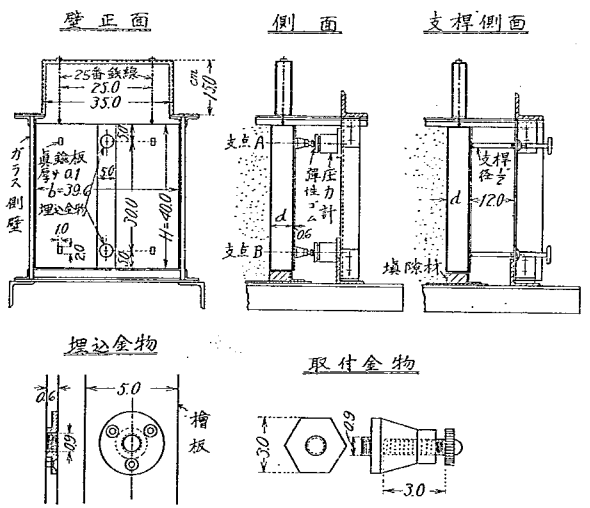
第　二　圖

場合は l を一定にし(l=110cm)週期はその釣鐵板斷面の慣性能率の異りたるものを使用する事に依つて增減する。卽斷面 $3''\times\frac{3}{16}''$ 乃至 $3\frac{3}{4}''\times\frac{7}{16}''$ の間に於て適當に選擇する。振幅は大體 3,000 mm/sec/sec. 迄の加速度を得る程度とし實驗せる範圍に於ける振幅と最水平震度 k_h（最大水平加速度と重力の加速度の比を水平震度とす）との關係を第二圖に示す。振動する部分の重量は空の狀態にて約 280 kg, 砂を滿したる場合約 560 kgである。

(3) 振動裝置　本試驗の初めに於ては振動函は專ら手にて振り動かせしも後には振動函に固定せられたる銅板帶が函の振動に依り斷續さるる電磁場內にて動かさるる裝置に改造した（寫眞第四參照）。

[2] 測定裝置

(1) 壁　振動函の兩端の壁面に於て振動中之に作用する壓力の變化及びその動きを測定する。壁の寸法は一端に於ては最大巾 39.6 cm (兩側のガラス板の內法間隔は 40 cm) 高 40 cm 他の端に於ては巾 19.6 cm (兩側面間隔 20 cm) 高 40 cm の面積を有するものとし試驗の大部分は一枚の壁に作用する壓力を測定したものである。壁は多く無節の柾目檜板を以て製作したる次の各種を使用した。



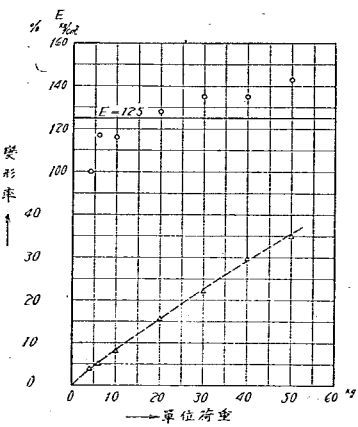
第　三　圖

巾 b cm	39.6	39.6	39.6	39.6	39.6	39.6	39.6	19.6
高 H cm	40	40	40	30	30	20	10	40
厚 d cm	6	3	1.5	6	1.5	6	6	6
重量 W kg	4.42	2.95	1.65	3.63	1.36	2.50	1.25	2.56

(取付金物を附したる)

水平壓力測定の爲に巾の中央に於て上下兩端より各 5 cm の 2 支點にて支へ、檜板はすべて木目が水平方向になる様に使用し、外面中央に縦に巾 5 cm 厚さ 0.6 cm の木の棧を取付け、之に第三圖の如く鋼製埋込金物を附し、その螺旋に眞鍮製取付金物を堅固にねじ込む。取付金物は螺旋に依り長さを加減し得る様にし、之により壓力計 C, D に壓力を傳ふるものとす(第五圖)。A 及 B の取付金物と壓力計との間には彈性ゴムを挿入し、壁が振動中函に對して多少動き得る様に裝置す。以下ゴムを挟まざる狀態を固定支點、ゴムを挟みたる狀態を彈性支點と稱する。

彈性ゴムは徑 20 mm の圓板狀のものにして、厚さ 0.8～16 mm, 道路鋪裝繼手用のゴムより取りたるものにして、その彈性率は面積 50 cm² 厚 1.635 cm の材料に就て直壓力 4～50 kg/cm² の間に於て測定せる結果は第四圖に示す如く $E \fallingdotseq 125$ kg/cm² である。



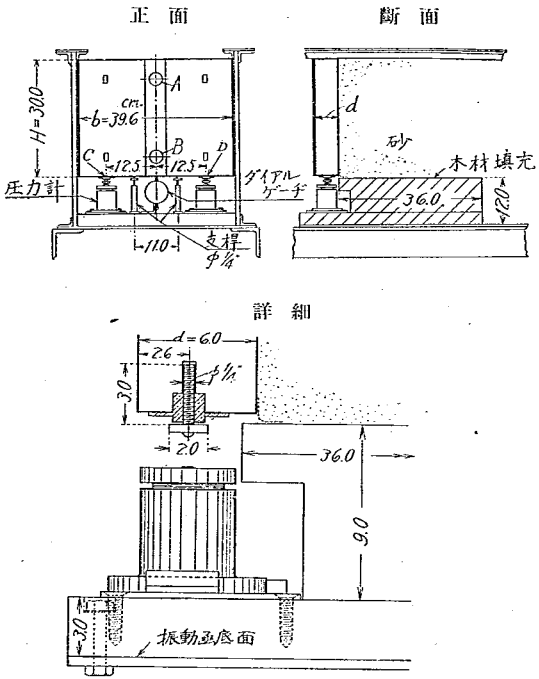
第　四　圖

上記の方法に依り水平壓力のみを測定する場合には、壁の重量を支ふる爲第三圖の如く振動函に取付けたる枠より W. G. 25 番線 2 本を以て壁の重心上に於て垂直に釣り、砂を詰め壓力測定を行ふ際にはこの線を弛める。

垂直分力をも測定する場合には第五圖に示す如く壁の斷面に於ける重心の鉛直線上に、巾の中央より 12.5 cm の二點 C, D に取付金物を附し、その頭部は長さを加減し得る如くし、その下に置ける壓力計に壓力を傳ふるものとす。この場合には既記の如く壁を釣る必要はない。

壁に作用する壓力を壓力計以外の他の支點にて支ふる必要あるを以て、水平壓力に對しては第三圖に示す如き支桿を用ひ、一枚の壁を 4 點にて支ふるものとし支桿に接する壁の

部分には 1×2 cm 厚 0.1cm の眞鍮板を取付く。支桿は徑 1/2″ の丸鋼にして壁の外面約 12 cm の箇所に垂直に取付けたる 3″×3″×1/4″ 山形鋼に螺旋を切り、之に依り前後に出入し得るものとす。(寫眞第二參照)



第　五　圖

之と同樣に垂直分力測定の場合には壁下端に巾の中心より各 5.5 cm の點に同樣の眞鍮板を設け、之に相對して垂直に 2 本の支桿を函に取付け螺旋に依りその長さを調節する事を得るものとし必要の場合に之を以て壁を支ふる。(第五圖參照)

試驗に使用せる檜板の彈性率を測定する爲に同じ材料より巾 3 cm 厚 1 cm 長 39.6 cm の板を (i) 木目の方向に長きもの (ii) 木目と直角の方向に長きもの、の二種類を切出し之を徑間 36 cm に支へ、その中央に荷重 P をかけこの點の歪を測定した。(i) の場合 P=250～1,250 gr (ii) は P=20～100 gr にして測定の結果より計算して次の値を得た。卽ちその彈性率は

木目に平行なる方向　$E=89.2\sim90.7$ t/cm² 平均 90.3 t/cm²

木目に直角なる方向　$E=5.64\sim5.79$ t/cm² 平均 5.84 t/cm²

壁の重量 W は最大 4.43 kg に及ぶを以て振動中之に水平加速度が作用する場合には相當に大なる影響を與ふ。壁を垂直面上にあり、且つ重心より對稱の位置にある二點にて支へたる時は壁に働く力は水平震度が k_h の場合に k_hW にして、これは二支點に等分に働くと考へらるるも、二支點に異りたる厚さのゴムを附したる際の週期に依る影響等のことを考へ、次の裝置に依り壁が壓力計に及ぼす影響を試驗した。

壁　　檜製 39.6×40×6 cm, $W=4.43$ kg

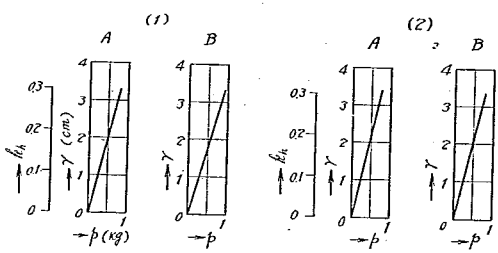
振動　　週期 $T=0.67$ 秒、振動中の最大震度 $k_h=0.3$, 最大振幅 $r=3.3$ cm

支點　　A, B 2點にして（第三圖參照）

(1) 兩點共に壁の調節螺旋頭部が直接壓力計に接觸する場合（固定支點）

(2) 壁と壓力計との間に支點 A に徑 20 mm 厚 16 mm の彈性ゴム、支點 B には徑 20 mm 厚 2.3 mm のものを挾みたる場合（彈性支點）

何れも振動中、壁と壓力計とが離るる事なき樣豫め裝置す。



第　六　圖

上の狀態に於て得たる結果を第六圖に示す。p は靜止の狀態より增加或は減少せる壓力を示す。$k_h=0.3$ に於て二つの場合に就て見るに

	(1)	(2)
支點 A	0.7 kg	0.7 kg
〃 B	0.8	0.7
合計	1.5	1.4

之に對する計算値は $k_hW=0.3\times4.43=1.33$ kg にして多少の誤差あり。この程度の壓力に於ては壓力測定用纖維電位計の纖維の動きが割合に小なるを以て觀測の誤りに原因する

ものと考へらる。

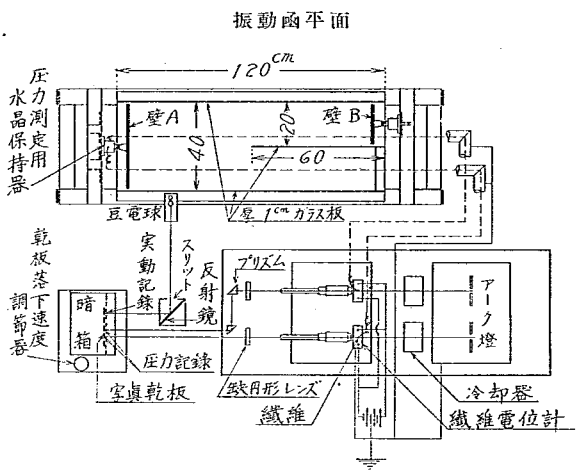
$r-p$ の關係は圖に示す如く殆ど直線なるを以て $k_h=0.3$ に就てのみならず各震度に就て同樣の關係が成立する。

(2) 壓力測定及振動記錄　彈性スプリングに依る壓力計はその自己振動週期が割合大なるを以て振動中に於ける壓力測定には不適當にして、水壓を使用せるものも構造部分の摩擦力の爲に各瞬間に於ける壓力を正確に記錄する能はず。水晶を使用したるピエゾ電氣壓力計は測定の際動く部分の慣性及自己振動週期は極めて小にして、摩擦等の影響なく壓力に比例して電壓は遲滯なく示され正確に時間と壓力との關係を知るを得る。

本試驗に於ては電位は纖維電位計に依り測定し、この纖維をアーク燈を以て照し擴大して等速を以て動く乾板にその像を撮影する。

別に振動函に取付けたる光源を鏡に依り反射せしめ壓力を記錄すると同じ乾板に振動函の動きをも記錄し得る如く裝置す。

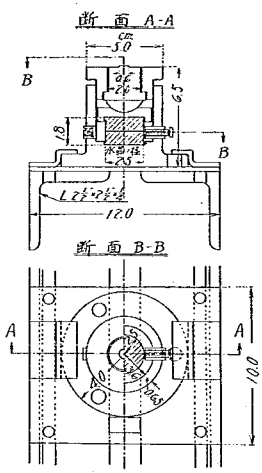
ピエゾ電氣壓力測定裝置の主要なる部分は理化學研究所の製作に係るものにして一般裝置は第七圖に示す。(寫眞第一參照)



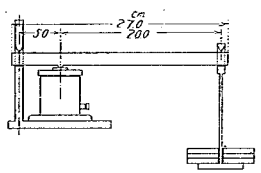
第　七　圖

水晶は徑2cm 厚0.9cm の二枚の板を重ね合はせたるものにして第八圖の如く保持器の中に收めたるものとす。水晶保持器は水平或は垂直に支へ之を函に取付くる爲に第八圖の

如き取付板を使用し、水平壓力測定の場合は徑 1/4″ ボールト 4 本を以て壓力測定壁面に相對して設けたる 2 本の 2″×2″×3/8″ の柱に强固に取付くるものとす。



第八圖



第九圖

ピエゾの壓力と纖維の動きの關係のカリブレーションは試驗の前後に於て必ず行ふ事とし、この場合は保持器を所定の臺に取付け第九圖の如き裝置にて行ふ。

纖維電位計は主として次の如き狀態にて使用す。

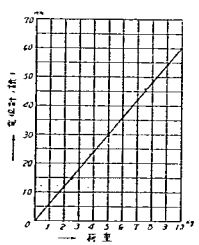
電極間の距離 3.0 mm　　電極の長 65 mm

電極間の電壓 300 ボルト　　纖維の長 70 mm

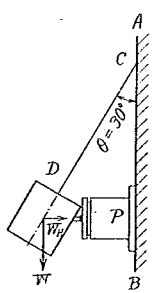
纖維の徑 0.005 mm　　顯微鏡の倍率 80

保持器より電位計迄の導線は W.G. 35 番の裸銅線を使用しその長さ約 2.00 m.

尙顯微鏡の倍率は纖維の像を衝立に寫して觀測する場合にはこの衝立の距離に依り適當に加減し得る。本試驗に於ては顯微鏡の接眼鏡の前、約 50～90 cm の間に於て觀測せるを以て、この場合の倍率は約 160 乃至 300 に達する。電位計の感度は電極間の距離の外に、纖維に加へたる張力に依りて感度を相當に加減し得るを以て適當に之を調節し、水晶に最大 10 kg の壓力を加へたる場合接眼鏡より 90 cm の距離にある衝立に於て、纖維の像が約 60 mm 動く程度にして試驗を行ふ。第九圖はこの狀態に於けるカリブレーション曲線の一例である。カリブレーションの場合には荷重をかけたる時と、之をその儘にして導線を接地し荷重を取去りたる時との纖維の動きが正負同じ値になる如くに纖維の位置を充分に調節する。



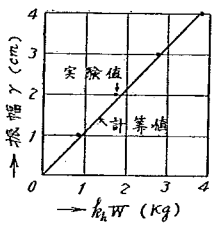
第十圖



第十一圖

振動中變化する壓力を旣記の壓力計にて記錄する場合の誤差を求むる爲に第十一圖の如き方法を以て試驗を行ふ。振動函の振

動の方向に直角にして鉛直なる壁 AB にピエゾの水晶保持器 P を取付け、別に重量 W のものの重心が壓力計中心と水平になる如き位置に CD を以て A より釣る。C を中心にして W は圖面に平行なる方向に自由に廻轉し得るものとする。此の裝置にて紙面と平行の水平振動を與へ W が P に及ぼす壓力の變化を觀測する。靜止せる狀態に於て W が P に及ぼす壓力は $W\tan\theta$ にして振動中の最大加速度を k_hg とすればこの場合に P に作用する力は $W\tan\theta\pm k_hW$ となり靜止せる場合に比し k_hW の增減をなす筈である。今

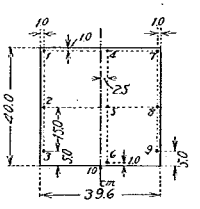


第十二圖

$W=10.1$ kg　　$T=0.66$ 秒　　$k_{h\,max}=0.3$

に就て試驗せる振幅 r と k_hW との關係を第十二圖に示す。之に就て見るに誤差は割合に小である。但し W と P との接觸點が P の中心を外れたる時は ±5% 程度の誤差を生じたるを以て、振動中土壓力測定に際しては中心に壓力を加ふる樣十分注意したるも、尙ほ時に振動中壁の移動あるを以て上記の程度の誤差は免れざるものの樣である。

(3) 壁面振動及移動測定　試驗中に於ける函に對する水平の方向の壁の移動及振動は 39.6×40 cm の壁に於ては第十三圖の如く 1～9 なる 9 ヶ所に於て、垂直の方向の壁の移動は 10 に於て測定する。此の各點には 0.01 mm の目盛を有するダイヤル、ゲージを小形山形鋼を使用して壁前面の函に固定せる山形鋼に取付くるものとす。(寫眞第三參照)小なる寸法の壁に於ても之と同樣の方法を以て測定を行ふ。以上測定點 10 個の中必要なき場合にはその數を少なくする。ダイヤル、ゲージは針の位置を讀み取る事とし、振動中の振幅を讀みとる場合に生ずる誤差は週期 0.9 秒附近に於て 0.005 mm 程度である。

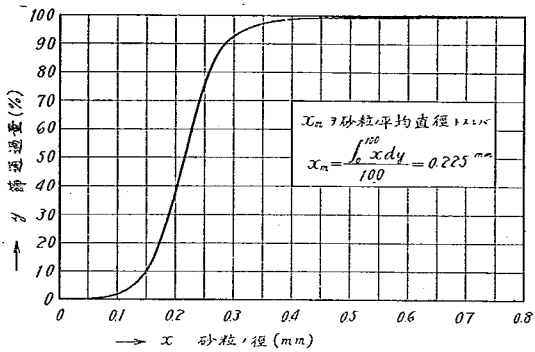


第十三圖

第 二 章　使用砂に關する試驗

[3]　砂の大きさ及重量

(1) 篩分試驗　試驗に使用せる砂は荒川下流岩淵町水門下に堆積せるものを採集し日光にて乾燥したるものを 28 番篩（孔の徑約 0.5 mm）にて篩ひ大形の砂を除去し、水中にて攪拌して洗ひ泥の部分を取去り、更に之を十分に乾燥せるものを使用す。篩分け試驗の結果は次の如し。(第十四圖參照)



第 十 四 圖

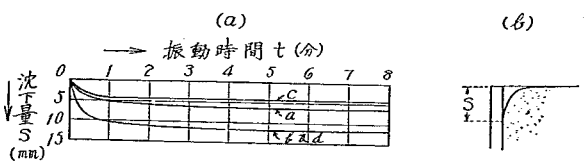
通過したる篩の番號		20	30	40	50	80	100	200
止りたる篩の番號		30	40	50	80	100	200	
粒の徑	mm 以下	0.85	0.50	0.36	0.29	0.17	0.14	0.074
	mm 以上	0.50	0.36	0.29	0.17	0.14	0.074	
通過したる百分率		0.2	0.8	7.2	72.8	10.4	7.9	0.7 計 100

(2) 重量 砂の粒の比重は 2.70 にして單位容積の重量は容積 1 立の箱に弛くつめたる場合 1.26 kg にして十分にゆり込みたる場合に 1.48 kg である。

粒の比重と上記の單位容積により算出せる空隙容積は

重量 1.26 kg/l. の場合に 空隙容積[1] 53.3% 空隙係數[1] $\varepsilon=1.140$

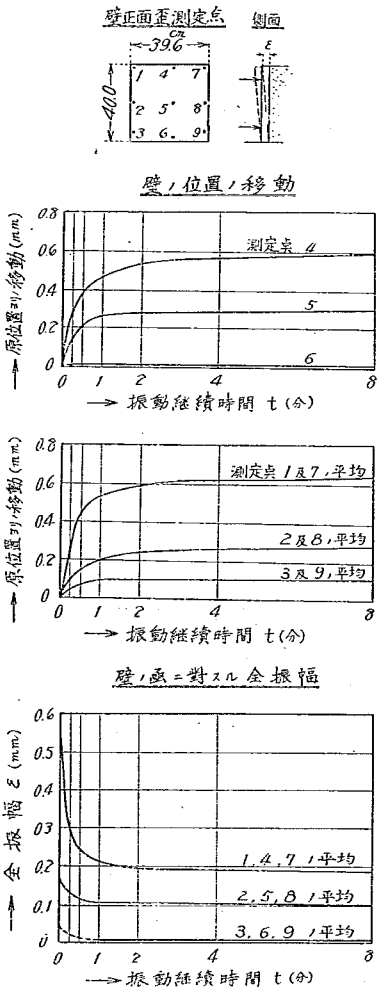
重量 1.48 kg/l. ,, ,, 45.2% ,, $\varepsilon=0.815$



番號	壁の寸法 (cm)	支點の彈性ゴムの厚 (徑 20 mm) (mm)
a	39.6×40×1.5	A, 16 : B, 2.3
b	〃	二支點固定
c	39.6×40×6	A, 16 : B, 2.3
d	〃	二支點固定

第 十 五 圖

1) Terzaghi : Erdbaumechanik s. 12 參照。



第十六圖

である。

振動實驗にあたり砂は振動函上部より1m上にその底面を有する函内よりホーズに依り重力に依つて落下せしめる。深さ 40 cm の箱に於てはその上部及下部に於て砂の落差に違ひあり、且つ深さによる壓力の相違の爲、多少砂のしまり方を異にする。卽ち

函底よりの高さ 30～40 cm の間
砂の重量 1.270 kg/l.
底よりの高さ 15～25 cm の間
砂の重量 1.278 kg/l.
函底よりの高さ 0～10 cm の間
砂の重量 1.286 kg/l.

振動中に砂は次第に沈下し重量も多少增加する。振動中の最大水平加速度が 0.3 g なる狀態にて4分間振動したる後に測定せる此等の重量は

30～40 cm の間 1.280 kg/l
15～25 cm の間 1.288 kg/l
0～1 cm の間 1.295 kg/l

となり振動前に比較して重量の變化は殆どなく僅に 1% の增加を示す。砂は振動初より2分間にして殆ど安定狀態となる故に深さの平均をとり $w=1.29$ kg/l と考へ差支なき樣である。

(3) 砂の狀態の振動中に於ける時間的變化 函中にある砂は振動中に次第にその狀態を變ずる。壁に近接せる部分に於ては第十五圖(b)に示す如く特に著しく沈下す。この沈下の量 s は壁の厚さ、支點の狀態、振動の繼續時間等に依り異る。今 39.6×40×6 cm; 39.6×40×1.5 cm の壁を以て固定支點及

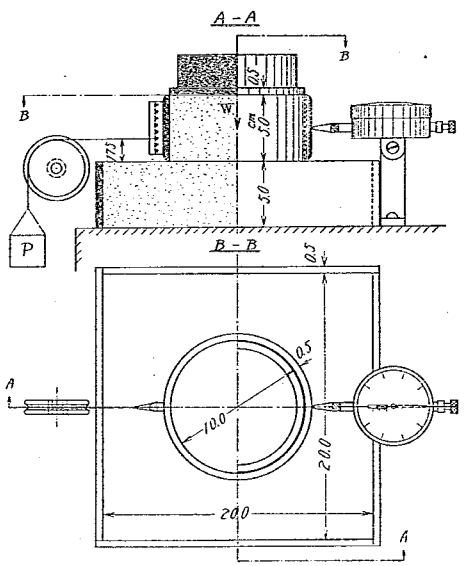
彈性支點にて支へたる際の s の振動時間に依る變化を第十五圖 (a) に示す。この場合の振動の週期 $T=0.88$ 秒、振幅 $r=5.75$ cm, 卽 $k_h=0.3$ である。

砂の沈下は壁に接する部分に特に大なるも、他の部分は極めて小にして單位重量の振動中の增加は最大約 1% なる事は既に述べた通りである。

上の (3) (4) と同樣の壁に就て彈性支點 A, 徑 20 mm 厚 5.6 mm; B, 徑 20 mm 厚 0.8 mm のゴムの場合、振動中に於ける壁の動き、又函に對しての振動の振幅（この場合全振幅をとる）の時間に依る變化を測定せる結果は第十六圖に示すが如し。之に就て見るに振動初より 2 分の間は砂の狀態不安定なるもそれ以後に於ては殆ど安定の狀態に至るを知る。卽ち振動中の現象を比較するにはこの安定狀態に達する以前と以後と二つに分ち行ひ、前者を第四章に後者を第五章に述べる。

[4] 摩擦係數

(1) 內部摩擦係數　試驗に使用せる砂の內部摩擦係數を測定する爲には次の裝置に依る。卽ち第十七圖の如く寸法內法 20×20 cm, 高 5 cm の底無し角形の中に砂を滿し、その上面を水平に均し、中央部に內徑 10 cm 高 5 cm の圓形の枠を置く、この木製枠は壁の厚0.5 cm にして、之を水平に引き得る如く裝置す。枠の內には砂を滿し上面を水平に均し枠の中に僅の隙を以て丁度入り得る圓板の檜板を（徑 9.9 cm 厚 0.5 cm）を置きその上に荷重を加ふ。一定の重量 W を置きたる後枠に水平の荷重 P をかけこれを次第に增加す。(第十七圖) W が小なる場合 P は 50 gr 宛增加し、大なる場合 100 gr 宛を增加する。P の下には上下し得る臺を置き荷重を加ふる際には P を之にて支へ然る後除々に臺を下



第　十　七　圖

けて枠に水平の荷重を加へる。枠の反對の側(圖參照)に目盛 0.01 mm のダイヤル、ゲージを取付け枠に水平力を加へたる時の動きを觀測する。一回の荷重をかけ枠が殆ど靜止するを待ちゲージを讀みとる。この一回の所要時間は約 20 秒にして、この速さを以て連續的に P を增加し、上の枠が滑出するに至つて止む。

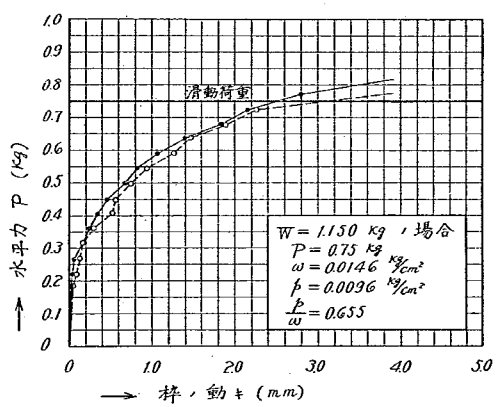
砂と他の材料卽ち壁面に使用せる檜板或は側面に使用せるガラス板との間の摩擦係數を測定する爲には、下の角形の枠の代りに檜板或はガラス板を置き、上と同樣の方法を以て測定を行ふ。

滑車摩擦力は豫め之を測定し、枠に作用する水平力は P よりこの値を差引きたるものとして計算する。

W を枠の底面に作用する力（重り及砂の重量の總計）w をその單位面積に作用する壓力强度とし次の諸場合に就て實驗を行ふ。

W kg	0.55	1.15	1.75	2.95	5.35
w kg/cm²	0.0071	0.0146	0.0223	0.0376	0.0682

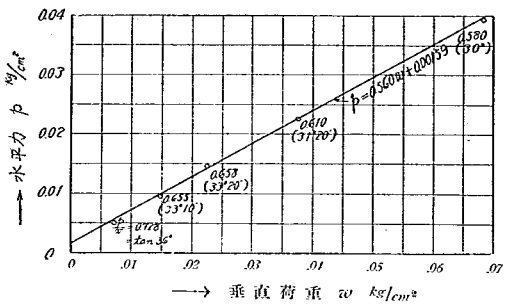
各 W に對して二回宛行ひ第十八圖に示す如き枠の移動と水平力との曲線を得る。一回の荷重の增加に對し、著しく枠が移動する點をとりてこの摩擦係數を計算する。圖は $w=0.0146$ kg/cm² の場合砂の內部摩擦係數を測定せるものである。



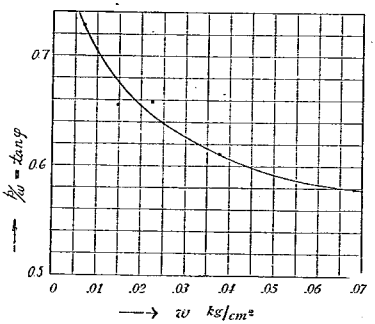
第　十　八　圖

以上の方法に依り試驗に使用せる砂に就て、その內部摩擦係數を計算せる結果は次の如くである。此の場合 p は P より滑車に依り失はるる力を差引きたるものより換算せる

枠の底面に作用する水平力である。(第十九圖、第二十圖參照)



第　十　九　圖



第　二　十　圖

w kg/cm²	p kg/cm²	p/w	$\tan^{-1}\frac{p}{w}$
0.0071	0.0051	0.728	36°10′
0.0146	0.0096	0.655	33°10′
0.0223	0.0147	0.658	33°20′
0.0376	0.0229	0.610	31°30′
0.0682	0.0395	0.579	30°00′

此の結果に就て見るに

$$p=0.560\,w+0.00159$$

となる。此處に試驗せる場合に就て見るに

深さ 40 cm に於ては $w=0.00129\times40=0.0516$ kg/cm² にして

$p=0.560\times0.0516+0.00159=0.03049$,　$p/w=0.0305/0.0516=0.590=\tan^{-1}30°30'$

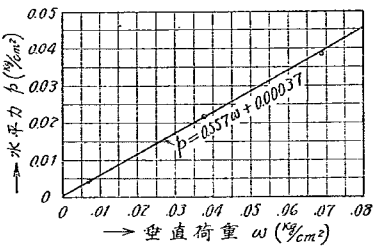
深さ 20 cm に對しては $w=0.0258$, $p=0.0161$,　$p/w=0.619=\tan^{-1}31°50'$

〃　15 cm　〃　$w=0.0194$, $p=0.0125$,　$p/w=0.642=\tan^{-1}32°40'$

となる。砂の深さが相當に大なる場合には $p=0.56\,w$, $p/w=\mathrm{tg}^{-1}29°20'$ と考ふるを至當とす。尙ほ此の砂に就て安息角を測定せる結果は約 $\varphi=31°30'$ である。以上は何れも砂を靜に注ぎ入れたる狀態に於て測定せる結果にして、振動を與へたる後に於ては之よりは多少大なる係數を與ふるものと考へらる。尙ほ極端なる場合、卽ち砂を箱に入れて十分にゆり込み、この單位重量が 1.48 kg/l なる狀態にて安息角を測定せる結果は $\varphi=34°30'$ である。

試驗せる狀態に於ては振動後に於ても重量最大 1.295 kg/l なるを以て初に記したる狀態に近きものと考ふを至當とす。

(1)　壁と砂との間の摩擦係數　砂と檜板との間の摩擦係數を測定せる結果は次の如し。試驗の場合と一致せしむる爲檜板は木目を水平力方向と直角に置く。



第 二 十 一 圖

w kg/cm²	p kg/cm²	p/w	$\tan^{-1}p/w$
0.0071	0.0042	0.592	30°40′
0.0376	0.0216	0.575	29°55′
0.0682	0.0382	0.560	29°15′

卽　$p=0.557\,w+0.00037$

(第二十一圖參照)

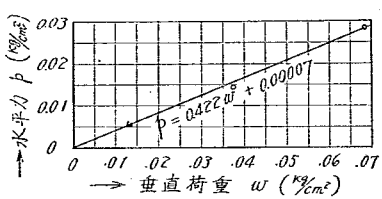
砂の深さ 40 cm に對しては

$w=0.0516$,　$p=0.0290$,　$p/w=0.562=\tan^{-1}29°20′$

深さ 20 cm に對しては $w=0.0258$, $p=0.0147$,　$p/w=0.570=\tan^{-1}29°40′$

〃　15 cm　〃　$w=0.0194$, $p=0.0112$,　$p/w=0.578=\tan^{-1}30°$

(3)　**ガラス板と砂との間の摩擦係數**　砂と側面に使用せるガラス板との間の摩擦係數測定の結果は次の如し。



第 二 十 二 圖

w kg/cm²	p kg/cm²	p/w	$\tan^{-1}p/w$
0.0134	0.0063	0.470	25°10′
0.0376	0.0165	0.438	23°40′
0.0682	0.0294	0.431	23°20′

$p=0.422\,w+0.00007$

となり深さに依る影響は殆どない。

第 三 章　靜止土壓力測定

[5]　試 驗 の 方 法

靜止土壓力測定の要項は次の如し。卽ち

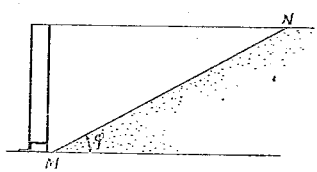
巾 39.6 cm　高 30.0 cm　厚 6.0 cm　　重量 (取付金物共) 3.63 kg.

巾 39.6 cm　高 30.0 cm　厚 1.5 cm　〃　〃　1.36 kg.

壓力測定點　水平壓　壁の巾の中央高さ $h=25$ cm (A)　$h=5$ cm (B) の二點

垂直壓　壁底にて壁の重心を通る鉛直線上に於て壁の中心より各12.5 cm $(C$ 及 $D)$ の二點

測定の方法。初め箱を空にして壁を測定せんとする位置に垂直に支へ砂を充したる場合に壁に作用する壓力が A, B, C, D の 4 つの支點にて支へらるる樣にす。壁は正確に函の中心に置き兩側のガラス板との隙は各 2 mm 下の隙は 3 mm とし、砂の逸出を防ぐ爲に各隙には巾約 2.5 cm の木棉布をあてる。函が空虛なる時よりある程度砂が充さるるまでは壁の倒れを防ぐ爲に靜に手にて支へる。砂は圖に於て MN 以下は壓力に影響なしと考へたるを以て MN 以上の部分のみ一回毎に入換を行ふ。砂は函の天端より 1 m 上に底を有する箱より、内徑 2.2 cm のホーズに依り自然に落下せしめ、函内に次第に水平に充すものとす。砂入れに要する時間は約 5 分である。壓力測定は同時に 2 個の壓力を測定する。その操作は



第 二 十 三 圖

1. 先づ C, D を電壓計につなぎ（第三圖及第五圖參照）之を觀測しつゝ下の中央2本の支桿を1本宛次第に長くし、之に依り壁に作用する壓力を支ふる樣にする。支桿が壁底面に接觸したるや否やは電壓計に於て直ちに觀測さるるを以て、この時に支桿を出す事を止める。2 本の支桿にて壁を支へたる後 C, D の調節螺旋を同時に弛める。この場合の電位計の負の方向への纖維の動きを以て C, D に作用せる壓力を知る。

2. 次に A, B を電位計につなぎ始めに A の兩側の支桿、次に B の兩側の支桿を一本宛壁に接觸せしめたる後 A, B の調節螺旋を同時に弛めて 1. の場合と同樣に A, B に作用せる壓力を知る。

A 及 B は固定及彈性支點の場合に就て測定を行ひ得るものとし、彈性支點の場合には豫め壓力計を取付くる前にこの頭部にゴムを貼付しおくものとす。

試驗中に於ける壁面の動きは、砂を詰めたる後第十三圖の 1～9 に相當する位置に取付けたるダイヤル、ゲージを以て讀む。

振動試驗を終りたる直後に於ても同樣の操作を以て靜止土壓力の測定を行ふ。次に揭ぐる試驗に於ては振動は $T=0.88$ 秒 $r=5.75$ cm である。

上記の操作に依り靜止壓力を測定したる場合の壁の動きの最大は、壁の彎曲をも加へて最大 0.15 mm である。尙ほ試驗を行へる日の濕度及溫度、天候等は試驗の都度之を觀測

したるも、測定したる結果にはその影響を認め得ざるを以て玆には記入を省く。

[6] 測定の結果

(1) 測定値

(a) 砂詰め直後に於ける測定値

測定の結果を次の表に示す。表中 h_c は A, B 2 支點に作用したる水平分力より算出せる重心の壁の底面よりの高さである。水平支點に彈性ゴムを使用せるものは何れも徑 20 mmのものを使用するを以て表中にはその厚さのみを記す。A に於けるゴムの厚さを e_1 B に於けるゴムの厚を e_2 とす。垂直支點は何れも固定支點である。

試驗番號	壁 寸法 幅×高×厚 cm	壁 重量 kg	水平分力 支點ゴム A e_1 mm	水平分力 支點ゴム B e_2 mm	水平分力 反力 A kg	水平分力 反力 B kg	水平分力 反力 $A+B$ kg	h_c cm	垂直分力 C kg	垂直分力 D kg	垂直分力 $C+D$ kg	垂直分力 $C+D$ 一壁の重量 kg
4	39.6×30×6	3.63	固定	固定	2.20	4.20	6.40	11.9	3.32	3.60	6.92	3.29
20	,,	,,	4	0.8	1.40	4.20	5.60	10.1	3.30	3.70	7.00	3.37
21	,,	,,	8	1.6	1.50	4.40	5.90	10.1	3.70	3.50	7.20	3.57
34	,,	,,	16	3.2	1.80	3.90	5.70	11.3	—	—	—	—
23	39.6×30×1.5	1.36	4	0.8	2.00	4.45	6.45	11.2	1.95	2.35	4.30	2.94
24	,,	,,	8	1.6	1.70	4.05	5.75	9.3	2.60	2.15	4.75	3.39
25	,,	,,	16	3.2	1.95	3.68	5.63	12.0	2.46	2.35	4.81	3.45

(b) 振動直後に於ける測定値

次の表の振動繼續時間の項には $T=0.88$ 秒、$r=5.75$ cm 卽ち $k_h=0.3$ にて振動を繼續せる時間を掲ける。

試驗番號	壁 寸法 幅×高×厚 cm	壁 重量 kg	振動繼續時間 分 秒	水平分力 支點ゴム A e_1 mm	水平分力 支點ゴム B e_2 mm	水平分力 反力 A kg	水平分力 反力 B kg	水平分力 反力 $A+B$ kg	h_c cm	垂直分力 C kg	垂直分力 D kg	垂直分力 $C+D$ kg	垂直分力 $C+D$ 一壁の重量 kg
4	39.6×30×6	3.63	2′−30″	固定	固定	2.10	6.30	8.40	8.8	3.30	3.30	6.60	2.97
20	,,	,,	,,	4	0.8	2.30	5.20	7.80	11.1	3.20	3.50	6.70	3.07
21	,,	,,	,,	8	1.6	2.30	5.90	8.20	10.6	3.20	3.30	6.50	2.87
34	,,	,,	,,	16	3.2	2.50	5.30	7.80	11.4	3.90	3.20	7.10	3.47
23	39.6×30×1.5	1.36	2′−0″	4	0.8	2.35	5.40	7.75	11.1	2.15	2.30	3.45	2.09
24	,,	,,	1′−30″	8	1.6	2.20	5.54	7.74	10.7	2.35	1.95	4.30	2.94
25	,,	,,	,,	16	3.2	3.10	5.75	8.85	12.3	2.00	2.00	4.00	2.64

(2) 測定値整理　以上の結果を綜合して次の値を得。表中の土壓係數は砂の重量 $w=1.29\,\mathrm{kg/l}$ として $\frac{1}{2}wH^2b=\frac{1}{2}1.29\times\overline{0.30}^2\times0.40=23.2\,\mathrm{kg}$ を以て測定値を除したるものである。

茲に C_{0h}＝水平分力の土壓係數、C_{0v}＝垂直分力の土壓係數、C_0＝兩者の合力の土壓係數、

$\tan\delta=C_{0v}/C_{0h}$、h_c/H＝水平分力重心の壁の高さに對する比、

M_{0h}＝水平分力に依る壁底の周りの力率＝$C_{0h}\ h_c/H$, 力率算出に際し垂直分力の影響は小なるを以て水平分力のみに依り算出する。

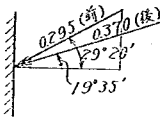
先づ砂詰め直後の測定値に就ては

番號	C_{0h}	h_c/H	M_{0h}	C_{0v}	C_0	C_{0v}/C_{0h}	δ
4	0.276	0.397	0.1095	0.142	0.310	0.514	27°10′
20	0.242	0.337	0.0816	0.145	0.282	0.601	31°0′
21	0.254	0.337	0.0856	0.154	0.296	0.605	31°10′
34	0.246	0.377	0.0927	—	—	—	—
23	0.278	0.374	0.1040	0.127	0.305	0.455	24°30′
24	0.248	0.310	0.0770	0.146	0.289	0.590	30°30′
25	0.243	0.400	0.0971	0.149	0.285	0.613	31°30′
平均	0.255	0.362	0.0925	0.144	0.295	0.563	29°20′

次に振動直後に於ける測定値に就ては

番號	C_{0h}	h_c/H	M_{0h}	C_{0v}	C_0	C_{0v}/C_{0h}	δ
4	0.362	0.294	0.1064	0.128	0.382	0.354	19°30′
20	0.336	0.370	0.1240	0.132	0.361	0.394	21°30′
21	0.354	0.354	0.1252	0.124	0.374	0.350	19°15′
34	0.332	0.370	0.1242	0.149	0.368	0.445	24° 0′
23	0.334	0.370	0.1235	0.090	0.346	0.270	15°10′
24	0.334	0.357	0.1190	0.127	0.357	0.380	20°50′
25	0.382	0.410	0.1565	0.114	0.399	0.298	16°30′
平均	0.348	0.361	0.1256	0.124	0.370	0.356	19°35′

(3) 綜合　本試驗は振動時に於ける壓力測定を主眼となし、靜止土壓力測定の爲には十分なる用意をなさざりしを以て、その測定の結果に於て必ずしも統一したる値を得る能はざりしは遺憾である。上記の結果に就て見るに支點の狀態に依る變化は殆と之を認め難きも、振動前に於ける壓力と、後に於ける壓力に就ては確然たる區別を認め得べく今 C_{0h} に就て見るに振動前及後何れも測定値の中の最大値は最小値の 1.13～1.15 倍に及ぶも今此等の平均値をとれば（第二十四圖參照）



第二十四圖

	C_{eh}	C_{ev}	C_e	$\tan\delta$	δ
振動前	0.255	0.144	0.295	0.563	29°20′
振動後	0.348	0.124	0.370	0.356	19°35′
振動後の値の前に對する比	1.360	0.862	1.250	0.633	

となり最も顯著なる現象は C_{eh} が著しく增加したるに對し C_{ev} は減少せる事にして、換言すれば振動後に於ては前に比し、合力はその大きさは約 25% 增大し作用線が水平線をなす角は小となる。これは振動中の大なる水平壓力の爲に壁が押し出され、振動を停止したる後も壁は前面の彈性ゴムの爲或は壁自身の彈性の爲に押されて、所謂抵抗土壓力が多少働きたるものと考へられる。實際の擁壁等に就て考ふるに基礎地盤の多少の彈性或は構造物夫自身の彈性の爲にこれに似たる現象が起るものと考へられる。しかして振動後に於ては前に於けるものに比しその壓力增加の割合は振動中に於ける壁の振幅 ε が大なる程大になる樣である。抵抗土壓力の平衡狀態に於ては壓力が壁背面となす角に於ても正土壓の場合とは異りたる値を示すべく、正土壓の場合に比し δ は小なる値をとる事は當然豫期される。h_e は何れの場合も略同樣にして $\frac{1}{3}H$ より稍大である。

振動前函に砂を詰めたる直後に於ける測定値に就て見るに、既に述べたる如く各測定値に於て相當大なる範圍に互りて誤差を認め得るも、これは試驗中に於ける僅かの變動の爲に起り、例へば試驗中に函或は壁に僅に物が觸れたる事等に依りても相當に影響を受くる樣である。今かりに此等の平均値に就て見るに、この値は所謂正土壓の場合にして從來の實驗の多くはこの狀態にて行はれ、その結果[1]は殆どクーロム土壓論の値に一致してゐる。

今此處に試驗せる砂の深さは 30 cm なるを以て全體の平均値をとり深さ 15 cm に相當する場合に就て [3] の實驗式より砂の摩擦角を算出すれば

$$\varphi=32^\circ 40' \qquad \delta=30^\circ$$

となりこれに依りクローム土壓論に從ひ算出せる土壓係數は

$$C_3=0.270 \qquad C_{3h}=0.234 \qquad C_{3v}=0.135 \qquad \delta=30^\circ$$

となりこれは振動前の測定値に近似してゐる。

1) その最も代表的のものは J. Feld: Lateral Earth Pressure. Proc. of A.S.C.E. 1920. Part. II. pp. 603—660.

第四章 振動初期に於ける土壓の變化

[7] 試驗の方法

函に靜に砂を滿したる後振動試驗を行ふ時は初期の 2～3 分間は極めて不安定の狀態にある事は既に述べた如くである。本章に於てはこの不安定の狀態にある間の試驗、第五章に於ては安定したる後に於ける試驗について述べる。この二章に記するものは何れも壁の寸法巾 3.96 cm 高 40, 30, 20 cm の一枚板に作用する壓力の變化である。

試驗の方法は先づ振動函を空にし壓力計を A, B, C, D 支點に相當する箇所（第五圖參照）に取付け函中に砂を滿す迄の方法は靜止土壓力測定の場合と全く同一である。壁の歪を測定するには必要の箇所にダイヤル、ゲージを取付ける。初期に於ける水平壓力を觀測する場合には水平の二支點 A, B を電位計につなぎ振動初よりの壓力變化を撮影する。壓力計は振動を開始せんとする際電位を零となしこの點よりの壓力の增減のみを觀測する。乾板の寸法の關係上二個の壓力記錄を同時に撮影する時は實動記錄を撮らず函に附したる振幅指示器を觀測しその週期より算出せる震度に相當する振幅を信號に依り乾板に記錄し時間はクロノメーターを使用し 1/2 秒毎の記錄を收める。

先づ靜止の狀態より次第に振幅を增し最大震度 $k_h=0.3$ に至りこの振動を數秒間繼續したる後次第に停止する。此の時間は約 30 秒にして之を反覆して砂が安定狀態に至るまでの變化を觀測する。一般に壓力變化は上の觀測を二回反覆したる後は殆ど一定となる。

振動中の壁の動き ε はダイヤル、ゲージの振幅を讀みて知る。

砂が安定狀態に達したる後の壓力のみを觀測する場合は（第五章）砂を滿したる後約 4 分間振動を與へて後上記の觀測を行ふ。壓力計は同時には 2 個を使用し得るのみなるを以て水平と垂直壓力は 2 回に分ち觀測する。垂直分力の測定を行はざる場合には砂を滿す前に壁は第三圖に示す如き釣枠を以て上より釣り壓力計を A, B 2 點に相當する位置に取付け、滿し終へたる後釣線をゆるめる。壁は摩擦力の爲に支へられ僅かに沈下したる後停止する。かくして 4 分間振動したる後前と同樣しにて試驗を行ふ。

[8] 彈性支點の場合

試驗は (i) 彈性支點 (ii) 固定支點の二つに分ち彈性支店は一般擁壁が土壓の爲に前方に傾く事を考慮し壁は近似的にその背面下端を中心として回轉する如く彈性ゴムを裝置した

る場合とす。寫眞第六 (1) (2) はこの彈性支點の場合の初期に於ける水平壓力變化の狀態にして

寸法　39.6×30×1.5 cm の壁、　重量 $W=1.36$ kg;

支點 A　$h=25$ cm,　彈性ゴムの厚 $e_1=8.0$ mm

支點 B　$h=5$ cm,　〃　$e_2=1.6$ mm

振動　$T=0.88$ 秒;　$r=5.75$ cm;　$k_h=0.3$

の最初の二回に於ける壓力である。各寫眞の上は支點 B, 下は支點 A の壓力にして途中黑き直線は夫々 $k_h=0.1$, 0.2, 0.3 に相當する。寫眞の (1) は最初に $k_h=0\sim0.3$ の振動を與へて後靜止せしめたる約 27 秒間の壓力 (2) は之につゞいて同樣の振動を同じ時間與へたるものである。寫眞に點線にて畫けるは平均壓力（その瞬間に停止せる時に示すべき壓力）; 實線にて畫けるは振動を初めたる時の壓力とし、P' は振動中の最大壓力の實線よりの增加; P'' は同じく點線よりの增加壓力とする。之に就て見るに (1) と (2) との間に著しき差異がある。卽ち (1) に於ては振り始めには平均壓力著しく大となり、最大震度に至るまでは次第に增加するも (2) に於てはこの增加僅少である。卽ち P'/P'' は (1) に於ては大であるが (2) に於ては小で殆ど 1 に等しい。次に週期的の壓力變化は同一の震度 $k_h=0.3$ に就て見るに (1) の P'' は (2) の夫れよりも著しく大である。この兩者の關係を見る爲に、寫眞の場合と全く同一の狀態にて試驗したる三回の結果を次に揭ける。次の表には (1) のみ P' と P'' の値を區別して揭け (2) 以後は $P'\fallingdotseq P''$ なるを以て P'' のみを揭ける。

玆に　P_1, 支點 A の增加壓力;　P_2, 支點 B の增加壓力;

測定値$-k_hW$, 測定値より壁の影響を差引きたる値（第一章[2]參照）

h'_c, 二支點の壓力より算出したる增加壓力重心の壁底よりの高さ

C'_h, 增加壓力を土壓係數に換算したるもの、卽ち合計したる增加壓力を

$\frac{1}{2}wH^2b$ にて除したる値、卽 $P'-k_hW\Big/\frac{1}{2}wH^2b$

$M'_h=C'_h\frac{h'_c}{H}$, 增加壓力の壁底の周りの力率

ε, 振動中の壁の全振幅

壁の函に對する振動は停止の位置より外方に押し出さるる量と、內方に押し返さるる量との和にしてダイヤル、ゲージの讀みの兩端の差をとりて整理する。

No. 41.

$k_h=$			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値 kg	a	$P'_{(1)}$	1.19	1.19	2.38	2.08	2.48	4.56	2.65	3.85	6.50
	b	$P''_{(1)}$	0.39	0.57	0.96	1.14	1.48	2.62	1.85	2.43	4.28
	c	$P''_{(2)}$	0.20	0.30	0.50	0.68	0.78	1.46	1.35	1.85	3.20
	d	$P''_{(1)}$	0.20	0.30	0.50	0.44	0.76	1.20	1.10	2.05	3.15
測定値$-k_hW$ kg	a		1.12	1.12	0.24	1.94	2.34	4.28	2.45	3.65	6.10
	b		0.32	0.50	0.82	1.00	1.34	2.34	1.65	2.23	3.88
	c		0.13	0.24	0.37	0.54	0.64	1.18	1.15	1.65	2.88
	d		0.13	0.24	0.37	0.30	0.62	0.92	0.90	1.85	2.75

k_h		0.1	0.2	0.3
h_c	a	15.0	14.1	13.0
	b	12.2	13.6	13.5
	c	12.2	14.2	13.2
	d	12.2	11.5	11.5
h_c/H	a	0.50	0.470	0.433
	b	0.41	0.453	0.450
	c	0.41	0.473	0.440
	d	0.41	0.483	0.373

k_h		0.1	0.2	0.3
C'_h	a	0.097	0.185	0.263
	b	0.035	0.101	0.167
	c	0.012	0.051	0.121
	d	0.012	0.040	0.118
$\Delta P'_h$	a	0.0485	0.0870	0.1130
	b	0.0143	0.0459	0.0752
	c	0.0049	0.0241	0.0533
	d	0.0049	0.0193	0.0440

No. 42.

$k_h=$			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値 kg	a	$P'_{(1)}$	0.37	0.84	1.21	1.38	2.18	3.56	2.46	4.16	6.62
	b	$P''_{(1)}$	0.14	0.39	0.53	0.88	1.48	2.36	1.66	2.74	4.40
	c	$P''_{(2)}$	0.10	0.25	0.35	0.30	1.25	1.55	0.80	2.50	3.30
測定値$-k_hW$ kg	a		0.30	0.77	1.07	1.24	2.04	3.28	2.26	3.96	6.22
	b		0.07	0.32	0.39	0.74	1.34	2.08	1.46	2.54	4.00
	c		0.03	0.18	0.21	0.16	1.11	1.27	0.60	2.30	2.90

k_h		0.1	0.2	0.3
h_c cm	a	10.50	12.60	11.50
	b	8.60	12.10	12.30
	c	7.85	7.51	9.15
h'_c/H	a	0.350	0.420	0.382
	b	0.287	0.403	0.410
	c	0.262	0.251	0.305

k_h		0.1	0.2	0.3
C'_h	a	0.046	0.141	0.268
	b	0.017	0.090	0.172
	c	0.009	0.055	0.125
$\Delta P'_h$	a	0.0160	0.0590	0.1030
	b	0.0050	0.0360	0.0710
	c	0.0024	0.0138	0.0382

No. 50.

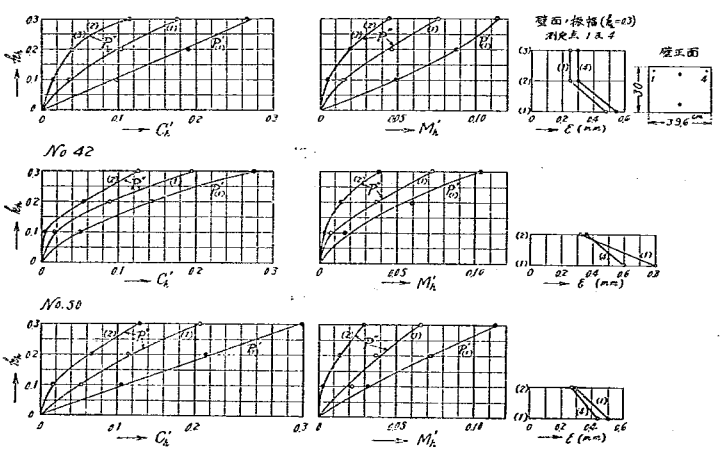
k_h=			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値	a	$P'_{(1)}$	0.60	1.90	2.50	1.40	3.80	5.20	2.15	6.10	8.25
kg	b	$P'_{(1)}$	0.45	1.00	1.45	0.72	2.20	2.92	1.30	3.90	5.20
	c	$P'_{(2)}$	—	0.40	0.40	0.25	1.50	1.75	0.50	2.90	3.40
測定値$-k_hW$	a		0.53	1.83	2.36	1.26	3.66	4.92	1.94	5.89	7.83
	b		0.38	0.93	1.31	0.58	2.06	2.64	1.09	3.69	4.78
	c		—	0.33	0.33	0.11	1.36	1.47	0.29	2.69	2.98

k_h		0.1	0.2	0.3
h'_c	a	9.50	10.11	9.95
cm	b	10.80	9.38	9.52
	c	5.00	6.49	6.95
h'_c/H	a	0.316	0.337	0.332
	b	0.361	0.313	0.317
	c	0.167	0.216	0.237

k_h		0.1	0.2	0.3
C'_h	a	0.102	0.212	0.337
	b	0.056	0.114	0.206
	c	0.014	0.063	0.128
M'_h	a	0.0322	0.0715	0.1119
	b	0.0202	0.0357	0.0653
	c	0.0923	0.0136	0.0297

以上の結果の中 C'_h, M'_h を圖表に示し尚壁の幅振 ε（第一章 [2] 參照）の中最大の値を與ふる 1 及 4（第二十五圖參照）に於て測定したる結果を揭ける。

No. 41.



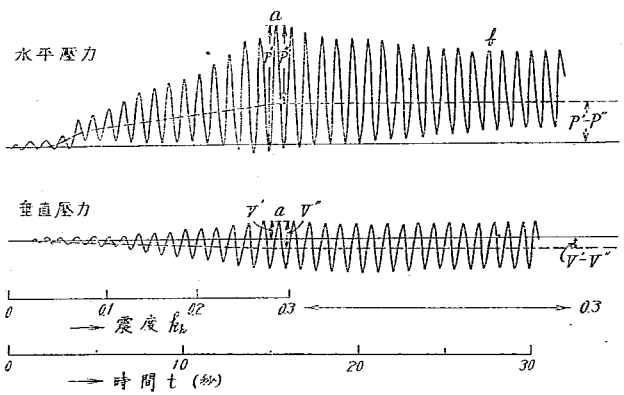
第 二 十 五 圖

以上の試驗に就て各震度に對する $P'_{(1)}/P''_{(1)}$; $P''_{(1)}/P''_{(2)}$ の比を C'_h に就て計算する。(2) 以下は $P'\fallingdotseq P''$ なるを以て $P'_{(2)}P'_{(3)}$ 等の値は次の表には考へない。

$k_h=$	0.1		0.2		0.3	
	$P'_{(1)}/P''_{(1)}$	$P''_{(1)}/P''_{(2)}$	$P'_{(1)}/P'_{(1)}$	$P''_{(1)}/P''_{(2)}$	$P'_{(1)}/P'_{(1)}$	$P''_{(1)}/P''_{(2)}$
No. 41	2.77	2.92	1.83	1.98	1.58	1.38
No. 42	2.70	1.89	1.57	1.64	1.56	1.38
No. 50	1.82	4.00	1.86	1.81	1.63	1.61

何れも P' は著しく大にして P'' は P' よりも小なるもその中 (1) のものは (2) よりも遙に大である。第五章に述ぶるはこの (2) 以後の値である。

垂直壓力の振動初よりの變化は寫眞第七に示す如く水平壓力の場合と反對に平均壓力が多少減少する傾向があり週期的の壓力は振動を繼續するも殆ど變化はない。



第　二　十　六　圖

靜止の狀態より振動を始め、ある震度に至り暫く之を繼續したる場合の壓力變化の狀態は第二十六圖に示す如くにして、圖の a は最大震度に達したる時にして a 以後は同一震度を以て振動を繼續すれば、それ以後の週期的水平壓力變化の振幅は次第に小となり b に至りて略一定となる。垂直壓力に於ては平均壓力が減少し a 以後は殆ど一定の週期的變化を反覆する。

振動中に於ける平均壓力の變化 $P'-P''$ 及 $V'-V''$ は卽ち第三章の振動前及後に於ける靜止土壓力の差に相當する。

一定震度の振動を受けたるものは、この儘放置し相當時間經過したる後に更に振動を與ふるも平均壓力の增加殆どなく前記 (2) の場合に似たる結果を示す。次に記す No. 46 の試驗は砂入れ直後に於て前同樣約 30 秒間振動を與へたるものにして No. 47 は之をその儘 24 時間放置し試驗したものである。この何れも壁の狀態その他は No. 41 と全く同一である。次の表に於て P_1 は支點 A, P_2 は支點 B に於ける測定値である。

No. 46

k_h=			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値	a	P'	0.55	1.13	1.68	1.12	3.05	4.17	1.60	4.90	6.50
kg	b	P''	0.20	0.40	0.60	0.55	1.43	1.98	0.66	2.15	2.81
測定値$-k_hW$	a		0.48	1.06	1.54	0.98	2.91	3.89	1.40	4.70	6.10
kg	b		0.13	0.33	0.46	0.41	1.29	1.70	0.46	1.95	2.41

k_h		0.1	0.2	0.3
h'_e	a	11.23	10.70	9.60
cm	b	10.66	9.81	8.80
h'_e/H	a	0.374	0.357	0.320
	b	0.355	0.327	0.293

k_h		0.1	0.2	0.3
C'_h	a	0.066	0.168	0.263
	b	0.020	0.073	0.103
$\Delta P'_h$	a	0.0247	0.0600	0.0842
	b	0.0071	0.0239	0.0302

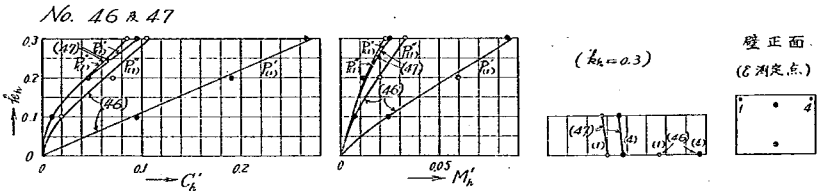
No. 47

k_h=			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値	a	P'	0.11	0.30	0.41	0.26	1.08	1.34	0.59	2.05	2.64
kg	b	P''	0.11	0.30	0.41	0.26	1.08	1.34	0.59	1.78	2.37
測定値$-k_hW$	a		0.04	0.23	0.27	0.12	0.94	1.06	0.39	1.85	2.24
kg	b		0.04	0.23	0.27	0.12	0.94	1.06	0.39	1.58	1.97

k_h		0.1	0.2	0.3
h'_e	a	17.90	7.26	7.66
cm	b	17.90	7.26	8.15
h'_e/H	a	0.596	0.242	0.256
	b	0.596	0.242	0.272

k_h		0.1	0.2	0.3
C'_h	a	0.012	0.046	0.096
	b	0.012	0.046	0.085
$\Delta P'_h$	a	0.0072	0.0111	0.0246
	b	0.0072	0.0111	0.0232

この結果を圖表にしたる第二十七圖に就て見るに No. 47 の値は No. 46 のものに比し C'_h 及 $\Delta P'_h$ 何れも小なるも No. 46 の直後に於て繼續して試驗する場合に減少する



第　二　十　七　圖

と同程度と考へ得べく 24 時間放置したる間に於ける變化は割合に少である。卽ち振動初期の際生じたる抵抗土壓力は殆ど同じ狀態にて 24 時間を經過したるものと考へられる。一般に振動初期に於ける P'' は其後に於けるものよりも 30～40% 大であるが此の場合にも P'' は P' に比して稍小である。

[9]　固定支點の場合

この場合垂直壓力は著しき變化なきも水平壓力は次の表及第二十八圖に示したる如く變化する。表の No. 43 及 No. 44 は全く同一の狀態にて試驗した結果である。卽ち

寸法 39.6×30×1.5 cm の壁　　重量 $W=1.36$ kg

支點 A, $h=25$ cm;　　支點 B $h=5.0$ cm　　何れも固定支點

振動 $T=0.88$ 秒　　$r=5.75$ cm,　　$k_h=0.3$

に於ける最初の三回 (No. 43) 及二回 (No. 44) の P' 及 P'' の値を測定せるものにして [8] に於けると同樣に整理す。表の P_1 は支點 A, P_2 は支點 Bの測定値である。

No. 43

$k_h=$			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値 kg	a	$P''_{(1)}$	0.53	2.10	2.63	2.15	3.94	6.09	2.95	5.36	8.31
	b	$P''_{(1)}$	0.41	1.30	1.71	1.63	2.15	3.78	2.47	3.20	5.67
	c	$P''_{(2)}$	0.52	0.60	1.12	1.50	1.77	3.27	2.60	3.07	5.67
	d	$P''_{(3)}$	0.40	0.65	1.05	1.10	1.84	2.94	2.54	3.00	5.54
測定値-k_hW kg	a		0.46	2.03	2.49	2.01	3.80	5.81	2.75	5.16	7.91
	b		0.34	1.23	1.57	1.49	2.01	3.50	2.27	3.00	5.27
	c		0.45	0.53	0.98	1.36	1.63	2.99	2.40	2.87	5.27
	d		0.33	0.58	0.91	0.96	1.70	2.66	2.34	2.80	5.14

k_h		0.1	0.2	0.3
h'_e	a	8.70	11.90	11.90
cm	b	9.34	13.50	13.60
	c	14.20	14.10	14.10
	d	12.20	12.20	14.10
h'_d/H	a	0.290	0.396	0.397
	b	0.311	0.450	0.453
	c	0.474	0.470	0.470
	d	0.406	0.406	0.470

k_h		0.1	0.2	0.3
C'_h	a	0.107	0.250	0.341
	b	0.068	0.151	0.227
	c	0.042	0.129	0.227
	d	0.039	0.115	0.222
$\Delta P'_h$	a	0.0310	0.0990	0.1354
	b	0.0212	0.0680	0.1029
	c	0.0199	0.0607	0.1067
	d	0.0159	0.0467	0.1034

No. 44

k_h=			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値	a	$P'_{(1)}$	0.75	1.82	2.57	1.78	3.84	5.62	3.46	5.36	8.82
kg	b	$P''_{(1)}$	0.75	1.47	2.22	1.65	2.85	4.50	3.00	3.63	6.63
	c	$P''_{(2)}$	0.50	0.87	1.37	1.47	1.85	3.32	2.77	3.40	6.17
測定値$-k_hW$	a		0.68	1.75	2.43	1.64	3.70	5.34	3.26	5.16	8.42
kg	b		0.68	1.40	2.08	1.51	2.71	4.22	2.80	3.43	6.23
	c		0.43	0.80	1.23	1.33	1.71	3.04	2.57	3.20	5.77

k_h		0.1	0.2	0.3
h'_e	a	10.60	11.10	12.80
cm	b	11.50	12.20	14.00
	c	12.00	13.80	13.90
h'_d/H	a	0.353	0.370	0.425
	b	0.383	0.405	0.466
	c	0.400	0.459	0.464

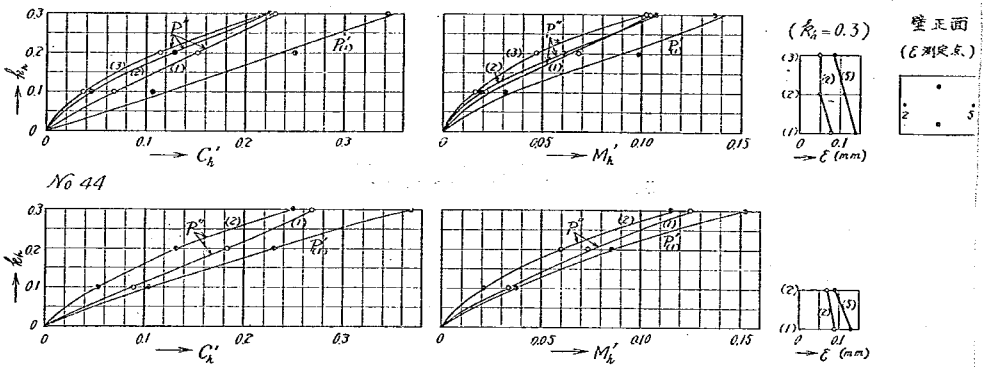
k_h		0.1	0.1	0.3
C'_h	a	0.105	0.230	0.363
	b	0.090	0.182	0.269
	c	0.053	0.131	0.249
$\Delta P'_h$	a	0.0371	0.0851	0.1538
	b	0.0345	0.0738	0.1254
	c	0.0211	0.0600	0.1154

P' と P'' との關係は前項の場合と同様にして $P'-P''$ に相當するだけ振動後の靜止水平土壓力が增加する。

垂直壓力に就ては此の場合測定を行はざりしも、大體彈性支點の時の如く平均壓力は靜止垂直壓力の振動前及後に相當するだけ振動中減少するものと考へられる。

一定震度の振動を與へたる後、之を 24 時間放置し更に同じ振動を與へたる結果を次に掲げる。これは $k_h=0\sim0.3\sim0$ の振動を約 30 秒宛2回 ((1) 及 (2)) 與へ (No. 44 旣記) 24 時間後更に一回振動を與へたものである (No. 45)。壁の寸法その他は前同樣である。

No. 43.



第　二　十　八　圖

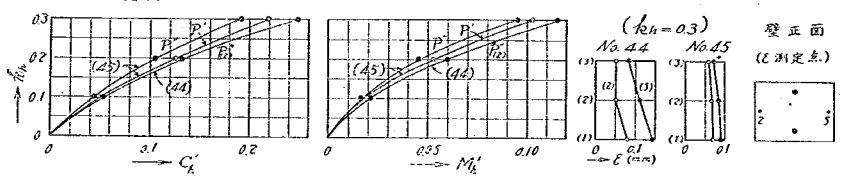
No. 45

k_h=			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値	a	P'	0.45	0.80	1.25	1.26	1.90	3.16	2.50	3.00	5.50
kg	b	P''	0.40	0.77	1.17	1.10	1.64	2.74	2.46	2.49	4.95
測定値$-k_hW$	a		0.38	0.73	1.11	1.12	1.76	2.88	2.30	2.80	5.10
kg	b		0.33	0.70	1.03	0.96	1.50	2.46	2.26	2.29	4.55

k_h		0.1	0.2	0.3
h'_c	a	11.80	12.80	14.00
cm	b	11.40	12.80	14.90
h'_c/H	a	0.394	0.427	0.467
	b	0.380	0.427	0.497

k_h		0.1	0.2	0.3
C'_h	a	0.048	0.124	0.220
	b	0.044	0.106	0.192
M'_h	a	0.0189	0.0530	0.1028
	b	0.0167	0.0453	0.0955

No. 44 及 45



第　二　十　九　圖

此の試驗に於ては平均壓力は增加し P'' は尙多少減少の傾向をつゞける。しかし振動初期に於けるとは全く狀態を異にし彈性支點の同じ場合に於ける如く No. 44 の試驗をその儘繼續したるものと似てゐる。

[10] 砂のつき固めをなしたる場合

函中の砂を十分につき固めたる場合の試驗を行ふ爲、壁は前と同樣4個の壓力計を以て豫め支へ、砂を 2.5 cm の水平層毎に重量 2.1 kg の 10×10 cm の正方形の重りを、高さ 10 cm より砂の面積 10×10 cm に一回宛落下してつき固めをなす。壁の寸法、重量、支點、振動は [7] と全く同一にして彈性ゴムは $e_1=8.0$ mm, $e_2=1.6$ mm である。No. 48 は砂詰め直後約 30 秒宛 2 回、No. 49 は砂を詰めたる儘 4 日間放置して試驗したるものである。寫眞第八は No. 49 にして上は支點 A, 下は B の壓力にして此の場合は [7] 及 [8] とは反對に平均壓力は次第に減少し $P'<P''$ である。

No. 48

$k_h=$			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値	a	$P''_{(1)}$	—	0.70	0.70	0.08	1.10	1.18	0.15	2.17	2.32
kg	b	$P'_{(1)}$	—	0.79	0.79	0.08	1.40	1.48	0.15	2.43	2.58
	c	$P'_{(2)}$	—	0.50	0.50	0.08	1.05	1.13	0.15	2.22	2.37
測定値-k_hW	a		—	0.63	0.63	—	0.96	0.96	—	1.97	1.97
kg	b		—	0.72	0.72	—	1.26	1.26	—	2.23	2.23
	c		—	0.43	0.43	—	0.91	0.91	—	2.02	2.02

k_h		0.1	0.2	0.3
h'_c	a	5.0	5.0	5.0
cm	b	5.0	5.0	5.0
	c	5.0	5.0	5.0
h'_c/H	a	0.167	0.167	0.167
	b	0.167	0.167	0.167
	c	0.167	0.167	0.167

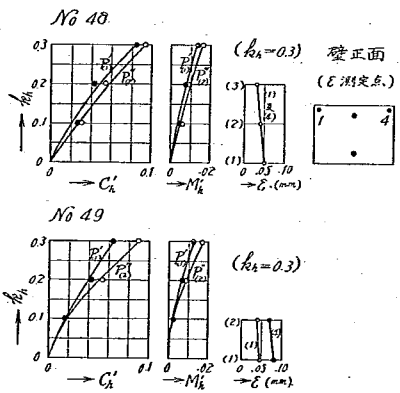
k_h		0.1	0.2	0.3
Cl_h	a	0.027	0.041	0.085
	b	0.031	0.054	0.096
	c	0.019	0.039	0.087
M'_h	a	0.0045	0.0068	0.0142
	b	0.0052	0.0090	0.0160
	c	0.0032	0.0065	0.0145

No. 49

$k_h=$			0.1			0.2			0.3		
			P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値 kg	a	P'	—	0.41	0.41	0.10	1.10	1.20	0.25	1.56	1.81
	b	P''	—	0.41	0.41	0.10	1.45	1.55	0.25	2.22	2.47
測定値$-k_hW$ kg	a		—	0.34	0.34	—	0.96	0.96	0.05	1.36	1.41
	b		—	0.34	0.34	—	1.31	1.31	0.05	2.02	2.07

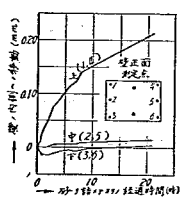
k_h		0.1	0.2	0.3
h'_c cm	a	5.0	5.0	5.70
	b	5.0	5.0	5.48
h'_c/H	a	0.167	0.167	0.190
	b	0.167	0.167	0.182

k_h		0.1	0.2	0.3
C'_h	a	0.015	0.041	0.061
	b	0.015	0.056	0.089
M'_h	a	0.0025	0.0068	0.0116
	b	0.0025	0.0093	0.0162



第三十圖

第三十圖に就て見るに P' 及 P'' に相當する C'_h 及 M'_h は普通に砂を充したる時に比し小にして、つき固めは十分に振動を與へたと同様の効果がある。卽 P' 或は P'' のみに就て考へれ



第三十一圖

ば、つき固めは構造物に對し非常に有利なるも、この場合は平均壓力（靜止時壓力）が大にして、この兩者の和が構造物に作用するが故に、如何なる程度のつき固めが最も好影響を與ふるかは更に攻究しなければならぬ。

No. 49 の試驗をなす爲に砂を詰め放置したる初の 30 時間の壁の動きを第三十一圖に示す。

第五章 安定狀態に達したる後の壓力の變化

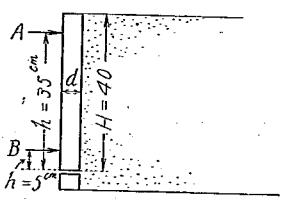
[11] 水平壓力

砂を詰めたる後約4分間振動を與へ、之が安定狀態に達したる後の壓力と壁の振幅 ε との關係を明らかにする爲の試驗である。寫眞第五はこの場合の函の振幅と壓力との關係を示す。上の部分は函の振動、下は水平壓力の記錄にして 39.6×30×1.5 cm の壁にて $e_1=2.0$ mm, $e_2=0$ の B に於ける壓力である。之に就て見るに振動中平均壓力より增加する値は減少する値より一般に大にして本章に於てはこの最大の壓力のみに就て述べる。

各試驗の結果の $k_h-C'_h$; $k_h-M'_h$; $k_h-\varepsilon$ 曲線を次に掲け、個々の試驗の結果は附表第一に掲ける。表の中あるものは $P-k_hW$ が僅に負となるも、これは觀測の誤と考へらるるを以て0として取扱ふ。試驗を (i) 二支點固定、(ii) 下支點固定、上支點彈性、(iii) 二支點彈性、(iv) 特殊支點の4に分ち (i) は挿捍ある矢板擁壁に類似の形とし、(ii) 及 (iii) は一般擁壁の場合と同樣壁の背面下端を中心として廻轉する如く彈性ゴムを裝置し (iv) は壁の移動を必ずしも (ii) 及 (iii) の如くなるを豫期せずして彈性ゴムを裝置せる場合とする。

彈性ゴムを同一の組合はせにて試驗したる時、壁の振幅必ずしも同一とならざるを以て各試驗毎に別々に整理する事とする。但し二支點固定の場合は此處に使用せるダイヤル、ゲージを以てしては壁の振幅を區別する事困難なるを以て、この試驗に限り各試驗値を一括してその平均値をとる事とする。

尙下記の中 $H=30$ cm 以外のものはすべて水平壓力のみを測定せる結果である。



第三十二圖

(1) 固定二支點の場合

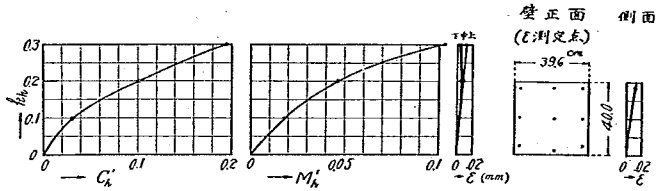
(a) $H=40$ cm, $b=39.6$ cm の壁

支點 A, $h=35$ cm; B, $h=5$ cm

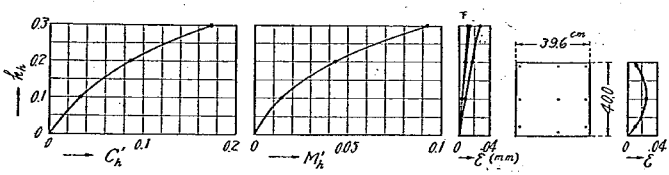
振動の週間 $T=0.88$ 秒,

最大振幅 $r=5.75$ cm 振動中の最大加速度 $k_h=0.3$

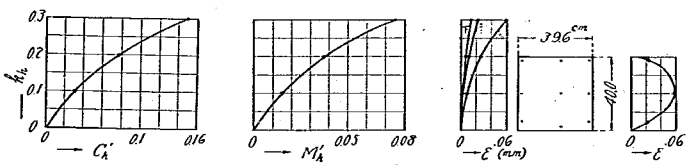
No. 1　　壁の厚 $d=6$cm　　6 回の實驗値平均



No. 2　　$d=3$ cm



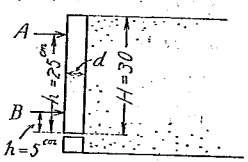
No. 3　　$d=1.5$ cm



(*b*)　$H=30$ cm,　　$b=39.6$ cm の壁

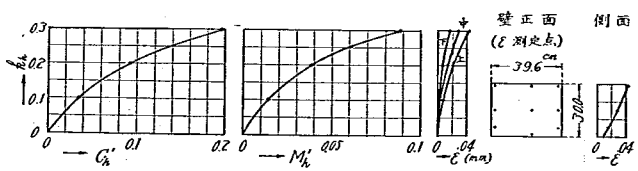
支點 A, $h=25$ cm;　　B, h=5 cm

$T=0.88$ 秒,　　$r=5.75$ cm,　　$k_h=0.3$



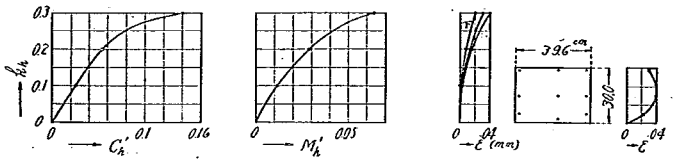
第三十三圖

No. 4*　　$d=6$ cm



* 同じ實驗に於て垂直分力測定の爲の支點を設けたるもの

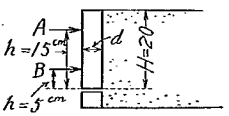
No. 5* $d=1.5$ cm



(c) $H=20$ cm, $b=39.6$ の壁

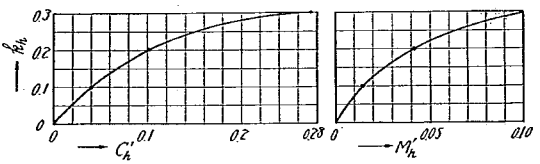
支點 A, $h=15$ cm; B, $h=5$ cm,

$T=0.82$ 秒, $r=5.05$ cm, $k_h=0.3$



第三十四圖

No. 6 $d=6$ cm

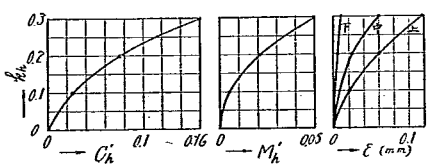


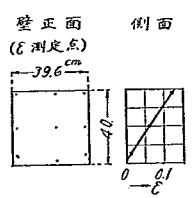
(2) 上支點彈性 下支點固定の場合

(a) $H=40$ cm, $b=39.6$ cm の壁, 支點 A, $h=35$ cm; B, $h=5$ cm (第三十二圖參照) 振動の週期 $T=0.88$ 秒, 最大振幅 $r=5.75$ cm, 振動中の最大加速度 $k_h=0.3$

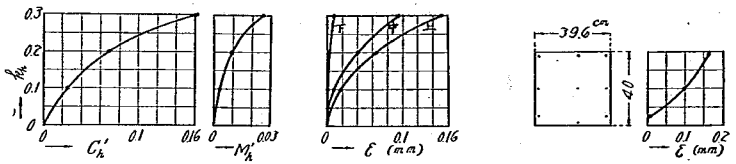
No. 7 壁の厚 $d=6.0$ cm A に於ける彈性ゴムの厚 $e_1=0.8$ mm

徑はすべて20 mm とす。B は固定支點 $e_2=0$

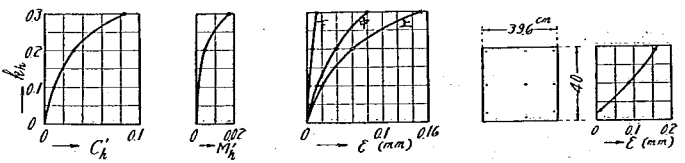




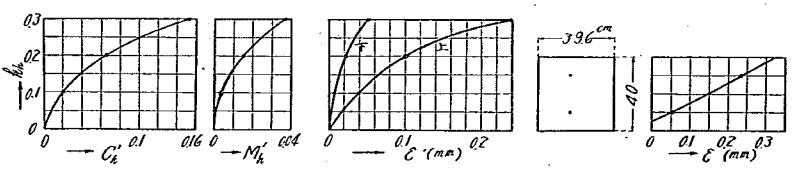
No. 8 d=6.0 cm, e_1=2.0 mm, e_2=0



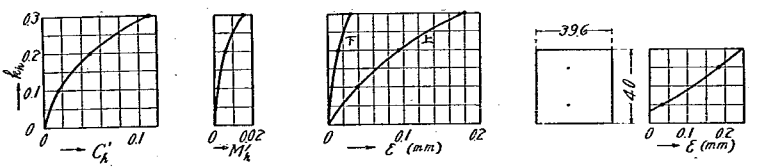
No. 9 d=6.0 cm, e_1=4.0 mm, e_2=0



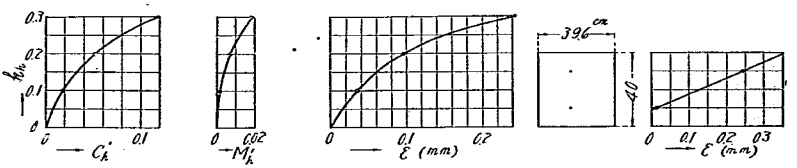
No. 10 d=6.0 cm, e_1=4 mm, e_2=0



No. 11 d=6.0 cm, e_1=8 mm, e_2=0



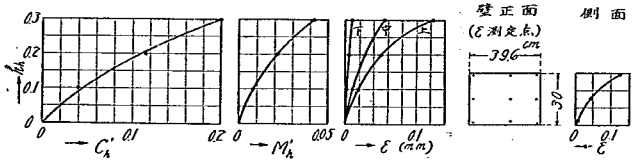
No. 12 d=6.0 cm, e_1=16.0 mm, e_2=0.



(*b*)　$H=30$ cm,　$b=39.6$ cm の壁,　支點 *A*, $h=25$ cm, *B*, $h=5$ cm

$T=0.85$ 秒,　$r_{max}=5.4$ cm,　$k_h=0.3$　(第三十三圖參照)

No. 13　　$d=6.0$ cm,　e_1—0.8 mm,　$e_2=0$



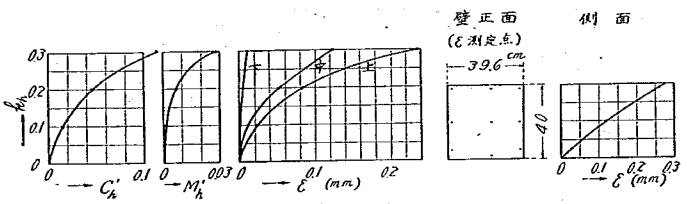
(3)　彈性二支點の場合

(*a*)　$H=40$ cm,　$b=39.6$ cm の壁,　支點 *A*, $h=35$ cm;　*B*, $h=5$ cm

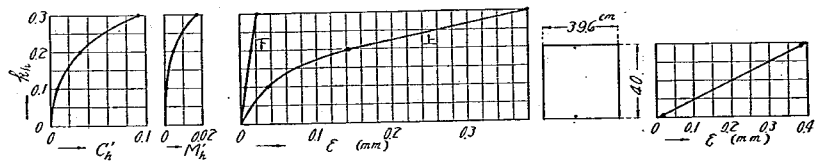
振動の週期 $T=0.88$ 秒,　最大振幅 $r=5.75$ cm,　振動中の最大加速度 $k_h=0.3$

彈性ゴムの徑はすべて 20 mm としその厚さを *A* に於けるものを e_1;　*B* に於けるものを e_2 とす。

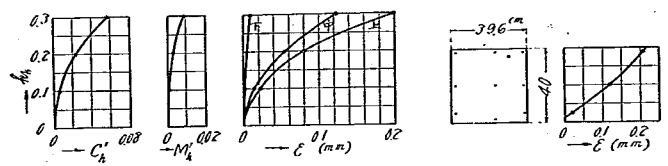
No. 14　　壁の厚 $d=6.0$ cm　$e_1=5.6$ mm　$e_2=0.8$ mm のゴム板を附す。



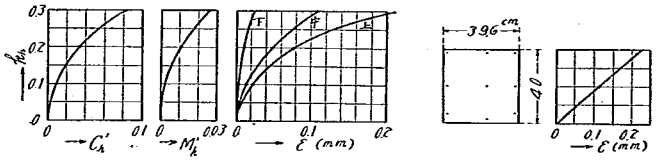
No. 15　　$d=6.0$ cm,　$e_1=16.0$ mm,　$e_2=2.3$ mm



No. 16　　$d=3.0$ cm,　$e_1=16$ mm,　$e_2=2.3$ mm



No. 17　　$d=1.5$ cm,　　$e_1=16$ mm,　　$e_2=2.3$ mm

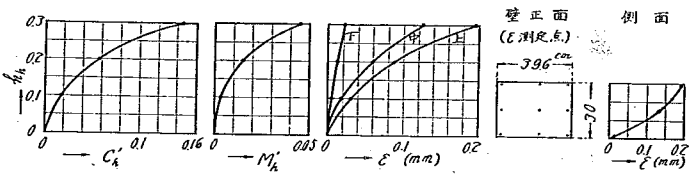


(*b*)　$H=30$ cm,　$b=39.6$ cm の壁,　　支點 A, $h=25$ cm;　B, $h=5$ cm

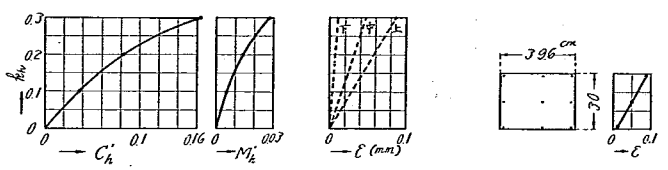
$T=0.88$ 秒,　　$r_{max}=5.75$ cm,　　$k_h=0.3$

彈性ゴム A に於けるものの厚 e_1,　　B に於けるものの厚 e_2,　　徑は常に 20 mm とす

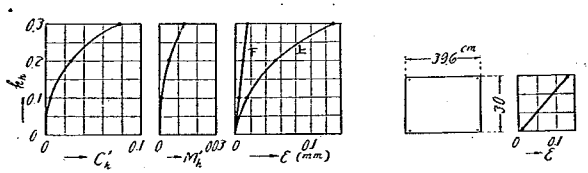
No. 18　　壁の厚 $d=6.0$ cm,　　$e_1=4.0$ mm,　　$e_2=0.8$ mm



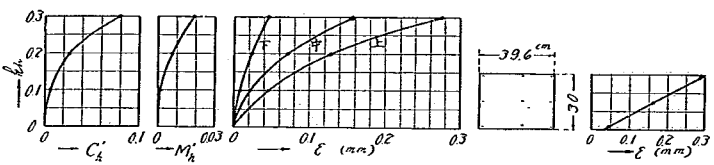
No. 19*　　$d=6.0$ cm,　　$e_1=4.0$ mm,　　$e_2=0.8$ mm



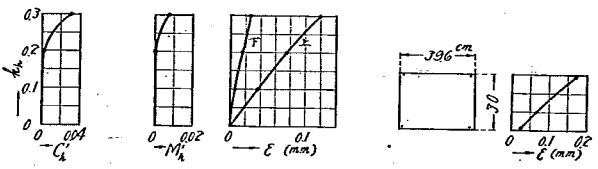
No. 20*　　$d=6.0$ cm,　　$e_1=4.0$ mm,　　$e_2=0.8$ mm



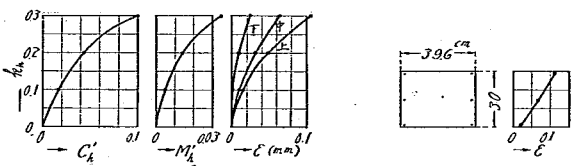
No. 21 $d=6.0$ cm, $e_1=8.0$ mm, $e_2=1.6$ mm



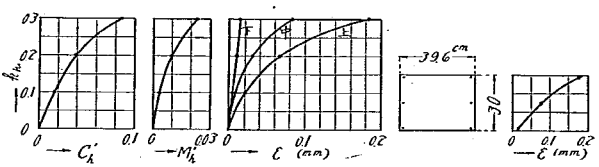
No. 22*
$d=6.0$ cm
$e_1=8.0$ mm
$e_2=1.6$ mm



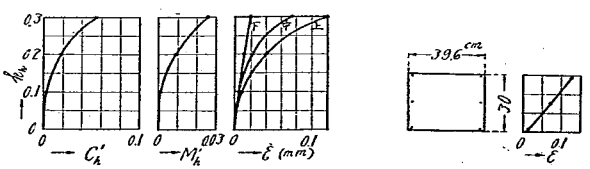
No. 23*
$d=1.5$ cm
$e_1=4.0$ mm
$e_2=0.8$ mm



No. 24*
$d=1.5$ cm
$e_1=8.0$ mm
$e_2=1.6$ mm



No. 25*
$d=1.5$ cm
$e_1=16.0$ mm
$e_2=3.2$ mm



(c)　$H=20$ cm,　$b=39.6$ cm の壁　　支點 A, $h=15$ cm;　B, $h=5$ cm

$T=0.81$ 秒,　$r_{max}=5$ cm,　$k_h=0.3$

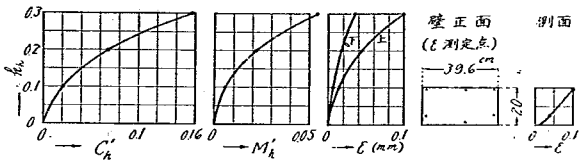
No. 26

壁の厚

$d=6.0$ cm

$e_1=2.4$ mm

$e_2=0.8$ mm



(4)　特殊支點の場合

上記 (2) 及 (3) の試驗に於ては、壁の下端を中心として壁が回轉する如き移動をなす事を豫想して、その支點の彈性ゴムの厚を選定したるも此處には之と全く異りたる狀態の下に試驗したるものを述べる。

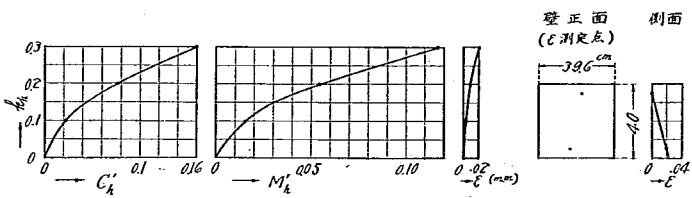
(a)　上支點固定　下支點彈性の場合

$H=40$ cm,　$b=39.6$ cm の壁,　支點 A, $h=35$ cm;　B, $h=5$ cm (No. 27～No. 29)

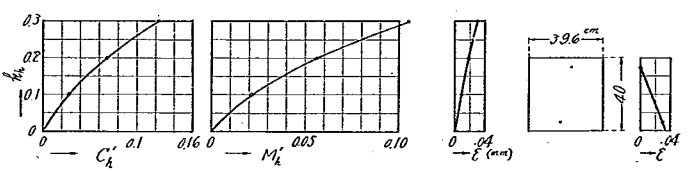
$T=0.88$ 秒　　$r_{max}=5.75$ cm　　$k_h=0.3$

A に於ける彈性ゴムなし卽 $e_1=0$,　B に於ける彈性ゴムの厚 e_2 とす

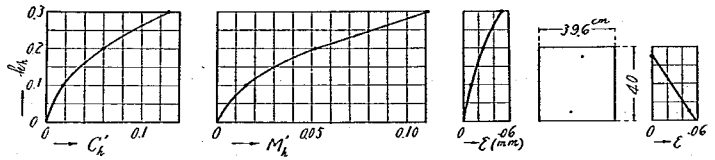
No. 27　　壁の厚　$d=6$ cm,　　$e_2=2.0$ mm



No. 28　　$d=6$ cm,　　$e_2=4.0$ mm

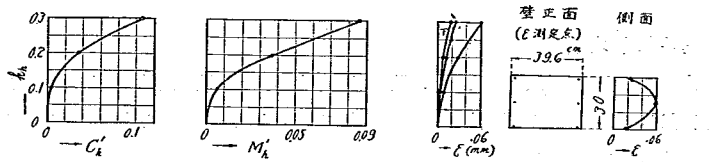


No. 29　　$d=6$ cm　　$e_2=8.0$ mm



No. 30*　　$H=30$ cm,　$b=39.6$ cm,　$h=25$ cm 及 5 cm,　$T=0.88$ 秒

$r_{max}=5.75$ cm,　　$k_h=0.3$,　　$d=1.5$ cm,　　$e_2=4.0$ mm



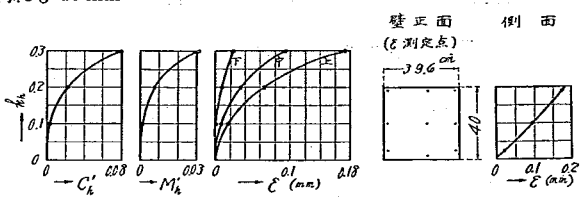
(*b*)　二支點同じ厚さの彈性ゴム

No. 31　　$H=40$ cm,　$b=39.6$ cm,　$d=6$ cm の壁　　支點 *A*, $h=35$ cm;

B, $h=5$ cm,　$T=0.88$ 秒,　$r_{max}=5.75$ cm,　　$k_h=0.3$

A に於ける彈性ゴムの厚　$e_1=2.0$ mm　　*B* に於ける彈性ゴムの厚 $e_2=2.0$ mm

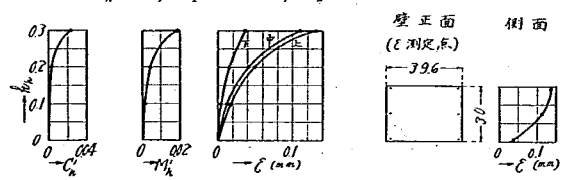
徑は何れも 20 mm



No. 32*　　$H=30$ cm,　$b=39.6$ cm,　$d=1.5$ cm の壁,

支點 *A*, $h=25$ cm;　*B*, $h=5$ cm,　$T=0.88$ 秒　$r_{max}=5.75$ cm,

$k_h=0.3$,　$e_1=8.0$ mm,　$e_2=8.0$ mm



[12] 垂直壓力

振動中に於ける垂直壓力の變化は、寫眞第九に示す如く、靜止せる場合の壓力より增加する量と、減少する量とは殆ど同一であるが、玆には增加せる壓力のみに就て檢討する事とする。振動中の垂直壓力の變化に對しては、壁の重量に依る影響を無視し得るを以て測定値をその儘整理す。垂直分力測定の爲の壁下部の取付金物は直接壓力計に接せしめ彈性ゴムを挾まざるものとす。彈性ゴムを使用する事は壁の縱の移動をある程度に許す事となり水平支點に大なる摩擦力働き垂直分力を測定し能はざる爲めである。

水平支點の移動を許したる場合と、然らざる場合とに於ては土の狀態異り、垂直分力にも著しく影響するを以て水平壓力の測定結果と同樣に水平支點の狀態に依り分類して整理す。

(1) 二支點固定の場合

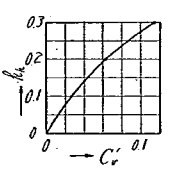
この場合に於ける垂直分力の變化は稍不規則にして且つその變化する量も小である。從つて $k_h=0.1, 0.2$ に於ては正確に觀測にする事困難なるを以て $k_h=0.3$ の値のみをとる。而して水平壓力が最大の値に達する場合に垂直壓力も最大の値となる。

No. 4　高 $H\times 30$ cm, 壁の巾 $b=39.6$ cm, 厚 $d=6$ cm; 水平支點 A, $h=25$ cm; B, $h=5$ cm, 振動の周期 $T=0..88$ 秒, 最大振幅 $r_{max}=5.75$ cm, 最大加速度 $k_h=0.3$ 觀測の結果は $k_h=0.3$ に於て $C'_v=0.037$ である。尙その測定値は附表に揭げる。

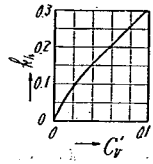
(2) 水平の二支點ともに彈性支點の場合

この場合に於ける垂直壓力の變化は寫眞第五に示す如く規則的にしてその量も相當に大なるを以て $k_h=0.1, 0.2, 0.3$ の增加壓力を觀測しその値と k_h との關係を圖表に示す。

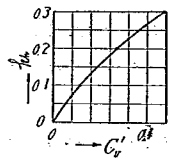
No. 20　$H=30$ cm, $b=39.6$ cm, $d=6.0$ cm の壁
水平支點 A, $h=25$ cm, 彈性ゴムの厚 $e_1=4$ mm;
B, $h=5$ cm, 彈性ゴムの厚 0.8 mm
$T=0.88$ 秒, $r=5.75$ cm, $k_h=0.3$ A, B の位置,
T, r, k_h の値は以下 (No. 20～25) 何れも同樣である。



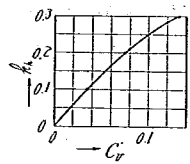
No. 22　H=30 cm,　b=39.6 cm,　d=6.0 cm,
e_1=8.0 mm,　e_2=1.6mm



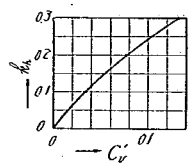
No. 23　H=30 cm,　b=39.6 cm,　d=1.5 cm,
e_1=4.0 mm,　e_2=0.8 mm



No. 24　H=30 cm,　b=39.6 cm,　d=1.5 cm,
e_1=8.0 mm,　e_2=1.6 mm



No. 25　H=30 cm,　b=39.6 cm,　d=1.5 cm,
e_1=16.0 mm,　e_2=3.2 mm



[13]　壁の歪と壓力との關係　固定支點の場合

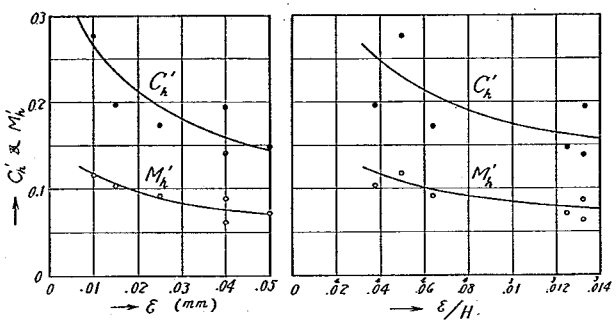
函中の砂が安定狀態に達したる後に於ける、振動中の最大壓力は壁の歪と密接なる關係ある事は上記の觀測の結果により明らかである。

試驗番號	壁の高 H cm	壁の厚 d cm	壁の全振幅 ε_{max} mm	ε_{max}/H	h'/H	C_h'	$hP_h'=C_h'\frac{h'}{H}\varepsilon$	C_v'
1	40	6	0.015	4 0.0380	0.530	0.196	0.104	
2	,,	3	0.025	4 0.0630	0.523	0.173	0.091	
3	,,	1.5	0.050	3 0.0125	0.500	0.148	0.074	
4	30	6	0.040	3 0.0133	0.455	0.195	0.089	0.039
5	,,	1.5	0.040	3 0.0133	0.450	0.140	0.063	
6	20	6	0.010[1]	4 0.0500[1]	0.430	0.276	0.119	

1) ε の測定値なきも近似の試驗より推定せる値

先づ二支點ともに固定の場合に $k_h=0.3$ に於ける增加壓力に就て見るに　ε/H ($k_h=0.3$ の振動中に於ける壁の最大全振幅及びその高さとの比) と C'_h 及 M'_h との關係は前表の如くなる。但し ε は壁の各部分の中最大の値を示す點の値をとる。

ε 及 ε/H と C'_h 及 M'_h との關係は第三十五圖に示す通りである。卽ち何れもその增加とともに C_h' 及 M'_h は減少する。



第　三　十　五　圖

尙二支點固定の場合は ε 割合に小にして測定値も不正確である。今振動中に於ける增壓力に依る壁の彎曲を ε' とすれば $\varepsilon' \propto \frac{wl^4}{EI}$

茲に w, 砂の單位重量 (1.29 kg/l); l, 二支點間の距離; E, 壁のその方向の彈性係數; I, 壁の幅 1 cm に對する斷面の慣性能率とす。

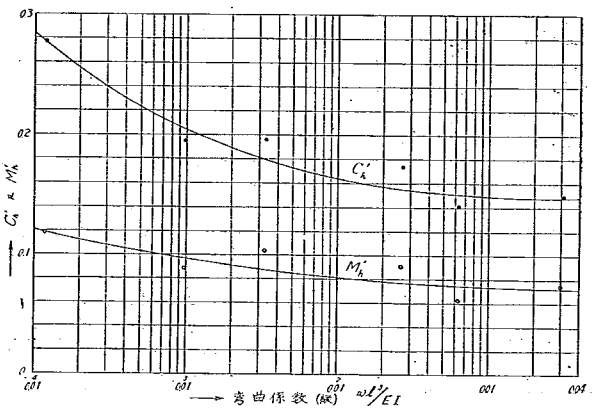
$\varepsilon'/l \propto wl^3/EI$ なるを以て C'_h と彎曲との關係を見る爲に、上の試驗に對する wl^3/EI の値を算出する。茲に $E=5.84$ t/cm² (第一章 [2] 參照)。

壁は上記の彎曲及び支點より上下の部分の突桁としての影響の外に、幅の中央に於て支

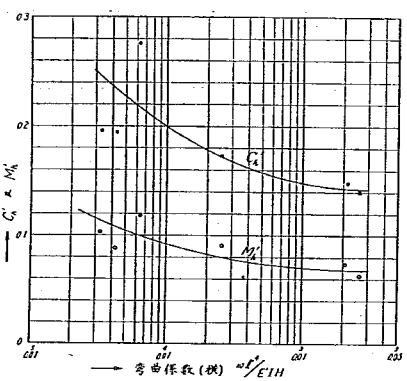
番　號	l cm	d cm	I cm⁴	wl^3/EI	$wl^4/E'IH$
1	30	6	18.00	$^{3}0.0332$	$^{5}0.03200$
2	,,	3	2.25	$^{2}0.0265$	$^{4}0.02540$
3	,,	1.5	0.28	0.0318	$^{3}0.02045$
4	20	6	18.00	$^{4}0.0980$	$^{5}0.04200$
5	,,	1.5	0.28	$^{2}0.0630$	$^{3}0.02660$
6	10	6	18.00	$^{4}0.0120$	$^{5}0.06400$

へたるが故に幅の方向の彎曲あり。この方向の彎曲は突桁として考ふるものなるを以て $l'=39.6/2$ cm, $E'=90.3$ t/cm² とし $\varepsilon''/H \propto \varepsilon l'^4/E'IH$ を同時に算出し表に示す。この二つの彎曲は同時に起るも事柄を簡單にする爲別々に取扱ふ。一般に後の場合に相當する彎曲は實際の構造物に於ては餘り重要でない。

以上二つの場合に就て C'_h 及 M'_h との關係を第三十六圖及第三十七圖に示す。何れの場合に於ても彎曲が增加するとともに C'_h が減少する。



第　三　十　六　圖



第　三　十　七　圖

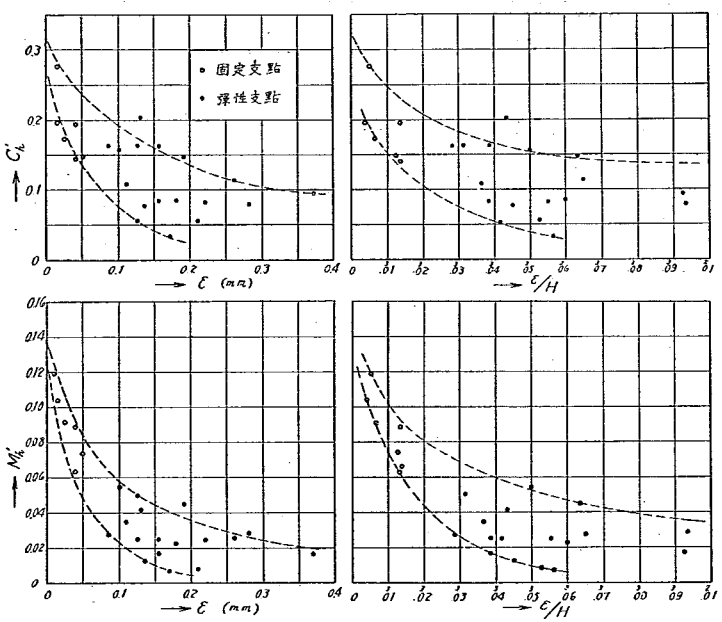
垂直分力の測定値を見るに、振動中の增加壓力に就ては、垂直分力の水平分力に對する比は $\frac{0.037}{0.195}=0.19$ 即ち $\delta=10°50'$ にして測定せる壁と砂との間の最大摩擦角 30° に比し小である。又 H'_c/H は此處に測定せる場合はすべて 0.4 以上にして、何れも一般土壓論にて取扱はるるとは著しく異る。これは土壓論の出發する假定が此の場合は必ずしも滿足されざるに依るものと考へらる。

[14] 壁の歪と壓力との關係 彈性支點の場合

この場合は壁の彎曲に依るよりも彈性ゴムの爲に壁が移動し壓力變化に影響したるものにして、本章 [11] (2) (3) に記したるものは、壁背面底部を中心として壁が廻轉する如く振動する事を豫期して彈性ゴムを裝置したるものなるも、測定の結果は必ずしも上記の如くならず (2) に於ては多くは底面附近に於て壁に抵抗土壓が働く如き狀態となり (3) に於ては之と反對に、加速度が外に向ふ時は壁が函底面に對し外方に動く如き傾向のものが相當にある。今 $\kappa_h=0.3$ の場合をとり ε 及 ε/H と C'_h 及 M'_h との關係を見るに次の如くである。

試驗番號	壁の高 H cm	壁の厚 d cm	彈性ゴムの厚 mm e_1	e_2	壁の全振幅 ε mm	ε/H	C'_h	$M'_h=C'_h\frac{h'_e}{H}$	C'_0
7	40	6	0.8	0	0.125	$\overset{3}{0}.0312$	0.162	0.0500	
8	,,	,,	2	0	0.155	$\overset{3}{0}.0388$	0.163	0.0256	
9	,,	,,	4	0	0.155	$\overset{3}{0}.0388$	0.084	0.0167	
10	,,	,,	4	0	0.330	$\overset{3}{0}.0825$	0.152	0.0362	
11	,,	,,	8	0	0.250	$\overset{3}{0}.0625$	0.113	0.0148	
12	,,	,,	16	0	0.360	$\overset{3}{0}.0900$	0.118	0.0191	
13	30	,,	0.8	0	0.130	$\overset{3}{0}.0433$	0.202	0.0408	
14	,,	,,	5.6	0.8	0.260	$\overset{3}{0}.0650$	0.113	0.0278	
15	,,	,,	16	2.3	0.370	$\overset{3}{0}.0925$	0.092	0.0165	
16	,,	3	16	2.3	0.210	$\overset{3}{0}.0525$	0.056	0.0084	
17	,,	1.5	16	2.3	0.220	$\overset{3}{0}.0550$	0.081	0.0257	
18	,,	6	4	0.8	0.190	$\overset{3}{0}.0633$	0.147	0.0449	
19	,,	,,	4	0.8	0.085	$\overset{3}{0}.0282$	0.164	0.0274	
20	,,	,,	4	0.8	0.135	$\overset{3}{0}.0450$	0.076	0,0127	0.116
21	,,	,,	8	1.6	0.280	$\overset{3}{0}.0933$	0.078	0.0286	
22	,,	,,	8	1.6	0.170	$\overset{3}{0}.0567$	0.034	0.0063	0.095
23	,,	1.5	4	0.8	0.110	$\overset{3}{0}.0366$	0.108	0.0341	0.114
24	,,	,,	8	1.6	0.180	$\overset{3}{0}.0600$	0.085	0.0228	0.132
25	,,	,,	16	3.2	0.125	$\overset{3}{0}.0417$	0.054	0.0248	0.132
26	20	6	2.4	0.8	0.100	$\overset{3}{0}.0500$	0.156	0.0541	

上記の測定値の ε 及 ε/H と C'_h 及 M'_h との關係を第三十八圖に示す。試驗番號 10, 11, 12 等は上支點 A に於ける彈性ゴムの厚さが大なる爲、壁の回轉が壁側面圖に明らかなる如く壁底より上の點を中心として行はれ、壁底部に於て抵抗土壓が働きたるものと考へらるるが故に之を除く。試驗の中あるもの（例 No. 22）は壁の底面より上が全體として移動する爲に、壁底面附近の土砂の摩擦力が働き、壁がその背面下端の廻りに回轉するものよりも小なる値を示すものと考へられる。



第 三 十 八 圖

二支點固定の場合は彈性支點の特殊の場合と考へ同一の圖表に示した。彈性支點の場合には壁の厚さの影響は殆ど認められない。卽ち壁の彎曲に依る變位は彈性ゴムに依る變位に比し小であるからである。

同一の厚さの彈性ゴムを使用したる場合も同一振動中に於ける ε 從つて C'_h も同一ならざる事がある。上の表に於て No. 18, 19, 20, 23 の試驗に就て見るに何れも $H=30$ cm

にして ε/H は $0.03\sim0.06$ の間、ε は 0.085～0.19 mm に變化するものにして、この約 0.1 mm の變化は振動中に於けるゴムの狀態その他の部分の僅かなる變化により生ずるものの如く、此處に使用せる程度の裝置を以てしては、この範圍以上に統一した結果を得られなかつた。彈性ゴムの厚さ大なる場合に必ずしも大なる ε を與へざるは初めの 4 分間の振動に依り壁が全體として外方に押し出され、この試驗の場合には壁の振動必ずしもゴムの厚さに依らざるものの如くである。

圖表に就て見るに C'_h 及 M'_h 何れも ε 或は ε/H の增加と共に減少する二本の點線を以て挾まるる面積の中にあるものと見得るものの樣である。

靜止土壓力の試驗に於ては Terzaghi 氏に從へば[1] $\varepsilon/H=0\sim0.005$ の間に於て C_{0h}（常時水平土壓力係數）の最小と最大測定値との比は 1:2～1:4 なるも玆に測定せる場合は $\varepsilon/H=0.001$ 以下にして靜止土壓に對しても ε/H の尙小なる場合に就て測定すれば、尙大なる範圍の測定値を得るものと考へらるる。靜止土壓力に於て Terzaghi 氏は $\varepsilon/H=0.001$ に於て最小の C_{0h} を得ると述べられたるも、この振動試驗に就て見るに $\varepsilon/H=0.05$ 附近にて C'_h が最小値に達する可能性があり、それ以上は又大になるものの如く考へらるる。これは砂の粒の大きさの影響を受くるものの如く、此處に於ては 0.05 は實驗せる砂の平均の粒の大きさに相當する。卽ち最小の C'_h を得る可能性ある場合は ε が略その粒の直徑に相當する値をとつた場合と考へられる。然るに壁に接する部分の土砂の崩壞がこの粒の直徑に達する以前に起れば C'_h は同じ ε の場合も最小の値を示す事なく、これよりも大なる値を示すものの如くである。この試驗に於て ε/H と C'_h との關係は個々の試驗に對し同じ k_h に對しては一つの點を求め得るのみにして、靜止土壓力測定の時の如く同一の試驗に於て ε/H を次第に變化してその連續曲線を畫くを得ず從つて圖表の如き個々獨立したる結果を與ふる。

垂直分力の水平分力に對する比 (C'_v/C'_h) は二支點固定の時よりも著しく大にして $\delta=30^\circ$ より大なる如きも、この點に關しては更に第八章に述べる。

垂直分力を測定せる場合にその垂直支點の爲に水平壓力に影響を及ぼす事なきかに就て $e_1=16$ mm, $e_2=3.2$ mm の場合に垂直支點ある狀態にて C'_h を觀測したる後この垂直支點を取去り、壁の重量は水平支點の摩擦に依り支へらるる如くし C'_h を觀測したるに、この兩者の間に殆ど差異なかりしを以て、垂直支點が水平支點に及ぼす影響は殆ど之なきを知

1) Eng. New Record, Sept. 1920.

るを得た。

本章 [11] (4) に述べたるものは壁底面が函に對して移動する事を予期したる場合の測定値にして、その中 $k_h=0.3$ の場合の結果を綜合すれば次の如くなる。ε は壁各點の中最大の値を示す點の値をとる。

試驗番號	壁の高 H cm	壁の厚 d cm	彈性ゴムの厚 mm e_1	e_2	壁の全振幅 ε mm	ε/H	C'_h	M'_h	C_v
27	40	6	0	2.0	0.025	$\overset{4}{0}.0630$	0.159	0.1170	
28	,,	,,	0	4.0	0.035	$\overset{4}{0}.0870$	0.120	0.1053	
29	,,	,,	0	8.0	0.060	$\overset{3}{0}.0150$	0.128	0.1110	
30	30	1.5	0	4.0	0.060	$\overset{3}{0}.0200$	0.103	0.0858	
31	40	6	2.0	2.0	0.180	$\overset{3}{0}.0450$	0.079	0.0314	
32	30	1.5	8.0	8.0	0.130	$\overset{3}{0}.0433$	0.021	0.0175	0.095

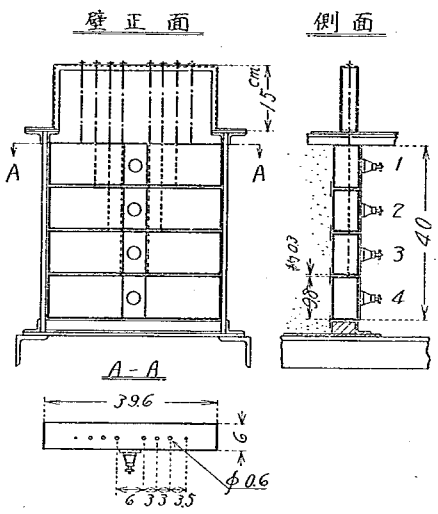
上の表に於て No. 27～30 は下支點 B にて受持たるべき力は函底面附近土砂の摩擦力の爲に著しく輕減され、水平壓力の大部分は上支點 A に作用し C'_h は從つて (2) 及 (3) の場合に比し同様の ε/H に對し小なるも h'_c が大なる爲 M'_h には餘り差がない。

No. 32 及 33 は二支點同じ厚さの彈性ゴムを使用したるものなるも No. 32 は [11] (3) に述べたると略同様の振動を示す爲、之と同様に取扱ひ得べく No. 33 は底面に於ける移動大なる爲、支點 B に作用する壓力は底面の砂の摩擦力にて受持たれ、且壁上部に於ても相當大なる移動をなす爲 C'_h が著しく小となる。

第 六 章　壁の支持方法と土壓との關係

[15] 壓 力 の 分 布

振動中の水平壓力の變化は第五章に述べたる如く、彈性及固定兩支點の場合に於て著しき差異がある。二支點固定なる場合も同一の狀態の下に試驗したる結果は必ずしも同一でない。しかし他の場合に比し統一されたる結果を得、その壓力分布狀態は重心の位置より推すに略一定である。依つて支點固定の場合に第三十九圖の如き裝置を以て各部分に作用



第三十九圖

する壓力の分布狀態を測定する。第四章に記せると同樣の板を以て寸法 39.6×9.8×6 cm の壁四枚を作り各々に壓力測定用の取付金物を附し圖の如く列べ、各水平の 10 cm の層に作用する壓力を測定する。壁の重量を支ふる爲に釣枠を用ひて各々の壁を背面が垂直になる如く釣る。逐次下の部分を釣る徑 0.5 mm の鐵線を通す爲に、その上の壁には徑 6 mm の孔を作る。壁の厚さ 6 cm のものを使用せるを以て、孔が壁の强さに及ぼす影響は割合に小である。試驗の初に各部分壁の背面が一平面內にある如くし各壁間の間隔約 3 mm、4 枚の上端より下端までの高さを 40 cm とする。壁の間より砂の逸出を防ぐ爲に各切目に晒布をあてる。砂を滿したる場合に壁に作用する壓力が各部分の中央にある取付金物により壓力計に傳はる如く豫め裝置し砂を靜に滿す（第三章[5]參照）。表面を均したる後約 4 分間所定の最大振幅を以て振動し、安定狀態に達せしめ、その後 2 個の壓力計を電位計に順次上より接續し、各加速度に相當する壓力を觀測する。一實驗番號 No. 33.

次に上記と同樣の方法を以て同じ壁を 3 枚、2 枚、1 枚を使用したるもの卽ち H=30 cm, 20 cm, 10 cm を以て觀測を行ふ。—No. 34, 35, 36.

No. 33. H=40 cm, b=39.6 cm, 壓力測定點の壁底よりの高さ h=35, 25, 15, 5 cm
週期 T=0.855 秒、振幅 r=5.45 cm, 震度 k_h=0.3, 壁一個の重量 W=1.25 kg.

水平震度 k_h		0.1					0.2				
壓力測定點の高 h	cm	35	25	15	5	計	35	25	15	5	計
測定壓力 P'	kg	0.80	0.70	0.70	0.65	2.85	1.70	1.80	1.50	1.30	6.30
$P'-k_hW$	kg	0.67	0.57	0.57	0.52	2.33	1.45	1.55	1.25	1.05	5.30
壓力の重心の高 h_c'	cm	—	—	—	—	20.9	—	—	—	—	25.2
土壓係數 C_h'		0.260	0.074	0.044	0.029	0.058	0.561	0.200	0.097	0.058	0.128
h_c'/H		—	—	—	—	0.523	—	—	—	—	0.630
$M_h'=C_h'\ h_c'/H$		—	—	—	—	0.031	—	—	—	—	0.081

水平震度 k_h	0.3				
壓力測定點の高 h cm	35	25	15	5	計
測定壓力 P' kg	2.80	3.00	2.40	2.20	10.40
$P'-k_hW$ kg	2.42	2.62	2.02	1.82	8.88
壓力の重心の高 h_c' cm	—	—	—	—	24.9
土壓係數 C_h' cm	0.940	0.239	0.157	0.101	0.215
h_c'/H	—	—	—	—	0.622
$M_h'=C_h'\ h_c'/H$	—	—	—	—	0.134

No. 34. $H=30$ cm, $b=39.6$ cm, $h=25,\ 15,\ 5$ cm, $T=0.89$ 秒, $r_{max}=5.9$ cm, $k_h=0.3$
$W=1.25$ kg.

水平震度 k_h	0.1				0.2				0.3			
壓力測定點の高 h cm	25	15	5	計	25	15	5	計	25	15	5	計
測定壓力 P' kg	0.40	0.60	0.50	1.50	1.20	1.80	1.30	4.30	2.00	3.20	2.30	7.50
$P'-k_hW$ kg	0.27	0.47	0.37	1.11	0.95	1.55	1.05	3.55	1.62	2.82	1.92	6.36
壓力の重心の高 h_c' cm	—	—	—	14.10	—	—	—	14.70	—	—	—	14.50
土壓係數 C_h'	0.105	0.061	0.029	0.048	0.369	0.200	0.082	0.153	0.628	0.364	0.149	0.274
h_c'/H	—	—	—	0.470	—	—	—	0.510	—	—	—	0.484
$M_h'=C_h'\ h_c'/H$	—	—	—	0.022	—	—	—	0.078	—	—	—	0.132

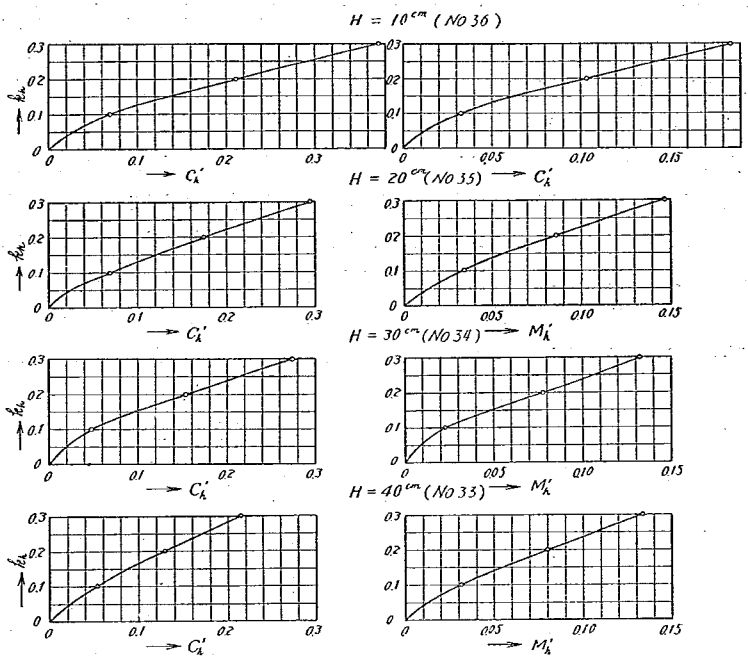
No. 35. $H=20$ cm, $b=39.6$ cm, $h=15,\ 5$ cm, $T=0.83$ 秒, $r_{max}=5.15$ cm, $k_h=0.3$
$W=1.25$ kg.

水平震度 k_h	0.1			0.2			0.3		
壓力測定點の高 h cm	15	5	計	15	5	計	15	5	計
測定壓力 P' kg	0.50	0.45	0.95	1.10	1.20	2.30	1.90	1.90	3.80
$P'-k_hW$ kg	0.37	0.32	0.69	0.85	0.95	1.80	1.52	1.52	3.04
壓力の重心の高 h_c' cm	—	—	10.35	—	—	9.70	—	—	10.00
土壓係數 C_h'	0.144	0.041	0.067	0.33	0.128	0.175	0.590	0.195	0.296
h_c'/H	—	—	0.517	—	—	0.485	—	—	0.500
$M_h'=C_h'\ h_c'/H$	—	—	0.035	—	—	0.085	—	—	0.1480

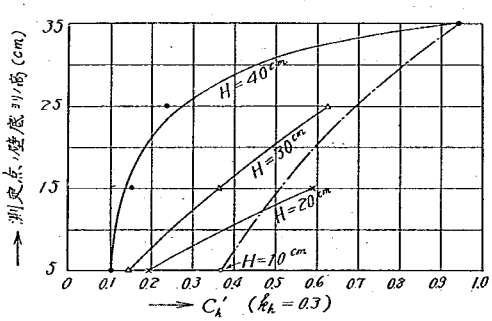
No. 36. $H=10$ cm, $b=39.6$ cm, $h=5$ cm, $T=0.76$ 秒, $r_{max}=4.35$ cm, $k_h=0.3$, $W=1.25$ kg.

水平震度 k_h	0.1	0.2	0.3
測定壓力 P' kg	0.30	0.80	1.30
$P'-kW$ kg	0.17	0.55	0.92
壓力の重心の高 h_c' cm	假定 5	5	5
土壓係數 C_h'	0.066	0.213	0.366
h_c'/H	0.5	0.5	0.5
$M_h'=C_h'\ h_c'/H$	0.033	0.107	0.183

第四十圖は土の結果の中 $k_h - C_k'$ と $k_h - M_k'$ との關係を圖表に示したものである。



第　四　十　圖



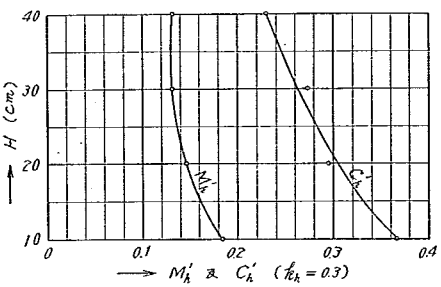
第　四　十　一　圖

上記の試驗に於て各部分の壁背面が一平面内にない場合は不規則なる壓力變化を示す。上記の結果は夫等試驗の中割合に規則的なる變化を示したるものなるも、尙相當に不規則なるは完全に一平面内にあらざる事に起因するものと考へらる。この結果に就て見るに砂の深さに依る壓力變

化は從來の土壓論に依るものとは異り、卽ち各部分の高さ 10 cm に作用する土壓の係數 C_h' を各高さに就て見るに第四十一圖に示す如く、同一試驗の各區分に於て上に至るに從ひ大にして又異りたる H のものに就き上部 10 cm の區分の C_h' ($k_h=0.3$) は圖に鎖線に示す如く上に至るに從ひ大となる傾向がある。これは彈性體側面を固定せる支點にて支へ振動を與へたる場合の壓力分布に類似し一般土壓論の狀態とは異る。

尙此の場合壓力測定點はその壓力分布の重心點とは必ずしも一水平線上になく、特に最も上の部分に於てその差大にして壁に廻轉力率を生じ、上の部分に於ける係數が他の部分に比しより多く增大さるる傾がある。然し壁の振動中に於ける廻轉は殆ど觀測し得ざる程度にして、之に依る影響は割合に小なるものと考へらる。

今この結果に就て各試驗の砂の全體の高さ H に作用する壓力合計の C_h' ($k_h=0.3$) 及 $M_h'=C_h'\,h_c'/H$ と H との關係を見るに第四十二圖の如くである。卽ち H が小なる程大にして且つ同じ H の一枚板の場合（第五章[13]參照）に比して この方が大である。固定支點の試驗に於ては振動中の壁の變位は 0.01 mm 目盛のダイヤル・ゲージを以てしては區別して測定する能はざるも、土壓はこれ以下の變位に依りても影響を受け、計算よりすれば此の場合は前より小なる歪を與ふるが故に C_h' が大なるものと考へられる。壁は又橫の方向の彎曲を受け、この彎曲は試驗の場合には砂の表面よりの深さが大なる程大となり、C_h' が割合に小になる樣である。

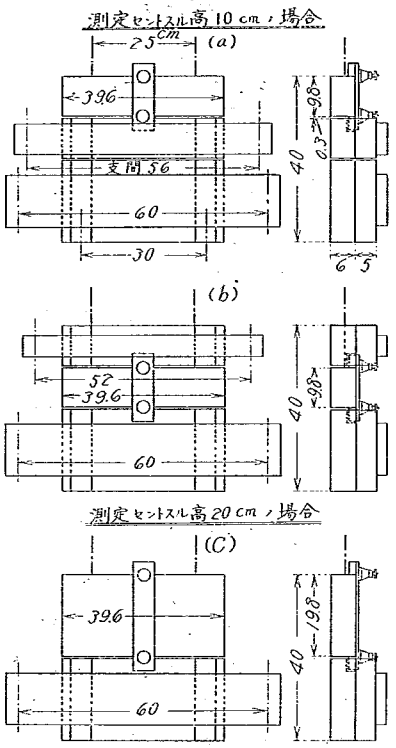


第 四 十 二 圖

[16] 部分的に强固なる壁に作用する壓力

本試驗は第四十三圖 (a) (b) に示す如き裝置を以て深さ 40 cm の中特定の高さ 10 cm の壁面に作用する壓力を測定せるものである。壁の寸法は幅 39.6 cm, 高 9.8 cm, 厚 6.0 cm 幅の中央に於て上下兩端に 2 個の取付金物を附し壓力を測定する。壁は旣に記したる試驗と同樣檜板を以て作り、支點は何れも固定とする。函に砂を滿す高さは 40 cm とし、他の部分は砂を止める爲に測定壁と同樣の厚さを有する板を用ひ、之を圖の如き棧にて函の

兩側にある山形鋼に取付ける。測定壁は高さ 40 cm を 4 回に分ち各異りたる高さに裝置し、その重量を支ふる爲釣枠を用ひ、前項と同樣に釣る。壁と板との間隙は布を以て砂の洩出を防ぎ、豫め測定壁の背面が他の部分の背面と同一平面内にある如く十分注意する。既に述べたる方法により砂を充し、約 4 分間所定の振幅を以て振動を與へたる後、振動中に於ける壓力變化を測定する。尙ほ次に測定壁の高さを 19.8 cm とし、高さの異る二つの場合に就て第四十三圖 (c) に示す如き裝置を以て同樣に測定を行ふ。



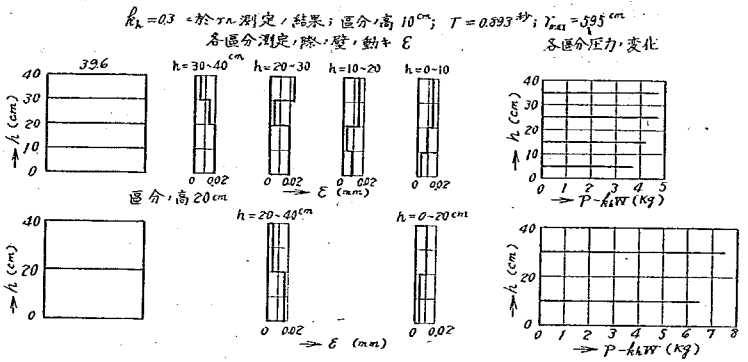
第 四 十 三 圖

測定の結果を第四十四圖に示す。此處には $k_h=0.3$ に於ける 2 支點に作用する增加壓力合計と同じ時の壁各部分の全振幅 ε とを示す、この增加壓力は測定値より壁の重量に依る影響を差引きたる値 $P'-k_hW$ である。

以上の結果を見るに壓力を測定せる部分は隣接せる部分に比し、壁の振動少なき爲に他の部分よりも大なる壓力を受くるものの如く、此等各區分に作用する壓力を合計すれば

(1) 區分 10 cm のもの 17.3 kg.　　(2) 區分 20 cm のもの 14.0 kg.

となり、高さ 40 cm を各 10 cm の區分に分ち各區同樣の支點を以て測定せる前項の測定値は 8.88 kg である。

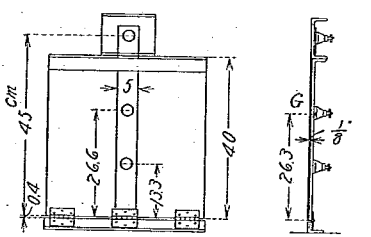


第　四　十　四　圖

之に依つて 0.01～0.02 mm 程度の壁の振幅の差が如何に振動中の壓力の變化に影響するかを知る。

[17]　蝶番に依つて回轉し得る壁に作用する壓力

この試驗は第四十五圖に示す如く、下端を蝶番に依つて函底に取付けたる寸法 39.6×40 cm，厚 1/8″ の鋼鐵板壁に作用する壓力を壁の外側中心上、種々の高さに取付金物を附し測定したものである。砂の深さは常に 40 cm とし、壓力測定點は蝶番中心よりの高さ各 $h=45$ cm, 26.6 cm, 13.3 cm の三つの場合に於て測定せるものである。前項と同樣初期に於ける試驗にして測定の結果は、測定點の高 h が異なれば蝶番の周りの力率が異り、支點の位置に依り壓力分布狀態が著しく異る事を明らかにするを得た。



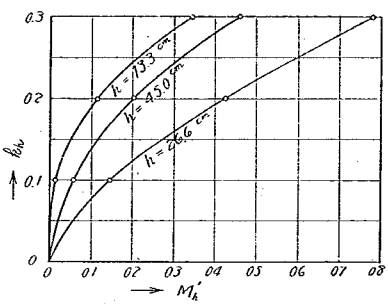
第　四　十　五　圖

壁の重量は蝶番以上に於て $W=8.15$ kg にして、その重心の位置は圖に示す如く蝶番中心より上 $h_w=26.3$ cm にあり、測定壓力より壁の影響を差引く場合には この高さを考慮し次の表の如く整理しその結果を第四十六圖に示す。支點は何れの場合も固定支點である。第四十七圖は試驗中に於ける $k_h=0.3$ の壁の各高さの全振幅 ε を示す、蝶番は必ず

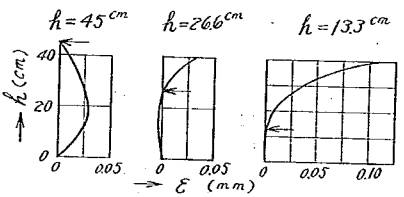
しも理想的に働かざるを以て此の點の ε は 0 ならざるも測定値を得ざりしを以てかりに此處には 0 とする。

No. 40. $T=0.685$ 秒, $r_{max}=3.45$ cm.

測定點の高 h cm		45			26.6			13.3		
水平震度	k_h	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3	0.1	0.2	0.3
測定壓力	P' kg	0.70	1.70	3.10	1.70	4.25	7.30	1.80	4.60	9.10
$P'h$	kg cm	31.5	76.5	139.5	45.2	113.0	194.2	23.9	61.4	121.0
k_hWh_w	kg cm	21.4	42.8	64.2	21.4	42.8	64.2	21.4	42.8	64.2
$P'h-k_hWh_w$	kg cm	10.1	33.7	75.3	23.8	70.2	130.0	2.5	18.6	56.7
$M_h'=(P'h-k_hWh_w)/{}^1/_2\omega H^2bH$		0.0061	0.0204	0.0456	0.0144	0.0425	0.0787	0.0015	0.0113	0.0343



第 四 十 六 圖



第 四 十 七 圖

此の結果は第五章に述べたる如く ε に依り大いに影響を受け、三種の支點の位置に依り壓力分布狀態が著しく異り $h=26.6$ cm のものが ε が最小なる爲、最も大なる力率を與ふる。

第七章 振動中の土壓に對する種々の影響

[18] 側壁に依る影響

土壓力測定の場合の側壁の影響は從來多くの實驗者の大なる關心事にして、既記 Feld 氏の試驗に於ては崩壞面より上の部分の滑動に對する測壁の影響を除く爲に、崩壞面より

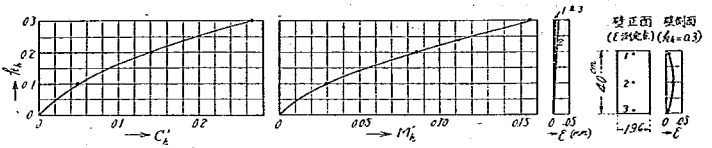
上の砂が側壁に接する所に輾子を入れ[1] O. Franzius 氏は抵抗土壓力測定にあたり兩側に油を塗りたる紙を入れ[2] て試驗を行つた。G. H. Darwin 氏[3] は、幅 30 cm, 高 35 cm の壁に作用する土壓力を測定するにあたり、特にこの側壁の影響に就て試驗を行ひたる結果、測定總土壓力が計算値より約 3% 少なき事を慥め、更に進んで幅 30 cm の中央に厚 1.3 cm の板を壁に直角に鉛直に挿入し、同樣の試驗を行ひ略前と同じ割合の影響がある事を慥めた。P. M. Crosthwaite 氏[4] はその試驗に際し側壁の影響は前記 Darwin 氏の試驗の結果に信賴し、幅 16″ の壁に就て行へる結果を整理するにあたり有効壁長 15½″ として計算を行つた。

本試驗に於ても豫め側壁の影響を考慮し、幅の異る二つの場合（幅 40 cm 及 20 cm）に就て試驗を行ふ樣裝置し、既記の幅 40 cm のものの外に幅 20 cm に就て行つた。測定の結果は側壁よりも壁の移動に依る影響大にして十分その目的を達する能はざりしも、地震時土壓に於ては側壁の影響比較的小にして實用上は之を無視して差支なき程度なる事を知つた。尙砂とガラスとの間の最大摩擦角は第二章に記したる如く 22° 50′ である。

No. 51. 壁の寸法 幅 19.6 cm; 高 $H=40$ cm; 厚 6 cm; 重量 $W=2.5$ kg.
支點 A, $h=25$ cm; B, $h=5$ cm; 二支點固定。
振動の週期 $T=0.88$ 秒; 最大振幅 $r=5.75$ cm; 最大震度 $k_h=0.3$.
A に於ける各震度の增加壓力 P_1; B は P_2;
h_c', C_h', M_h' 等は既記の通りとす。

		$k_h=0.1$			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値	kg	0.80	0.50	—	2.10	1.30	—	3.75	2.50	—
$(P-k_hW)$	kg	0.67	0.37	1.04	1.85	1.05	2.90	3.37	2.12	5.49
h_c'	cm	—	—	24.3	—	—	24.2	—	—	23.4
C_h'		—	—	0.048	—	—	0.140	—	—	0.265
h_c'/H		—	—	0.608	—	—	0.605	—	—	0.585
M_h'		—	—	0.0292	—	—	0.085	—	—	0.155

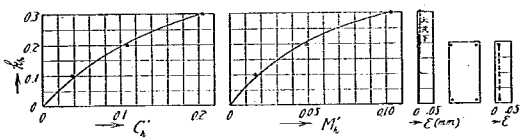
1) 20 頁註參照。
2) Bauingenieur 9 Jahrg (1928), S. 788.
3) On the horizontal thrust of a mass of sand. Min. of Proc. of the Inst. of C. E. Vol. 71 (1882~3) p. 350.
4) Experiments on the horizontal pressure of sand. Min. of Proc. of the Inst. of C. E. Vol. 209 (1921) p. 259.



第 四 十 八 圖

No. 54. 同上

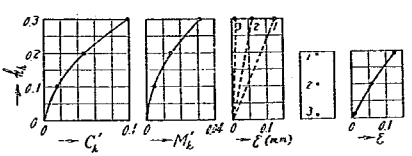
		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値	kg	0.45	0.60	—	1.30	1.40	—	2.50	2.50	—
$P-k_hW$	kg	0.32	0.47	0.79	1.05	1.15	2.20	2.12	2.12	4.24
h_c'	cm	—	—	17.2	—	—	18.5	—	—	20.0
C_k'		—	—	0.038	—	—	0.106	—	—	0.205
h_c'/H		—	—	0.430	—	—	0.462	—	—	0.500
M_k'		—	—	0.0164	—	—	0.0490	—	—	0.1025



第 四 十 九 圖

No. 53. 壁の寸法及振動狀態同上。
支點 A h=25 cm, 彈性支點 e_1=2.5 mm (徑 20 mm),
支點 B h=5 cm, 固定支點。

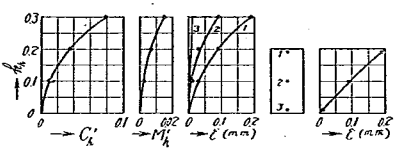
		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定法	kg	0.20	0.40	—	0.50	1.00	—	0.90	1.90	—
$P-k_hW$	kg	0.07	0.27	0.34	0.25	0.75	1.00	0.52	1.52	2.04
h_c'	cm	—	—	11.20	—	—	12.50	—	—	12.63
C_k'		—	—	0.016	—	—	0.048	—	—	0.099
h_c'/H		—	—	0.280	—	—	0.312	—	—	0.316
M_k'		—	—	0.0046	—	—	0.0145	—	—	0.0312



第 五 十 圖

No. 52.　壁の寸法及振動狀態同上。
支點 A,　$h=25$ cm,　彈性支點　$e_1=5.6$ mm,　徑 20 mm.
支點 B,　$h=5$ cm,　彈性支點　$e_2=0.8$ mm.

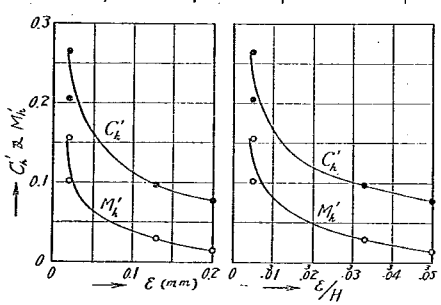
		$k_h=0.1$			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2	P_1	P_2	P_1+P_2
測定値	kg	0.15	0.30	—	0.30	0.95	—	0.50	1.90	—
$P-k_hW$	kg	0.02	0.17	0.19	0.05	0.70	0.75	0.12	1.52	1.64
h_c'	cm	—	—	8.50	—	—	6.94	—	—	7.15
C_h'		—	—	0.009	—	—	0.036	—	—	0.079
h_c'/H		—	—	0.225	—	—	0.173	—	—	0.179
M_h'		—	—	0.0021	—	—	0.0063	—	—	0.0142



第 五 十 一 圖

以上の結果の中 $k_h=0.3$ に於ける C_h'; M_h'; ε; ε/H の關係は次の如し。

試驗番號	彈性ゴムの厚 mm		ε_{max} mm	ε_{max}/H	C_h'	M_h'
	e_1	e_2				
51	0	0	0.02	$\frac{4}{0.05}$	0.265	0.1550
54	0	0	0.02	$\frac{4}{0.05}$	0.205	0.1025
53	2.5	0	0.13	$\frac{3}{0.033}$	0.099	0.0312
52	5.6	0.8	0.20	$\frac{3}{0.050}$	0.079	0.0142

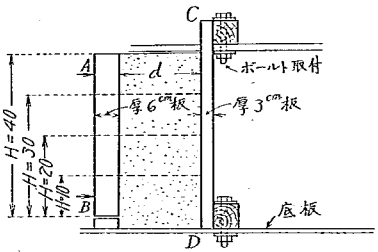


第 五 十 二 圖

上の結果を第五十二圖に示す。之を幅 40 cm の場合の第三十八圖と比較するに始ど差異がない。

[19] 裏込の幅に依る影響

裏込土砂の奥行が小なる場合、壁面に作用する震動中の壓力に如何なる影響を及ぼすかを次の裝置に依つて試驗した。



第五十三圖

測定壁 AB より d だけ後方に幅 39.6 cm, 高さ約.50 cm, 厚さ 3 cm の板 CD を圖の如く振動函に堅固に取付ける。測定壁 AB は幅 39.6 cm 厚さ 6 cm にして、高さ 40 cm, 30 cm, 20 cm 又は 10 cm の 4 種類の檜板の壁にして、高さ 10 cm のものは中央の一點にて支へ、他は何れも幅の中央に於て上下兩端より各 5 cm の 2 點に於て固定支點にて支へる。裏込砂の奥行 d は函全體に滿したるもの ($d=110$ cm) と 20 cm 及 12 cm のものに就て行ふ。表に示すものは各測定値の中 $k_h=0.3$ に於ける水平土壓係數の增加である。

1. $d=110$ cm.

試驗番號	55	56	57	58	59	60	61
壁の高さ H . . . . . cm	40	40	40	30	30	20	10
振動の週期 . . . . . 秒	0.88	0.88	0.88	0.88	0.85	0.82	1.01
$k_h=0.3$ に對する振幅 r . . . . . cm	5.8	5.8	5.8	5.8	5.4	5.0	7.5
$k_h=0.3$ の A に於ける測定壓力 P_1 . kg	4.4	5.0	5.5	2.5	2.0	1.5	—
〃 B 〃 P_2 . kg	6.0	3.0	6.6	3.7	3.7	2.2	—
$P'=P_1+P_2$ . . . . . kg	10.4	8.0	12.1	6.2	5.7	3.7	2.0
$P'-k_hW$ . . . . . kg	9.1	6.7	10.8	5.11	4.61	2.95	1.22
重心の壁底よりの高さ h_c' . . . . . cm	20.2	28.4	20.85	15.85	14.86	11.35	5.0[1]
h_c'/H	0.505	0.710	0.521	0.529	0.495	0.568	0.500[1]
C_h'	0.220	0.162	0.262	0.220	0.198	0.286	0.473
$M_h'=C_h'\,h_c'/H'$	0.111	0.115	0.137	0.116	0.098	0.163	0.237[1]

1) 重心の位置を假りに壁の高さの中央として計算したるもの。

2. $d=20$ cm.

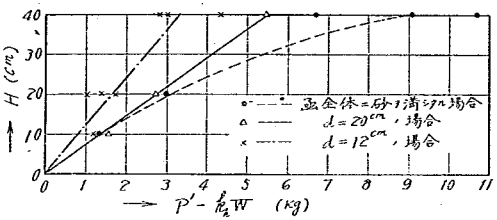
試驗番號	62	63	64	65
壁の高さ H . . . . . cm	40	20	20	10
振動の週期 . . . . . 秒	1.00	0.96	0.96	0.94
$k_h=0.3$ に對する振幅 r . . . . . cm	7.5	6.9	6.9	6.6
$k_h=0.3$ の A に於ける測定壓力 P_1 . kg	3.7	1.35	1.3	—
〃 B 〃 P_2 . kg	3.1	2.25	2.2	—
$P'=P_1+P_2$ . . . . . kg	6.8	3.6	3.5	2.0
$P'-k_hW$ . . . . . kg	5.5	2.85	2.75	1.62
重心の壁底よりの高さ h_c' . . . . cm	26.3	11.04	11.1	5.0
h_c'/H	0.658	0.552	0.555	0.500[1]
C_h'	0.133	0.276	0.267	0.628
$M_h'=C_h'\ h_c'/H$	0.088	0.153	0.148	0.314[1]

3. $d=12$ cm.

試驗番號	66	67	68	69	70	71	72
壁の高さ H . . . . . cm	40	40	40	20	20	20	10
振動の週間 . . . . . 秒	0.95	0.95	0.965	0.93	0.93	0.93	0.925
$k_h=0.3$ に對する振幅 r . . . . . cm	6.75	6.75	6.95	6.45	6.45	6.45	6.40
$k_h=0.3$ の A に於ける測定壓力 P_1 . kg	2.80	2.60	2.80	1.25	0.60	0.85	—
〃 B 〃 P_2 . kg	1.55	1.55	2.90	0.95	1.20	1.75	—
$P'=P_1+P_2$ . . . . . kg	4.35	4.15	5.70	2.20	1.80	2.50	1.6
$P'-k_hW$ . . . . . kg	3.05	2.85	4.4	1.45	1.05	1.75	1.22
重心の壁底よりの高さ h_c' . . . . . cm	34.7	34.6	25.6	16.2	14.3	12.3	5.0
h_c'/H	0.867	0.865	0.540	0.811	0.715	0.615	0.500[1]
C_h'	0.074	0.069	0.107	0.141	0.102	0.170	0.473
$M_h'=C_h'\ h_c'/H$	0.064	0.060	0.058	0.115	0.073	0.105	0.237[1]

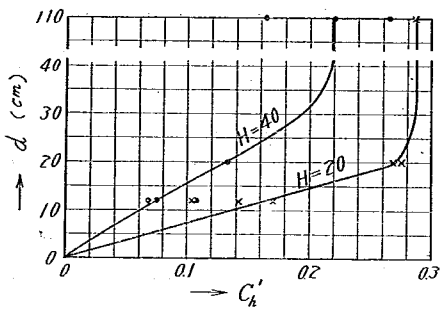
第五章に述べたる如くこの試驗に於ては壁の振幅 ε の影響著しきを以て、壓力の增加は必ずしも高さの自乘に比例せず、測定値の中殊に $H=10$ cm のものは第五章の値と著しく異るは旣に述べたる如く支點の不備による。今玆には奥行の影響のみを見る事とし

上記の測定値($P'-k_hW'$)と H との關係を第五十四圖に示す。圖に於て $H=40$ cm に於ては奥行が異れば ($P'-k_hW'$) は異なるも $H=20$ cm に於ては砂を函全體に滿したる時と $d=20$ cm とに於ける差異は殆ど認められないが $d=20$cm と $d=12$ cm との間には明らかに差異があり、又 $H=10$ cm の場合には d による著しい差を認め難い。



第 五 十 四 圖

尙ほ $H=40$ cm 及 20 cm の d と C_h' との關係は第五十五圖に示す如くである。爰に $d=110$ cm に於て $H=40$ cm のものと、20 cm のものと C_h' に差を生じたるは第五章に述べたる如く壁の振幅に依るものと考へられる。



第 五 十 五 圖

以上の結果を綜合するに振動中 $k_h=0.3$ の場合水平壓力は裏込の奥行が壁の高さ以下なる時明らかに影響を受け $\varphi=32°40'$, $\varphi_0=30°$ として計算せる地震時 $k_h=0.3$ に對する崩壞角は $\gamma=37°$, $\cot\gamma=1.33$ なるを以て裏込土砂の奥行が地表面と崩壞面との交り以内なる時に影響を受くるとの理論と一致する。

第 八 章　試驗の結果の綜合　計算値との比較

[20]　地震時土壓計算法

大正十二年の大地震後間もなく物部博士[1]は、地震時土壓力は常時 g の代りに凡ての質量に g と地震加速度との合成加速度(量及方向)が作用するものとして、在來の土壓論

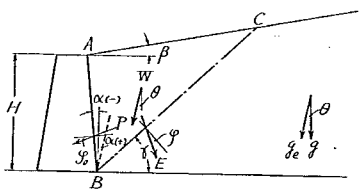
1) 大正十三年五月内務省管轄官廳に配付せる謄寫版，耐震計算法；土木學會誌十卷五號；土木學會震害調査報告第三卷；萬國工業大會論文 第 388 第四卷。

を應用すれば實地上十分なりといふ一般則を考案され、その後岡部博士[2]も地震時土壓計算式を發表された。筆者の圖式解法[3]もその理論に基きその取扱を簡單にしたものである。これは地震時最大水平加速度が擁壁に向ひ、鉛直加速度が上向の場合が構造物に最も危險なるを以て、この狀態に於て地震時に起る最大土壓を計算する方法にして、その他の假定は從來のクーロム土壓理論と全く同一である。

かくして計算したる結果は

$$P=\frac{1}{2}wH^2(1-k_v)\frac{\cos^2(\varphi-\theta+\alpha)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\varphi_0-\alpha+\theta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\varphi_0)\sin(\varphi-\theta-\beta)}{\cos(\varphi_0-\alpha+\theta)\cos(\beta+\alpha)}}\right\}^2}$$

$$=\frac{1}{2}wH^2(1-k_v)C.$$



第五十六圖

P　壁面に作用する地震時最大土壓力
w　裏込土砂の單位重量
H　壁の垂直の高さ
k_v　鉛直震度
φ　裏込土砂の内部摩擦角
φ_0　〃　と壁面との摩擦角
β　地表面が水平線となす角
α　壁背面が鉛直線となす角（正負は圖に示す通り）
θ　地震時合加速度が鉛直線となす角

$$\theta=\tan^{-1}K=\tan^{-1}\frac{k_h}{1-k_v}$$

茲に k_h は水平震度
C　土壓係數

此處に試驗したる場合は　$k_v=0$,　$\alpha=0$,　$\beta=0$.　なるを以て

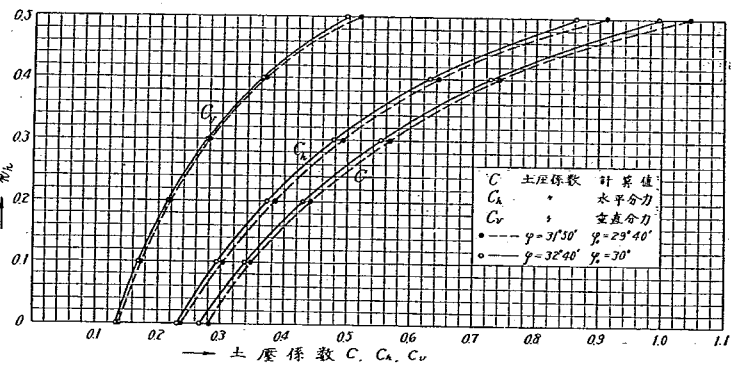
$$P=\frac{1}{2}wH^2\frac{\cos^2(\varphi-\theta)}{\cos\theta\cos(\varphi_0+\theta)\left\{1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\varphi_0)\sin(\varphi-\theta)}{\cos(\varphi_0+\theta)}}\right\}^2}=\frac{1}{2}wH^2C.$$

となる。試驗せる場合に就て φ 及 φ_0 を第二章の測定値に依り砂の深さ (1) 40 cm, (2) 30 cm の二種に對し、土壓係數 C を算出し、次の表に示す。

2)　土木學會誌十卷六號；同十二卷一號。
3)　本文第九章參照。

	φ	φ_0	C $k_h=0$	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
(1) 砂の深さ 40 cm の場合	31° 50′	29° 40′	0.278	0.349	0.443	0.567	0.741	1.049
(2) 〃 30 cm 〃	32° 40′	30° 0′	0.269	0.338	0.430	0.553	0.729	0.996

尙 C の水平分力 C_h, 垂直分力 C_v を算出し、第五十七圖に示す。



第 五 十 七 圖

第五章の $C_h'=C_h-C_{oh}$ にして地震時壓力と常時壓力との差である。この C_h' 及 C_v' の上の二つの場合の計算値を掲げる。

		$k_h=0.1$	0.2	0.3	0.4	0.5
(1) $H=40$ cm	C_h'	0.062	0.144	0.252	0.403	0.671
	C_v'	0.035	0.081	0.143	0.229	0.381
(2) $H=30$ cm	C_h'	0.060	0.140	0.246	0.398	0.630
	C_v'	0.034	0.080	0.142	0.230	0.363

土壓理論は第九章に論ずる事とし、本章に於ては一般に行はるる上記の計算値と、試驗したる値とを比較する。

[21] 試 驗 の 結 果

(1) 振動初期に於ける平均壓力の變化　振動初期に於ける平均壓力の增加は輕く砂を滿したる場合は相當に著しい。これは主として裏込砂のゆり込みの爲に多少の抵抗土壓

力が發生するによるものにして、壁背が埋立土なる時は實物に於ても同様の現象が考へられる。今此の狀態に於て $k_h=0.3$ まで振動すれば、その途中に於ける水平土壓力の增加は次の如くである。(表にはすべて增加したる壓力を土壓係數を以て示す)。

	試驗番號	$k_h=0.1$	0.2	0.3
彈性支點	No. 41	0.062	0.084	0.096
	〃 42	0.029	0.051	0.096
	〃 50	0.046	0.098	0.131
固定支點	〃 43	0.039	0.099	0.114
	〃 44	0.015	0.048	0.094

各試驗の値は振り方の相異によつても影響を受くるも、今かりにその平均値に就て考へる。この平均壓力の變化に於ては彈性及固定支點の二つの場合には著しき變化を認められざるを以て、之を同様に取扱ひ各震度に對する水平土壓係數增加の平均値をとれば

	$k_h=0.1$	0.2	0.3
水平土壓係數の增加	0.038	0.076	0.106

となる。この値は卽ち靜止土壓力の變化となりて、振動前及後の測定値の相違となるものと考へられる。第三章靜止土壓力測定値の振動前及後の水平土壓係數は (前)=0.255 (後)=0.348 となり、その差は 0.093 となる。上記の 0.106 は之に相當する値にして振動中の多少の狀況の變化が上記の差を生ずるものの如く、この程度の誤差の範圍內に於て $k_h=0.1$ 及 0.2 にて振動を止めたる場合には水平土壓力の係數は夫々 0.038 及 0.076 だけ增加すると考へられる。

垂直分力は第三章に述べたる如く振動後に於ては前よりも稍少となり $k_h=0.3$ に於て C_v は (前)=0.144 (後)=0.124 卽 0.020 の差を生ずる。各震度に對しては大略

	$k_h=0.1$	0.2	0.3
垂直土壓係數の變化	−0.007	−0.014	−0.020

となる。

十分につき固めをなしたる場合には上の變化を生ぜざるも、試驗函內の結果に於てはつき固める爲、靜止土壓力は著しく大となるを以て振動中の最大絕對壓力は、輕くつめたる

場合に比し必ずしも小ではない。試驗の結果のみに就て見れば「理想的のつき固め」をなしたる場合には、上記平均壓力の增加なく且つ週期的の壓力に對しても最も有效である。此處に言ふ「理想的のつき固め」とは設計の際假定せる震度の地震を受けたる場合に裏込土砂がゆり込むと同程度のつき固めを行ふ事である。實際に大なる構造物にこの程度のつき固めを行ふ事は困難にして「理想的のつき固め」には至らないものと考へるのが至當である。換言すればつき固め過ぎる心配はない。從つて振動初期に於ける平均壓力の增加をなくする事は困難である。尙實際の構造物に對する應用に就ては更に本章 (4) に述べる。

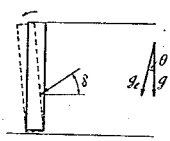
(2) 壓力の週期的變化　試驗を行はんとする最大震度にて數分間振動を繼續すれば函内の砂の沈下は殆ど停止する。この狀態に達したる後の變化は支點が彈性、固定の二つの場合に於て著しく異るを以て各別に考ふる必要がある。

先づ彈性支點の場合に就て垂直分力をも測定したる5個の試驗（番號 No. 20, 22, 23, 24, 25）の平均を考ふ（附表第一參照）。$k_h=0.3$ に於て

平均壓力よりの增加	$C_h'=0.071$,	$C_v'=0.118$	$\delta=+30°\ 0'$	
〃　減少	$C_h''\fallingdotseq 0.75\times C_h'=0.053$	$C_v''=C_v'=0.118$	$\delta=+1°\ 10'$	
				（寫眞第五參照）
振動後の平均壓力	$C_{oh}=0.348$	$C_{ov}=0.124$	$\delta=+19°\ 35'$	
				（第三章參照）

である。

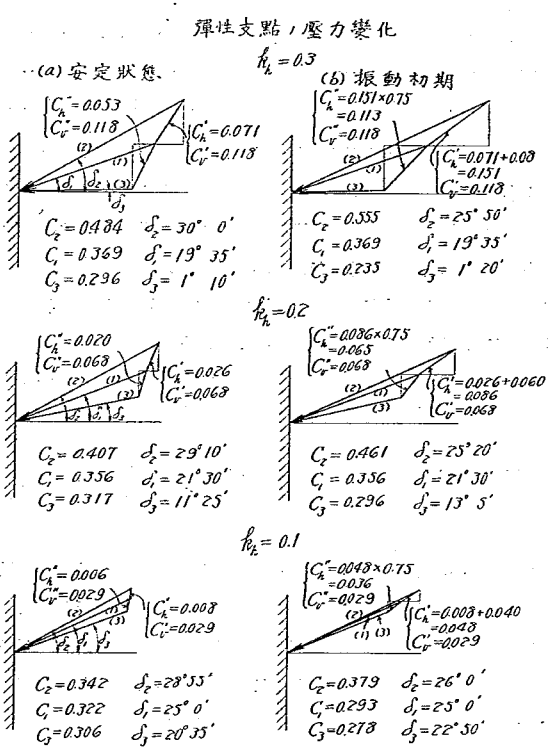
これと同樣にして $k_h=0.2$, 及 0.1 に於ける結果を第五十九圖 (a) に示す。圖の (1) は常時壓力、(2) は k_h が外方に向ふ時、(3) は内方に向ふ時の壓力を示す。卽ち土壓は (1) を中心として最大 (2) と (3) との間を週期的に變化する。構造物が最も危險なるは (2) の場合なるを以て設計には この狀態を考へる。$k_h=0.3$ に於て 前項に記せる計算値 $H=30$ cm に對する $C_h=0.246$, $C_v=0.142$ は測定値 $C_h'=0.071$, $C_v'=0.118$ に比し著しく大である。しかし構造物に働く水平力は 常時壓力 C_{oh} と C_h' との和にして、此の場合の C_{oh} は計算による 正土壓よりも 大なるを以て これを考慮する必要があり、且上の C_h' は「理想的のつき固め」をなしたる場合の變化にして、一般に振動初期の C_h' は上に述べた値より大である（本項 (3) 參照）。



第五十八圖

固定支點の場合は垂直分力を測定せる試驗（番號 No. 4）に就て彈性支點の場合と同樣に整理したる結果を第六十一圖 (a) に示す。此の場合は前と反對に δ は (2) の場合に最少 (3) に最大となる。これ彈性支點の場合は外向きの最大加速度が

働く場合に壁と砂との間に圖に示す如き移動が起る爲に δ が大となるに反し、固定支點の場合に此の如き移動が起らざるに因る。



第　五　十　九　圖

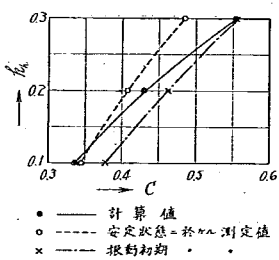
(3)　振動初期に於ける壓力の週期的變化　　振動初期に於て壓力が週期的に變化する量は安定狀態に達したる後に比し大なる事は既に第四章に於て述べた通りであるが、今水平壓力 $P_{(1)}''$（震動初期に平均壓力よりも增加する壓力）と $P_{(2)}''$ 或は $P_{(3)}''$（順次安定狀態に達したる後に平均壓力より增加する壓力）との差を示せば次の如くである。（第四章の表より算出）。

		$k_h=0.1$	0.2	0.3
彈性支點	No. 41	0.023	0.061	0.059
	〃 42	0.008	0.035	0.047
	〃 50	0.042	0.051	0.078
固定支點	〃 43	0.029	0.036	0.005
	〃 44	0.037	0.051	0.020

表に於て彈性支點と固定支點とは多少趣を異にする。

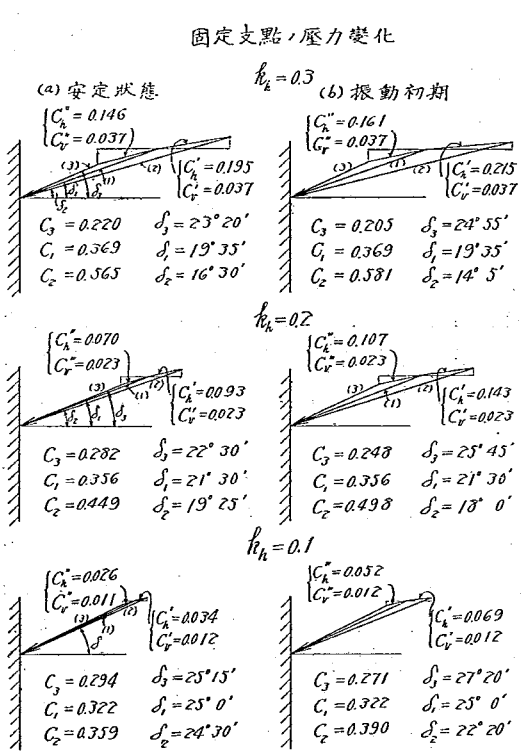
先づ彈性支點に就て見るに壓力の振動初期に於ける增加は安定狀態に達したるものに比し、震度 0.1, 0.2, 0.3 に對し、水平土壓係數が夫々最大約 0.04, 0.06, 0.08 だけ大となる。振動の際の狀態の變化に依りこの値は著しく異るも、今はその最大値に近き數をとる。

垂直壓力は振動初期も安定狀態に達したる後も殆ど變化なきを以て前項の値をその儘とりこの初期に於ける壓力變化の狀態を第五十九圖 (b) に示す。(1) (2) (3) の關係は安定狀態に達したる後と同樣にして δ の變化は前の場合より小である。(a) (b) 共に最大壓力 C_2 の δ は一定ならざるも $\delta\fallingdotseq30°$ なるを以て、この δ の相違を無視して、各震度に於ける最大の C の値（第五十九圖に於ては C_2）を計算値と比較して第六十圖に示す。振動初期に於ける値は k_h の小なる時には計算値よりも相當に大にして震度が大なると共にその差が小となる。安定狀態に達したる後に於ける壓力は一般に計算値より小にして震度が大なると共に計算値との差が大となる。「理想的のつき固め」を行へばこの圖の安定狀態に達したる場合と同樣となり、振動初期に於ける大なる壓力を避ける事が出來る。



第六十圖

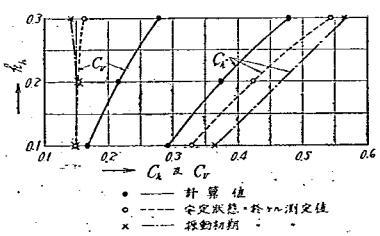
固定支點の場合を同樣に取扱へば、振動初期に於て第六十一圖 (b) の如くなる。今 C の最大の値につきその水平及垂直分力を計算値と比較して第六十二圖に示す。卽ち水平壓力は何れも計算値より大に、垂直壓力は小である。固定支點の場合は No. 4 に於て $k_h=0.3$ の $\varepsilon=0.04$ mm. 卽 $\varepsilon/H=\overset{3}{0.0}133$ にして、例へば高さ 10 m の擁壁に於て $k_h=0.3$ の地震を受けたる場合壁の最大振幅 ε は $10\times\overset{3}{0.0}133=\overset{2}{0.0}133$ m 卽 1.35 mm 程度



第　六　十　一　圖

に相當し實際の構造物に於ては此の如き小なる變位は餘り考へられない。しかし若し此の如き堅固なる構造物が存在すればこれに作用する地震時土壓は計算値よりも大になり得る。尙ほ固定支點の場合增加水平土壓力はその重心の位置が一般に考へられる位置（壁底より全體の高さの 1/3）よりも高く壁背面底部の廻りの力率は上記の水平土壓力增加の割合以上に更に大となる。

4) 實際構造物に作用する地震時土壓力　實際構造物が地震を受けたる場合 ε/H は上記彈性支點の試驗による値或はそれ以上なる事が多い。この場合の增加壓力 C_h' は時に非常に小なるも（第五章參照）、これは振動中のある機會にかゝる値を示す事あるのみなるを以て、これを設計の基準とする事は出來ない。第六十圖に記すものは彈性支點の垂直分力をも測定せる 5 個の試驗の結果の平均にして、ある場合特に ε/H が小なる時に之より大なる値を示す事は既に記した通りである。$\varepsilon/H>0.001$ なる場合（實際の構造物には此の如き場合が多い）には一般に第六十圖の値より小で



第　六　十　二　圖

あると考へられる。

構造物が地震を受けたる場合、振動中の平均壓力は正土壓よりも大となり、振動中の最大壓力は裏込を弛く施工したる時は、土砂の沈下による影響大にして一般に計算値よりも大に、震度が小なる時に特に然りである。「理想的のつき固め」をなしたる場合には計算値よりも稍小にして一般のつき固めの場合はこの兩者の中間の狀態である。

尙部分的に强固なる壁に作用する土壓力、裏込の奥行が小なる場合の影響等は、各第六、七章に述べた通りである。

第九章　地震時土壓理論

[22] 概　　要

既に述べたる地震時土壓計算法はクーロム土壓理論より出發せるものにして、その理論に含まるる矛盾[1]を含む。卽ち土楔内の平衡狀態は $\Sigma H=0$ 及 $\Sigma V=0$ の條件を滿足するも一般の場合 $\Sigma M=0$ を滿足しない。近時この條件をも滿足する爲に崩壞面を曲面或は折面としたる計算法あれど[2]、それ等も理論的に完全なものではない。依て著者は應力隋圓の理論[3]を應用して地震時土壓算出を試みたが、之に依れば前記 $\Sigma M\neq 0$ の矛盾を除き得らるるのみならず、計算も左程煩雜でない。しかしこれに依つて直ちに壁面に作用する土壓を算出し得るは特殊の場合に限られ、その他に於ては矢張從來の計算法による値を近似的に採用するを適當考へる。以下先づ應力隋圓に依る土壓算出方法を述べ、次に一般解法に及ぶ。

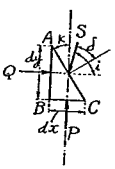
本章に述べる計算値は試驗せる場合の週期的變化のしかも壁の移動とを考慮に入れざる場合、卽前章に計算値として示せる場合に相當するものにして土砂の沈下に依る壓力の變化には及ばない。

[23] 應力隋圓に依る地震時土壓の解法

(1) 應力隋圓　地盤が一帶に等齊なる土砂より成る部分と、壁附近の部分とは内部の應力分布狀態は確然たる差異を有するを以て、土砂内部の一點に於て應力の分布狀態を考

1) Kann. F.; Über den Widerspruch in den Grundlagen der Coulombschen Erddruck Theorie. Bautech. 30 März 1923.
2) Peterson R.; Erddruck auf Stützmauern. Berlin, 1924. 其他。
3) Krey. H.; Erddruck, Erdwiderstand und Trägfahigkeit d. Bangrundes. Berlin, 1926.

へその應力楕圓の主應力を p, q 其比を $p/p=n$ とすれば、無限の等齊的土砂の内部に於ては $n\fallingdotseq1$ と考へらるるも壁の存在する附近に於ては之と異る。今土砂の粘着力を無視し、内部に働く直應力はすべて壓應力とし、土砂内部の微少部分に働く力の平衡を考ふ。第六十三圖に於て $AB\perp BC$, BC 及 AB の應力强度を夫々 p, q とすれば



第六十三圖

$$P=p\cdot BC=p\cdot dx,\qquad Q=q\cdot AB=q\cdot dy,\qquad p/q=n$$

今 AC 面に働き P, Q と平衡を保つ力を S, その應力强度を σ. 之が AC の垂線となす角を δ とし $\varkappa$, i を各圖に示す角とすれば

$$\tan i=\frac{P}{Q}=n\tan\varkappa,\qquad \tan\delta=\tan(i-\varkappa)=\frac{(n+1)\tan\varkappa}{1+n\tan^2\varkappa}\quad\cdots\cdots(1)$$

$$\sigma=\frac{S}{AC}=\sqrt{\frac{P^2+Q^2}{dx^2+dy^2}}=\frac{P}{n}\sqrt{\frac{1+n^2\tan^2\varkappa}{1+\tan^2\varkappa}}\quad\cdots\cdots(2)$$

卽ち主應力 p 及 q が與へらるれば任意の面 AC に作用する應力 σ を求むる事が出來又逆に σ がその働く任意の面 AC の垂線となす極限の角 δ が與へらるれば、之より n を求むる事が出來る。卽 (1) より

$$\frac{d(\tan\delta)}{d(\tan\varkappa)}=0,\qquad \tan\varkappa=\frac{\pm1}{\sqrt{n}}\quad\cdots\cdots(3)$$

$$\tan\delta=\frac{\pm n\mp1}{2\sqrt{n}}\quad\cdots\cdots(4)$$

$$n=1+2\tan^2\delta\pm2\tan\delta\sqrt{1+\tan^2\delta}\quad\cdots\cdots(5)$$

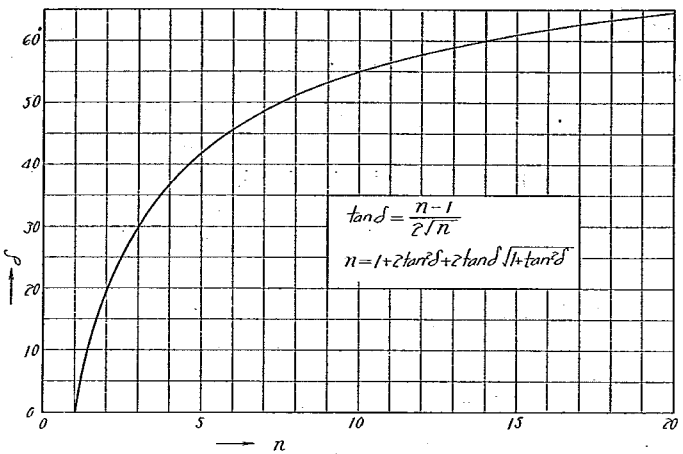
$\tan\delta$ に對する二つの値は δ の絶對値は同じとなり、正負の符號を有するものとなり、n に對する二つの値の積は 1 となる。この二つの中一方を正土壓に對する値とすれば、他は抵抗土壓の場合となる。

一定の n に對し平衡を保ち得る最大の δ の値は上の式 (4) より求むる事が出來る。φ を土砂の内部摩擦角とし $\delta=\varphi$ とし n と φ との關係を計算すれば次の如くなる。

1	$n=p/q$	1.25	1.50	2.00	2.03	2.47	2.50	3.00	3.50	3.69	4.00
2	$n'=1/n$	0.800	0.667	0.500	0.493	0.405	0.400	0.333	0.286	0.271	0.250
3	$\tan\varphi$	0.112	0.204	0.353	0.364	0.467	0.474	0.580	0.670	0.700	0.750
4	φ	6°30′	11°30′	19°30′	20°0′	25°0′	25°20′	30°0′	33°50′	35°0′	36°50′

1	$n=p/q$	4.61	5.00	5.82	6.00	7.54	9.00	10.00	10.10	13.92	20.40
2	$n'=1/n$	0.217	0.200	0.172	0.167	0.133	0.111	0.100	0.099	0.072	0.049

3	$\tan\varphi$	0.84	0.89	1.00	1.02	1.19	1.33	1.42	1.43	1.73	2.15
4	φ	40°0′	41°40′	45°0′	45°30′	50°0′	53°0′	54°50′	55°0′	60°0′	65°

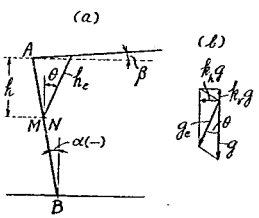


第　六　十　四　圖

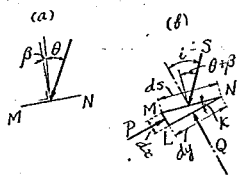
第六十四圖は n と φ との關係を圖表にしたものである。

以上の應力隋圓に關する理論は既に知られて居るものであるが、次に之を地震時に適用する方法を述べる。

(2) 地震時に對する適用　地震時に上記の理論を適用するにあたり、作用する力は普通の假定に從ひ、重力の加速度と地震時の最も危險なる方向の最大加速度との合加速度に依る力とする。今この合加速度を g_e としこれが鉛直となす角を θ とする。α を壁背面が鉛直となす角、β を地表面が水平となす角とし、上記合加速度 g_e が働きたる場合の壁附近の土砂内部の平衡狀態を考へる。地表面よりの深さ h に於て地表面と平行なる面 MN に作用する壓力の方向は g_e の方向にして、又 g_e の方向の面に作用する壓力の方向は MN に平行である。この狀態に於て AB と平行なる面に作する壓力を計算する。先づ面 MN に作用する壓力强度は



第　六　十　五　圖



第六十六圖

$$\sigma=\frac{\lambda w h_e}{MN}=\lambda w h_e\cos(\theta+\beta)$$

$$=\lambda w h\frac{\cos(\alpha+\beta)}{\cos\alpha};\qquad \lambda=\frac{g_e}{g}.$$

主應力 p が MN となす角を $\varkappa$ とすれば第六十六圖 (b) に於て直角三角形 LMN を考へ LN, LM を夫々主應力 P 及 Q の方向とし、この三角形に働く力が平衡を保つ關係より前と同樣にして

$$\sigma=\frac{p}{n}\sqrt{\frac{1+n^2\tan^2\varkappa}{1+\tan^2\varkappa}}\qquad\cdots\cdots(6)$$

$$\tan(\theta+\beta)=\frac{(n-1)\tan\varkappa}{1+n\tan^2\varkappa}\qquad\cdots\cdots(7)$$

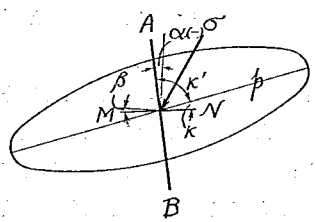
$$\tan\varkappa=\frac{n-1}{2n\tan(\theta+\beta)}\pm\sqrt{\left(\frac{n-1}{2n\tan(\theta+\beta)}\right)^2-\frac{1}{n}}\qquad\cdots\cdots(8)$$

$$\left(\begin{array}{l}+\text{ は正土壓の場合}\\ -\text{ は抵抗土壓の場合}\end{array}\right)$$

$$p=\frac{n\sigma}{\sqrt{\dfrac{1+n^2\tan^2\varkappa}{1+\tan^2\varkappa}}}\qquad\cdots\cdots(9)$$

n は φ に依つて定まるを以てこの場合の主應力の大きさ及方向は上の (8) 及 (9) 式に依り決定される。

次に面 AB に作用する壓力はこの面が p となす角は



第六十七圖

$$\varkappa'=\frac{\pi}{2}-\alpha-\varkappa-\beta\qquad\cdots\cdots(10)$$

なるを以て (6) 式の $\varkappa$ の代りに上記 $\varkappa'$ を代入して算出し得られる。又その方向は、之が壁背面 AB の垂線となす角を δ とすれば

$$\tan\delta=\frac{(n-1)\tan\varkappa'}{1+n\tan^2\varkappa'}\qquad\cdots\cdots(11)$$

より求むる事が出來る。

上記の平衡狀態に於て、ある面に働く力とその面の垂線とのなす角が φ なる時、この面は所謂崩壞面にして最も危險なる安定狀態にある。この面と p とのなす角を γ' とすれば (3) 式に依り

$$\tan\gamma'=\frac{\pm1}{\sqrt{n}};\qquad \text{卽 } n=\frac{1}{\tan^2\gamma'};$$

又

$$\tan\delta=\tan\varphi=\frac{\pm n\mp1}{2\sqrt{n}}\qquad\cdots\cdots(12)$$

この兩式より　$\tan\varphi=\pm\cot 2\gamma'$

卽　$\gamma'=45^\circ\mp\frac{\varphi}{2}$.....(13)　$\left(\begin{matrix}-\text{は正土壓の場合}\\+\text{は抵抗土壓の場合}\end{matrix}\right)$

γ' の二つの値は初めに假定せる力の方向により決定される。

特殊の場合として $\alpha=0$, $\beta=0$ 卽ち背面垂直にして地表面水平なる場合は次の如くなる。

$$\sigma=\lambda wh_e\cos\theta=\lambda wh;$$

$$\tan\varkappa=\frac{n-1}{2n\tan\theta}\pm\sqrt{\left(\frac{n-1}{2n\tan\theta}\right)^2-\frac{1}{n}}\quad\text{...(8')}\qquad p=\frac{n\sigma}{\sqrt{\dfrac{1+n^2\tan^2\varkappa}{1+\tan^2\varkappa}}}\quad\text{.....(9')}$$

$$\varkappa'=\frac{\pi}{2}-\varkappa;$$

$$\sigma'=\lambda wh\sqrt{\frac{n^2+\tan^2\varkappa}{1+n^2\tan^2\varkappa}}\quad\text{.....(6')}\qquad\tan\delta=\frac{(n-1)\tan\varkappa}{n+\tan^2\varkappa}\quad\text{.....(11')}$$

尙ほ地震が鉛直震度なく水平震度のみなる場合は

$$\lambda=\frac{1}{\cos\theta};\qquad\sigma=\frac{wh}{\cos\theta}$$

$\theta=0$ なる場合は常時の狀態にして

$$\sigma=wh\frac{\cos(\alpha+\beta)}{\cos\alpha};$$

$$\tan\varkappa=\frac{n-1}{2n\tan\beta}\pm\sqrt{\left(\frac{n-1}{2n\tan\beta}\right)^2-\frac{1}{n}};\qquad p=\frac{n\sigma}{\sqrt{\dfrac{1+n^2\tan^2\varkappa}{1+\tan^2\varkappa}}}$$

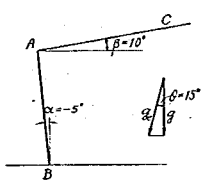
$$\varkappa'=\frac{\pi}{2}+\alpha-\varkappa-\beta;$$

$$\sigma'=\frac{p}{n}\sqrt{\frac{1+n^2\tan^2\varkappa'}{1+\tan^2\varkappa'}};\qquad\tan\delta=\frac{(n-1)\tan\varkappa'}{1+n\tan^2\varkappa'}$$

$\theta=0$,　$\alpha=0$,　$\beta=0$　の場合は

$$\sigma=wh,\qquad\varkappa=\frac{\pi}{2},\qquad p=\sigma,\qquad\varkappa'=0,\qquad\sigma'=\frac{p}{n}=\frac{wh}{n},\qquad\delta=0$$

卽この場合に於ては應力楕圓の兩軸は常に垂直及水平の方向となる。



第六十八圖

例　$\alpha=-5^\circ$, $\beta=10^\circ$, $\varphi=30^\circ$, $\theta=15^\circ$（鉛直震度は 0 とす）として壁面 AB に作用する土壓係數を求める。

この場合 $\lambda=\frac{1}{\cos\theta}=1.01$,　$n=3$（第六十四圖）

AC と平行なる面に作用する力は

$$\sigma=\lambda wh\frac{\cos(\alpha+\beta)}{\cos\alpha}=1.01wh$$

(8) 式により $\tan\varkappa=1.144$ 及 0.290　　即 $\varkappa=48°50'$ 及 $16°10'$

この二つの値の一は正土壓に相當する場合、他は抵抗土壓に相當する場合である。

(i)　$\varkappa=48°50'$,　　$\tan\varkappa=1.144$　の場合

(9) 式に依り　$p=\dfrac{n\sigma}{\sqrt{\dfrac{1+n^2\tan^2\varkappa}{1+\tan^2\varkappa}}}=1.282$

又 (10) 式に依り　$\varkappa'=\dfrac{\pi}{2}-\alpha-\varkappa-\beta=36°10'$,　　$\tan\varkappa'=0.732$

(6) 式に依り　$\sigma'=\dfrac{p}{n}\sqrt{\dfrac{1+n^2\tan^2\varkappa'}{1+\tan^2\varkappa'}}=\dfrac{1.282}{3}\times1.95wh=0.835wh$

$$\tan\delta=\frac{(n-1)\tan\varkappa'}{1+n\tan^2\varkappa'}=0.561;\qquad \delta=29°15'$$

(13) 式に依り　$\gamma'=45°-\dfrac{\varphi}{2}=30°$ [4] この面が水平線となす角

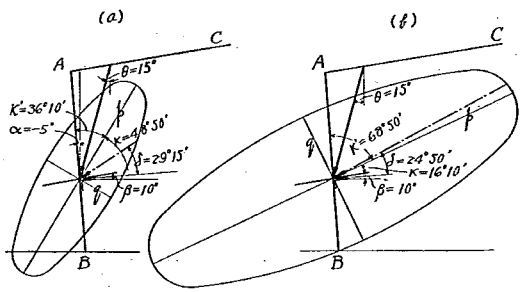
$\gamma=48°50'+10°-30°=28°50'$　　(第六十九圖 (a) 參照)

(ii)　$\varkappa=16°10'$,　　$\tan\varkappa=0.29$　の場合

前と同樣にして　$p=2.38$;　　$\varkappa'=68°50'$,　　$\tan\varkappa'=2.583$;　　$\sigma'=2.24\,wh$

$\tan\delta=0.463$,　　$\delta=24°50'$;　　$\gamma'=30°$ [4],　　$\gamma=10°+16°10'+30°=56°10'$

(第六十九圖 (b) 參照)



第　六　十　九　圖

(3) **計算の結果**　上記の計算方法に依り最も普通の狀態にして且つ試驗せる場合に相當する $\alpha=0$, $\beta=0$ に就て $k_h=0.1$, 0.2, 0.3, 0.3, 0.4, 0.5 (k_v は何れも 0) の場合の正土壓の $\varkappa'$, σ', δ, $\sigma'\cos\delta$ 及 $\sigma'\sin\delta$ の値を計算し、この値が震度により如何に變化するかを見る。

4) γ' のとり方は p に對して右及左にとる二つの場合がある。その何れをとるかは MN 面に作用する力の方向により決定される。

$k_h=0.1$ ($\theta=5°40'$; $\lambda=1.005$)

n	1.22[5]	1.5	2	3	4	5	7	10
κ	42°0′	70°40′	78°10′	80°50′	82°40′	82°50′	83°20′	83°40′
σ'	1.025	0.737	0.543	0.371	0.277	0.235	0.183	0.141
δ	5°40′	8°30′	11°0′	16°30′	20°10′	25°40′	30°50′	39°20′
$\sigma'\cos\delta$	1.020	0.729	0.534	0.356	0.260	0.212	0.157	0.110
$\sigma'\sin\delta$	0.100	0.109	0.104	0.105	0.096	0.102	0.094	0.089

$k_h=0.2$ ($\theta=11°20'$; $\lambda=1.01$)

n	1.486[5]	2	3	4	5	7	10
κ	39°20′	66°20′	72°50′	74°20′	75°50′	76°30′	76°0′
σ'	1.075	0.663	0.458	0.381	0.341	0.284	0.271
δ	10°30′	17°40′	25°40′	32°40′	38°20′	45°40′	54°10′
$\sigma'\cos\delta$	1.056	0.635	0.415	0.321	0.267	0.199	0.159
$\sigma'\sin\delta$	0.195	0.201	0.199	0.206	0.212	0.203	0.220

$k_h=0.3$ ($\theta=16°40'$; $\lambda=1.04$)

n	1.806[5]	2	3	4	5	7	10
κ	36°40′	52°0′	64°0′	67°10′	68°10′	70°40′	72°20′
σ'	1.220	0.907	0.612	0.508	0.465	0.393	0.347
δ	14°20′	16°0′	30°0′	36°0′	42°0′	48°30′	55°0′
$\sigma'\cos\delta$	1.180	0.858	0.531	0.409	0.348	0.260	0.199
$\sigma'\sin\delta$	0.292	0.237	0.265	0.241	0.233	0.195	0.163

5) θ の各値に對しこの平衡狀態を保つ爲 n のとり得る最小の値は (8′) 式の平方根の中の値を零として得たる値である。卽ち

$$\left(\frac{n-1}{2n\tan\theta}\right)^2-\frac{1}{n}=0 \quad \text{より}$$

$$n=(1+2\tan^2\theta)\pm\sqrt{4\tan^2\theta(1+\tan^2\theta)}$$

卽ち $\tan\theta$	θ	n (正土壓の場合)	n (抵抗土壓の場合)
0	0°	1.000	1.000
0.1	5°40′	1.220	0.820
0.2	11°20′	1.486	0.674
0.3	16°40′	1.806	0.554
0.4	21°50′	2.181	0.459
0.5	26°30′	2.620	0.380

$k_h=0.4$ ($\theta=21°50'$; $\lambda=1.08$)

n	2.18[5]	3	4	5	7	10
κ	34°10′	54°40′	60°20′	62°0′	64°50′	66°20′
σ'	1.382	0.811	0.659	0.613	0.535	0.487
δ	16°46′	29°30′	36°40′	41°20′	48°0′	53°30′
$\sigma'\cos\delta$	1.323	0.706	0.530	0.460	0.360	0.290
$\sigma'\sin\delta$	0.400	0.400	0.394	0.405	0.398	0.392

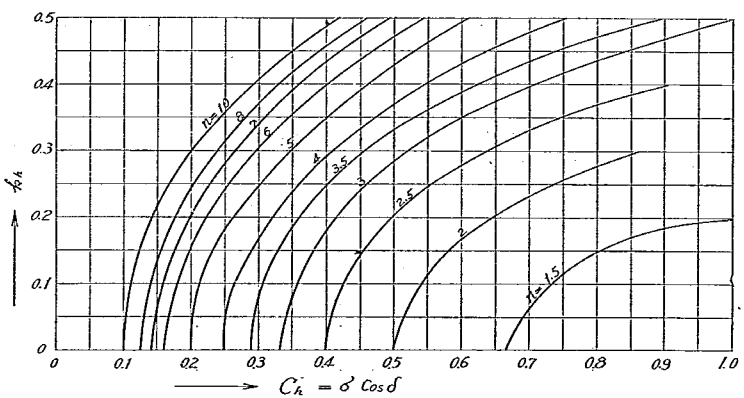
$k_h=0.5$ ($\theta=26°30'$; $\lambda=1.12$)

n	2.62[5]	3	4	5	7	10
κ	31°40′	45°	52°40′	55°40′	58°30′	60°10′
σ'	1.581	1.118	0.883	0.788	0.702	0.649
δ	18°35′	26°30′	34°30′	39°20′	45°20′	50°20′
$\sigma'\cos\delta$	1.500	1.000	0.727	0.609	0.493	0.415
$\sigma'\sin\delta$	0.502	0.498	0.500	0.500	0.500	0.500

尙ほ之と比較する爲に $k_h=0$ ($\theta=0$) の場合の上に對應する値を示せば $\kappa'=90°$, $\delta=0$ にして

n	1	2	3	4	5	7	10
$\sigma'=\sigma'\cos\delta$	1.00	0.50	0.33	0.25	0.20	0.143	0.10

となり上記の値の $k_h\sim\sigma'\cos\delta$ の關係を第七十圖に示す。$\sigma'\cos\delta$ は既記 C_h に相當する。

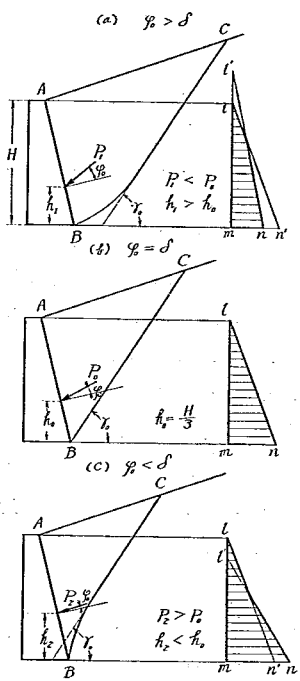


第 七 十 圖

上の取扱によれば壁背面の垂線と壁面に作用する力とのなす角 δ は各々の場合に對し一定の値を有しこの特殊の場合に對してのみ平衡を保つ。これは Krey 教授が常時土壓に對して「ランキンの特殊の場合」(Rankinsche Sonderfall) と名づけたる狀態にして地震時の加速度を考慮したる場合に於てもこの場合に對しては何等の矛盾なく解決するを得る。例を $n=3$, $\alpha=0$, $\beta=0$ にとれば

k_h	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5
δ	0	16°30′	25°40′	30°0′	29°30′	26°30′

にして土砂の内部摩擦角は一定なるも δ は k_h に依り變化して平衡狀態を保つ。この「特殊の場合」の δ の値を地震時に就て計算したる結果を附表第二に掲ける。これに就て見るに α が正なる時のある場合には δ は負となり、實際の場合と異りたる狀態となるも、その他の場合に δ の値にとれば、上の理論と一致し完全に解決し得られる附表第二。



第七十一圖

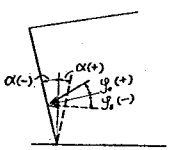
(4) 一般の場合の平衡狀態　壁と砂との間の摩擦角 φ_0 が上記「特殊の場合」の δ と等しからざる時の應力は上記と異りたる狀態にある。これに對しては常時に於て Krey 教授が論じ[6] たると同樣の事柄が地震時にも適用され 1) $\varphi_0 > \delta$ 2) $\varphi_0 < \delta$ の二つの場合には第七十一圖に示す如く崩壞面は平面とならず壓力分布も直線的に變化しない。

此の場合は地表面と平行なる面に作用する力の方向は g_e とは一致しない。故に「特殊の場合」の如く應力隋圓の大きさを決定し得ぬを以て壁面に作用する力の大きさを決定する事も出來ない。

6) H. Krey: Erddruck, Erdwiderstand S. 45 以下

[24] 地震時土壓一般解法

(1) 一般解法と應力隋圓との關係　土砂が壁に接する部分に於て力の方向が任意の φ_0 を保つ爲に特殊の場合の外は崩壞面は第七十一圖 (*a*) 及 (*c*) に示す如き曲面となるがクーロム土壓論に於ては、これを一つの平面とした爲に力の平衡條件の總てを滿足するに至らない。之を一つの圓壞面と假定したる場合も上の曲面とは異るを以て平衡條件をすべては滿足しない事は明らかである。而て應力隋圓の解法に於ても「特殊の場合」に決定的の値を計算し得るのみなるが故に一般の場合には結局何等かの假定の下に近似的に土壓計算を行ふ外はない。常時土壓に關する從來の試驗の結果は崩壞面を平面とするクーロム土壓論の結果と相當よく一致する。ランキン氏土壓論の一般の場合はその理論が勝れたるに係らずその計算値と測定値との差は前者よりも大である。



第七十二圖

α が負(七十二圖參照)なる時の「特殊の場合」の δ は附表第二に明らかなる如く一般に正にして、クーロム土壓論の正土壓計算に用ひらるべき φ_0 に近く、從つてこの場合の計算値は α が負なる時に比し割合に正確なる事が豫期される。

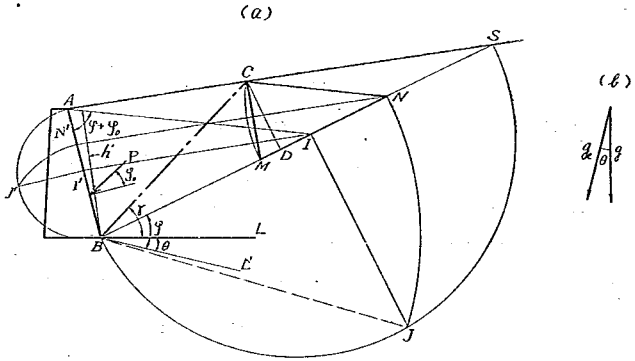
以上の理由により地震時土壓一般解法には理論上多少矛盾あるに係らず崩壞面を平面と假定し取扱を簡單にするを適當と考へる。この意味に於て物部、岡部兩博士の地震時土壓計算方法を最も適當なるものと考へたるを以て、試驗したる値と比較する場合これに依る事とした。此等兩式は何れもある瞬間に於ける最大加速度を考へこれが暫時働くものとして靜力學的に取扱つたものであるが、試驗の結果はかく考へて計算したる値によるも構造物は必ずしも安全すぎない事は既に述べた通りである。

(2) 圖式解法　地震時土壓計算式は計算が可なり面倒なるが故に常時に於てクーロム理論に依る土壓算出に專らポンセレー氏圖式解法が用ひられると同樣この場合にも之を適用するを便とする。この方法に依れば極めて簡便に、土壓係數と同時に崩壞面をも出す事が出來、且つ土壓係數が要求する程度には正確である。

その方法は要するに常時土壓の圖式解法に地震による合加速度の大きさ及び傾きの考へを入れたにすぎない。從つてその理論は常時に於けると同樣である。

第七十三圖 (*b*) に於て g を重力、g_e を地震の合成加速度とし、その間の角を θ とする。圖の (*a*) は壁斷面にして常時に於ける土壓の圖式解法には水平線 BL を基線とし、之と壁背面 AB, 地表面 AC に依り作圖し、土壓三角形及崩壞面を決定する。地震時の

最大加速度が働きたる瞬間の力の方向に就て考ふれば、常時に於て g と BL, AB, AC の關係はこの場合の g_e と BL', AB, AC の關係と同樣である。但し常時 m に働く力



第　七　十　三　圖

が mg なるに對しこの場合には mg_e となり、地震時には（常時の重量）$\times g_e/g$ が作用する。依つてポンセレー氏の常時土壓圖式解法を常時の BL の代りに BL' を基線として取扱ひ、得たる土壓三角形の面積に λw 乘ずれば地震時土壓となり $\angle CBL$ が崩壞角となる。

參考の爲玆に地震時土壓圖式解法の方法を次に述べる。

水平線 BL の下方に $\angle LBL'=\theta$ にとる。BL' の上方に $\angle L'BS=\varphi$ 又 AB の右方に $\angle BAI=\varphi+\varphi_0$ にとり交點を各 S 及 I とし BS を直徑とする半圓を畫き I に於て BS に垂線 IJ を作り圓弧との交點 J. BS 上に $BN=BJ$ にとる。（地震時土壓の場合は AC と BN との交點が遠く、圖面上の作圖不便なる場合が多い。この時は I より AS に平行に II' を畫き I' より AB に垂線 $I'J'$, AB を直徑とする圓弧との交點 J' とし AB 上に $BN'=BJ'$; $N'N$ // AS, BS との交點 N. この N は前の作圖による N と一致する）。NC // AI, AS との交點 C; $NC=NM$ として M を BS 上にとる。

ΔCMN は地震時土壓三角形; BC は崩壞面となる。卽 $CD\perp BS$ とすれば地表面に載荷重なき場合は $P=\lambda w\times(\Delta CMN$ の面積$)=\lambda w\dfrac{\overline{CD}\cdot\overline{MN}}{2}=\lambda w\cdot\dfrac{\overline{CD}\cdot\overline{CN}}{2}$; $\angle CBL$ はこの場合の崩壞角である。

地表面の單位面積に載荷重 p_0 ある場合には

$$P=\lambda\left(w+\frac{2p_0}{h'}\right)\times\frac{CD\cdot CN}{2}$$

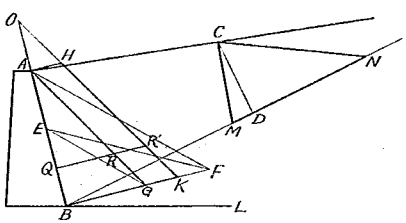
h' は B より地表面 AC に下したる垂線の長さである。土壓係數 C を用ふれば

$P=\frac{1}{2}CH^2\left(w+\frac{2p_0}{h'}\right)$ にして　$C=\lambda\frac{CD\cdot CN}{H^2}$　$H=1$ の圖形に於ては $C=\lambda\cdot CD\cdot CN$ となり地震時土壓係數は直ちに求められる。尙壁面 AB に於ける壓力分布は

A に於て $p_a=C\frac{p_0H}{h'}\cos\alpha$　B に於て $p_b=C\left(w+\frac{p_0}{h'}\right)H\cos\alpha$

となり合力 P はこの壓力分布圖形の重心に働く。地表面上に載荷重なき場合には $p_0=0$ なるを以て $p_a=0$, $p_b=C_wH\cos\alpha$ 從つて P は下より高さの 1/3 の點に作用する。

AB 面に作用する土壓の分布は常時に於けると同樣に圖式解法にて求め得る。その方法は土壓三角形 MCN の高さ CD に等しく AB 上に BE をとる。AB と直角に $BF=CN(=MN)$ をとり AF に平行に E を通る直線を畫きその BF との交點を G とし AG を結ぶ。

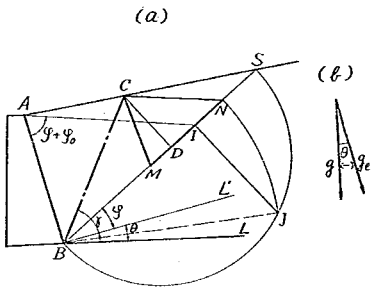


第 七 十 四 圖

地表面上に載荷重なき場合、AB の各點に作用する土壓强度は BG に平行にして三角形 ABG の兩邊 AB, AG に挾まれたる直線の長さにより表はされる。任意の點 Q に於ける壓力强度を p_q とすれば $p_q=\lambda w\cdot QR$. 此の場合土壓合力の作用點は B より AB の 1/3 點である事は明らかである。

地表面上に載荷重 p_0 ある場合には BA を延長して $AO=\frac{AB}{h'}\times\frac{p_0}{w}$ に等しくとる。茲に h' は B より AC に立てたる垂線の長さである。O より $OK\parallel AG$ とし、$BA\perp AH$ とすれば、$AHKB$ はこの場合の土壓强度を表はす梯形にして任意の點 Q に於ける壓力强度は Q に於て BK に平行なる直線が AB と HF に挾まれる長さを QR' とすれば $p_q=\lambda w\times QR'$ この場合の土壓合力の作用點は梯形 $AHKB$ の重心より BF に平行に引ける線が AB と交る點である。

(3) 特殊の場合の圖式解法　地震時土壓圖式解法に際し狀態が既記と異る場合或は又上の方法に依つては作圖が不可能なる場合には次に述べる方法による。この後の場合は常時の特殊解法と同樣である。



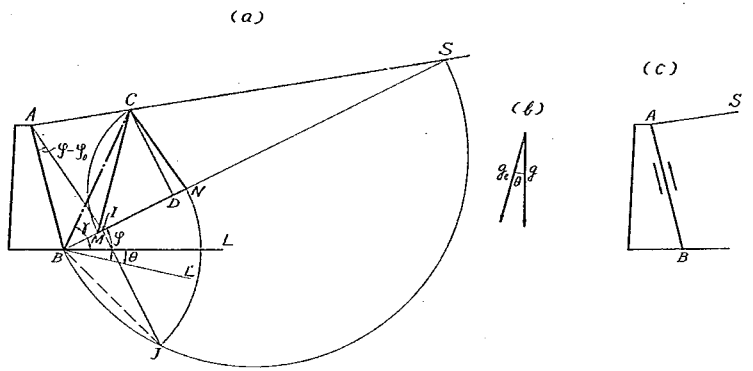
第七十五圖

1. g_e が g に對し既記と反對の側 (θ が負) なる場合 (第七十五圖)

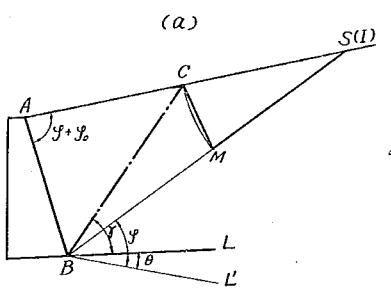
$\angle LBL'=\theta$ として BL' を作る場合 L' を L の上方にとり、この BL' と AB, AC を基準として既記と同樣にして土壓三角形 CMN 崩壞角 CBL を求める。

2. φ_0 が負なる場合 (第七十六圖)

極めて稀に壁と土砂との變位の關係が第七十六圖 (c) の如くなる時には φ_0 が負となる。この場合は AI を $\angle BAI=\varphi-\varphi_0$ にとる外は全く前と同樣である。



第七十六圖



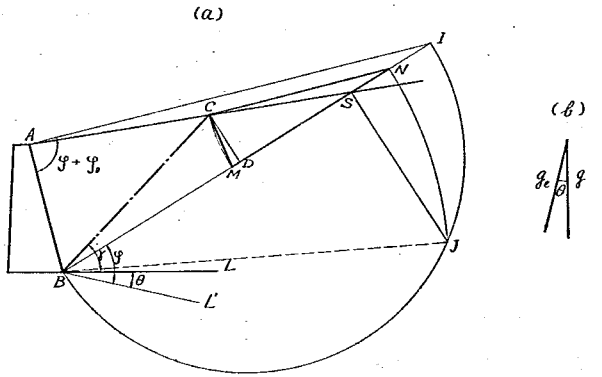
第七十七圖

3. 作圖の途中 AI と AS とが重なる場合 (第七十七圖)

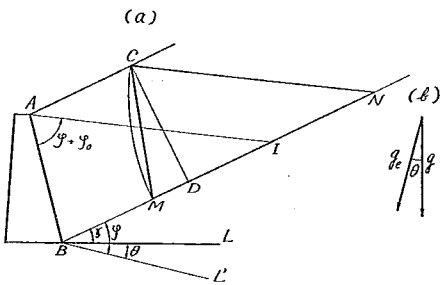
AS の二等分點を C とし $SC=SM$ とすれば ΔCMS は土壓三角形 BC は崩壞面となる。

4. $\angle BAI$ が $\angle BAS$ より大となる場合 (第七十八圖)

BI を直徑としたる圓弧を畫き S より BI に垂線を立て $BJ=BN$,



第 七 十 八 圖

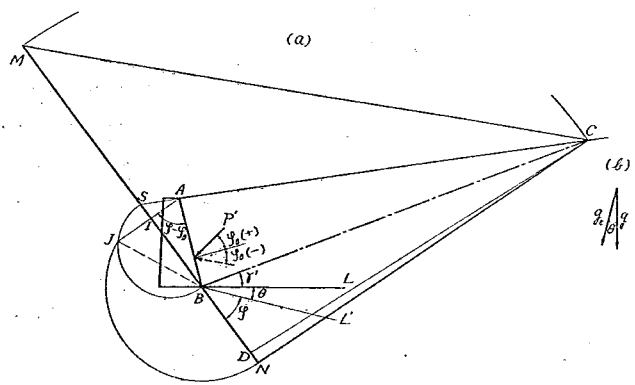


第 七 十 九 圖

NC//*AI* として土壓三角形 *CMN* 崩壞面 *BC* を求める。

5. *BN*//*AC* なる場合 (第七十九圖)

BN 上に任意の點 *N* を選び *N* より *AI* に平行線 *NC* を畫き *N* を中心とし *NC* を半徑として圓弧を畫き *M* を決定する。*CMN* は土壓三角形、崩壞面は *BN* と一致する。



第 八 十 圖

6. $\varphi<0$ なる場合

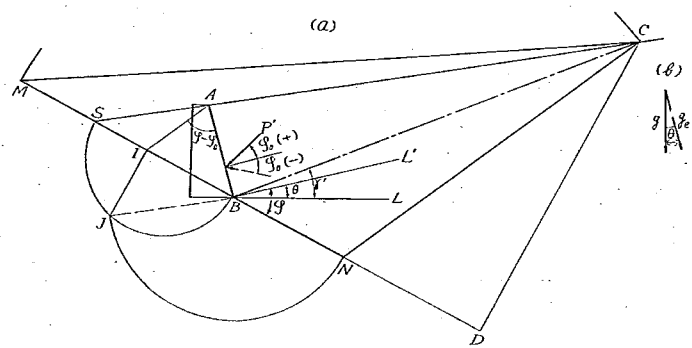
この場合は所謂抵抗土壓にして本文に取扱ひたる範圍外なるもその地震時に於ける値は圖式に依り求め得る。

(a) $\varphi<0$, θ が正なる場合（第八十圖）

$LBL'=\theta$ として BL' を BL の下にとり $L'BN=-\varphi$ は φ 負なるを以て BL' の下方にとる。NB 及 CA の延長線の交點 S. $\angle BAI=-\varphi+\varphi_0$ (φ_0 の正負はその各の場合の狀態に依り決定する。φ_0 が負なれば $\angle BAI=-\left|\varphi+\varphi_0\right|$ となる。一般に抵抗土壓に對しては $\varphi_0=0$ とする）は負なるを以て AB の左側に AI を $\varphi-\varphi_0$ に等しくとる。以下は正土壓と同樣に作圖し、N 點を求め N より AI に平行線を作り地表面との交點を C とし $NC=NM$ とすれば ΔMCN は土壓三角形、BC は崩壞面となる。卽この場合の抵抗土壓力を P' 崩壞角を γ' とし C より MN への垂線の長さを CD とすれば

$$P'=\lambda w\frac{CD\cdot CN}{2}$$

$$\gamma'=\angle CBL$$



第　八　十　一　圖

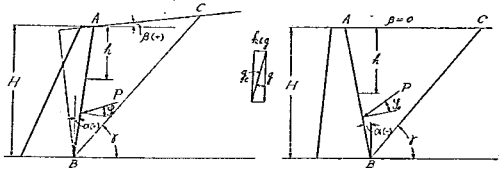
(b) $\varphi<0$, θ が負なる場合（第八十一圖）

$\angle LBL'=\theta$ として BL' を BL の上にとり前同樣に作圖し、土壓三角形 CMN 及崩壞角 $\gamma'=\angle CBL$ を求め得る。地震時抵抗土壓力はこの場合に對し計算する事が多い。

(4) 地震時土壓圖表　地震時土壓の中震度 k_h ($k_v=0$) が構造物に對し圖に示す方向に作用したる場合に壁面に作用する地震時最大土壓係數 C 及崩壞角 γ の値を

$$k_h=0,\quad 0.1,\quad 0.2,\quad 0.3,\quad 0.4,\quad 0.5$$

の場合に對し上述の圖式解法にて計算したる土壓係數 C, 崩壞角 γ の値を圖表にとり同じ φ の値を曲線にて連ねたる結果を附圖第一乃至第十四に示す。これは第八十二圖に於て



第　八　十　二　圖

$\alpha=+30°,\quad +20°,\quad +10°,\quad 0,\quad -10°,\quad -20°,\quad -30°$

$\beta=0°,\quad +10°,\quad +20°,\quad +30°$

$\varphi=15°,\quad 20°,\quad 25°,\quad 30°,\quad 35°,\quad 40°,\quad 45°$

の各場合に於て　$\varphi_0=\varphi$ 及 $\varphi_0=\frac{1}{2}\varphi$

の二つにつき求めたる結果である。上記の計算に於て $\varphi<\theta+\beta$ なる場合は、この計算に使用せる假定の下には存在し得ざる狀態にして從つて計算不可能である。

20 cm×20 cm 程度の大きさの圖面にて、上記圖式解法にて求めたる値の二桁以下の數字は必ずしも正確でない。圖表の土壓係數及崩壞角は何れも二桁の數字を求め得る程度なるも、實際の土壓計算に於てはこの程度にて十分なるを以て、第八章 [20] の P の式にて地震時土壓計算を必要とする場合には上記の表に含まるる範圍内に於ては之を使用するのが便利である。φ_0 が φ と $1/2\varphi$ の間にある場合には挿間法に依り近似的にその値を知る事が出來る。尙本報告書所載の本間工學士作成に係るノモグラムを使用すれば、あらゆる場合の C の値を求め得られる。

第十章　結　　論

第九章に述べたる計算方法は合加速度の傾きに依る土砂内部の平衡狀態を考へたのであるが、試驗の結果は地震時土壓は壁の移動する量に依り著しく影響を受け、且つ土砂の沈定の爲に抵抗土壓力を發生し、又震動初期に於ける壓力變化が安定後に比し大である。しかし試驗の範圍に於ては、此等諸種の影響を綜合したる値は、特殊の場合の外は各震度に於て既記の計算法による値に近似してゐる。此等の現象が壓力に影響する程度は既に述べ

た所により明らかであるが、この小型試驗の結果をその儘構造物に應用する事は出來ない。その數値は更に異りたり種々の寸法の試驗の結果に俟たなければならないが、それ等の値が定量的に決定さるるまでは、これ等を綜合したる値の代りに第八、九章にて述べたる地震時土壓計算法を近似的に採用するを適當と考へる。

試驗したる結果を綜合し、且つ上述の計算値との關係を列記すれば次の通りである。

1. 擁壁岸壁等が地震を受くる場合、最大震度に達したる初期に於て土壓力は最も大である。

2. 裏込土砂のゆり込みに依る影響の爲振動後に於ける靜止土壓力は理論上の正土壓より大なる値を示す。

3. 土砂ゆり込みの影響は震度が小なる時に比較的大にして、その爲に計算値より大なる値を示す事がある。

4. 裏込土砂のつき固めを十分にする事は振動初期の增加壓力を小にする効果がある。

5. 「理想的のつき固め」をなしたる場合の地震時壓力は一般に計算値より稍小である。

6. 殆ど變形なき剛性壁には特に大なる地震時土壓が働く。

7. 地震時土壓の計算せる崩壞面より壁に對して外方にある土砂は最大土壓には影響を及ぼさない。

附記　本試驗は所長物部長穗博士の懇切なる指導による所多く、實際の試驗に際しては所員土屋直氏の助力に依る所多きを以て玆に感謝の意を表する。

附表第一

振動中の壓力の變化測定値（第五章參照）

一枚の壁を水平二支點に A, B て支へ振動したる場合の增加壓力の測定値

P_1； 支點 A の各加速度に於ける增加壓力（水平分力）

P_2； 〃 B 〃 〃

$P'=P_1+P_2$.

$P'-k_hW$； 增加壓力より壁の影響を差引きたる値（第一章 [2] 參照）。

h_c'； 二支點の壓力より算出したる增加壓力の重心の壁底よりの高さ

C_h'； 增加水平壓力の土壓係數 $C_h'=(P'-k_hW)/\frac{1}{2}wH^2b$.

次に掲ぐる測定番號に * を附せるものは同時に垂直分力をも測定せるものにして

V_1； 支點 C に於て測定せる各加速度に於ける增加壓力（垂直分力）

V_2； 〃 D 〃 〃

$V'=V_1+V_2$

C_v'； 增加垂直壓力の土壓係數 $C_v'=V'/\frac{1}{2}wH^2b$.

(1) 固定二支點の場合

(a) $H=40$ cm； $b=39.6$ cm の壁、 支點 A, $h=35$ cm； B, $h=5$ cm.

振動の週期 $T=0.88$ 秒； 最大振幅 $r_{max}=5.75$ cm； 振動中の最大水平震度 $k_h=0.3$

No. 1. 壁の厚, $d=6$ cm； 壁の重量 $W=4.42$ kg.

番號		$k_h=0.1$			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
i	kg	0.84	1.66	2.50	2.30	4.05	6.44	4.50	6.00	10.5
ii	,,	0.86	0.52	1.38	2.58	1.66	4.24	4.60	3.00	7.6
iii	,,	1.03	0.38	1.41	2.88	1.32	4.20	5.60	3.30	8.9
iv	,,	1.13	0.46	1.59	3.00	1.60	4.60	4.90	3.00	7.9
v	,,	0.96	1.33	2.29	3.02	3.80	6.82	5.50	6.60	12.1
vi	,,	0.68	0.40	1.08	2.57	1.58	4.15	3.00	5.20	8.2
測定値平均	kg	0.92	0.79	1.70	2.74	2.33	5.07	5.02	4.38	9.40
平均$-k_hW$	kg	0.72	0.57	1.29	2.30	1.89	4.19	4.36	3.72	8.08
h_c'	cm	—	—	22.9	—	—	18.3	—	—	21.2
C_h'		—	—	0.031	—	—	0.101	—	—	0.196
h_c'/H		—	—	0.572	—	—	0.459	—	—	0.530
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0178	—	—	0.0463	—	—	0.1040

No. 2. d=3 cm ; W=2.95 kg ;

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.66	0.72	1.38	2.00	1.87	3.87	4.20	3.80	8.00
測定値-k_hW	kg	0.51	0.57	1.08	1.76	1.63	3.39	3.76	3.36	7.12
h_c'	cm	—	—	19.2	—	—	20.6	—	—	20.9
C_h'		—	—	0.026	—	—	0.082	—	—	0.173
h_c'/H		—	—	0.480	—	—	0.515	—	—	0.523
$M_h'=C_h'\ h_c'/H$		—	—	0.0125	—	—	0.0422	—	—	0.0910

No. 3. d=1.5 cm ; W=1.65 kg.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.67	0.76	1.43	1.67	1.80	3.47	3.30	3.30	6.60
測定値-k_hW	kg	0.59	0.68	1.27	1.50	1.63	3.13	3.05	3.05	6.10
h_c'	cm	—	—	18.8	—	—	19.4	—	—	20.0
C_h'		—	—	0.031	—	—	0.076	—	—	0.148
h_c'/H		—	—	0.470	—	—	0.485	—	—	0.500
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0146	—	—	0.0368	—	—	0.0740

(b) H=30 cm ; b=39.6 cm の壁、支點 A, h=25 cm ; B, h=5 cm.
T=0.88 秒 ; r_{max} = 5.75 cm ; k_h=0.3.

No. 4.* d=6 cm ; W=3.63 kg

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.44	0.71	1.15	1.15	1.75	2.90	2.50	3.23	5.73
測定値-k_hW	kg	0.26	0.53	0.79	0.78	1.38	2.16	1.95	2.58	4.53
h_c'	cm	—	—	12.1	—	—	12.2	—	—	13.6
C_h'		—	—	0.034	—	—	0.093	—	—	0.195
h_c'/H		—	—	0.401	—	—	0.407	—	—	0.455
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0136	—	—	0.0379	—	—	0.0887

	k_h=0.3		
	V_1	V_2	V'
測定値 kg	0.45	0.40	0.85
C_v'	—	—	0.037

No. 5. $d=1.5$ cm ; $W=1.36$ kg.

		$k_h=0.1$			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.36	0.46	0.82	0.96	0.78	1.74	1.75	2.25	4.00
測定値$-k_hW$	kg	0.24	0.34	0.58	0.71	0.53	1.24	1.38	1.88	3.26
h_c'	cm	—	—	13.3	—	—	16.5	—	—	13.5
C_h'		—	—	0.025	—	—	0.053	—	—	0.149
h_c'/H		—	—	0.443	—	—	0.550	—	—	0.450
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0111	—	—	0.0292	—	—	0.0630

(c) $H=20$ cm ; $b=39.6$ cm の壁、支點 A, $h=15$ cm ; B, $h=5$ cm.
$T=0.82$ 秒 ; $r_{max}=5.05$ cm ; $k_h=0.3$.

No. 6. $d=6$ cm ; $W=2.5$ kg.

		$k_h=0.1$			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.22	0.45	0.67	0.56	1.00	1.56	1.40	2.20	3.60
測定値$-k_hW$	kg	0.09	0.32	0.41	0.31	0.75	1.06	1.02	1.82	2.84
h_c'	cm	—	—	7.20	—	—	7.94	—	—	8.60
C_h'		—	—	0.0398	—	—	0.103	—	—	0.276
h_c'/H		—	—	0.360	—	—	0.397	—	—	0.430
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0143	—	—	0.0409	—	—	0.1190

(2) 上支點彈性 下支點固定の場合

(a) $H=40$ cm, $b=39.6$ cm の壁、$W=4.42$ kg ; 支點 A, $h=25$ cm ; B, $h=5$ cm.
振動の週期 $T=0.88$ 秒 ; 最大振幅 $r_{max}=5.75$ cm ; 振動中の最大水平震度 $k_h=0.3$.

No. 7. $d=6$ cm. $W=3.63$ kg ;
A に於ける彈性ゴムの厚 $e_1=0.8$ mm ; 徑はすべて 20 mm とす。
B は固定支點 $e_2=0$.

		$k_h=0.1$			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.30	1.20	1.50	1.05	3.00	4.05	2.30	5.70	8.00
測定値$-k_hW$	kg	0.08	0.98	1.06	0.61	2.56	3.17	1.64	5.04	6.68
h_c'	cm	—	—	7.27	—	—	10.79	—	—	12.37
C_h'		—	—	0.026	—	—	0.077	—	—	0.162
h_c'/H		—	—	0.182	—	—	0.270	—	—	0.309
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0047	—	—	0.0208	—	—	0.0500

No. 8. d=6.0 cm; W=4.42 kg; e_1=2.0 mm, e_2=0.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.12	1.30	1.42	0.44	3.27	3.71	0.95	7.10	8.05
測定値-k_hW	kg	0	1.08	1.08	0	2.83	2.83	0.29	6.44	6.73
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	5.00	—	—	6.29
C_h'		—	—	0.026	—	—	0.069	—	—	0.163
h_c'/H		—	—	0.138	—	—	0.138	—	—	0.157
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0036	—	—	0.0095	—	—	0.0256

No. 9. d=6 cm; W=3.63 kg; e_1=4.0 mm: e_2=0.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.13	0.60	0.73	0.46	1.64	2.10	1.00	3.78	4.78
測定値-k_hW	kg	0	0.38	0.38	0.02	1.20	1.22	0.34	3.12	3.46
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	5.49	—	—	8.00
C_h'		—	—	0.009	—	—	0.030	—	—	0.084
h_c'/H		—	—	0.138	—	—	0.137	—	—	0.200
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0012	—	—	0.0040	—	—	0.0168

No. 10. d=6 cm; W=3.63 kg; e_1=4.0 mm; e_2=0.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.2	1.0	1.20	0.70	2.7	3.40	1.60	6.0	7.60
測定値-k_hW	kg	—	0.78	0.78	0.36	2.26	2.62	0.94	5.34	6.28
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	9.13	—	—	9.50
C_h'		—	—	0.0189	—	—	0.0633	—	—	0.1520
$h_c'H$		—	—	0.125	—	—	0.228	—	—	0.238
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0024	—	—	0.0144	—	—	0.0362

No. 11. d=6.0 cm; W=3.63 kg; e_1=8.0 mm; e_2=0.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.1	0.80	0.90	0.3	2.50	2.80	0.7	5.30	6.00
測定値-k_hW	kg	—	0.58	0.58	—	2.06	2.06	0.04	4.64	4.68
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	5.00	—	—	5.25
C_h'		—	—	0.0140	—	—	0.0498	—	—	0.113
$h_c'H$		—	—	0.125	—	—	0.125	—	—	0.131
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0018	—	—	0.0062	—	—	0.0148

No. 12. d=6.0 cm; W=3.63 kg; e_1=16.0 mm; e_2=0.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.1	0.8	0.9	0.4	2.5	2.90	0.9	5.30	6.20
測定値-k_hW	kg	—	0.58	0.58	—	2.08	2.08	0.24	4.64	4.88
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	5.00	—	—	6.48
C_h'		—	—	0.0140	—	—	0.0520	—	—	0.118
h_c'/H		—	—	0.125	—	—	0.125	—	—	0.162
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0018	—	—	0.0065	—	—	0.0191

(b) H=30 cm; b=39.6 cm の壁、支點 A, h=25 cm; B, h=5 cm.
T=0.88 秒; r_{max}=5.75 cm; k_h=0.3.

No. 13. d=6 cm; W=3.63 kg; e_1=0.8 mm, e_2=0.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.18	1.10	1.28	0.46	2.90	3.30	0.78	5.01	5.79
測定値-k_hW	kg	0	0.92	0.92	0.10	2.54	2.64	0.23	4.46	4.69
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	5.76	—	—	6.08
C_h'		—	—	0.040	—	—	0.114	—	—	0.202
h_c'/H		—	—	0.167	—	—	0.192	—	—	0.202
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0067	—	—	0.0219	—	—	0.0408

(3) **彈性二支點の場合**

(a) H=40 cm; b=39.6 cm の壁、支點 A, h=35 cm; B, h=5 cm.
振動の週期 T=0.88 秒、最大振幅 r_{max}=5.75 cm, 振動中の最大水平震度 k_h=0.3.
彈性ゴムの徑はすべて 20 mm とし、その厚さを A に於けつものを e_1, B に於けるものを e_2 とす。

No. 14. 壁の厚 d=6.0 cm; W=4.42 kg; e_1=5.6 mm, e_2=0.8 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.10	0.83	0.93	0.51	2.17	2.68	1.40	4.60	6.00
測定値-k_hW	kg	—	0.61	0.61	0.07	1.73	1.80	0.74	3.94	4.68
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	6.16	—	—	9.82
C_h'		—	—	0.015	—	—	0.044	—	—	0.113
h_c'/H		—	—	0.125	—	—	0.154	—	—	0.246
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0019	—	—	0.0068	—	—	0.0278

No. 15. d=6 cm ; W=4.42 kg ; e_1=16 mm, e_2=2.3 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.09	0.50	0.59	0.37	1.74	2.11	0.93	4.17	5.10
測定値-k_hW	kg	—	0.28	0.28	—	1.30	1.30	0.27	3.51	3.78
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	5.00	—	—	7.15
C_h'		—	—	0.007	—	—	0.031	—	—	0.092
h_c'/H		—	—	0.125	—	—	0.125	—	—	0.179
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0009	—	—	0.0039	—	—	0.0165

No. 16. d=3 cm ; W=2.95 kg ; e_1=16 mm, e_2=2.3 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.03	0.41	0.44	0.20	1.24	1.44	0.52	2.67	3.19
測定値-k_hW	kg	—	0.26	0.26	—	0.96	0.96	0.08	2.23	2.31
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	5.00	—	—	6.00
C_h',		—	—	0.006	—	—	0.023	—	—	0.056
h_c'/H		—	—	0.125	—	—	0.125	—	—	0.150
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0007	—	—	0.0029	—	—	0.0084

No. 17. d=1.5 cm ; W=1.65 kg ; e_1=16 mm. e_2=2.3 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.15	0.38	0.53	0.48	1.12	1.60	1.11	2.75	3.86
測定値-k_hW	kg	0.06	0.29	0.35	0.31	0.95	1.26	0.86	2.50	3.36
h_c'	cm	—	—	10.14	—	—	12.38	—	—	12.69
C_h'		—	—	0.008	—	—	0.033	—	—	0.081
h_c'/H		—	—	0.254	—	—	0.309	—	—	0.317
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0023	—	—	0.0102	—	—	0.0257

(b) H=30 cm, b=39.6 cm の壁、支點 A, h=25 cm ; B, h=5 cm.
T=0.88 秒, r_{max}=5.75 cm, k_h=0.3.

No. 18. d=6.0 cm ; W=3.63 kg ; e_1=4.0 mm, e_2=0.8 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.16	0.54	0.70	0.55	1.50	2.05	1.26	3.25	4.51
測定値-k_hW	kg	—	0.36	0.36	0.19	1.14	1.33	0.71	2.70	3.41
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	7.85	—	—	9.16
C_h'		—	—	0.016	—	—	0.057	—	—	0.147
h_c'/H		—	—	0.166	—	—	0.262	—	—	0.305
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0027	—	—	0.0149	—	—	0.0449

No. 19.* d=6.0 cm ; W=3.63 kg ; e_1=4.0 mm, e_2=0.8 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_1	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.07	1.00	1.07	0.23	2.27	2.50	0.45	4.35	4.80
測定値−k_hW	kg	—	0.82	0.82	—	1.91	1.91	—	3.80	3.80
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	5.00	—	—	5.00
C_h'		—	—	0.035	—	—	0.082	—	—	0.164
h_c'/H		—	—	0.167	—	—	0.167	—	—	0.167
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0059	—	—	0.0137	—	—	0.0274

No. 20.* d=6.0 cm ; W=3.63 kg, e_1=4.0 mm, e_2=0.8 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.08	0.28	0.36	0.26	1.02	1.28	0.52	2.30	2.82
測定値−k_hW	kg	—	0.10	0.10	—	0.66	0.66	—	1.76	1.76
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	5.0	—	—	5.0
C_h'		—	—	0.004	—	—	0.028	—	—	0.076
h_c'/H		—	—	0.167	—	—	0.167	—	—	0.167
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0007	—	—	0.0047	—	—	0.0127
		V_1	V_2	V	V_1	V_2	V	V_1	V_2	V
測定値	kg	0.35	0.3	0.65	0.9	0.7	1.60	1.50	1.20	2.70
C_v		—	—	0.028	—	—	0.069	—	—	0.116
C_v/C_h'		—	—	—	—	—	—	—	—	1.53

No. 21. d=6.0 cm ; W=3.63 kg ; e_1=8.0 mm, e_2=1.6 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.13	0.29	0.42	0.47	0.82	1.29	1.08	1.80	2.88
測定値−k_hW	kg	—	0.11	0.11	0.11	0.46	0.57	0.54	1.26	1.80
h_c'	cm	—	—	5.00	—	—	8.86	—	—	11.00
C_h'		—	—	0.004	—	—	0.025	—	—	0.078
h_c'/H		—	—	0.167	—	—	0.296	—	—	0.367
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0007	—	—	0.0074	—	—	0.0286

No. 22.* d=6.0 cm; W=3.63 kg; e_1=8.0 mm, e_2=1.6 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.02	0.08	0.10	0.16	0.41	0.57	0.56	1.30	1.86
測定値$-k_hW$	kg	—	—	—	—	0.05	0.05	0.02	0.76	0.78
h_c'	cm	—	—	—	—	—	5.0	—	—	5.50
C_h'		—	—	—	—	—	0.002	—	—	0.034
h_c'/H		—	—	—	—	—	0.167	—	—	0.184
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	—	—	—	0.0004	—	—	0.0063
		V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'
測定値	kg	0.25	0.25	0.50	0.70	0.65	1.35	1.10	1.10	2.20
C_v'		—	—	0.022	—	—	0.058	—	—	0.095

No. 23.* d=1.5 cm; W=1.36 kg; e_1=4 mm, e_2=0.8 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.13	0.28	0.41	0.37	0.94	1.31	0.80	2.10	2.90
測定値$-k_hW$	kg	0.06	0.21	0.27	0.23	0.80	1.03	0.60	1.90	2.50
h_c'	cm	—	—	9.45	—	—	9.46	—	—	9.79
C_h'		—	—	0.016	—	—	0.044	—	—	0.108
h_c'/H		—	—	0.315	—	—	0.314	—	—	0.326
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0051	—	—	0.0138	—	—	0.0341
		V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'
測定値	kg	0.35	0.25	0.60	0.85	0.60	1.45	1.45	1.20	2.65
C_v'		—	—	0.026	—	—	0.063	—	—	0.114

No. 24.* d=1.5 cm; W=1.36 kg; e_1=8.0 mm, e_2=1.6 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.08	0.33	0.41	0.23	0.92	1.15	0.50	1.87	2.37
測定値$-k_hW$	kg	0.01	0.26	0.27	0.09	0.79	0.87	0.30	1.67	1.97
h_c'	cm	—	—	5.74	—	—	7.59	—	—	8.05
C_h'		—	—	0.016	—	—	0.038	—	—	0.085
h_c'/H		—	—	0.192	—	—	0.253	—	—	0.268
$M'_h=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0031	—	—	0.0096	—	—	0.0228
		V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'
測定値	kg	0.4	0.3	0.7	1.0	0.8	1.8	1.7	1.35	3.05
		—	—	0.033	—	—	0.078	—	—	0.132

No. 25.* d=1.5 cm ; W=1.36 kg; e_1=16 mm, e_2=3.2 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.08	0.12	0.20	0.34	0.35	0.69	0.75	0.90	1.65
測定値-k_hW	kg	0.01	0.05	0.06	0.20	0.21	0.41	0.55	0.70	1.25
h_e'	cm	—	—	6.34	—	—	14.75	—	—	13.79
C_h'		—	—	0.003	—	—	0.018	—	—	0.054
h_e'/H		—	—	0.211	—	—	0.491	—	—	0.460
$M_h'=C_h'h_e'/H$		—	—	0.0006	—	—	0.0087	—	—	0.0248
		V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'
測定値	kg	0.40	0.22	0.62	1.0	0.7	1.7	1.8	1.25	3.05
C_v'		—	—	0.037	—	—	0.073	—	—	0.132

(c) H=20 cm, b=39.6 cm の壁、支點 A, h=15 cm ; B, h=5 cm.
T=0.81 秒 ; r_{max}=5 cm, k_h=0.3.

No. 26. d=6.0 cm ; W=2.50 kg ; e_1=2.4 mm, e_2=0.8 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.13	0.32	0.45	0.33	0.88	1.21	0.68	1.68	2.36
測定値-k_hW	kg	0.01	0.16	0.20	0.08	0.63	0.71	0.31	1.31	1.62
h_e'	cm	—	—	5.75	—	—	6.12	—	—	6.95
C_h'		—	—	0.020	—	—	0.069	—	—	0.156
h_e'/H		—	—	0.287	—	—	0.306	—	—	0.347
$M_h'=C_h'h_e'/H$		—	—	0.0057	—	—	0.0211	—	—	0.0541

(4) 特殊支點の場合

(a) 上支點固定、下支點彈性の場合。
H=40 cm, b=39.6 cm の壁、支點 A, h=35 ; B, h=5 cm.
T=0.88 秒 ; r_{max}=5.75 cm. k_h=0.3 〔No. 28～30〕
支點 A は固定 e_1=0 ; 支點 B に於ける彈性ゴムの厚さを e_2 とす。彈性ゴムの徑はすべて 20 mm とす。

No. 27. 壁の厚 d=6.0 cm ; W=3.63 kg ; e_2=2.0 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.9	0.3	1.20	2.9	1.10	4.00	6.0	1.90	7.90
測定値-k_hW	kg	0.68	0.08	0.76	2.46	0.66	3.12	5.34	1.24	6.58
h_e'	cm	—	—	31.80	—	—	28.6	—	—	29.4
C_h'		—	—	0.018	—	—	0.076	—	—	0.159
h_e'/H		—	—	0.795	—	—	0.715	—	—	0.735
$M_h'=C_h'h_e'/H$		—	—	0.0146	—	—	0.0540	—	—	0.1170

No. 28. $d=6.0$ cm; $W=3.63$ kg; $e_2=4.0$ mm.

		$k_h=0.1$			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	1.20	0.1	1.30	3.1	0.3	3.4	5.6	0.7	6.3
測定値$-k_hW$	kg	0.98	—	0.98	2.66	—	2.66	4.94	0.04	4.98
h_c'	cm	—	—	35.0	—	—	35.0	—	—	34.8
C_h'		—	—	0.024	—	—	0.064	—	—	0.120
h_c'/H		—	—	0.875	—	—	0.875	—	—	0.870
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0208	—	—	0.0562	—	—	0.1053

No. 29. $d=6.0$ cm; $W=3.63$ kg; $e_2=8.0$ mm.

		$k_h=0.1$			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.9	0.1	1.00	2.9	0.3	3.2	5.9	0.7	6.6
測定値$-k_hW$	kg	0.68	—	0.68	2.46	—	2.46	5.24	0.04	5.28
h_c'	cm	—	—	35.0	—	—	35.0	—	—	34.8
C_h'		—	—	0.016	—	—	0.060	—	—	0.128
h_c'/H		—	—	0.875	—	—	0.875	—	—	0.870
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0144	—	—	0.0520	—	—	0.1112

No. 30.* $H=30$ cm; $b=39.6$ cm; 支點 A, $h=25$ cm, B, $h=5$ cm; $T=0.88$ 秒; $r_{max}=5.75$ cm, $k_h=0.3$; $d=1.5$ cm; $W=1.36$ kg; $e_2=4.0$ mm.

		$k_h=0.1$			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_2	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.24	—	0.24	1.00	—	1.00	2.60	—	2.60
測定値$-k_hW$	kg	0.17	—	0.17	0.86	—	0.86	2.39	—	2.39
h_h'	cm	—	—	25.0	—	—	25.0	—	—	25.0
C_h'		—	—	0.007	—	—	0.037	—	—	0.103
h_c'/H		—	—	0.833	—	—	0.833	—	—	0.833
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0058	—	—	0.0380	—	—	0.0858
		V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'
測定値	kg	0.20	0.04	0.24	0.56	0.12	0.68	1.08	0.21	1.29
C_v		—	—	0.010	—	—	0.029	—	—	0.056

(b) 二支點同じ厚さの彈性ゴム

No. 31. H=40 cm, b=39.6 cm, d=6 cm の壁、支點 A, h=35 cm; B, h=5 cm.
T=0.88 秒; r_{max}=5.75 cm; k_h=0.3.
A に於ける彈性ゴムの厚 e_1=2.0 mm.
B に於ける彈性ゴムの厚 e_2=2.0 mm.
徑は何れも 20 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.20	0.37	0.57	0.70	1.03	1.73	1.84	2.73	4.57
測定値-k_hW	kg	—	0.15	0.15	0.26	0.59	0.85	1.18	2.07	3.25
h_c'	cm	—	—	5.0	—	—	14.2	—	—	15.9
C_h'		—	—	0.004	—	—	0.021	—	—	0.079
h_c/H		—	—	0.355	—	—	0.355	—	—	0.398
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0005	—	—	0.0075	—	—	0.0314

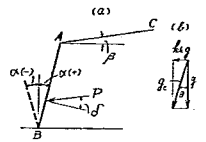
No. 32.* H=30 cm; b=39.6 cm; d=1.5 cm の壁、支點 A, h=25 cm; B, h=5 cm.
T=0.88 秒; r_{max}=5.75 cm; k_h=0.3; e_1=8.0 mm, e_2=8.0 mm.

		k_h=0.1			0.2			0.3		
		P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'	P_1	P_2	P'
測定値	kg	0.08	—	0.08	0.26	—	0.26	0.70	—	0.70
測定値-k_hW	kg	0.01	—	0.01	0.12	—	0.12	0.49	—	0.49
h_c'	cm	—	—	25.0	—	—	25.0	—	—	25.0
C_h'		—	—	0.0004	—	—	0.005	—	—	0.021
h_c'/H		—	—	0.833	—	—	0.833	—	—	0.833
$M_h'=C_h'h_c'/H$		—	—	0.0003	—	—	0.0042	—	—	0.0175
		V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'	V_1	V_2	V'
測定値	kg	0.22	0.13	0.35	0.68	0.38	1.06	1.38	0.82	2.20
C_v'		—	—	0.015	—	—	0.046	—	—	0.095

附表第二

地震時土壓の應力楕圓解法に依る「特殊の場合」の δ の値

（第九章 [23] (3) 參照）



$k_h=0$

	φ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
α=−30°	β=0°	+14° 30′	+19° 40′	24° 55′	30° 0′	34° 50′	38° 50′	43° 10′
	+10°	+15° 0′	+19° 40′	24° 50′	29° 30′	34° 15′	38° 5′	42° 25′
	+20°	.	+12° 10′	22° 25′	27° 50′	32° 45′	36° 15′	41° 25′
	+30°	.	.	.	19° 5′	29° 30′	35° 10′	39° 55′
α=−20°	β=0°	11° 45′	16° 45′	22° 5′	27° 30′	32° 50′	39° 0′	44° 48′
	+10°	15° 0′	19° 40′	24° 40′	29° 40′	34° 15′	39° 50′	44° 50′
	+20°	.	15° 25′	24° 55′	29° 55′	35° 0′	39° 50′	44° 40′
	+30°	.	.	.	24° 20′	33° 45′	38° 45′	43° 55′
α=−10°	β=0°	6° 40′	9° 50′	13° 40′	17° 55′	23° 15′	29° 15′	35° 40′
	10°	13° 50′	16° 45′	20° 10′	24° 0′	28° 12′	33° 35′	39° 5′
	20°	.	18° 55′	22° 30′	27° 10′	31° 55′	36° 40′	41° 50′
	30°	.	.	.	28° 20′	34° 40′	39° 12′	43° 55′
α=0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°	0°
	10°	10°	10°	10°	10°	10°	10°	10°
	20°	.	20°	20°	20°	20°	20°	20°
	30°	.	.	.	30°	30°	30°	30°
α=+10°	β=0°	− 6° 40′	− 9° 50′	−13° 40′	−17° 55′	−23° 15′	−29° 15′	−35° 5′
	10°	4° 30′	0° 20′	− 4° 25′	− 9° 35′	−16° 15′	−23° 0′	−31° 5′
	20°	.	18° 35′	10° 35′	3° 10′	− 4° 50′	−13° 40′	−23° 50′
	30°	.	.	.	27° 30′	14° 25′	1° 50′	−11° 50′
α=+20°	β=0°	−11° 45′	−16° 45′	−22° 5′	−27° 30′	−32° 50′	−39° 0′	−44° 45′
	10°	− 2° 25′	− 9° 30′	−16° 45′	−23° 35′	−30° 30′	−37° 30′	−44° 10′
	20°	.	13° 40′	− 4° 45′	−15° 30′	−25° 45′	−34° 45′	−42° 45′
	30°	.	.	.	17° 55′	−12° 10′	−28° 15′	−39° 50′
α=+30°	β=0°	−14° 30′	−19° 40′	−24° 55′	−30° 0′	−34° 50′	−38° 55′	−43° 10′
	10°	− 8° 40′	−16° 25′	−23° 30′	−29° 25′	−34° 50′	−39° 35′	−43° 45′
	20°	.	5° 5′	−17° 5′	−26° 35′	−33° 35′	−39° 55′	−44° 25′
	30°	.	.	.	.	−29° 5′	−38° 45′	−45° 0′
	φ	20°	20°	25°	30°	35°	40°	45°

$k_h=0.1$

	φ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$\alpha=-30°$	$\beta=0°$	14° 30′	19° 25′	24° 5′	28° 35′	32° 50′	36° 25′	40° 15′
	10°	.	16° 45′	22° 5′	26° 45′	31° 10′	35° 10′	39° 15′
	20°	.	.	.	22° 45′	28° 20′	33° 10′	37° 30′
	30°	.	.	.	.	.	29° 0′	34° 55′
$\alpha=-20°$	$\beta=0°$	14° 50′	19° 45′	24° 50′	29° 50′	35° 0′	39° 35′	44° 5′
	10°	.	18° 50′	24° 25′	29° 35′	34° 35′	38° 45′	43° 20′
	20°	.	.	.	27° 5′	32° 55′	37° 35′	42° 35′
	30°	.	.	.	.	.	34° 50′	40° 55′
$\alpha=-10°$	$\beta=0°$	13° 10′	16° 40′	22° 0′	26° 20′	31° 45′	37° 40′	43° 45′
	10°	.	.	24° 25′	28° 50′	33° 45′	39° 10′	44° 40′
	20°	.	.	.	29° 45′	35° 0′	40° 0′	45° 0′
	30°	.	.	.	.	.	38° 35′	44° 25′
$\alpha=0°$	$\beta=0°$	9° 5′	11° 5′	13° 55′	15° 55′	19° 45′	23° 50′	28° 25′
	10°	.	18° 15′	20° 35′	22° 55′	26° 15′	30° 0′	34° 15′
	20°	.	.	.	28° 35′	31° 30′	35° 5′	38° 40′
	30°	.	.	.	.	.	39° 20′	42° 45′
$\alpha=+10°$	$\beta=0°$	3° 15′	1° 45′	−0° 7′	− 2° 35′	− 5° 30′	− 8° 45′	−14° 5′
	10°	.	13° 15′	10° 35′	8° 15′	5° 35′	1° 0′	− 3° 35′
	20°	.	.	.	22° 10′	17° 40′	14° 35′	12° 45′
	30°	.	.	.	.	.	30° 55′	23° 45′
$\alpha=+20°$	$\beta=0°$	− 4° 5′	− 8° 30′	−13° 50′	−19° 45′	−26° 10′	−33° 10′	−40° 15′
	10°	.	4° 50′	− 3° 24′	−10° 55′	−19° 45′	−28° 35′	−37° 0′
	20°	.	.	.	6° 35′	− 6° 25′	−19° 5′	−32° 0′
	30°	.	.	.	.	.	3° 30′	−19° 40′
$\alpha=+30°$	$\beta=0°$	− 9° 40′	−15° 40′	−21° 55′	−27° 45′	−33° 45′	−39° 45′	−44° 55′
	10°	.	− 5° 35′	−16° 20′	−24° 15′	−31° 45′	−38° 45′	−44° 55′
	20°	.	.	.	−12° 30′	−26° 40′	−36° 20′	−44° 20′
	30°	.	.	.	.	.	−27° 15′	−41° 50′
	φ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°

$k_h=0.2$

	φ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°
$\alpha=-30°$	$\beta=0°$	11° 5′	16° 25′	21° 30′	25° 30′	29° 20′	32° 55′	36° 15′
	10°	.	.	16° 45′	22° 25′	26° 45′	30° 55′	34° 30′
	20°	.	.	.	.	22° 10′	27° 55′	32° 35′
	30°	.	.	.	.	.	.	28° 5′
$\alpha=-20°$	$\beta=0°$	13° 35′	19° 5′	23° 45′	28° 55′	33° 45′	37° 25′	41° 45′
	10°	.	.	21° 10′	26° 50′	31° 55′	36° 10′	40° 35′
	20°	.	.	.	.	27° 55′	34° 5′	39° 5′
	30°	.	.	.	.	.	.	35° 10′
$\alpha=-10°$	$\beta=0°$	14° 50′	19° 55′	24° 45′	29° 35′	34° 40′	40° 0′	44° 50′
	10°	.	.	24° 0′	29° 40′	34° 50′	39° 25′	44° 15′
	20°	.	.	.	.	32° 40′	38° 5′	43° 25′
	30°	.	.	.	.	.	.	41° 5′
$\alpha=0°$	$\beta=0°$	14° 5′	17° 50′	21° 40′	25° 25′	30° 10′	35° 30′	41° 10′
	10°	.	.	24° 50′	28° 45′	33° 0′	37° 55′	43° 20′
	20°	.	.	.	.	34° 55′	39° 45′	44° 40′
	30°	.	.	.	.	.	40° 0′	44° 30′
$\alpha=+10°$	$\beta=0°$	11° 45′	12° 30′	13° 15′	13° 40′	14° 55′	15° 50′	16° 45′
	10°	.	.	22° 5′	22° 40′	23° 40′	25° 5′	26° 15′
	20°	.	.	.	.	32° 5′	33° 20′	34° 0′
	30°	.	.	.	.	.	.	42° 35′
$\alpha=+20°$	$\beta=0°$	6° 55′	3° 40′	− 0° 35′	− 5° 15′	−11° 25′	−18° 0′	−26° 20′
	10°	.	.	14° 10′	7° 40′	0° 30′	− 7° 0′	−16° 45′
	20°	.	.	.	.	20° 35′	8° 15′	− 4° 25′
	30°	.	.	.	.	.	.	22° 50′
$\alpha=+30°$	$\beta=0°$	0° 15′	− 6° 45′	−14° 20′	−21° 25′	−28° 50′	−36° 10′	−43° 20′
	10°	.	.	0° 20′	−11° 25′	−22° 50′	−32° 25′	−41° 10′
	20°	.	.	.	.	− 4° 15′	−23° 35′	−37° 15′
	30°	.	.	.	.	.	.	−20° 35′
	φ	15°	20°	25°	30°	35°	40°	45°

$k_h=0.3$

	φ	20°	25°	30°	35°	40°	45°
	$\beta=$ 0°	11° 10′	17° 15′	21° 35′	25° 15′	28° 40′	31° 45′
$\alpha=-30°$	10°	.	.	15° 50′	21° 40′	26° 0′	29° 50′
	20°	.	.	.	.	20° 30′	26° 45′
	$\beta=$ 0°	12° 5′	20° 30′	26° 10′	30° 30′	34° 35′	38° 20′
$\alpha=-20°$	10°	.	.	21° 40′	27° 30′	32° 35′	36° 50′
	20°	.	.	.	.	27° 35′	34° 5′
	$\beta=$ 0°	18° 15′	24° 10′	29° 20′	34° 20′	38° 25′	43° 15′
$\alpha=-10°$	10°	.	.	26° 15′	32° 20′	37° 10′	42° 10′
	20°	.	.	.	.	33° 45′	40° 15′
	$\beta=$ 0°	19° 55′	24° 45′	29° 15′	34° 20′	39° 30′	44° 50′
$\alpha=0°$	10°	.	.	29° 20′	35° 0′	39° 55′	45° 0′
	20°	.	.	.	.	38° 50′	44° 5′
	$\beta=$ 0°	18° 55′	21° 45′	24° 10′	27° 50′	31° 50′	36° 25′
$\alpha=+10°$	10°	.	.	29° 15′	32° 30′	36° 15′	40° 15′
	20°	.	.	.	.	39° 50′	43° 45′
	$\beta=$ 0°	14° 50′	13° 10′	11° 5′	9° 10′	5° 25′	1° 47′
$\alpha=+20°$	10°	.	.	24° 10′	22° 10′	18° 15′	13° 25′
	20°	.	.	.	.	33° 55′	28° 25′
	$\beta=$ 0°	7° 15′	−0° 45′	− 8° 25′	−17° 10′	−26° 0′	−34° 55′
$\alpha=+30°$	10°	.	.	10° 35′	− 2° 10′	−15° 30′	−29° 0′
	20°	.	.	.	.	11° 0′	−14° 5′
	φ	20°	25°	30°	35°	40°	45°

$k_h=0.4$

	φ	25°	30°	35°	40°	45°
	$\beta=$ 0°	10° 45′	16° 20′	20° 30′	23° 45′	26° 50′
$\alpha=-30°$	10°	.	.	14° 40′	20° 15′	24° 30′
	20°	.	.	.	.	19° 15′
	$\beta=$ 0°	16° 15′	22° 0′	26° 35′	30° 35′	34° 10′
$\alpha=-20°$	10°	.	.	21° 30′	27° 25′	32° 10′
	20°	.	.	.	.	27° 15′
	$\beta=$ 0°	19° 55′	26° 30′	31° 35′	35° 55′	40° 20′
$\alpha=-10°$	10°	.	.	27° 20′	33° 40′	38° 40′
	20°	.	.	.	.	34° 30′
	$\beta=$ 0°	23° 45′	29° 30′	34° 35′	39° 15′	44° 5′
$\alpha=0$	10°	.	.	32° 15′	37° 50′	43° 15′
	20°	.	.	.	.	40° 35′
	$\beta=$ 0°	25° 0′	29° 5′	33° 20′	38° 20′	43° 40′
$\alpha=+10°$	10°	.	.	35° 0′	39° 55′	44° 45′
	20°	.	.	.	.	44° 15′
	$\beta=$ 0°	22° 40′	23° 30′	24° 50′	26° 35′	28° 0′
$\alpha=+20°$	10°	.	.	32° 40′	34° 15′	35° 25′
	20°	.	.	.	.	43° 20′
	$\beta=$ 0°	15° 30′	9° 15′	2° 50′	− 4° 45′	−14° 35′
$\alpha=+30°$	10°	.	.	22° 35′	12° 0′	−0° 50′
	20°	.	.	.	.	26° 35′
	φ	25°	30°	35°	40°	45°

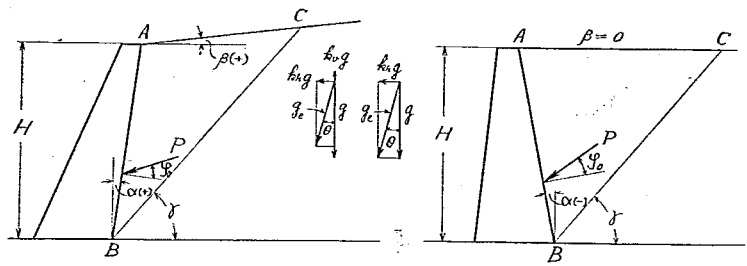
$k_h=0.5$

	φ	30°	35°	40°	45°
$\alpha=-30°$	$\beta=$ 0°	9° 50′	15° 5′	18° 55′	22° 10′
	+10°	.	.	13° 25′	19° 5′
$\alpha=-20°$	$\beta=$ 0°	16° 10′	21° 50′	26° 10′	30° 5′
	+10°	.	.	20° 50′	27° 5′
$\alpha=-10°$	$\beta=$ 0°	21° 50′	27° 40′	32° 35′	36° 50′
	+10°	.	.	27° 55′	34° 15′
$\alpha=0°$	$\beta=$ 0°	26° 20′	32° 30′	37° 15′	42° 10′
	+10°	.	.	34° 5′	40° 25′
$\alpha=+10°$	$\beta=$ 0°	29° 25′	34° 55′	39° 55′	45° 0′
	+10°	.	.	38° 5′	44° 10′
$\alpha=+20°$	$\beta=$ 0°	29° 10′	32° 20′	36° 5′	40° 0′
	+10°	.	.	39° 50′	43° 35′
$\alpha=+30°$	$\beta=$ 0°	23° 45′	21° 30′	17° 50′	12° 45′
	+10°	.	.	33° 20′	27° 25′
	φ	30°	35°	40°	45°

附圖　土壓圖表

地震時土壓係數 C 及崩壞角 γ の表（本文第八章 [20] 及第九章 [24] 參照）

地震時壁面 AB に作用する最大土壓係數 C 及この場合の崩壞角 Γ の大きさを圖式解法にて概算したる結果を次の附圖第一乃至第十四に示す。



記　　號

P	壁面の單位長に作用する地震時最大土壓	α	壁背面が鉛直線となす角（正負は圖に示す通りとす）
w	裏込土砂の單位重量	β	地表面が水平線となす角
H	壁の垂直の高さ	γ	壁面に最大土壓が作用する場合に崩壞面が水平線となす角
k_h	水平震度	θ	地震時合加速度が鉛直線となす角 $\theta=\tan^{-1} K=\tan^{-1}\frac{k_v}{1-k_h}$
k_v	鉛直震度	C	土壓係數
φ	裏込土砂の内部摩擦角		
φ_0	裏込土砂と壁面との間の摩擦角		

鉛直震度なき場合　水平震度に相當する C 及 Γ を圖表より讀み取る.

$$P=\frac{1}{2}wH^2C$$

鉛直震度ある場合　圖表の縱軸 k_h に於て K に相當する C 及 Γ の値を讀み取る。

$$P=\frac{1}{2}(1-k_v)wH^2C$$

尙計算の基本式は（本文 62 頁參照）

$$P=\frac{1}{2}wH^2(1-k_v)\frac{\cos^2(\varphi-\theta+\alpha)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\varphi_0-\alpha+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\varphi_0)\sin(\varphi-\theta-\beta)}{\cos(\varphi_0-\alpha+\theta)\cos(\beta+\alpha)}}\right]^2}$$

$$=\frac{1}{2}wH^2(1-k_v)C$$

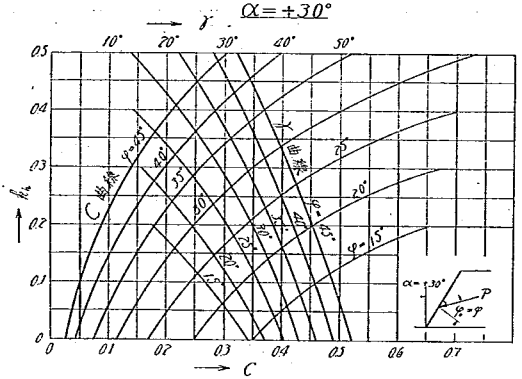
$$\tan(\Gamma+\theta)=\frac{\sin\varphi\sqrt{\cos(\alpha+\beta)\sin(\varphi+\varphi_0)}+\cos(\theta-\alpha)\sqrt{\sin(\varphi-\beta-\theta)\cos(\theta+\varphi_0-\alpha)}}{\cos\varphi\sqrt{\cos(\alpha+\beta)\sin(\varphi+\varphi_0)}-\sin(\theta-\alpha)\sqrt{\sin(\varphi-\beta-\theta)\cos(\theta+\varphi_0-\alpha)}}$$

地表面上に載荷重ある場合及土壓力强度に就ては本文 80 頁參照

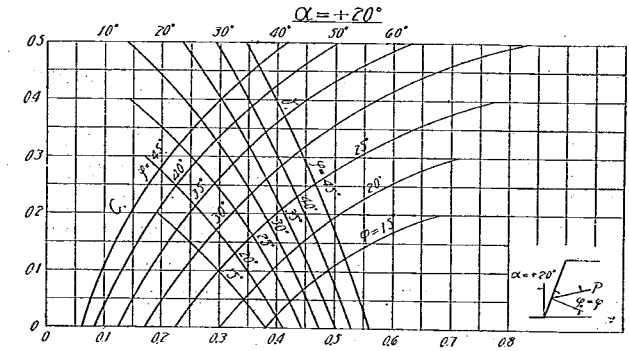
附圖第一　土壓圖表

$\varphi_0=\varphi\ ;\ \beta=0°$

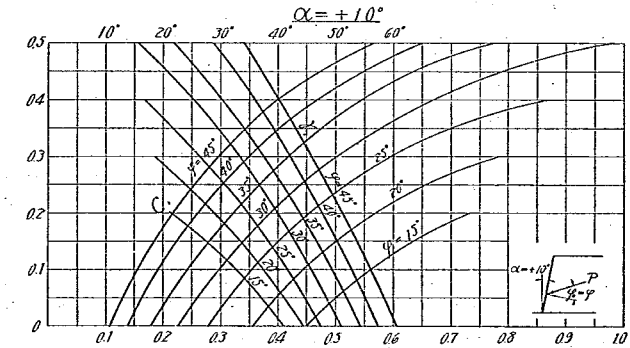
$\alpha=\pm 30°$



$\alpha=+20°$



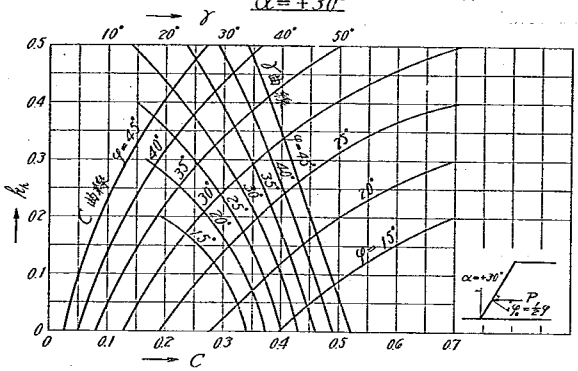
$\alpha=+10°$



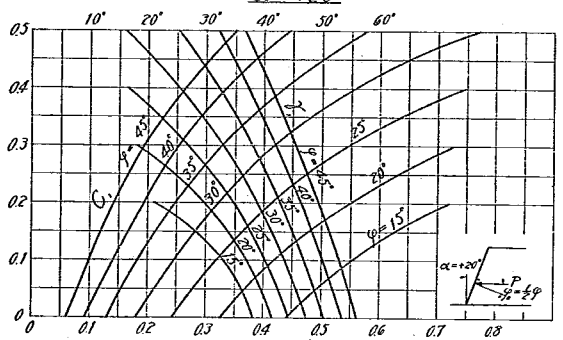
附圖第二　土壓圖表

$\varphi_0=\frac{1}{2}\varphi;\ \beta=0°$

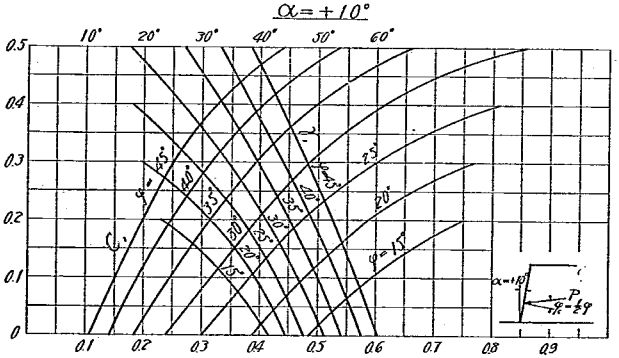
$\alpha=+30°$



$\alpha=+20°$



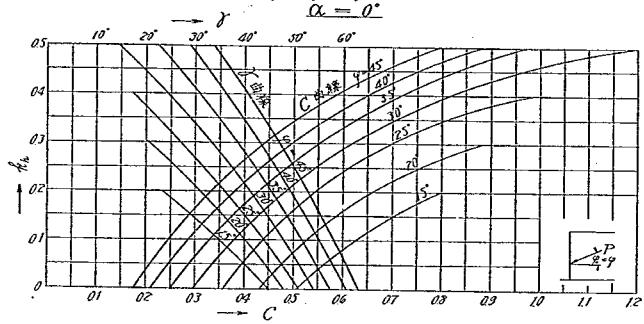
$\alpha=+10°$



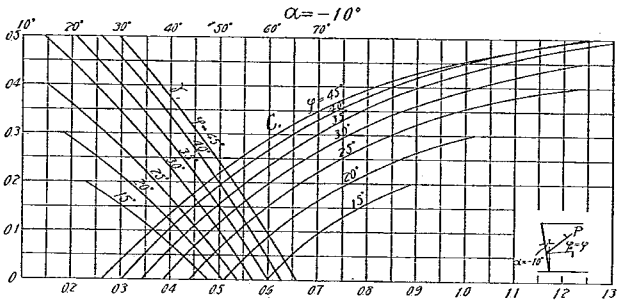
附圖第三　土壓圖表

$\varphi_0=\varphi\ ;\ \beta=0°$

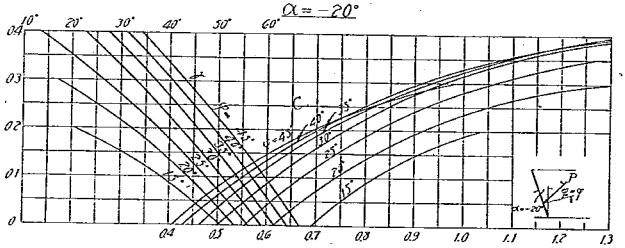
$\alpha=0°$



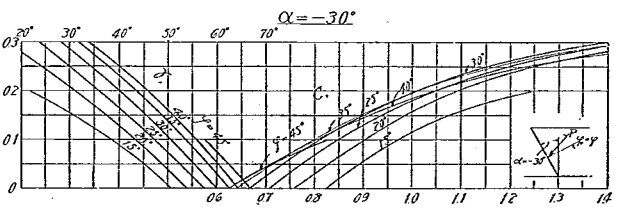
$\alpha=-10°$



$\alpha=-20°$



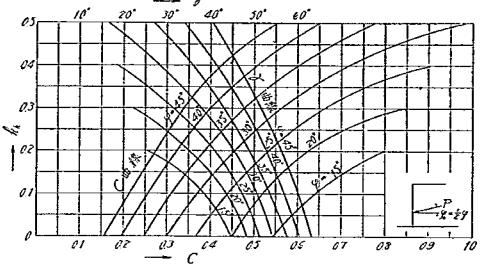
$\alpha=-30°$



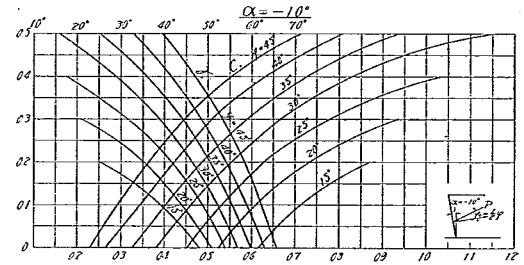
附圖第四　土壓圖表

$\varphi_0=\frac{1}{2}\varphi:\beta=0°$

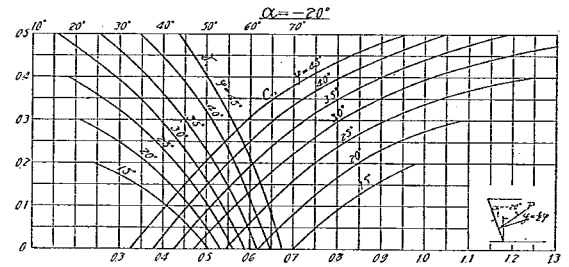
$\alpha=0°$



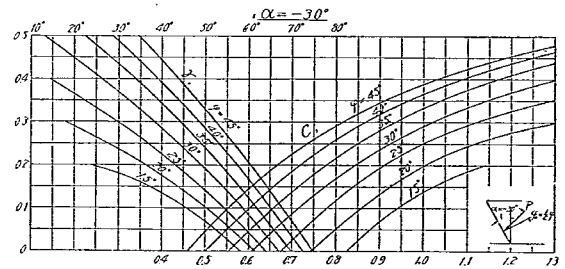
$\alpha=-10°$



$\alpha=-20°$



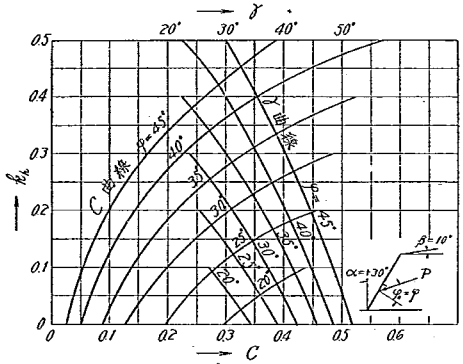
$\alpha=-30°$



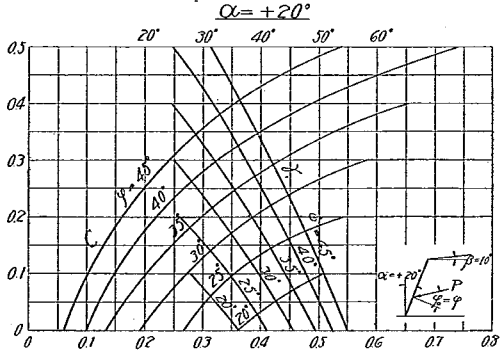
附圖第五　土壓圖表

$\varphi_0=\varphi\ ;\ \beta=10°$

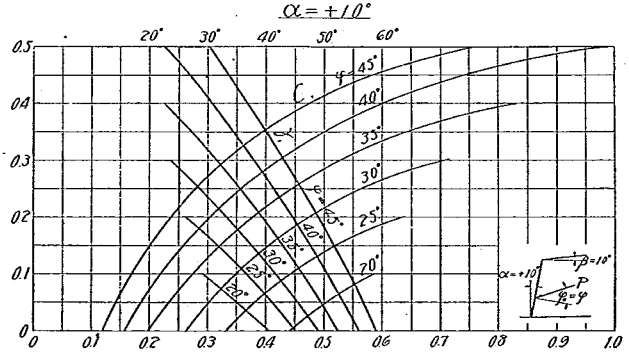
$\alpha=+30°$



$\alpha=+20°$



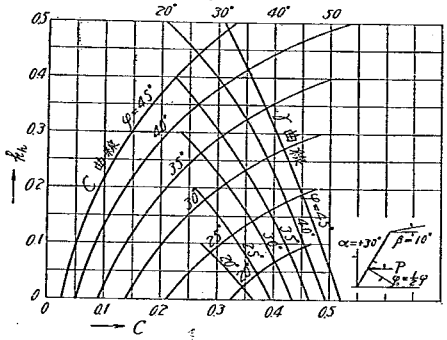
$\alpha=+10°$



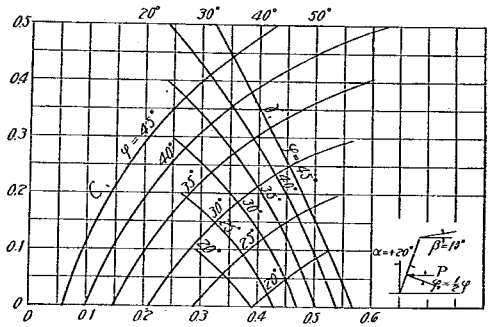
附圖第六　土壓圖表

$\varphi_0=\frac{1}{2}\varphi\,;\ \beta=10°$

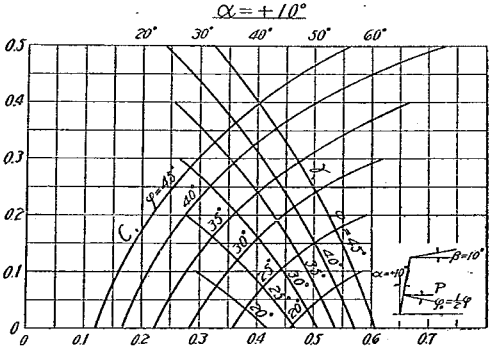
$\alpha=+30°$



$\alpha=+20°$



$\alpha=+10°$

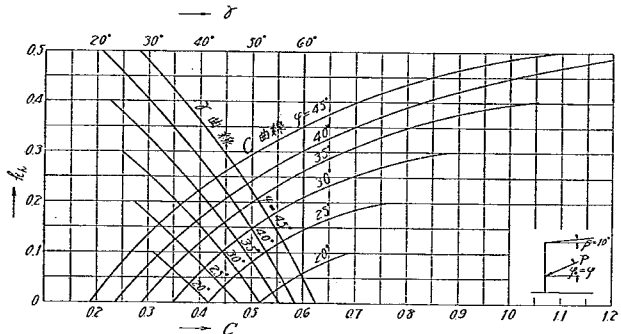


[土木試驗所報告 第二十二號 松尾]

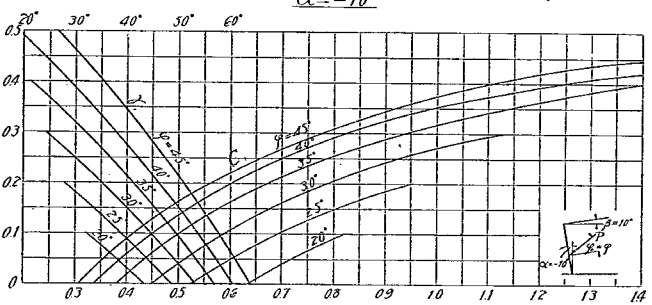
附圖第七　土壓圖表

$\varphi_0=\varphi$; $\beta=10°$

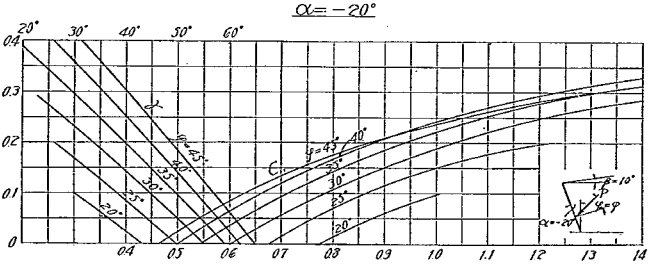
$\alpha=0°$



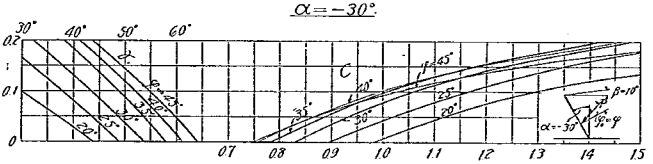
$\alpha=-10°$



$\alpha=-20°$



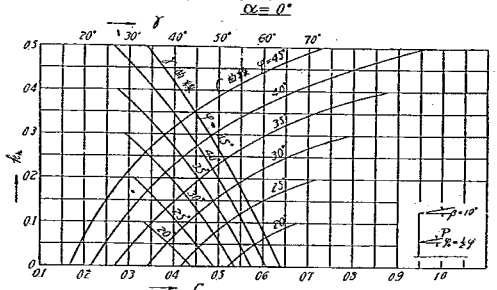
$\alpha=-30°$



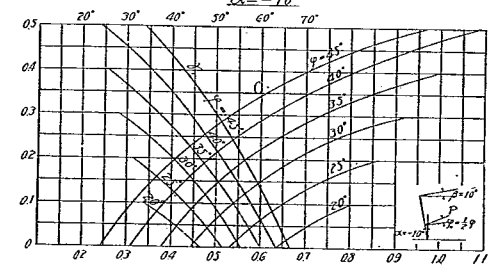
附圖第八　土壓圖表

$\varphi_0=\frac{1}{2}\varphi$; $\beta=10°$

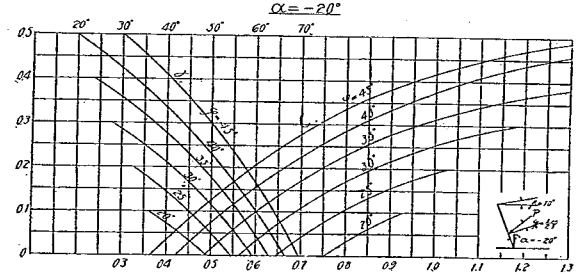
$\alpha=0°$



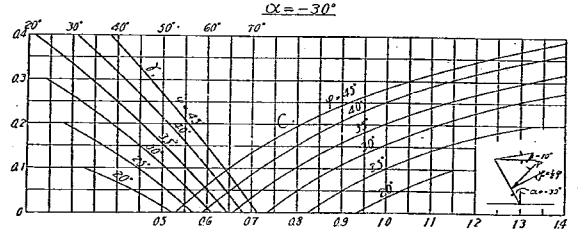
$\alpha=-10°$



$\alpha=-20°$



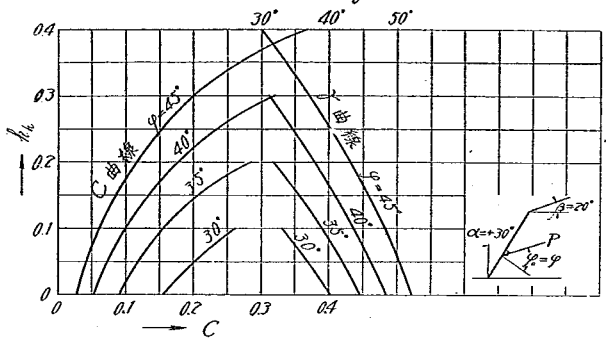
$\alpha=-30°$



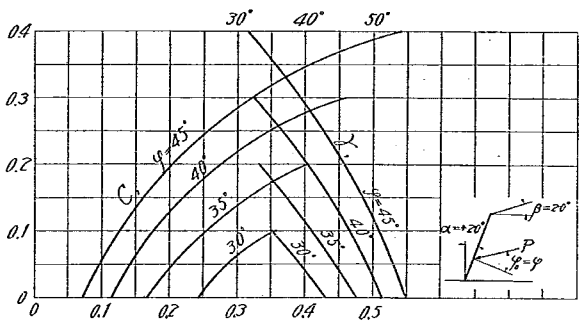
附圖第九　土壓圖表

$\varphi_0=\varphi\ ;\ \beta=20°$

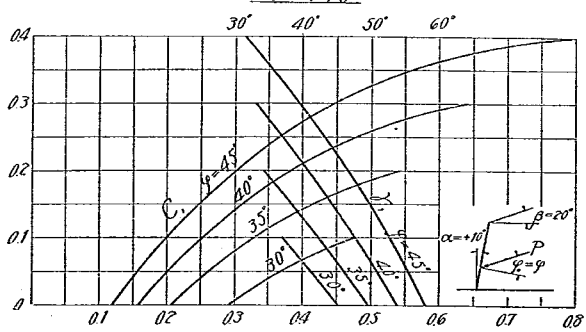
$\alpha=+30°$



$\alpha=+20°$



$\alpha=+10°$

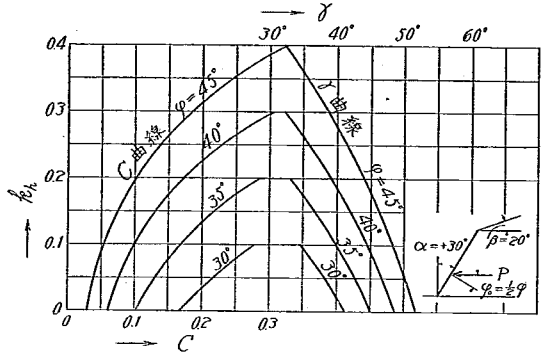


[土木試驗所報告 第二十二號 松尾]

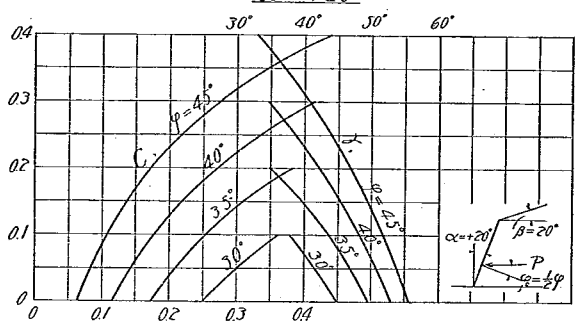
附圖第十　土壓圖表

$\varphi_0=\frac{1}{2}\varphi$；$\beta=20°$

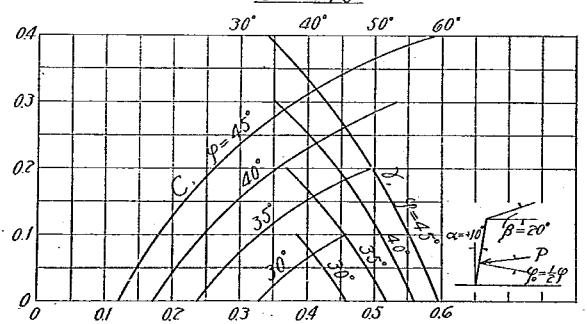
$\alpha=+30°$



$\alpha=+20°$



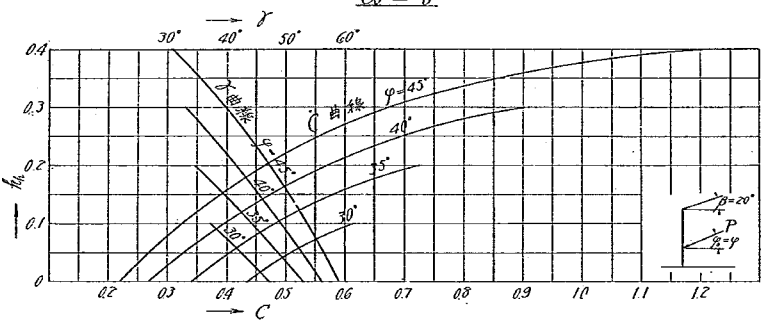
$\alpha=+10°$



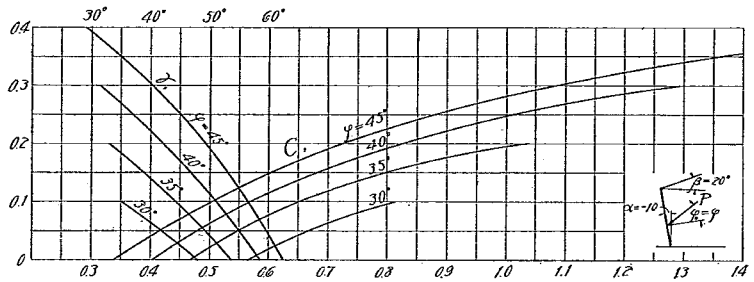
附圖第十一　土壓圖表

$\varphi_0=\varphi$: $\beta=20°$

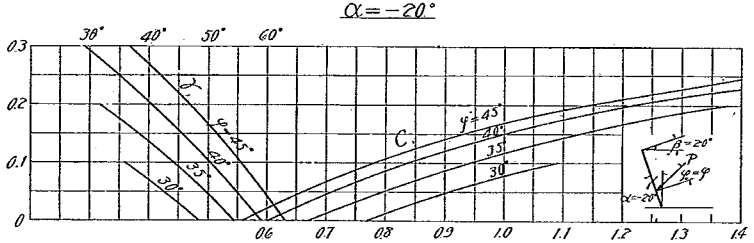
$\alpha=0°$



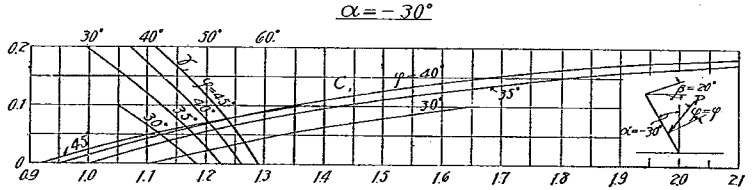
$\alpha=-10°$



$\alpha=-20°$



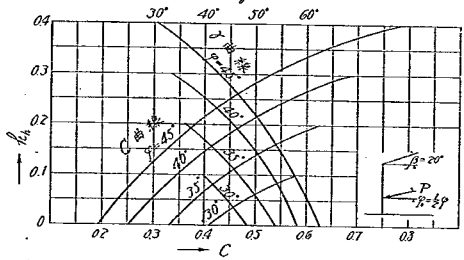
$\alpha=-30°$



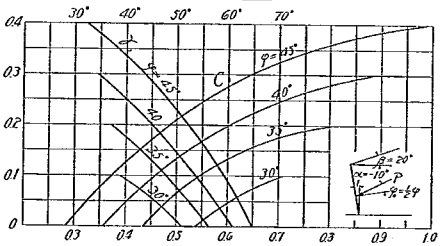
附圖第十二　土壓圖表

$\varphi_0=\frac{1}{2}\varphi$; $\beta=20°$

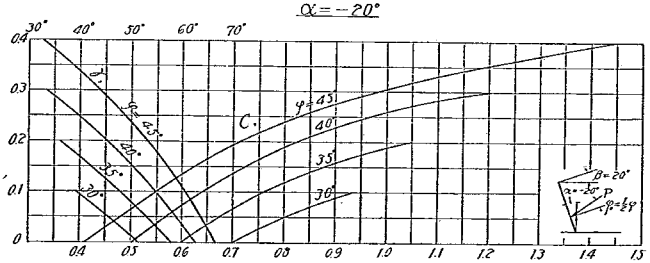
$\alpha=0°$



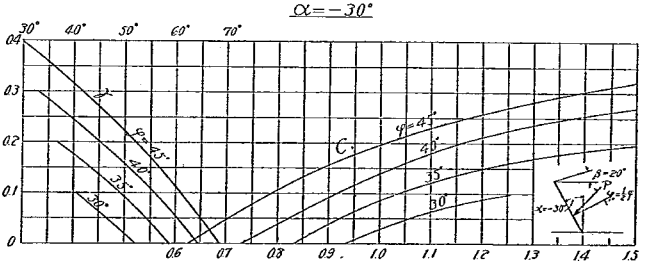
$\alpha=-10°$



$\alpha=-20°$



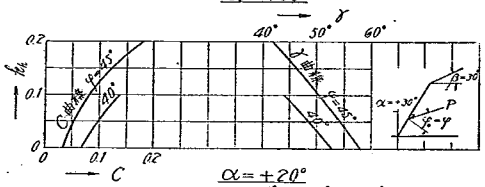
$\alpha=-30°$



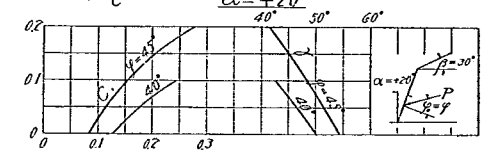
附圖第十三　土壓圖表

$\varphi_0 = \varphi ; \beta = 30°$

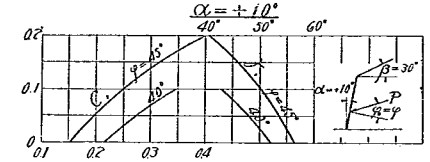
$\alpha = +30°$



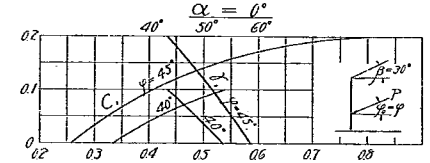
$\alpha = +20°$



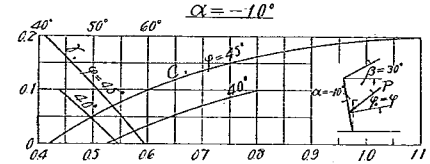
$\alpha = +10°$



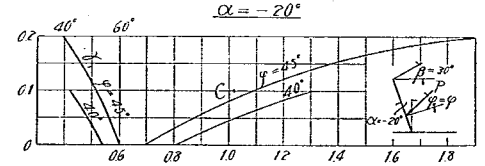
$\alpha = 0°$



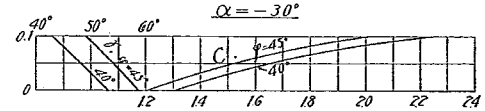
$\alpha = -10°$



$\alpha = -20°$



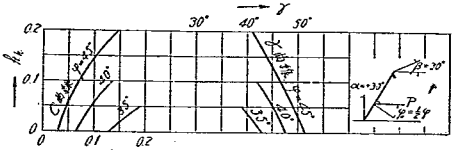
$\alpha = -30°$



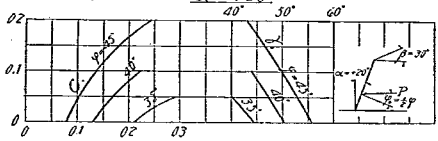
附圖第十四　土壓圖表

$\varphi_0 = \frac{1}{2}\varphi ; \beta = 30°$

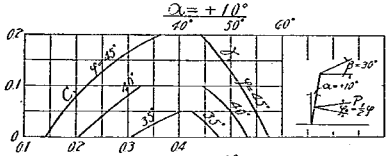
$\alpha = +30°$



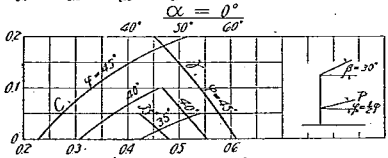
$\alpha = +20°$



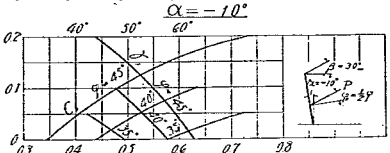
$\alpha = +10°$



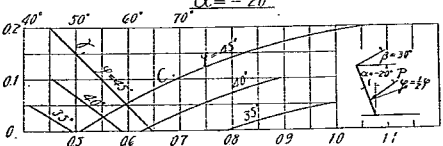
$\alpha = 0°$



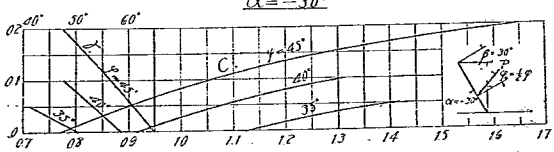
$\alpha = -10°$



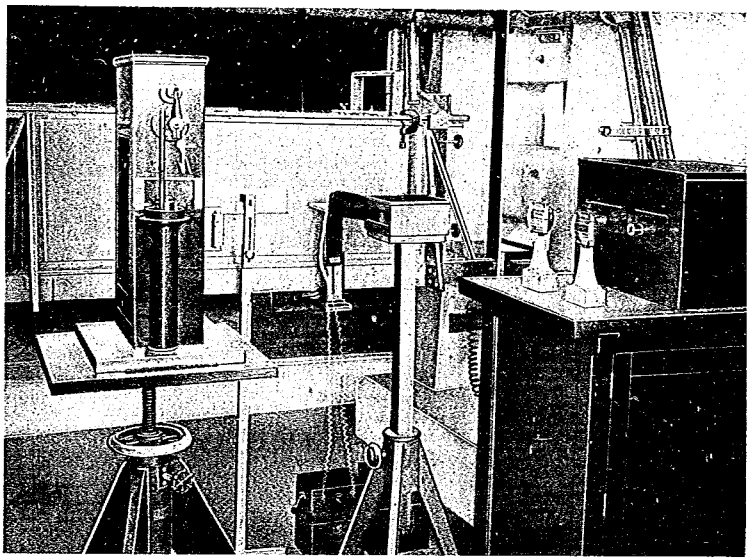
$\alpha = -20°$



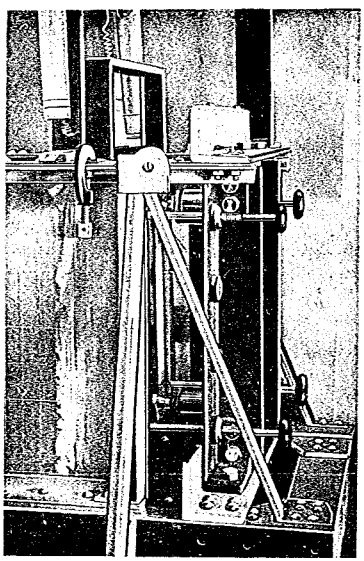
$\alpha = -30°$



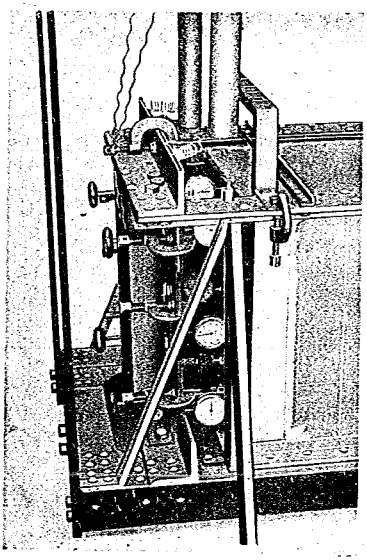
[土木試驗所報告
第二十二號　松尾]



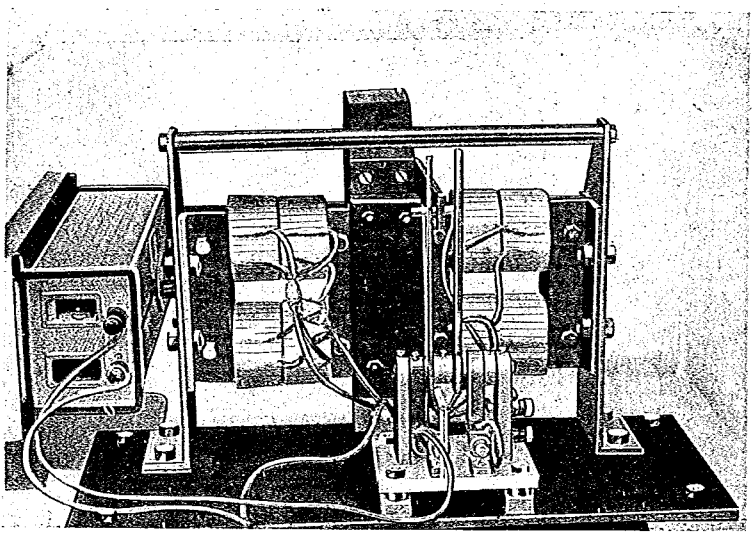
寫眞第一　振動臺及測定裝置一般(第一章參照)



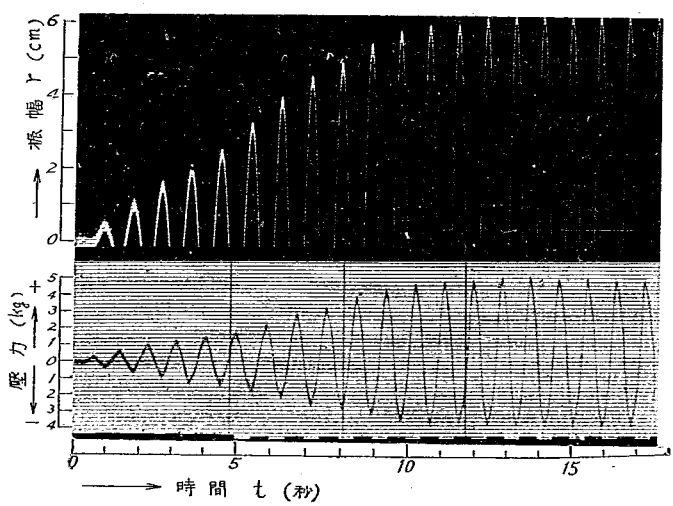
寫眞第二
壓力計及支柱(第一章參照)



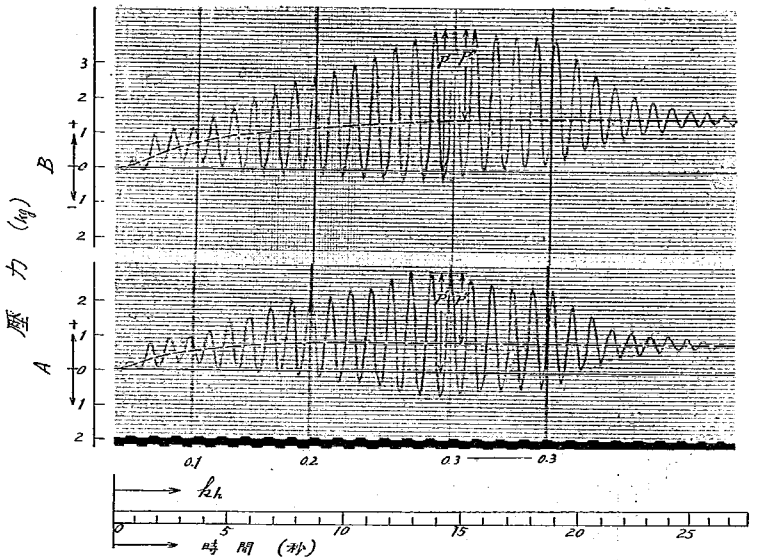
寫眞第三
壁面振動測定裝置(第一章參照)



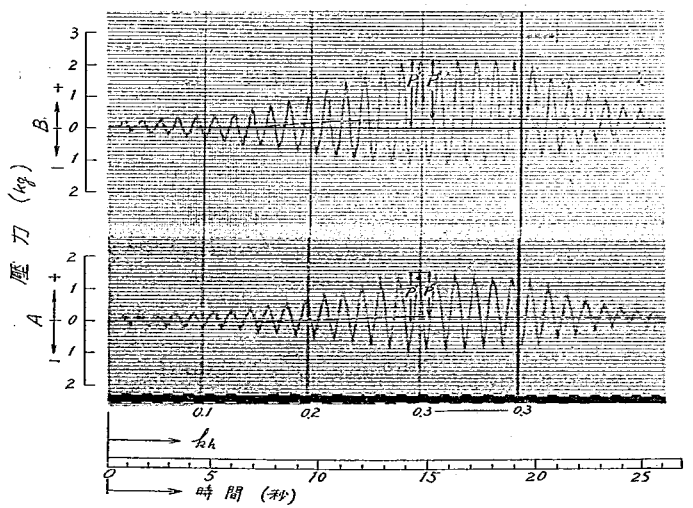
寫眞第四　振動裝置(第一章參照)



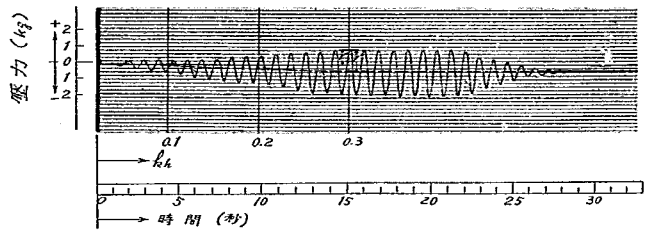
寫眞第五　函の振幅と土壓水平分力の變化 (第五章 [11] 參照)



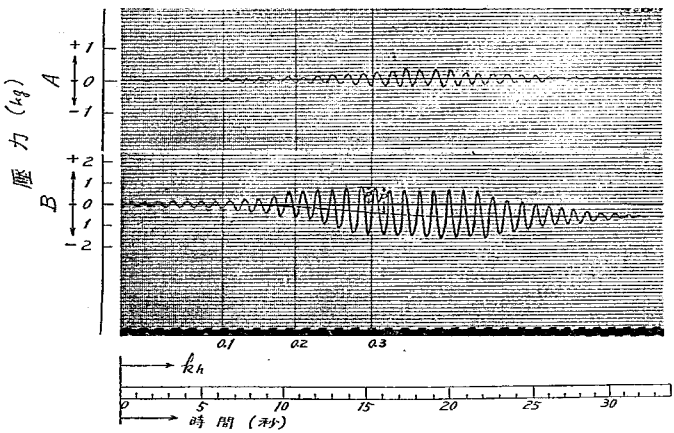
寫眞第六　振動初期土壓水平分力の變化 (1)〈第四章 [8] 參照〉



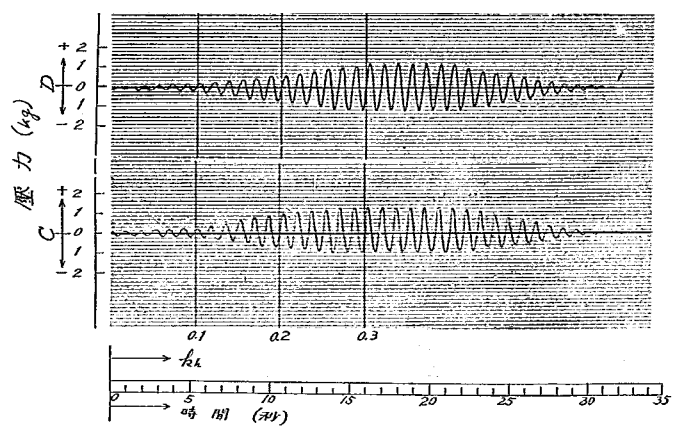
寫眞第六　振動初期土壓水平分力の變化 (2) (第四章 [8] 參照)



寫眞第七　振動初期土壓垂直分力の變化(第四章[8]參照)



寫眞第八　搗き固めをなしたる場合の土壓水平分力の變化(第四章 [10] 參照)



寫眞第九　安定狀態に於ける土壓垂直分力の變化 (第五章 [12] 參照)

混凝土鋪裝膨脹繼目用エラスタイト試驗成績

内務技師　西川榮三
内務技手　松本榮

混凝土膨脹繼目用エラスタイトは、從來米國カレー會社 (The Philip Carey Co.; Lockland, Cincinnati, Ohio) の製品が使用せられたるも、最近本邦製品も竝用せらるるに至り、諸種の製品を市上に見、其の性質は區々異るものがあり、現今に於ては、其の試驗成績も少く、之に對する規格も充分定つたものがない。本試驗成績は、十數種の試料に就きて行ひたる試驗の結果を取り纏め表示したものである。

米國產瀝青質膨脹繼目材の主要部分はアスファルト質混合物にして之に使用するアスファルトは高度のブローン・アスファルトにして、次の規格に合格するものである。

軟化點	(環球法)	凡 107°C	118～124°C
針度	0°C, 200 g. 60 sec	45	21～24
	25°C, 100 g. 5 sec	35	25～30
	46°C, 50 g. 5 sec	40	35～41
瀝青	CCl_4 or CS_2	99.98%	99.6% 以上
比重		1.002	1.01～1.03

にして、其の物理的強度を增大し、脆弱性を減少し、磨耗に對する抵抗性を强大にし且つ其の流出を防ぐ等の爲に纖維質物質及鑛物性微粉等を之に混合したるものにして、製品の種類により其の抗張强度　5°C．．90～450 lbs/in²;　21°C．．40～275 lbs/in²　46°C．．20～136 lbs/in²; 耐壓强度(40%壓縮) 275～800 lbs/in²; 彎曲 (69°C) 0.0～.79 in; 脆弱度 (A.A.S.H.O 規格) 種々;吸水率 (1日) 0.67～4.08%の種々の性質を有するものなりと言ふ。

本試驗に用ゐたる試料は、大體に於て軟化點高きアスファルト質材料に動植物纖維、鋸屑、コルク、或は鑛物性物質の微粉末等を適度に混合したる瀝青質混合物の兩面にアスファルトフエルトの類を張り付けたるものにして、其の厚さ 0.6～2.1 cm 程度の種々の製品であ

る。試驗の成績は第一表 (1)、(2) 及第二表に示すが如し。

第二表最小最大數値の示す如く、其の性質は一定せるものに非ずして、製品相互の間に、其の變化の廣き事を知ることが出來る。元來エラスタイトは大體に於て表皮たるアスファルトフエルトと中央部の瀝青質混合物よりなるも、其の性質は主として瀝青質混合物に依りて支配せらるるものにして、瀝青質混合物の性質は、其の中に含まるる瀝青質材料、竝に非瀝青質材料の質及配合量によりて支配せらるるを以つて、之等の選擇如何によりて種種の性質の製品を得べきである。これ等種々の性質を有するものの中、如何なるものを繼目材料として採るべきかは一應考慮を要すべき問題なりとす。

混凝土膨脹繼目材料として必要なる性質を考ふるに凡そ下記列擧の如くである。

1. 厚さは、繼目の施工間隔に應じて適當なるものたるべき事。
2. 貯藏運搬等の間に變形、變質等を起さざる事。
3. 吸水性少なる事。
4. 風雨寒暑等の差によりて、其の狀態に著しき變化なき事。
5. 風化作用によりて變質せざる事。
6. 施工に便利なること。
7. 混凝土に對して密着よろしき事。
8. 混凝土膨脹による壓縮に對して、自由に變形し得るものなる事。
9. 大體に於て常に繼目を填充し居りて且つ其の水密性を常に保持しうるものなる事。

これ等の點につきてエラスタイトの性質を見るに次の如し。

1. 厚。

エラスタイトの厚は製造の方法により如何樣にも製し得しを以て、繼目間隔に應じて適當厚のものを指定して使用することが出來る。

2. 貯藏運搬等の間に變形、變質等を起さざる事。

エラスタイトは、其の材質上、貯藏運搬等の間に變質する虞あるものとは考へられざるも、場合によりては、變形することなしとせず。第一表中 No. 840, No. 841 の如きは柔軟に過ぎ、其の切片を立て置く時は、彎曲變形し或は全く原形態を止めざるに至るものにして、其の原因は、主として之に使用せる瀝青質材料の柔軟に過ぐるにあるが如し。エラスタイト原料たる瀝青質材料に適當なるものを選擇して使用すれば、この憂は除去し得べく、結局瀝青質材料としては、ブローンアスファルトにして軟化點高く、溫度に對する感受性少きものを使用すれば充分なるべし。

3. 吸水性少なる事。

エラスタイトの吸水率は、第一表中に見る如く大體に於てシートアスファルト、アスファルト混凝土の夫れと略同程度にして、1 日 4% 以下、7 日 6% 以下程度のものを得ることは困難でない。吸水性の點については繼目材料として差支なきものと思考せられる。

4. 風雨寒暑等の差によりて其の狀態に著しき變化なき事。

エラスタイトは、其の成分中の大部分（65～90%）は瀝青質材料より成り、風雨霜雪等によりて吸水して著しく膨脹する事なし。寒暑の差によりては、其の製造法如何によりては夏季に柔軟となり、冬期に脆弱となることはありうべきも、瀝青質材料に適當なるものを選び、之に適當なる非瀝青材を配合すれば、鋪裝溫度 60°C 位までは其の狀態に著しき變化をうけず、亦冬期に於ても脆弱となる虞なき製品を得べし。

5. 風化作用によりて變質せざる事。

風化作用に對しては、全然其の影響を蒙らざるものとは言ひ難きも、其の大部分が瀝青質材料よりなる點より見て鋪裝繼目として使用するには充分なるものと思考せらる。この點に於てゴム質材料の如く、風化によりて其の主要物理的性質を比較的早く消失するものに比して遙かに優秀のものと考へらる。

6. 施工上の便利。

エラスタイトは施工上他の繼目材料に比し便多し。

7. 混凝土に對して密着よろしき事。

エラスタイトは混凝土に對して密着し得る性多く、之をゴム質材料の如く全く密着性なきものに比し遙かに優る。

8. 混凝土膨脹による壓縮に對して、自由に變形しうる事。

混凝土の溫度上昇せる場合、或は含水量が增加せる場合等に起る其の膨脹壓縮に對して、繼目材は自由に變形して、混凝土內部に起る壓力を緩和することを、其の主目的とする。この點に關してはエラスタイトは 1 kg/cm² 程度の壓力によりても充分變形しうるものにして、繼目材として充分の効果あることゴム質材料と同樣であるが、ゴム質材料に比してエラスタイトの變形は一層自由である。

9. 大體に於て常に繼目を塡充し居りて、且つ其の水密性を常に保持し得るものなること。

繼目を大體に於て常に塡充し居りて且つ其の水密性を保持するには、繼目材料が不滲透性なる上に、之と混凝土との密着良く繼目中に落ち込むことなき事、混凝土收縮の場合繼目

材料が、其の形態を壓縮前の舊態に復しうる性質（卽ち變形回復能力多きこと）を具ふること、或は鋪製表面に於ける繼目材料が自由に變形して繼目の上部間隙を充分に填充し、鋪裝表面を流るゝ水の繼目內部に流入することを阻止しうること等いづれかの性質に依らなければならない。

エラスタイトは混凝土に對し密着し得る性質あり、且つ繼目中に落ち込む等のことなく、大體に於て繼目を填充し居りて外部より繼目中に混凝土に害を及ぼす如き物質を入るる餘地を與へず、又鋪裝面に於ては、常に交通によりて壓縮變形せられ、繼目上部の間隙を充填しうべき性質あり、更に必要あらば、繼目上部に瀝青質混合物を補給し置くか、エラスタイトの上端の餘分をつぶし置くかすれば、鋪裝表面の水を繼目內部に流入せしめざる事を得べし。從つてエラスタイトを繼目材料として使用して、繼目の水密性を保持することは可能事である。

混凝土收縮の際一旦壓縮せられたる繼目材が、壓力の除去せらるゝに從つて再び原形に復し得るものなることは、最も望ましき性質にして、未だ變質せざるゴム質材料中には、この性質の完全に近きものあるも、エラスタイトは報告第二十一號、93頁所載の如く No. 1014, No. 838, No, 945, No. 946 の 4 種につきての試驗成績に依れば、荷重 6～10 kg/cm² に於て 2～20% の變形を起すも、回復可能變形率 2～6% は程度に過ぎずして、充分原形に復し得るものに非ず、從つて其の變形回復能力のみによつて、繼目の水密性を保持せしめんことを求むるは不可能である。エラスタイトを繼目材とする時は上記の如き他の方法によりて繼目の水密性を保持すべきものと考へらる。

第二表中の最小最大値 A は、製品全部を通しての最小、最大値である。B は、成績不良と見做さるるものを除きたる最小最大の數値にして、◎ を附したるものは、A 及 B の異る點である。A 及 B を比較し、併せて上記混凝土膨脹繼目材料に所要の性質を考慮し、混凝土鋪裝用エラスタイトに要する性質を表示すれば次の如し。

混凝土鋪裝繼目用エラスタイトに所要の性質

1. 厚。　繼目間隔に應じ適當厚のものを指定すること。
2. 吸水率。　1日 4% 以下。　7日 6% 以下。
3. 狀態。　良好（夏季に於て柔軟に過ぎず、冬期に於て脆弱ならざること）。
4. 瀝青質混合物性質。
   a. 瀝青 CCl_4,　65～90%,
   b. 軟化點環球法　90°0C 以上
   c. 耐荷試驗 25°C,
   2.5kg, 30 sec, 0.0645 cm²　1.0～7.0 mm
5. 抽出瀝青軟化點
   ベンゾール抽出、環球法　85°C.以上

第一表 エスラタイト試驗成績 (1)

試料番號	835	836	837	946	959A	959B	1040
試料名	A	A	A	A	A	A1)	B
産地或は製造所	東京	同左	同左	同左	同左	同左	東京
試料受入年月	昭和 6. 1. 20	6. 1. 20	6. 1. 20	6. 7. 15	6. 7. 15	6. 7. 15	6. 1. ×
試驗年月	6. 2. ×	6. 2. ×	6. 2. ×	6. 8. ×	6. 8. ×	6. 8. ×	6. 2. ×
1. 厚。平均 mm	6.2	10.7	13.9	13.4	11.6	10.0	11.1
最大、最小 mm	6.4~6.0	10.9~9.7	14.1~13.4	14.2~12.8	12.6~10.9	10.3~9.5	11.7~10.4
2. 表皮厚 mm	0.4	0.3	0.2	0.3	0.4	0.5	0.3
3. 中央瀝靑質混合物厚 mm	5.4	10.1	13.5	12.8	10.8	9.0	10.5
4. 單位面積重量 g/cm²	0.64	1.06	1.24	1.51	1.29	0.92	1.21
5. 比重	1.03	0.99	0.89	1.13	1.11	0.92	1.09
6. 吸水率 1 日 %	3.19	1.96	1.41	1.26	3.01	13.98	3.17
7 日 %	5 61	3.23	2.34	1.93	3.76	20.43	5.43
28 日 %	6.77	4.58	2.84	2.51	4.51	25.81	6.79
7. 狀態	良好	良好	良好	良好	良好	良好	良好
8. 瀝靑質混合物							
瀝靑 CCl_4 %	……	……	……	69.9	77.57	90.35	……
軟化點 R & B °C	93.6	95.0	……	> 125	113.5	……	97.5
耐荷試驗 mm							
25°C, 2.5 kg, 30 sec	3.39	3.45	1.96	2.84	3.87	3.25	3.17
9. 瀝靑	90.00	89.87	78.80	……	……	……	67.61
10. 瀝靑質混合物中の瀝靑以外の成分 %							
a. 植物性纖維	……	……	……	17	……	……	……
b. 鋸屑	……	……	……	83	……	……	……
c. コルク	……	……	100	……	……	……	……
d. 動物性纖維	……	……	……	……	……	……	……
e. 鑛物性物質	……	……	……	……	……	……	……
11. 瀝靑性質							
軟化點 R & B °C	……	106	……	115	118.5	108	92
針度 25°C, 100 g, 5 sec	……	23	……	17	……	……	15

〔備考〕 1) 中央に瀝靑質材料を含まざる動物性の纖維を挿入しありて、この爲吸水率特に大である。

第一表 エスラタイト試驗成績表 (2)

試料番號	839	840	841	845	1025	838	1014
試料名	C	C	C	C	C	D	D
産地或は製造所	東京	東京	東京	東京	東京	米國	米國
試料受入年月	6. 1. 20	6. 2. 20	6. 1. 20	6. 7. 15	6. 9. 16	6. 1. 20	6. 9. 2
試驗年月	6. 2. ×	6. 2. ×	6. 2. ×	6. 8. ×	6. 9. ×	6. 2. ×	6. 9. ×
1. 厚。平均 mm.	9.6	7.9	11. 1	10.3	8.3	14.2	20 .6
最大、最小 mm	10.8~8.5	8.6~7.4	11.8~10.0	10.6~10.0	10.5~7.0	14.3~14.1	20.8~20.3
2. 表皮厚 mm	0.5	0.3	0.6	0.6	0.2	0.6	1.1
3. 中央瀝青質混合物厚 mm	8.6	7.3	9.9	9.1	7.9	13.0	18.4
4. 單位面積重量 g/cm²	1.10	0.89	1.24	1.04	0.95	1.42	2.12
5. 比重	1.21	1.13	1.12	1.01	1.14	1.00	1.03
6. 吸水率 1 日 %	1.93	2.01	1.40	1.85	1.97	1.08	3.22
7 日 %	3.63	3.26	2.34	5.53	3.67	3.06	5.96
28 日 %	4.25	4.22	3.11	6.79		4.06	……
7. 狀態	良好	柔軟に過ぎ變形す	同左	良好	良好	良好	良好
8. 瀝青質混合物							
瀝青 CCl_4 . . . %	……	……	……	81.64	78.49	……	86.60
軟化點 R & B . °C	110.5	67.5	62.5	113	106	122.5	>125
耐荷試驗 . . . mm 25°C, 2.5 kg, 30 sec.	. 0.48	> 7.50	> 10.0	5.64	2.32	4.74	2.41
9. 瀝青	67.56	79.99	79.21	……	……	67.33	……
10. 瀝青質混合物中瀝青以外の成分 . . %							
a. 植物性纖維 . .	×	×	×	……	……	……	……
b. 鋸屑	×	……	……	……	……	27	57
c. コルク		……	……	……	……	73	43
d. 動物性纖維 . . .	×	……	……	……	……	……	……
e. 鑛物性物質 . . .	×	×	×	……	……	……	……
11. 瀝青性質					……	……	……
軟化點 R & B . . °C	108	66	63	115	105	……	110
針度 25°C 100 g, 5 sec . .	18	50	52	28	……	……	27

第二表　エラスタイト試驗成績最大最小

試　驗　項　目	最　小 A	最大 A	最　小 B	最大 B
1. 厚。平均 . . . . . mm	6.2	20.6	同左	同左
2. 表反厚 . . . . . mm	0.2	1.1	〃	〃
3. 瀝青質混合物厚 . . . . mm	5.4	18.4	〃	〃
4. 單位面積重量 . . . . g/cm²	0.64	2.12	〃	〃
5. 比重	0.89	1.13	〃	〃
6. 吸水率　1 日 . . . . . %	1.08	◎13.98	1.08	◎ 3.22
7 日 . . . . . %	1.93	◎20.43	1.93	◎ 5.96
28 日 . . . . . %	2.51	◎25.81	2.51	◎ 6.77
7. 瀝青含有量 . . . . . %	67.33	90.35	67.33	90.35
8. 瀝青質混合物。軟化點 . . °C	◎62.5	>125	◎93.6	>125
耐荷試驗 . . . . . mm	1.90	◎> 10	1.90	◎ 5.64
9. 瀝青。軟化點 . . . . . °C	◎63	118.5	◎92	118.5
針度 . . . . . 25°C	15	◎ 52	15	◎ 28

〔備考〕 1. 最小、最大Aは、上記第一表中に於ける最小、最大の數値をそのまゝ採りたるものにして、最小、最大Bは、第一表中にて不良品と見做さるべき No. 959B; No. 840, No. 841 を除きたるものにつきての最小、最大を採りたるものである。
A, B の數値中變化を生じたるものに、◎印を附してある。

〔備考〕 2. 第一表中の試驗は概略次の如き方法に依りて行ひたるものである。

(1) 比重。厚及單位面積當重量より算出す。

(2) 吸水率。長 10 cm, 幅 7 cm の供試體につき測定す。

(3) 瀝青質混合物中の瀝青。CCl_4 或は CS_2 にて、Soxhlet 裝置により抽出定量す

(4) 同軟化點。環球法によりて測定す。

(5) 同耐荷試驗。25°C に於て、斷面 0.0645 cm² の金棒に 2.5 kg の荷重を掛けたるものを、30秒間瀝青質混合物の表面に作用せしめ、棒の降下せる深さを mm にて表したるものである。

(6) 瀝青。表皮を附したるまま CCl_4 によりて抽出定量す。

(7) 瀝青質混合物中瀝青以外の成分。瀝青抽出後の殘留物につき適當なる方法(肉眼による撰別、水篩、灼熱、其の他)を以つて成分を分別定量す。非瀝青成分一定せるものに非るを以つて一定の方法を定め難し。

(8) 瀝青軟化點及針度。抽出瀝青(ベンゾールを用ふ)につき環球法により軟化點を、25°C, 100 g, 5 sec にて針度を測定す。

高田馬場簡易鋪裝の路床土質に關する試驗

內務技師　高　田　　昭

高田馬場簡易鋪裝は實地比較試驗を目的として、東京府道第二十二號放射路線中高田馬場驛及早稻田間に於て、昭和六年一月乃至三月間に施工したものである。道路は幅員 22 m にして歩道及之に接する車道の一部の鋪裝は既に完了し、僅かに中央幅 5.45 m の部分が未鋪裝として殘置されてゐた箇所を選び、延長 680 m に亘りて 19 區に分け、アスファルト、アスファルト乳劑、タール、ポルトランドセメントを用ひて 19 種の簡易鋪裝を施工して諸種の實地比較試驗を行つた。其の結果は別に報告されるが、本稿は試驗鋪裝の路床土質に關する試驗結果のみを選めて玆に報告したものである。

目　　次

一　緒言 1
二　試驗方法 3
三　試驗結果 6
1. 機械分析 6
2. 比重及含水量 7
3. 可塑性限界 8
4. 液狀限界 8
5. 可塑性指數 9
6. 收縮限界 9
7. 收縮比 10
8. 遠心力含水等量 10
9. 野外含水等量 10
10. 泥及粘土の含有量と物理的性質との關係 11
四　要約 11

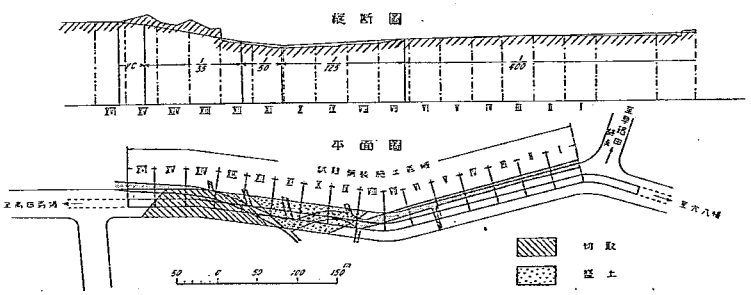
一　緒　言

高田馬場簡易鋪裝試驗道路は東京山手の一部に當る臺地上に位してゐる。其の附近一帶の地質を見るに最上部は赤土層、其の下に粘土及砂礫層あり、更に其の下には粘土及粘

土質砂等より成る第三紀層がある。赤土層は最も厚い箇所では約 8 m に及ぶも新道路敷は在來道路、住宅地或は地山に多少の切取若しくは盛土を施して計畫基面に仕上けたものであるから、基面以下の赤土層の厚さには所によつて相當に相違があり、大體に於ては早稻田寄りに於て薄く高田馬場驛寄りの阪路附近に於て最も厚いようである。

一般に東京山手の上層を占める赤土は極めて空隙に富み容積に於て 70% 內外の空隙率を有し且孔隙も亦相當大であるから水の滲透抵抗に乏しく、從て地表に在つては雨水其他の地表水を容易に滲透せしむる特性を有してゐる。併し乍ら赤土層の下位には粘土層があつて滲透水を阻止して地下水となすから赤土層の薄い所若しくは此の地下水位の高い所では雨後には地下水面が地表に接する樣になることがある。又以前に何等かの用に供してゐた爲め地表が非常に締め固められてゐる樣な箇所に赤土の盛土を相當厚く施した所、或は之れを新道の一部に取り入れた所では局部的に水溜りの樣なものを生ずることがある。第一圖は新道施工に當り在來地表に約 20 cm 以上の切盛土工を施した箇所竝に相互の關係を示したものである。卽高田馬場驛に向つて道路は登り勾配となつて居り且地形は其の左側が高くて右側に向つて下つてゐる、從つて第 I 乃至 第 VIII 區間の如く在來道路が右側に在る所、或は第 XIII, XIV 區間の如く地山の裾を切取つた所では滲透水が多少遮斷される傾向があるから、路床の含有水量に多少の影響を及ぼす場合があるかも知れぬ。殊に第 IX, X 區の如く在來道路が右側に在り且其の上に盛土を施した箇所では他區に比し最も水の影響を受け易い位置に在るものと考へられる。

路床の性質も單に地質上同一の赤土層より成るといふ點のみを以て同一であると斷ずることは出來ない。何となれば本區域の路床には在來道路其他の用に供せられてゐた箇所もあり、又新たに赤土層に迄切込みたる箇所或は多少盛土を施したる箇所の 3 種あり、其



第一圖　試驗鋪裝施行區域と在來道路竝に地形との關係

の相違も地表より下僅か 50 cm 以内の部分に限られてはゐるが簡易鋪裝の如く直接路床の性質及其の狀態に影響されるものに在つては之れを等閑に附し難い場合がある。殊に第一圖に示す如く在來道路に對する切盛關係が一定してゐない場合には更に複雜なる影響を及ぼさないとも斷じ難い。

路床土壤の物理的性質と鋪裝との關係に就ては未だ確定的理論に乏しく、從つて如何なる性質を如何なる方法に據つて研究するを可とすべきかは今後の研究に待つべきもの多々あるが、本試驗鋪裝施工に當り今後に於ける鋪裝の損傷其他に關する考察上の資料ともなし又路床土壤研究上の參考に供する爲め次に記す樣な物理的試驗を施行した。殊に本試驗は本邦に於て始めて試みられた實地試驗であるから、此の意味に於て試驗鋪裝工事中竝に其後判明した事實に對しては無關係に、卽其の結果に對しては殆と無智なる立場に於て試驗を行ひ且其の結果に對する考察を試みたものである。從つて彼我の試驗結果に於て必ずしも符合せない點があるかも知れぬが此の種の研究を向上せしむる一方便と考へ敢へて茲に別稿として報告したのである。

二　試驗方法

(1)　試料の採取

路床土壤の試料は第一圖に示す如く全區間中、第 I～XVI 區に亘り各區の中央路心附近の路床を鶴嘴を用ひて掘り、地表下約 30 cm 迄の上表部の土壤を採取し之れを金屬製容器に密封して當試驗所へ送附した。但試料中 1a, 1c, 2a は表土、1b, 2b は表土薄く僅か 20 cm 內外に過ぎない爲め特に其の下位に在る赤土を採取したものである。

(2)　試料の準備

試料を空氣爐に入れ 100°C を超えない溫度で乾燥した後、乳鉢に入れゴムを冠せた棒にて輕く押し潰して礫と微粒物とを分離せしめた後、$\frac{1}{4}$ 吋目篩で篩分け、次に之れを通過したものを更に押し潰して 10 番篩にかけ、之れを通過したものに就いて次の諸試驗を行ふ。

(3)　機械分析

機械分析法には種々あるが今回の試驗には次の如き方法を用ひた。

試料準備に當り 10 番篩に殘留したものは總べて其の大さに應じて所要の篩を用ひて篩分け其の結果は全試料の重量百分率で表はし、又 10 番篩を通過したものに對しては次

の如くにして分析を行ふ。

試料約 50 g を空氣爐に入れて 100°C を越えない溫度で一定重量となる迄乾燥し、次に之れを乾燥器内で冷却せしめた後秤量し、次に之れをビーカーに移して水約 500 cc を加へ、之れを徐々に加熱して1時間後に殆ど沸騰點に近い溫度に迄達せしめる。然る後に之れを室内に放置して冷却せしめた後ビーカーの底より 3 cm 迄の部分を殘し夫れ以上に在る液を他の容器に注瀉す。ビーカーの底に殘留してゐるものに更に 0.2% のアムモニア水を深さ 11 cm に達する迄加へて暫時攪拌した後 8 分間靜置し水面よりの深さ 8 cm に至る液を他の容器に注瀉す。再びアムモニア水を加へて攪拌し8分間靜置せしめた後注瀉を行ふこと前回の如くになし、水面より深さ 8 cm に至る水が混濁を呈せざるに至る迄此の操作を反復する。斯くしてビーカーの底に殘留するものを 20, 30, 40, 50, 80, 100, 200番篩を用ひて水中にて篩分けた後各々を乾燥し、重量百分率を以て其の結果を表はす。但 200 番篩を通過したものを淤泥とし、又注瀉液中に混つて流出したものは總べて之れを粘土とする。

(4) 可塑性限界

可塑性とは其の容積を變へることなく唯其の形狀を任意に且恒久的に變へ得る性質を謂ひ、此の性質を保持するに必要なる最小限度の水量を可塑性限界と呼ぶ。

試料約 15 g に水を加へて適度の可塑性を有せしめたものを圓子狀となして硝子板上に置き掌で輕く之れを壓しつゝ輾轉して絲狀となすと同時に水分を漸次減少せしめ其徑が 3 mm 迄細くなれば之れを中央より折り重ねて更に輾轉せしむ。斯樣の操作を反復して遂に土が最早や絲狀を呈し得ずして片々に壞れんとするに至れば直ちに其の重量を秤り、次に乾燥して含水量を測定し、之れを試料の乾燥重量に對する百分率で表はしたものを可塑性限界とする。

(5) 液狀限界

土が液狀を呈する最小限度の水量、卽一般には可塑性狀態より液體狀に遷移する時の水量を土の乾燥重量に對する百分率で表はしたものを液狀限界と呼ぶ。

試料約 30 g を直徑約 11 cm の丸底蒸發皿に入れ、之れに水を加へて適度の軟さとした後其の表面を平坦に均して底に於ける厚さを約 1 cm となし、次に其の中央を橫斷して口徑約 13 mm, 底幅 2 mm の溝を穿ちて試料を二等分し片手の掌を溝に竝行ならしめて皿の緣に當て之れと正反對側を他の手を以て輕く水平方向に 10 回叩く。土の含有する水量が適度ならば皿を前記の如くに叩いた結果土が兩側より中央の溝底に向つて流動し溝

の下底に於て高さ約 1 mm 迄接着するに至る。斯様な場合の水量を液狀限界となし試料の乾燥重量に對する百分率で其の結果を表はす。

(6) 可塑性指數

液狀限界と可塑性限界との差を可塑性指數と呼ぶ、卽可塑性を有する範圍を水量的に表はしたものである。但砂の如き可塑性を有しないものでは常に可塑性指數を零とする。

(7) 收縮限界及收縮比

試料約 30 g を蒸發皿に入れ、之れに水を加へて飽和せしめ充分捏ね混ぜた後之れを直徑 4.5 cm、高 1.2 cm の平底圓形硝子皿に詰め其の表面を瓦にて均して直ちに秤量し、之れを約 20 時間室內に靜置して乾燥收縮せしめた後空氣爐に入れて 110°C 以下の溫度で充分乾燥し次に秤量して含水量を求む。次に試料を詰めた硝子皿に水銀を充し之れに硝子板を押し當てゝ餘分の水銀を溢出せしめ、其の重量及其の時の溫度に相當する比重を以て容積を計算し、之れを以て曩に成形した供試體の容積とする。

乾燥收縮した供試體の容積の測定には直徑約 5.5 cm、高約 2.5 cm の平底圓形硝子皿及硝子の小突起 3 個を附けた硝子板を用ひ、先づ皿に水銀を滿した後其の上に硝子板を當て餘分の水銀を排除し、次に此の內に供試體を入れ之れに硝子板の小突起を當て靜かに水銀中に押し込み硝子板で蓋を施せば供試體の容積に等しい量の水銀は皿外へ溢出す。從つて之れを秤量して其の容積を算出する。

收縮限界とは土が水分を失ふに從ひ次第に容積を縮小するが或る程度に至れば收縮作用は事實上停止すると考へられる、其の時の含水量を試料の乾燥重量に對する百分率で表はしたものである。卽含水量が收縮限界を越えた場合には其の量に應じて直線的關係を以て容積に變化を與へるが、此の限界を降るときには單に水と空氣とが置換されるに止まり容積には事實上變化を與へないと假定したものである。而して水を飽和する土は一般に暗色を帶びて居るが、此の限界より降ると淡色に變化する。

收縮限界は次の如くにして求める。供試體が w % の水を含むときの容積を V (cc) とし之れを完全に乾燥した後の容積を V_0 (cc) とすれば、容積の變化は $V-V_0$ である。此の變化の起つた間に水の減少した量を重量關係で示せば

$$\frac{wW_0}{100}-\frac{SW_0}{100}=\frac{W_0(w-S)}{100}$$

但 W_0 は供試體の乾燥重量 (g)、S は收縮限界 (%) である。

故に水の比重を 1 とすれば水の容積變化は其の重量變化に等しいから

$$W_0(w-S)=(V-V_0)\times 100 \qquad 卽 \quad w-S=\frac{V-V_0}{W_0}\times 100$$

故に　$S=w-\frac{V-V_0}{W_0}\times 100$

收縮比とは含水量の變化に對する土の容積の變化する割合を云ふ。卽之等の變化を百分率で示せば容積の變化は $\frac{V-V_0}{V_0}\times 100$、含水量が試料の容積に變化を及ほすのは收縮限界 ($S\%$) 以上のものであるから含水量の變化は $w-S$、從つて收縮比を R とすれば

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

卽收縮比は一面に於て見掛の比重と同意味を有するものである。

(8) 遠心力含水等量

水を飽和してゐる土に對して重力の 1,000 倍に相當する遠心力を 1 時間作用せしめた後尙は保有する水量を試料の乾燥重量に對する百分率で表はしたものを遠心力含水等量と謂ふ。

試料 5 g を採り底に濾紙を挿んだグーチ坩堝に入れた後其の底を水中に漬けて試料に水を充分に含有せしめ、更に之れを濕潤槽內に 12 時間以上入れて水を完全に飽和せしめた後、遠心分離機に取付け試料の重心に作用する遠心力を重力の 1,000 倍に等しからしめたる速さを以て 1 時間廻轉せしむ。然る後其の含有する水量竝に試料の重量を秤り、重量百分率で表はした水量を以て其の結果とする。

(9) 野外含水等量

試料約 50 g を口徑約 11 cm の蒸發皿に入れ先づビユレットより少量の水を滴下して匙、篦の類で充分捏ね混ぜた後其の表面を均らす。次に極少量の水を滴下し水が全部試料內に吸ひ込まれたならば再び捏ね混ぜて表面を均した後更に水を滴下せしむ。此の操作を反復するときには最初の間は水が試料內へ速かに吸ひ込まれるが飽和狀態に近づくに從ひ次第に遲くなり、遂には表面に水が滯溜して所謂水光りを呈するに至る。然る時は試料の重量を秤り、次に之れを乾燥せしめた後の重量を秤つて含有水量を求め之れを重量百分率で表はしたものを野外含水等量とする。

三　試驗結果

(1) 機械分析

路床上には一帶に所謂衣土と呼ばれる砂利交り土を敷均してあり、殊に道路を三分し

て其の兩側は既に鋪裝濟みである關係上其の施工當時の材料も亦多少混合してゐる所もあるから相當に切取りを施した區域に在つても純粋な赤土の露出して居る所はない。此の點に於ては路床としての缺點の一部が多少償はれてゐる譯である。

機械分析の結果は第一表に示す通りである、又第二表は大さ 2 mm 以上のものを除外した場合の割合を示す。東京山手赤土は其の約 90% を泥及粘土で占められて居り、本區域に在つても試料 1b, 2b は路床の上表より約 20 cm 下の所に赤土が接近して存在する爲め特に之れを採取したもので、其の分析の結果を見るに泥及粘土は 1b に於ては 91%、2b に於ては 85% である如く極めて多量に含まれてゐる。それに反し其他の區域に在つては大體 50～60% は砂又は砂利で占められて居る。併し乍ら一般的に之れを見るときには優良なる路床としては尚ほ泥及粘土の量が多過ぎる缺點があるのは看過し難い事實である。殊に第 II, IV 區に於ては特に此の缺點が大であるから施工に際し水の使用上最も注意を要すべき箇所であると考へられる。

(2) 比重及含水量

比重は第三表に示す通りで各試料共に著しい差異はないが、一般に赤土の比重は小さく粗粒物を多量含有するに從ひ大となる傾向がある。併し其の含水量に於て見る如く試料 1b, 2b の如き殆ど純粋に近い赤土は極めて多量の水を含有し、且其の比重は小である。此の事實は既に報告 (*) した通り赤土の本質に基づくものであるから、比重を機械分析結果と比較すれば明かに赤土以外のものの含有量の多少に關係を有することが判る。然るに之れと含水量との間に於ける關係が或る程度迄一致するものと然らざるものとがある。元來含水量は天候其他諸種の事由で變化するから之れを同一條件の下で取扱ふことを許されない場合もあるが、此の結果の示す如く試料 1b 及 2b の如きは先づ別とするも 2a, 4, 7, 9, 13 の如きは約 50% 以上の水を含有して居る。

此の事實は組成分以外の關係に於て水を特に含み易い狀態に在ることを示すものであると考へざるを得ない。殊に之等は孰れも可塑性限界を越えてゐるのみならず、試料 4, 7, 13 の如きは液狀限界を超えてゐる。夫れにも拘らず流動性を現はさないのは實に赤土特有なる組織に原因するもので、萬一之れに不適當なる壓壓其他の施工を行つて組織を破壞せしむることがあれば鋪裝工施行に際して相當の支障を與へるのみならず、仮令組織を破壞せしめなくとも凍結による被害が顯著となる虞れがある。

(*) 土木試驗所報告、第二十號「東京山手赤土の彈性的性質に關する試驗」。

(3) 可塑性限界

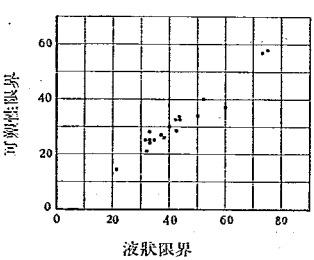
可塑性は粘着力を有する土の示す性質であるから淤泥及粘土を含まない砂には此の性質が無い。可塑性限界は前記の如き方法で求めた場合の水量であるから實際上可塑性を有する最少限度の水量を意味するものである。本試驗の結果は第三表に示す如く試料 1b, 2b に於て最大で試料 9, 13 は之れに次ぎ他は孰れも 35% 以下である。

一般に可塑性限界は淤泥及粘土の如き粘着力に富むものを多量含む程大なる値を示すから此の意味に於て路床土壤の物理的性質を考察する場合の參考となるのみならず、液狀限界及可塑性指數と共に比較するときには更に重要な意義を有するものとなる。

(4) 液狀限界

土が含水量を增して流動性を呈するに至る原因としては次の如き二つの場合に分けて考へねばならぬ。卽著しく內部摩擦力に富み粘着力が比較的小さい土の場合と、之れと正反對なる土の場合とである。今回の試料の如きは勿論第二の場合に相當するもので、其の含有する砂及砂利の量が機械分析結果に示す様な少量のものでは其の存在は土全體に對して單に輕微なる內部摩擦力を與へるに止まり、其の大部分の性質は粘着力を有する物質によつて支配されるから斯様な土が液狀を呈する場合は卽其の粘着力が事實上消失した場合とし、斯様な狀態を呈する最小限度の水量を液狀限界と考へるのである。從て粘着力を有する土の物理的性質が水の作用によつて變化すると考へられる範圍內に在つては、其の作用は液狀限界以內の水量を含む場合に限つて考察し得ると共に此の限界の大小は一般の物理的性質に對し相當基礎的條件を與へるものである。

第二圖は液狀限界と可塑性限界との關係を示すもので極めて密接な關係を有することが知られる。斯様な關係が總ゆる土の間にも成立するか否かは目下別に研究中であるが、少くとも本試驗の結果に於て認められる如く其の本體である處の土が同一の赤土であつて之れに混入してゐる砂の形狀、粒度、量等が其の物理的性質に變化を與へてゐる様な場合には第二圖に示す様な關係が成立する。而して東京山手赤土に在つても之れに砂及粗粒材を混加すれば其の欠點とする性質を或る程度迄改良し得ることは經驗上に於ても明かであると同時に、本試驗の結果に於ても其の一端が窺はれるのである。



第二圖　液狀限界と可塑性限界との關係

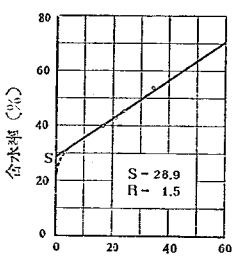
(5) 可塑性指數

可塑性限界は含水量が少ない爲めに土粒子が殆ど粘着力を失つた場合であり、液狀限界は含水量が過剩となつた爲めに粘着力が事實上零となつた場合であるから、其の差、卽可塑性指數は可塑性を有する範圍又は其の原因が主として粘着力に在るものと假定すれば粘着力の作用する範圍を水量的に表はしたものである。從て此の指數の大なるもの程水による影響の大なることを示す。

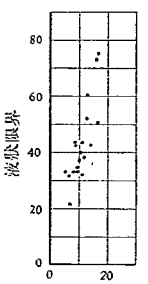
試料 1b, 2b, 4 の如きは 16% 以上を示し、他のものの多くは 12% 以下を示すに比すれば之等兩者を同等のものと視ることは出來ない。液狀限界との關係は第四圖に示す通りで本試驗の結果のみでは相互の關係を確立さすことは出來ないが、少くとも液狀限界を低下さすに從ひ可塑性指數も亦或る程度に迄引き下げ得ることが知られる。

(6) 收縮限界

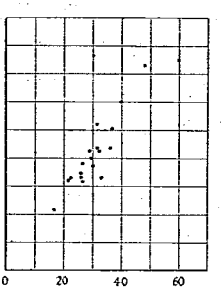
收縮限界は前記の如き意味のものであるが、含水量の減少と容積の變化との關係を逐次的に求めると第三圖に示す如く、含水量が收縮限界に近づくに從ひ破線を以て示す様な曲線的變化をする。併し收縮限界は之等の關係が常に直線的であるとの假定に基づくものであつて、曲線的變化は單に水と空氣とが置換する場合に生ずる作用に因るもので、實際上路床では斯様な狀態に迄達着することは先づないと考へられる。第三圖は試料 1a に就いて含水量を 4 種に分け前記の方法に據つて試驗して收縮限界 (S) を求めた結果を示したもので、前述の如き假定の下では其の結果は常に一定して居る。



第 三 圖



第 四 圖



第 五 圖

收縮限界は第三表に於て見る如く可塑性限界に略ゝ等しい値を示して居る。從て液狀限界との間には第五圖に示す如く相當に密接な關係を有して居る。斯様な關係は如何なる

土に於ても存在して居るものではなく、全く遇然の一致であつて、此の點に於ては路床として必要なる條件の一を滿足して居るものと考へられる。

(7) 收縮比

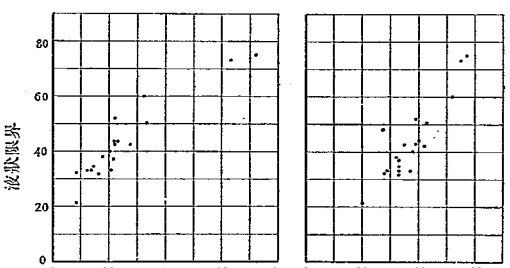
收縮比は前述の如くに收縮限界以上の水量に於ける含水量の變化に對し容積の變化する割合を表はしたものである。第三表に示した結果に於て明かである如く試料 1b, 2a, 2b, 4 の如きは孰れも收縮比小さく 1.2 以下であるが、試料 6, 8, 10, 16 の如きは 1.6～1.7 であつて比重に於ては前者と大差なきにも拘らず、收縮比に於ては相當大なる相違を示して居るのは畢竟空隙の多寡に原因して居るものと推定することが出來る。

(8) 遠心力含水等量

此の試驗中に作用する遠心力を靜壓力に換算すれば約 2 kg/cm² に相當する。試料は此の壓力の爲めに次第に壓縮されて水分の流出に對する抵抗及毛管作用を增す樣になる。從つて其の結果は主として透水性の大小を判別する資料となる。試驗結果は第三表に示す如く淤泥及粘土の最大なるものは何れも大なる含水等量を示す、從つて液狀限界との間にも第六圖に示すが如き關係がある。

(9) 野外含水等量

此の試驗方法には相當に不備の點があるから其の結果に對する批判には多少の手加減を要する場合がある。併し其の目的とする處は水の吸收性の大小に在つて之れが土の透水性と空隙量とによつて影響を受ける程度を比較するに役だつものである。米國に於ては路床の野外試驗として此の野外含水等量及簡單なる方法で線收縮率を求め、前者に相當する水量を含む土の線收縮率が 5% 以下なる土を以て良好なる路床土壤としてゐる。本試驗の結果に依れば線收縮率は計算の結果孰れも 5% 以內に在るから單に水の爲めに其の容積が膨脹又は收縮すると考へる範圍內に在つては別に考慮する必要がない故玆には特に記述する要もない。



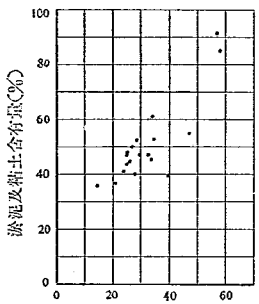
第 六 圖　　第 七 圖

本試驗の結果は第三表に示す如く又液狀限界との關係を示せば第七圖の如く前揭の諸

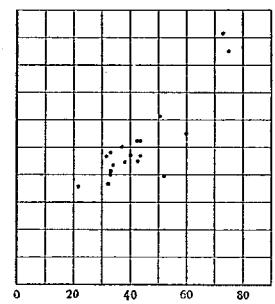
結果と同樣に直線的に近い關係を示して居る。

(10) 淤泥及粘土の含有量と物理的性質との關係

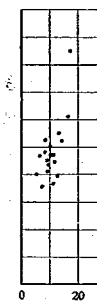
前述の如く各試驗結果は孰れも淤泥及粘土の量に相當密接な關係の有ることを示してゐる。之等の間の關係を檢するに單に粘土の量のみでは諸性質との間に整然たる關係を見



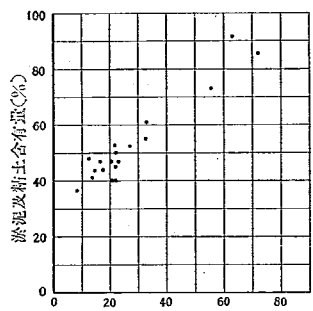
第八圖



第九圖



第十圖



第十一圖

出し得ないが、淤泥及粘土の總量との間には第八乃至十一圖に示す如く可塑性限界、液狀限界、可塑性指數及遠心力含水等量との間には略々直線に近い關係の存することが窺はれる。斯樣な關係は既述の如く赤土が共通の本體となつて居るから成立するのであるが、之れに混合してゐる砂其他のものも種類及量に於て必ずしも同一でないから總べてが整然たる關係を示して居ない。之れが本試驗の如く相當多岐に亘り且手數を要する數種の試驗を行ふ必要を生ずる所以である。

四　要　約

本試驗の結果求め得た處のものを要約すれば大體次の如くなる。

1) 路床土壤の物理的性質を考察する場合には其の地質的關係を充分明かならしめる

と同時に新設若くは幅員擴張道路に在つては在來道路との位置的關係及地山の切取、盛土等に就いても充分に其の影響を考慮する要がある。

2) 鋪裝施工時に於ける路床の含水量が液狀限界に比して大なる場合があるから斯樣な場合には其の理由を鮮明ならしむると同時に之れに依つて受くる影響の範圍を豫め研究する必要がある。

3) 試驗道路路床は東京山手赤土が本體となり、之れに砂其他のものが諸種の割合で混入して居たに過ぎないから、其の物理的性質の間には相當密接なる關係が存在するのみならず之等の性質は赤土の含有量の多少によつて著しく變つて居る。

4) 東京山手赤土には之れに砂、砂利等を適當に混合すれば或る程度迄其の性質を改良し得る見込があるものの如くである。

5) 以上の意味に於て試驗道路々床より採取した試料の試驗結果を比較すれば第 II, IV, VII, IX, XIII 區のものは明かに指摘し得る缺點を有して居る。(終)

第一表　機械分析結果（大さ mm）

試料番號	50～以上	50～19	19～12.7	12.7～6.4	6.4～2.0	2.0～0.84	0.84～0.59	0.59～0.42	0.42～0.297	0.297～0.177	0.177～0.149	0.149～0.074	淤泥	粘土
1a	—	—	—	2.08	2.50	3.63	2.67	4.31	9.81	14.66	3.80	6.60	15.02	34.92
1b	—	—	—	—	0.48	0.36	0.26	0.56	0.88	1.83	1.05	3.34	28.76	62.48
1c	22.08	14.94	9.52	6.93	6.93	1.90	2.06	2.19	2.85	6.43	1.78	2.65	7.53	12.21
2a	—	—	—	3.65	1.83	0.83	1.02	1.19	2.59	7.73	3.69	8.64	19.57	49.26
2b	—	—	—	—	—	0.40	0.44	0.64	1.32	4.44	2.40	5.04	50.40	34.92
3	—	17.05	18.45	15.11	11.25	2.10	2.33	2.11	3.35	8.07	1.95	2.92	5.46	9.85
4	—	10.32	—	5.90	5.31	2.06	2.46	2.62	4.27	9.29	3.12	6.64	14.31	33.70
5	14.45	9.01	11.63	13.32	10.32	3.46	3.18	2.08	3.15	6.01	1.76	3.62	5.10	12.91
6	19.49	13.49	3.85	6.64	6.85	3.01	4.10	3.95	5.81	9.51	1.75	3.29	5.21	13.05
7	—	8.09	6.07	11.91	14.38	4.28	3.68	3.95	5.06	8.15	2.26	5.47	8.42	18.28
8	29.62	18.50	8.48	13.78	6.95	2.15	1.57	1.00	1.41	2.62	0.80	2.21	3.54	7.37
9	—	—	6.98	9.23	13.22	5.93	5.50	3.98	5.93	10.56	3.25	7.58	11.66	16.18
10	19.07	16.69	4.90	14.30	10.60	2.91	2.08	1.58	2.13	4.81	1.34	3.47	5.66	10.46
11	14.08	13.94	9.65	10.46	8.85	2.72	2.75	2.21	3.56	7.68	1.49	3.82	5.53	13.26
12	18.87	4.87	14.47	8.65	11.01	3.01	2.44	1.70	2.52	6.66	1.75	4.26	5.94	13.85
13	—	—	8.33	13.43	13.66	3.23	2.63	2.82	3.84	7.40	2.47	6.59	11.19	24.41
14	4.94	5.62	17.55	11.41	11.93	2.51	3.05	2.61	3.56	7.10	1.88	5.02	7.27	15.55
15	—	10.79	6.52	6.97	8.31	2.44	2.60	2.20	4.46	11.21	2.80	6.00	9.29	26.41
16	—	11.81	11.00	11.33	15.37	3.85	3.68	3.11	4.15	7.44	2.29	5.27	6.93	13.77

第 二 表

大さ 2mm 以上のものを除きたる試料の機械分析結果（大さ mm）

試料番號	2.0～0.84	0.84～0.59	0.59～0.42	0.42～0.297	0.297～0.177	0.177～0.149	0.149～0.074	淘泥	粘土
1a	3.80	2.80	4.52	10.28	15.36	3.98	6.92	15.74	36.60
1b	0.36	0.26	0.56	0.88	1.84	1.06	3.36	28.90	62.78
1c	4.80	5.20	5.53	7.20	16.24	4.50	6.69	19.01	30.83
2a	0.88	1.08	1.26	2.74	8.18	3.90	9.14	20.70	52.12
2b	0.40	0.44	0.64	1.32	4.44	2.40	5.04	50.40	34.92
3	5.51	6.11	5.53	8.78	21.16	5.11	7.66	14.32	25.82
4	2.63	3.13	3.34	5.44	11.84	3.98	8.46	18.24	42.94
5	8.38	7.71	5.04	7.63	14.56	4.27	8.77	12.36	31.28
6	6.06	8.25	7.95	11.70	19.14	3.52	6.62	10.49	26.27
7	7.19	6.18	6.63	8.50	13.69	3.79	9.18	14.14	30.70
8	9.48	6.92	4.41	6.22	11.56	3.53	9.75	15.62	32.51
9	8.40	7.80	5.64	8.40	14.96	4.61	10.74	16.52	22.93
10	8.45	6.04	4.59	6.18	13.97	3.89	10.07	16.44	30.37
11	6.32	6.39	5.14	8.28	17.85	3.46	8.88	12.85	30.83
12	7.15	5.79	4.04	5.98	15.81	4.15	10.11	14.10	32.87
13	5.00	4.07	4.37	5.95	11.46	3.82	10.20	17.33	37.80
14	5.17	6.28	5.38	7.33	14.62	3.87	10.34	14.98	32.03
15	3.62	3.86	3.26	6.62	16.63	4.15	8.90	13.78	39.18
16	7.62	7.28	6.16	8.22	14.74	4.53	10.44	13.73	27.28

第 三 表 物理的試驗結果

試料番號	比重	含水量	可塑性限界	液狀限界	可塑性指數	收縮		含水等量	
						限界	比	遠心力	野外
		%	%	%	%	%		%	%
1a	2.46	44.9	28.5	42.5	14.0	28.9	1.5	27.2	35
1b	2.31	82.1	56.9	73.0	16.1	47.9	1.1	63.3	55
1c	2.42	23.2	27.2	37.2	10.0	30.1	1.5	21.9	33
2a	2.33	82.5	—	—	—	45.4	1.1	55.5	—
2b	2.27	107.9	58.2	75.1	16.9	59.4	1.0	72.3	57
3	2.51	27.1	27.8	33.0	5.2	33.1	1.4	20.9	37
4	2.34	58.8	34.1	50.5	16.4	36.5	1.2	33.3	43
5	2.49	26.5	26.2	37.9	11.7	26.7	1.5	17.8	32
6	2.50	13.7	20.8	32.0	11.2	21.5	1.7	8.6	28
7	2.50	52.2	33.6	42.4	8.8	32.2	1.4	22.1	42
8	2.54	22.0	24.9	33.0	8.1	22.3	1.7	12.7	29
9	2.52	49.1	39.7	52.1	12.4	31.6	1.4	22.0	39
10	2.51	16.4	25.1	31.6	6.5	26.4	1.6	16.7	33
11	2.56	18.2	25.2	34.6	9.4	26.0	1.5	14.5	33
12	2.44	24.5	29.6	39.9	10.3	29.5	1.5	20.5	38
13	2.40	66.2	47.3	60.1	12.8	39.7	1.3	32.5	52
14	2.46	35.7	32.7	43.7	11.0	36.2	1.4	23.1	40
15	2.42	31.1	34.6	43.2	8.6	31.3	1.5	21.8	39
16	2.46	24.7	23.8	32.9	9.1	25.9	1.6	13.5	33

基礎の沈下量算定法（第二）

松　村　孫　治

目　　次

I　緒言 125
II　圓形載荷面に一様なる垂直荷重の作用する場合の沈下量 126
III　計算例 130
1）下部に硬地層の存在する場合 130
2）下部に軟地層の存在する場合 132
3）ポアソン比の影響 133

I. 緒　　言

前號に發表せし基礎の沈下量算定法（第一）に於ては、地中に全く變形せざる硬地層の存在する場合及び液體に近き力學的性質を有する地層―例へば泥土の如き地層―が存在する場合を取扱ひたるが、更に實在の可能性多き他の場合に對して基礎の沈下量に及ぼす下層地盤の力學的性質の變化の影響を算定する必要あり。仍て本文に於ては彈性率を異にする二地層より成る地盤をとり、載荷面積の大さ、上部地層の厚さ、上下兩地層の彈性率の變化等の沈下量に及ぼす影響を算定せり。

素より實際の地盤は極めて複雜なるを以て彈性率を異にする二地層より成る場合も實在する事は稀なるも、硬地層はこの特別の場合なるを以て、前號に發表せし場合に比すれば適用範圍の著しく增大するは明かなり。加之今日に於ては實際に存在する複雜なる地盤にその儘適用し得る計算法を求むる事の全く不可能なるは何人も否定し得ざる所なるを以て、地盤に簡單なる性質を附與し夫れより得たる結果を複雜なる實在地盤に適用して、その沈下量を推定するは止むを得ざる手段なりと信ず。

本文に於ては計算を圓形基礎のみに止めたるも、先に發表せし如くその地盤の彈性率の變化による補正値は又正形、矩形等にも近似的に適用し得るを以て本文に計算せし範圍にありては、實用上圓形基礎の値を用ふるも著しき誤差を生ぜざるべし。尙地盤の力學的性質等に就ては前號に發表せしものゝ參照を乞ふ。

本研究は曩に發表せし基礎沈下量算定の續編にして數學的計算は可成り複雜なるを以て唯その結果を掲ぐるに止め、且計算の結果を圖表に示して使用に便にせり。

II. 圓形載荷面に一樣なる垂直荷重の作用する場合の沈下量

本文中の記號は次の如し。

a 載荷面積の半徑

p_0 單位面積當りの垂直荷重

E_1 上部地層の彈性率

E_2 下部 ,, ,,

σ_1 上部地層のポアソン比

σ_2 下部 ,, ,,

W_0 彈性係數一樣なる地盤の基礎中央の沈下量

W_1 地表面下 h なる深さに力學的性質を異にする地層が存在する場合の基礎中央の沈下量

W' 上下兩地層が境界面にて自由に滑動し得る場合の基礎中央の沈下量

h 上部地層の深さ

$$\varepsilon=\frac{1+\sigma_1}{1+\sigma_2}\frac{E_2}{E_1}$$

W_1 は上部地層が境界面に於て滑動せずと假定して求めたり。

W_0, W_1 の値は次式の如し。

$$W_0=\frac{2(1-\sigma_1^2)}{E_1}p_0a \qquad \cdots\cdots(1)$$

$$W_1=\frac{2(1-\sigma_1^2)}{E_1}p_0a\left\{1-\int_0^\infty\frac{\beta(x)}{\alpha(x)}\frac{J_1\left(\frac{a}{h}x\right)e^{-x}}{x}dx\right\} \qquad \cdots\cdots(2)$$

茲に

$$\alpha(x)=(3-4\sigma_2)(\sinh^2x-x^2)+\varepsilon\left\{8(1-\sigma_1)(1-\sigma_2)\sinh x\cosh x+2(1-2\sigma_1)(1-2\sigma_2)\sinh^2x+2(1-2\sigma_2)x^2\right\}+\varepsilon^3\left\{4(1-\sigma_1)\cosh^2x+2(1-2\sigma_2)\sinh^2x+x^2\right\}$$

$$\beta(x)=-(3-4\sigma_2)\left\{\sinh x+x(1+x)(\sinh x+\cosh x)\right\}+\varepsilon\left\{4(1-\sigma_1)(1-\sigma_2)(\sinh x-\cosh x)-2(1-\sigma_1)(1-2\sigma_2)\sinh x+2(1-2\sigma_2)x(\sinh x+\cosh x)+2(1-2\sigma_2)x^2(\sinh x+\cosh x)\right\}+\varepsilon^2\left\{4(1-\sigma_1)^2\cosh x+(1-2\sigma_1)^2\sinh x+x(1+x)(\sinh x+\cosh x)\right\}$$

(2) 式の第二項が地中の彈性係數を異にする地層の影響を示し、一般に此等の値を計算

するは頗る煩雑なるのみならずポアソン比の及ぼす影響は一般には余り大ならざるを以て、本計算には $\sigma_1=\sigma_2=0$, $\sigma_1=\sigma_2=0.5$ の兩場合のみに止めたるも、實用上の目的には此程度の計算にて充分なり。$\sigma_1=\sigma_2=0$ に對する第二項の値を S_1, $\sigma_1=\sigma_2=0.5$ に對するものを S_2 とすれば夫々次式を以て表はさる。

$$\left.\begin{aligned} S_1&=\int_0^\infty -\frac{3\{\sinh x+x(1+x)e^x\}+2\varepsilon\{x(1+x)e^x-2e^{-x}-\sinh x\}}{3(\sinh^2x-x^2)+2\varepsilon(4\sinh x\cosh x+\sinh^2x+x^2)} \\ &\qquad +\frac{\varepsilon^2\{4\cosh x+x(1+x)e^x\}}{+\varepsilon^2(4\cosh^2x-\sinh^2x+x^2)}\frac{J_1\left(x\frac{a}{h}\right)}{x}e^{-x}dx \\ S_2&=\int_0^\infty -\frac{\{\sinh x+x(1+x)e^x\}-\varepsilon e^{-x}+\varepsilon^2\{\cosh x+x(1+x)e^x\}}{(\sinh^2x-x^2)+2\varepsilon\sinh x\cosh x+\varepsilon^2(\cosh^2x+x^2)}\frac{J_1\left(x\frac{a}{h}\right)}{x}e^{-x}dx \end{aligned}\right\}(3)$$

S_1 の値は第一表及び附圖第一 (a), (b), S_2 の値は第二表及び附圖第二 (a), (b) に示すが如し。

第一表　S_1 の値

a/h	0.1	0.5	0.8	1.0	1.5	2.0
∞	0.06	0.30	0.44	0.51	0.66	0.75
10.00	0.05	0.25	0.38	0.45	0.59	0.67
4.00	0.05	0.25	0.30	0.36	0.48	0.55
2.00	0.03	0.13	0.19	0.23	0.30	0.34
1.50	0.02	0.08	0.12	0.15	0.19	0.21
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.70	−0.02	−0.10	−0.16	−0.18	−0.23	−0.27
0.50	−0.05	−0.22	−0.35	−0.40	−0.53	−0.61
0.40	−0.07	−0.32	−0.49	−0.59	−0.78	−0.90
0.30	−0.10	−0.48	−0.74	−0.89	−1.18	−1.37
0.20	−0.16	−0.78	−1.19	−1.43	−1.92	−2.27
0.15	−0.22	−1.04	−1.59	−1.93	−2.57	−3.05
0.10	−0.33	−1.53	−2.36	−2.86	−3.84	−4.63
0.05	−0.60	−2.86	−4.30	−5.30	−7.16	−8.60
0.02	−1.30	−6.00	−9.06	−10.90	−14.90	−18.40
0.01	−1.97	−9.90	−15.00	−18.50	−26.00	−33.00

第二表 S_2 の値

a/h	0.1	0.5	0.8	1.0	1.5	2.0
∞	0.09	0.42	0.61	0.70	0.85	0.92
10.00	0.08	0.38	0.56	0.64	0.78	0.86
4.00	0.07	0.32	0.46	0.54	0.66	0.72
2.00	0.05	0.22	0.32	0.37	0.44	0.48
1.50	0.03	0.14	0.22	0.25	0.31	0.33
1.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
0.70	−0.04	−0.17	−0.25	−0.30	−0.38	−0.40
0.50	−0.08	−0.40	−0.59	−0.69	−0.87	−0.95
0.40	−0.12	−0.56	−0.85	−1.00	−1.26	−1.41
0.30	−0.17	−0.82	−1.23	−1.46	−1.88	−2.13
0.20	−0.26	−1.25	−1.90	−2.27	−2.97	−3.45
0.15	−0.33	−1.65	−2.48	−2.97	−3.92	−4.66
0.10	−0.47	−2.27	−3.50	−4.23	−5.76	−6.90
0.05	−0.80	−3.90	−6.10	−7.40	−10.40	−12.60
0.02	−1.50	−7.50	−11.60	−14.20	−20.20	−25.80
0.01	−2.37	−11.77	−18.58	−22.98	−33.38	−42.80

(2) 式の W_1 は上下兩層がその境界面にて滑動せざる場合の値にして，實際は滑動による影響をも確めざるべからず。今その最も著しき場合として上下兩層がその境界面にて自由に滑動し得る狀態に於ける基礎中央の沈下量 W' は，

$$W'=\frac{2(1-\sigma_1^2)}{E_1}p_0a\left\{1-\int_0^\infty f(x)\frac{J_1\left(\frac{a}{h}\right)e^{-x}}{x}dx\right\} \quad \cdots\cdots(4)$$

茲に $$f(x)=\frac{\varepsilon(\sinh x+xe^x)-\left\{\sinh x+x(1+x)e^x\right\}}{\varepsilon(\sinh x\cosh x+x)+(\sinh^2 x-x^2)}$$

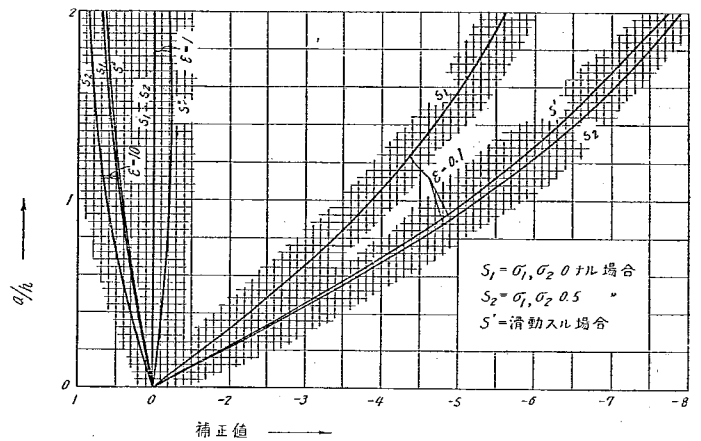
第二項を S' にて表はせば

$$S'=\int_0^\infty \frac{\varepsilon(\sinh x+xe^x)-\left\{\sinh x+x(1+x)e^x\right\}}{\varepsilon(\sinh x\cosh x+x)+(\sinh^2 x-x^2)}\frac{J_1\left(\frac{a}{h}\right)}{x}e^{-x}dx \quad \cdots\cdots(5)$$

S' の値は $\varepsilon=10,\ 1.0,\ 0,1$ の三場合に對して計算し、之を第三表及び第一圖に示す。

第三表　S' の値

a/h		0.1	0.5	1.0	1.5	2.0
ε	10.	0.05	0.24	0.42	0.56	0.64
	1.0	−0.03	−0.13	−0.21	−0.23	−0.21
	0.1	−0.46	−2.20	−4.11	−5.58	−6.75



第　一　圖

第一圖に於て明かなる如く滑動する可能性の最も乏しき $\varepsilon=1$ の場合を除けば、S' の値はいづれも S_1, S_2 の中間に在り、實際上は滑動による影響は滑動せざる場合の値より推定し得るを以て、計算を (2) 式に示す場合に止むるも實用上はさしたる不都合を生ぜず。

地盤が彈性體なる場合上記の計算より次の結論を得る。

a) 基礎中央の沈下量は上部の地層の彈性率大なる時は減少し小なる場合は增大し、その變化の割合は上下兩層の彈性率のみならず上部地層の厚さ,基礎面積の大さにも關係す。

b) 沈下量の變化は (3) 式に示す如く、彈性率の變化は $\varepsilon=\dfrac{1+\sigma_1}{1+\sigma_2}\dfrac{E_2}{E_1}$ の形にて式中

に含まるゝを以て、彈性率の絶對値には無關係にしてその比にのみ關係する。又上部地層の厚さ、基礎面積の大さは a/h の形にて式中に入るを以て、h 及び a の絶對値には無關係にして兩者の比のみに依て定まる。

c) *b*) に述べたる如く、影響比較的小なるポアソン比を無視すれば、基礎の沈下量の變化は $\varepsilon=\frac{E_2}{E_1}$, $\frac{a}{h}$ にのみ關係するを以て、兩者の値を一定にすれば沈下量の變化は常に相等し。換言すれば上部地層の彈性率の變化する時、下部地層の彈性率を適當に變化せしめて ε の値を一定とし、基礎面積の變化と共に上部地層の厚さを適當に調節し、a/h を一定にすれば沈下量の補正値は同値となる。此の事實より小形模型を用ひて實際の基礎沈下量を推定し得る可能性ある事を知る。

d) 沈下量の變化は表又は附圖の示す如く基礎の大さに非常に影響さるゝを以て、荷重分布，構造物の變形に對する抵抗等を無視するも既知の構造物の沈下又は小面積載荷試驗の結果より直ちに基礎の沈下量を推定し得ざる事を知る。

e) 基礎の沈下に關係する地層は比較的表面に近き部分にして $\varepsilon>0{,}1$ 卽ち $E_1<10E_2$ の範圍にありては基礎の半徑の 10 倍以下の深さに存在する地層は沈下に著しき關係なく從て實用上はそれ以下の地層の彈性率を知る必要なし。

III. 計 算 例

上記の計算法を一層明瞭ならしむる爲め次に二三の計算例を示す。

1) 下部に硬地層存在する場合

計算の都合上、上下兩地層ともポアソン比を零、卽ち $\sigma_1=\sigma_2=0$ とす。

半徑夫々 0.5 m, 10 m の圓形基礎に於て p_0 なる垂直荷重が一樣に作用する場合その中央の沈下量を夫々 δ, δ' にて示す。

a) 上部地層の彈性率が $E_1=50\ \mathrm{kg/cm^2}$ なる時、若し地盤が無限の深さ迄一樣なる力學的性質を有する場合は (1) 式より直ちに、

$$\delta=\frac{2}{50}p_0\times 50=2p_0$$

$$\delta'=\frac{2}{50}p_0\times 1000=40p_0 \qquad \therefore\quad \delta'/\delta=20$$

b) 5 m, 10 m, 20 m 等の深さに彈性率 $E_2=500\ \mathrm{kg/cm^2}$ の硬地層が存在する場合

此等の場合の基礎沈下量を夫々 δ_1, δ_1'; δ_2, δ_2'; 及 δ_3, δ_3' と置けば a/h の値は次の如し。

h, m	5	10	20
半徑 0.5 m の場合	0.1	0.05	0.025
半徑 10 m の場合	2	1	0.5

且つ $\varepsilon=\frac{E_2}{E_1}=\frac{500}{50}=10$ なるを以て之等に相當する S_1 の値は第一表、又は附圖第一より容易に求められ、S_1 を知る時は沈下量 δ, δ' は (2) 式より次の如く表はさる。

$$\delta=\frac{2}{50}p_0\times 50(1-S_1)=2(1-S_1)p_0$$

$$\delta'=\frac{2}{50}p_0\times 1000(1-S_1)=40(1-S_1)p_0$$

S_1 の値は次の如し

h, m	5	10	20
半徑 0.5 m の場合	0.05	0.03	0.02
半徑 10 m の場合	0.67	0.45	0.25

從つて

$$\delta_1=1.9\,p_0,\quad \delta_1'=13.2\,p_0\quad \therefore\ \delta_1'/\delta_1=6.9$$

$$\delta_2=1.9\,p_0,\quad \delta_2'=22.0\,p_0\quad \therefore\ \delta_2'/\delta_2=11.6$$

$$\delta_3=2.0\,p_0,\quad \delta_3'=30.0\,p_0\quad \therefore\ \delta_3'/\delta_3=15.0$$

之等の計算より δ の値は h には殆んど無關係なれど、δ' の値は h の變化すると共に變化し、深さ 5 m に硬地層存在する場合の基礎中央の沈下量は深さ 10 m の場合に比し 0.6 倍、20 m の場合に比し 0.44 倍に過ぎず、又 h の小なる程 δ'/δ の値は小となり下部の彈性率大なる地層の影響は基礎面の大なる程、h の小なる程著しきを知る。

c) 5 m の深さに彈性率を異にする地層の存在する場合

上部の地層の彈性率を $E_1=100$ kg/cm² とし、下部の地層の彈性率 E_2 が夫々 100, 150, 200, 400 及び 1000 kg/cm² なる場合の基礎中央の沈下量を夫々 δ_1, δ_1'; δ_2, δ_2'; δ_3, δ_3'; δ_4, δ_4'; δ_5, δ_5' とすれば、半徑 0.5 m の基礎に對して $a/h=0.1$, 10 m の基礎に對しては $a/h=2$ にして、ε の値は

E_2, kg/cm²	100	150	200	400	1000
ε	1	1.5	2	4	10

從つて S_1 の値は第一表により次の如し。

E_2, kg/cm²	100	150	200	400	1000
半徑 0.5 m の場合	0	0.02	0.03	0.05	0.05
半徑 10 m の場合	0	0.21	0.34	0.55	0.67

從つて δ, δ' は次の如し。

$\delta_1=p_0$, $\quad \delta_1'=20\,p_0$ $\quad \therefore\ \delta_1'/\delta_1=20$

$\delta_2=0.98\,p_0$, $\quad \delta_2'=15.8\,p_0$ $\quad \therefore\ \delta_2'/\delta_2=16.2$

$\delta_3=0.97\,p_0$, $\quad \delta_3'=13.2\,p_0$ $\quad \therefore\ \delta_3'/\delta_3=13.6$

$\delta_4=0.95\,p_0$, $\quad \delta_4'=9.0\,p_0$ $\quad \therefore\ \delta_4'/\delta_4=9.5$

$\delta_5=0.95\,p_0$, $\quad \delta_5'=6.6\,p_0$ $\quad \therefore\ \delta_5'/\delta_5=6.9$

此の場合も δ の値は E_2 には殆んど無關係なれど、δ' は E_2 の異なると共に著しく變化し $E_2=1000$ kg/cm² の場合の値は $E_2=150$ kg/cm² の値の 0.42 倍、$E_2=200$ kg/cm² の値の 0.5 倍に過ぎず、又下部地層の彈性率大なる程沈下量の比は小となり、基礎面積大なる程下部地層の彈性率の影響の著しきを知る。

2) 下部に軟地層の存在する場合

基礎の大さ、上下兩地層のポアソン比等は (1) と同樣とする。

a) 上部地層の彈性率を 500 kg/cm² とし 5 m, 10 m, 20 m の深さに彈性率僅に 50 kg/cm² の軟弱地層の存在する場合。

地盤が無限の深さ迄一樣なる力學的性質を有する場合の基礎の沈下を夫々 δ_1, δ_1' とし、深さが 20 m, 10 m, 5 m なる時の沈下を夫々 δ_2, δ_2'; δ_3, δ_3'; δ_4, δ_4'; とする、然るに a/h の値は既知にして $\varepsilon=\frac{50}{500}=0.1$ なるを以て S_1 の値は第一表又は附圖第一により次の如し。

h, m	∞	20	10	5
半徑 0.5 m の場合	0	−0.10	−0.18	−0.33
半徑 10 m の場合	0	−1.53	−2.86	−4.63

從つて沈下量は次の如し。

$\delta_1=0.2\,p_0$, $\quad \delta_1'=4\,p_0$ $\quad \therefore\ \delta_1'/\delta_1=20$

$\delta_2=0.22\,p_0$, $\quad \delta_2'=10.1\,p_0$ $\quad \therefore\ \delta_2'/\delta_2=45.9$

$\delta_3=0.24\,p_0$, $\quad \delta_3'=15.4\,p_0$ $\quad \therefore\ \delta_3'/\delta_3=64.2$

$\delta_4=0.27\,p_0$. $\delta_4'=22.5\,p_0$ $\therefore\ \delta_4'/\delta_4=83.4$

此の場合も δ は h には殆んど無關係なれど、δ' は h により著しく其の値が變化す。卽ち h の小なる程兩基礎の沈下量の比は著しく增大し下部の軟弱地層の影響は基礎面積の大なる程著し。

b) 5 m の深さに彈性率を異にする地層の存在する場合

上部地層の彈性率を $E_1=500\,\mathrm{kg/cm^2}$ とし、下部地層の彈性率が夫々 500, 250, 150, 50 及 25 $\mathrm{kg/cm^2}$ なる場合の基礎中央の沈下量を δ_1, δ_1'; δ_2, δ_2'; δ_3, δ_3'; δ_4, δ_4'; δ_5, δ_5' とすれば半徑 0.5 m の時 $a/h=0.1$ 半徑 10 m の時 $a/h=2.0$ にして、ε の値は次の如し。

E_2, $\mathrm{kg/cm^2}$	500	250	150	50	25
ε	1	0.5	0.3	0.1	0.05

從て S_1 は第一表により次の如し。

E_2, $\mathrm{kg/cm^2}$	500	250	150	50	25
半徑 0.5 m の場合	0	−0.05	−0.10	−0.33	−0.60
半徑 10 m の場合	0	−0.61	−1.37	−4.63	−8.60

依て各場合の沈下量は次の如し。

$\delta_1=0.2\,p_0$, $\delta_1'=4\,p_0$ $\therefore\ \delta_1'/\delta_1=20$

$\delta_2=0.21\,p_0$, $\delta_2'=6.4\,p_0$ $\therefore\ \delta_2'/\delta_2=30.5$

$\delta_3=0.22\,p_0$, $\delta_3'=9.5\,p_0$ $\therefore\ \delta_3'/\delta_3=43.2$

$\delta_4=0.25\,p_0$. $\delta_4'=22.5\,p_0$ $\therefore\ \delta_4'/\delta_4=90.0$

$\delta_5=0.32\,p_0$, $\delta_5'=38.4\,p_0$ $\therefore\ \delta_5'/\delta_5=120$

卽ち下部地層の彈性率小なる程 δ'/δ の値は著しく大となる。

3) ポアソン比の影響

上記の結果は何れも $\sigma_1=\sigma_2=0$ として計算せるものなるを以て、次に σ_1, σ_2 の値による影響を知らんが爲め $\sigma_1=\sigma_2=0.5$ の場合と比較せんとす。

又半徑 5 m の圓形基礎を考へ、上部地層の彈性率を 200 $\mathrm{kg/cm^2}$, 5 m の深さに夫々 2000, 400, 200, 100, 40 及び 20 $\mathrm{kg/cm^2}$ の地層が存在するものとす。$\sigma_1=\sigma_2=0$ なる場合の基礎中央の沈下量を δ, $\sigma_1=\sigma_2=0.5$ なる場合のそれを δ' とし、上記の E_2 の値に相當する値を夫々 δ_1, δ_1'; δ_2, δ_2'; δ_3, δ_3'; δ_4, δ_4'; δ_5, δ'_5; δ_6, δ'_5; とする。

此場合 $a/h=1$ にして ε の値は次の如し。

E_2, kg/cm²	2000	400	200	100	40	20
ε	10	2	1	0.5	0.2	0.1

從て補正値 S_1, S_2 は第一表、第二表により夫々次の如し。

E_2, kg/cm²	2000	400	200	100	40	20
S_1	0.45	0.23	0	−0.40	−1.43	−2.86
S_2	0.64	0.37	0	−0.69	−2.27	−4.23

依て δ_1, δ_1' 等を求むれば

$\delta_1=2.75\,p_0$, $\delta_1'=1.35\,p_0$ ∴ $\delta_{1'}/\delta_1=0.49$

$\delta_2=3.85\,p_0$, $\delta_2'=2.36\,p_0$ ∴ $\delta_2'/\delta_2=0.61$

$\delta_3=5\,p_0$, $\delta_3'=3.75\,p_0$ ∴ $\delta_3'/\delta_3=0.75$

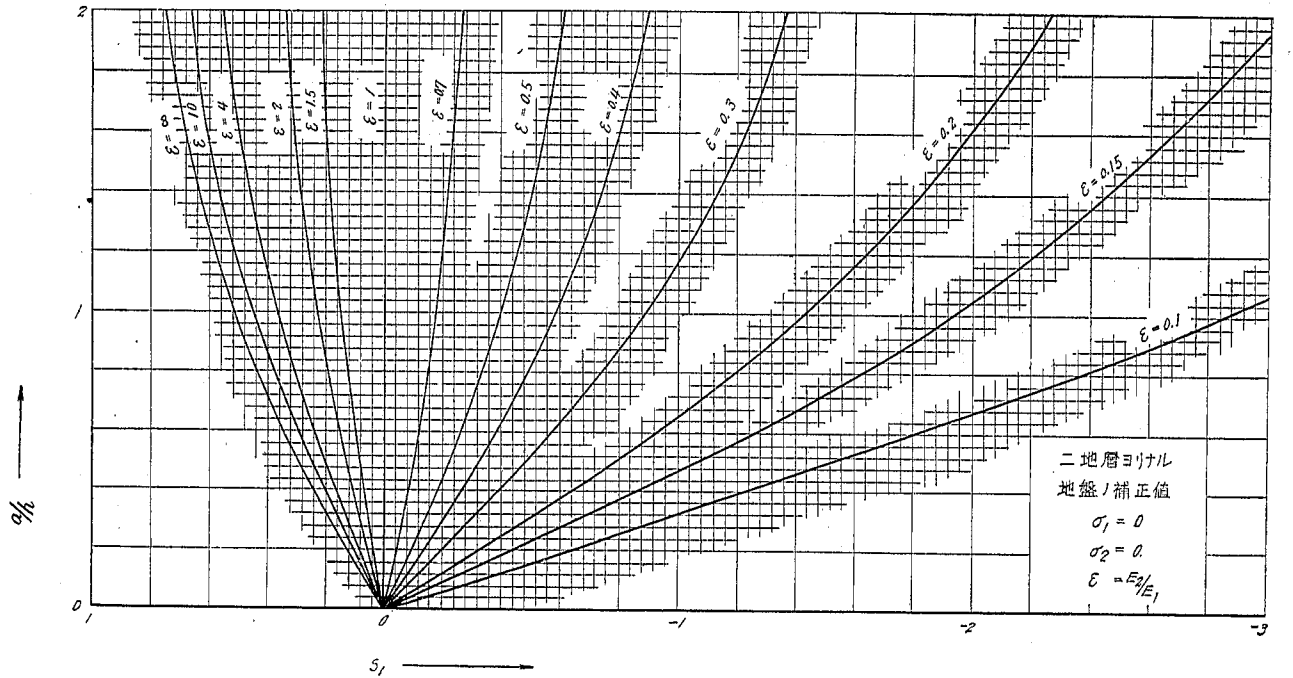
$\delta_4=7\,p_0$, $\delta_4'=6.34\,p_0$ ∴ $\delta_4'/\delta_4=0.91$

$\delta_5=12.15\,p_0$, $\delta_5'=12.26\,p_0$ ∴ $\delta_5'/\delta_5=1.01$

$\delta_6=19.30\,p_0$, $\delta_6'=19.61\,p_0$ ∴ $\delta_6'/\delta_6=1.02$

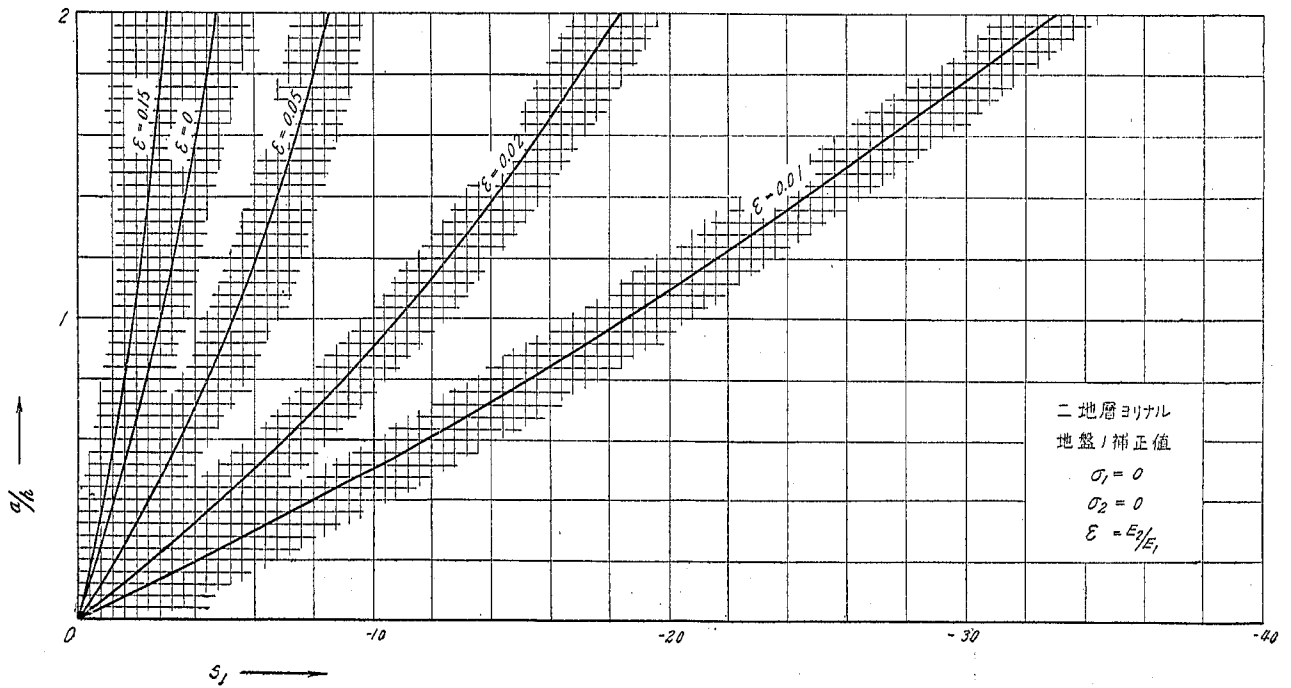
之等の計算の結果よりポアソン比の沈下量に及ぼす影響を得推察しべし。

附圖第一 (a)



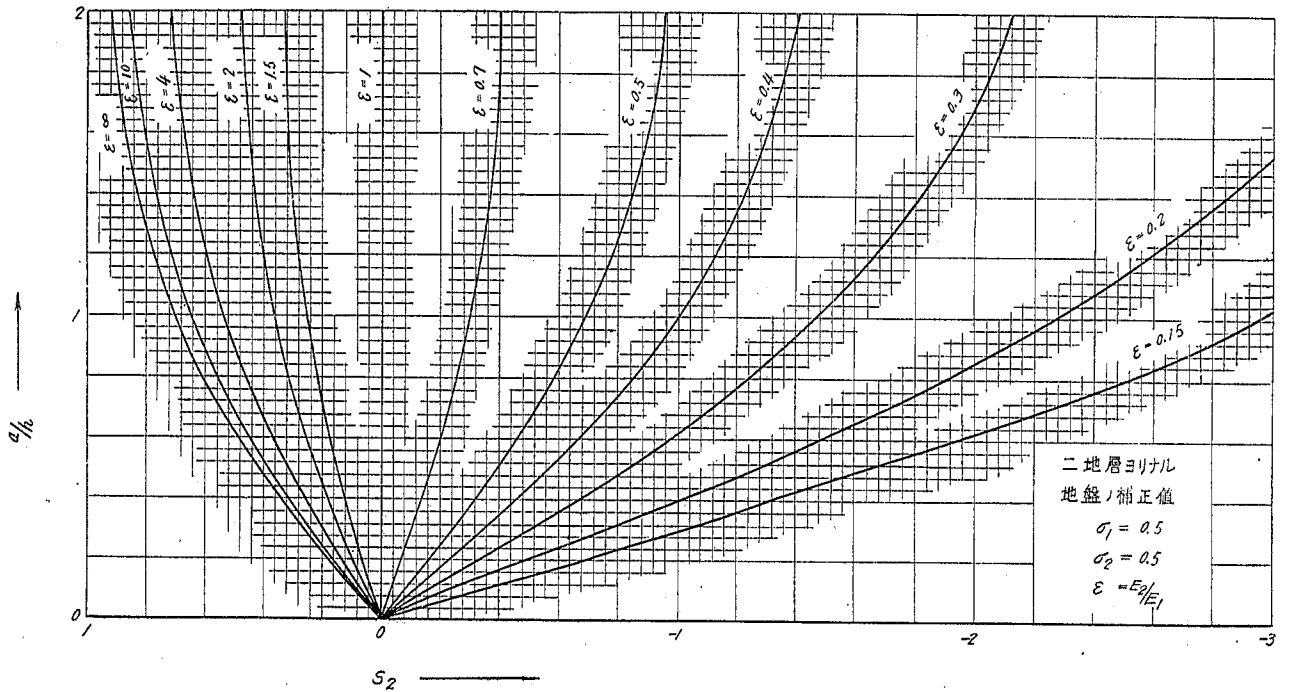
ε = 8
ε = 10
ε = 4
ε = 2
ε = 1.5
ε = 1
ε = 0.7
ε = 0.5
ε = 0.4
ε = 0.3
ε = 0.2
ε = 0.15
ε = 0.1
二地層ヨリナル
地盤ノ補正値
σ1 = 0
σ2 = 0.
ε = E2/E1
2
1
0
1
0
-1
-2
-3
S1

附　圖　第　一　(b)

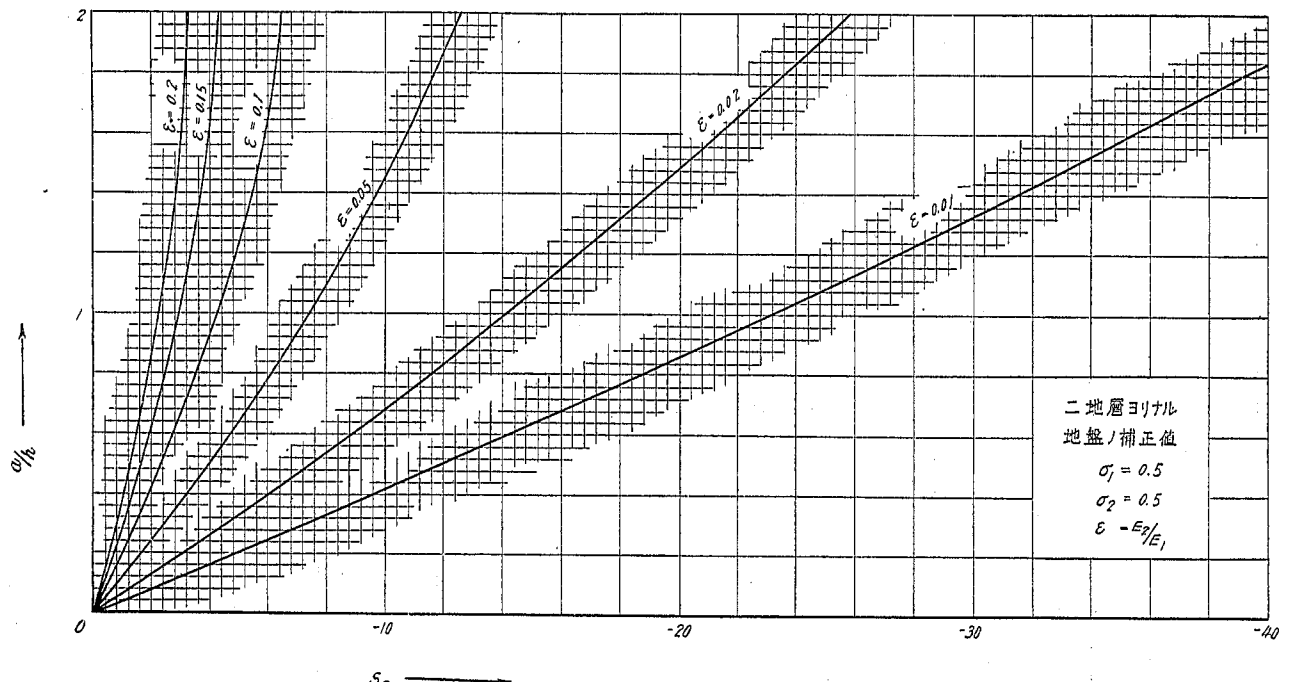


2
1
0
-10
-20
-30
-40
a/h
s_1
ε = 0.15
ε = 0
ε = 0.05
ε = 0.02
ε = 0.01
二地層ヨリナル
地盤ノ補正値
$\sigma_1 = 0$
$\sigma_2 = 0$
$\varepsilon = E_2/E_1$

附　圖　第　二　(a)


ε=∞
ε=10
ε=4
ε=2
ε=1.5
ε=1
ε=0.7
ε=0.5
ε=0.4
ε=0.3
ε=0.2
ε=0.15
二地層ヨリナル
地盤ノ補正値
σ1 = 0.5
σ2 = 0.5
ε = E2/E1
a/b
S2
2
1
0
1
0
-1
-2
-3

附　圖　第　二　(b)


2
1
0
-10
-20
-30
-40
ε = 0.2
ε = 0.15
ε = 0.1
ε = 0.05
ε = 0.02
ε = 0.01
二地層ヨリナル
地盤ノ補正値
σ1 = 0.5
σ2 = 0.5
ε = E2/E1
σ/h
S2

新土壓計算圖表

本間　仁

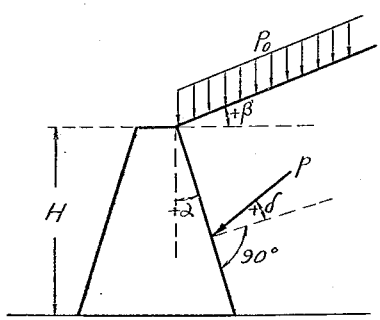
(1) 新土壓計算圖表說明

擁壁に作用する土壓の一般公式

$$P=\frac{C}{2}w'(1-k_v)H^2 \quad \cdots\cdots(1)$$

但し　$$w'=w+\frac{2p_0}{H}\frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)} \quad \cdots\cdots(2)$$

土壓係數　$$C=\frac{\cos^2(\varphi-\theta-\alpha)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\delta+\alpha+\theta)\left[1+\sqrt{\frac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\theta-\beta)}{\cos(\delta+\alpha+\theta)\cos(\beta-\alpha)}}\right]^2} \quad \cdots(3)$$



第　一　圖

β＝地表面の傾斜

α＝壁背面と鉛直面となす角

δ＝P の作用線と壁背面の垂線とのなす角

φ＝土の息角、　w＝土の比重

$\tan\theta=k$＝水平地震度、k_v＝鉛直地震度

H＝擁壁の高さ (m)

p_0＝負荷 (surcharge) の強度 (ton/m)

角の單位は度を用ひ、符號は總て圖に示す如くす。

本公式は實地に際して一々之を計算するは頗る煩はしく、從つて誤差も亦起り易い。かゝる公式に對しては一樣なる目盛りの直角坐標を用ひた曲線を以て表すことが使用にも便であり、又公式の內容を具體的に且簡明に示すものであるが、この方法は平面曲線を用ふるのであるから一つの未知函數に對して變數一箇を取り得るのみであり、曲線群を畫くもなほ漸く變數二箇を許すに過ぎない。之以上の變數ある場合は夥しき數の圖表を要することゝなり、而も挿入法 (Interpolation) を必要とする場合が多い。本公式の變數の數は土壓係數を求めるまでに五箇、土壓力を求めるまでには九箇を算し、圖表の數は可成り多數となる。

計算圖表 (Nomogram) の特長はこの夥しき數の曲線圖を要する公式を表すに數箇の圖表を以てし、從つて比較的連續性よく挿入法を用ふることなくして簡單に略値を計算し得るにある。然し Nomogram に於ても四箇以上の變數に對して一操作を以て函數値を得ることは不可能なること多く、本圖表に於ても $w'(1-k_v)$ の値を知れる時もなほ四度の操作を要し、從つて誤差の累積を恐れあるを免れず、又その操作も稍複雜である。然し乍ら Nomogram は一つの公式に就て單一 (unique) なるものではなく、よりよきものゝ作らるゝ可能性は必ず存すると言ひ得るであらう。本圖表の作成に於ては總て三點の一直線上に存する條件及び四點の中の二つづつを結ぶ直線が平行なることの條件を用ひた。この二つは操作が比較的容易であると思ふ。

本計算圖表原理の大要は、(3) 式を變形し且

$$\delta+\alpha+\theta=\xi,\qquad \varphi-\theta-\alpha=\eta,\qquad \beta-\alpha=\zeta\qquad \text{として}$$

$$C\cos\theta\cos^2\alpha=c'=\frac{\cos^2\eta}{\cos\xi\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\xi+\eta)\sin(\eta-\zeta)}{\cos\xi\cos\zeta}}\right\}^2}\qquad\cdots\cdots(3)'$$

$$\frac{\sin(\xi+\eta)\sin(\eta-\zeta)}{\cos\xi\cos\zeta}=q\quad \text{とおけば}$$

$$\tan\xi[\cos\eta(\sin\eta-\cos\eta\tan\zeta)]-q+\sin\eta(\sin\eta-\cos\eta\tan\zeta)=0$$

$$\therefore\quad\begin{vmatrix} 1 & 0 & l_1\tan\xi \\ 1 & d & -l_2q \\ l_2\cos\eta(\sin\eta-\cos\eta\tan\zeta)+l_1 & l_1d & -l_1l_2\sin\eta(\sin\eta-\cos\eta\tan\zeta)\end{vmatrix}=0\quad\ldots(4)$$

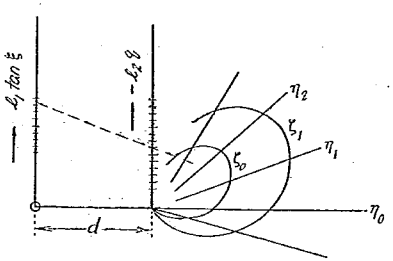
但し l_1, l_2, d は任意の常數である。　(4) は三點 $(0,\ l_1\tan\xi)$,　$(d_1,\ -l_2q)$,

$$\left(\frac{l_1d}{l_2\cos\eta(\sin\eta-\cos\eta\tan\zeta)+l_1},\ \frac{-l_1l_2\sin\eta(\sin\eta-\cos\eta\tan\zeta)}{l_2\cos\eta(\sin\eta-\cos\eta\tan\zeta)+l_1}\right)$$

が一直線上にあることを示す。之を直角坐標にて示せば、第一及び第二の點は何れも y 軸に平行なる直線上にあり、第三點の軌跡は

$$yd\cot\eta=l_1(x-d)\qquad \text{又は}$$

$$l_1^2(d-x)^2+d^2y^2+l_2x\{yd-l_1(d-x)\tan\zeta\}=0$$



第　二　圖

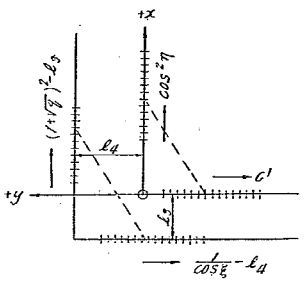
卽ち $\eta=$const. の曲線は $(d,\ 0)$ を通る直線となり、$\zeta=$const. の曲線は $(d,\ 0)$ を通る楕圓となる。(第二圖)

次に q_2-軸上には $(1+\sqrt{q})^2$ の値を取り (3)′ を變形して

$$\frac{(1+\sqrt{q})^2-l_3+l_3}{l_4+\frac{1}{\cos\xi}-l_4}=\frac{\cos^2\eta+0}{0+c'} \quad \cdots\cdots(5)$$

但し l_3, l_4 は任意の常數。

(5) は $\left((1+\sqrt{q})^2-l_3,\ l_4\right)$ と $\left(-l_3,\ l_4-\frac{1}{\cos\xi}\right)$ を結ぶ直線が $(\cos^2\eta,\ 0)$ と $(0,\ -c')$ を結ぶ直線と平行なることを示す（第三圖）。以下同樣の方法に據つたものである。



第　三　圖

(2) 本圖表の用法

先づ次の値を計算する。

$$\xi=\delta+\varphi+\theta,\quad \eta=\varphi-\alpha-\theta,\quad \zeta=\beta-\alpha$$

$$\therefore\quad \eta-\zeta=\varphi-\theta-\beta\geqq 0$$

(i) η と ζ の差が大なる時は中央の曲線群、この差が小なる時は右隅の曲線群を用ふる。ξ_1-軸と曲線群上にて與へられたる ξ, η, ζ の値を取る二點を求め、之等を結ぶ直線の q_1-軸上の讀み Q_1 を取る。

(ii) 右上側の圖表は外側より順次內側に向つて使用する。卽ち先づ q_2-軸上に Q_1 に等しき値の點 Q_2 を定め、次に ξ_2-及び η-軸上に夫々與へられたる ξ, η の値を持つ點 X, Y を定め、Y を通り直線 Q_2X に平行線を引き c'-軸との交點 C' を求む。

(iii) α 及び θ 軸上に與へられたる値を持つ點 A, Θ を求め、Θ を通り直線 AC' に平行線を引けばその直線の C-軸上の讀みが求むる土壓係數を與ふ。

(iv) 更に P を求むるには豫め右側の小圖表により $w'(1-k_v)$ の値を計算し、この値の點 W' を $w'(1-k_v)$-軸上に取り、又 H 軸上に與へられたる値の點 H はを取りて、H を通り CW' に平行線を引き P-軸上の讀みを取る。但し H に內側の尺度を用ひれば P にも內側の尺度を用ひ、外側 (H の小なる場合) ならば共に外側の尺度を用ふる。

(3) 使用例

I 土壓係數 C の計算例

(i) 地震なき場合、卽ち $\theta=0$

$\alpha=10°$,　$\beta=0°$,　$\varphi=40°$,　$\delta=20°$　が與へられれば

$\xi=30°$,　$\eta=30°$,　$\zeta=-10°$　この場合中央の曲線群を用ふ。

$\therefore$ $q_1=0.64$,　$c'=0.265$,　$C=0.270$

(ii) 水平地震度 $k=0.2$ の場合、卽ち $\theta=11°19'$

$\alpha=0°$, $\beta=0°$, $\varphi=45°$, $\delta=20°$ が與へられれば

$\xi=31°19'$, $\eta=33°41'$, $\zeta=0°$ 曲線群は何れを用ひてもよい。

$\therefore$ $q_1=0.585$, $c'=0.260$, $C=0.264$

(iii) 水平震度 $k=0.3$ の場合、卽ち $\theta=16°42'$

$\alpha=-20°$, $\beta=10°$, $\varphi=45°$, $\delta=45°$ が與へられれば

$\xi=41°42'$, $\eta=48°18'$, $\zeta=30°$ 中央の曲線群を用ひて

$\therefore$ $q_1=0.515$, $c'=0.198$, $C=0.230$

II 土壓 P の計算例

(i) $p_0=0$ の場合、$H=12$ m, $w=1.25$ ton/m^3, $k_v=0.1$, $C=0.28$ が與へられれば

$\therefore$ $w'(1-k_v)=1.12$, $P=26$ ton

(ii) $\alpha=-10°$, $\beta=20°$, $p_0=2.9$ ton/m, $H=5.5$ m, $w=1.5$ ton/m^3, $k_v=0.1$, $C=0.25$ が與へられれば

$\therefore$ $\cos\alpha/\cos(\alpha-\beta)=0.88$, $w_1=0.6$, $w'(1-k_v)=1.9$

$P=7.1$ ton

III 綜合的の例

$\alpha=5°$, $\beta=10°$, $\varphi=\delta=45°$, $\theta=11°19'$ $k_v=0.05$, $H=5.4$ m, $p_0=3.5$ ton/m, $w=1.55$ ton/m^3 が與へられれば

$\xi=61°19'$, $\eta=28°41'$, $\zeta=5°$

$\cos\alpha/\cos(\alpha-\beta)=1.0$, $w_1=0.75$

$\therefore$ $w'(1-k_v)=2.2$

$\therefore$ $q_1=0.85$, $c'=0.433$, $C=0.445$, $P=14.3$ ton

この他多數の例に就き算出せる値を實際の計算より得た値と比較した結果、誤差は大なる場合に於ても 7～8% の程度であつた。

土木試驗所報告
第 22 號
本 問 仁

土 壓 計 算 圖 表

土壓公式　$P=\frac{C}{2}w'(1-k_v)H^2$　但し　$w'=\left\{w+\frac{2p_0}{H}\frac{\cos\alpha}{\cos(\alpha-\beta)}\right\}$

土壓係數　$C=\dfrac{\cos^2(\varphi-\theta-\alpha)}{\cos\theta\cos^2\alpha\cos(\delta+\alpha+\theta)\left\{1+\sqrt{\dfrac{\sin(\varphi+\delta)\sin(\varphi-\theta-\beta)}{\cos(\delta+\alpha+\theta)\cos(\beta-\alpha)}}\right\}^2}$

β=地表面の傾斜　　α=壁背面と鉛直面とのなす角

δ=P の作用線と壁背面の垂線とのなす角

φ=土の息角　　w=土の比重

$\tan\theta=k$=水平震度　　k_v=鉛直震度

角の單位は度を用ひ、符號は總て圖に示す如く定む。

[用法]　先づ次の値を計算す

$\xi=\delta+\varphi+\theta$,　$\eta=\varphi-\alpha-\theta$,　$\zeta=\beta-\alpha$

(i) 左端又は右隅の ξ_1 軸と曲線群上にて、與へられたる ξ, η, ζ の値を取る二點を求め、之等を結ぶ直線の q_1 軸上の讀み Q_1 を取る。

(ii) 右上側の圖表は外側より順次内側に向つて使用する。卽ち先づ q_2 軸上に Q_1 に等しき値の點 Q_2 を定め、次に ξ_2 及び η 軸上に夫々與へられたる ξ, η の値を持つ點 X, Y を定め、Y を通り直線 Q_2X に平行線を引き、c' 軸との交點 C' を求む。

(iii) 以下 (ii) と同樣の平行線法により AC' に平行に ΘC を引きて土壓係數 C を求む。

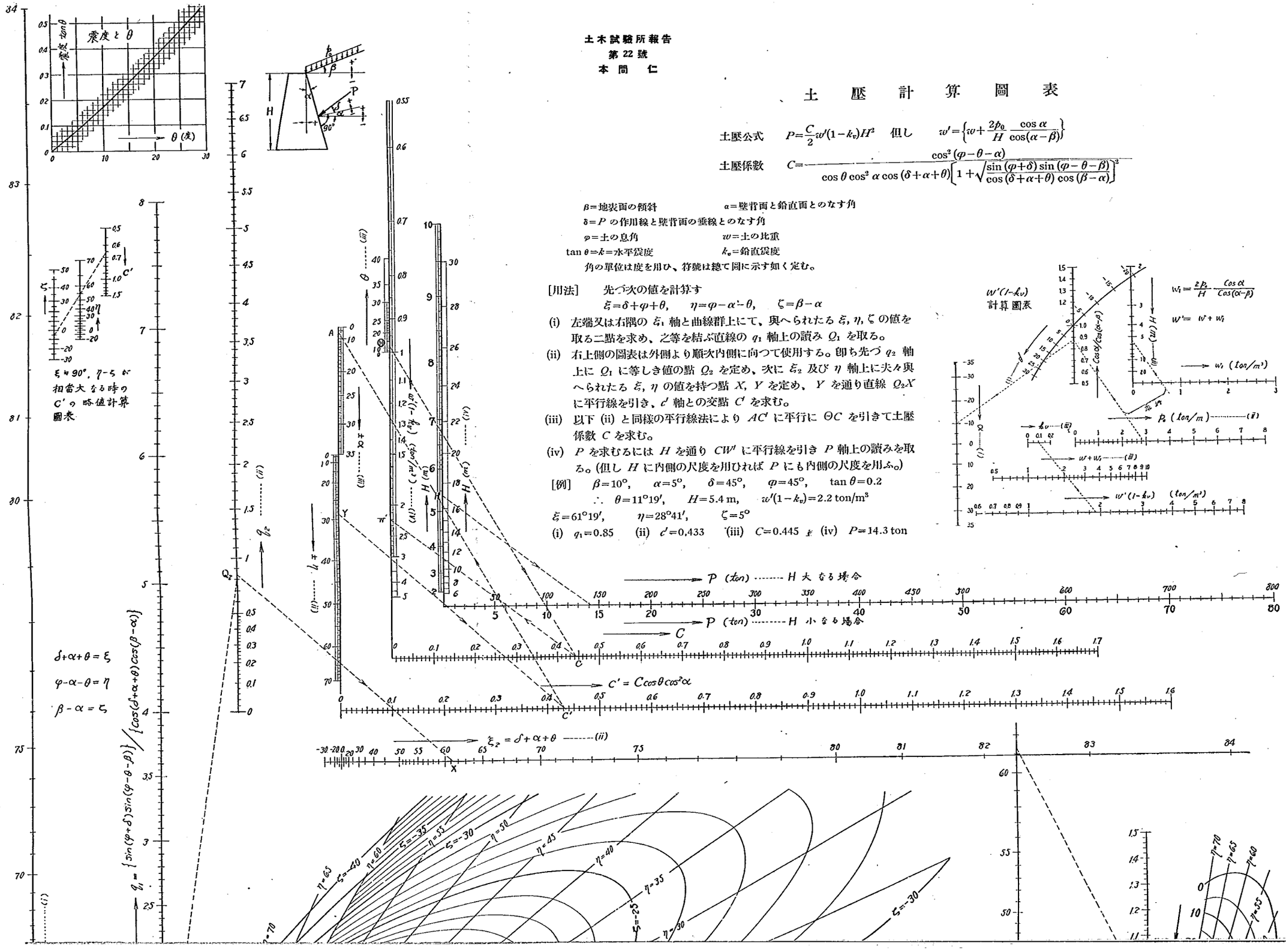
(iv) P を求むるには H を通り CW' に平行線を引き P 軸上の讀みを取る。(但し H に内側の尺度を用ひれば P にも内側の尺度を用ふ。)

[例]　$\beta=10°$,　$\alpha=5°$,　$\delta=45°$,　$\varphi=45°$,　$\tan\theta=0.2$

∴　$\theta=11°19'$,　$H=5.4$ m,　$w'(1-k_v)=2.2$ ton/m³

$\xi=61°19'$,　$\eta=28°41'$,　$\zeta=5°$

(i) $q_1=0.85$　(ii) $c'=0.433$　(iii) $C=0.445$　(iv) $P=14.3$ ton



(i) 左端又は右隅の q_1 軸と曲線群上にて、與へられたる ξ, η, ζ の値を取る二點を求め、之等を結ぶ直線の q_1 軸上の讀み Q_1 を取る。

(ii) 右上側の圖表は外側より順次内側に向つて使用する。即ち先づ q_2 軸上に Q_1 に等しき値の點 Q_2 を定め、次に ξ_2 及び η 軸上に夫々與へられたる ξ, η の値を持つ點 X, Y を定め、Y を通り直線 Q_2X に平行線を引き、c' 軸との交點 C' を求む。

(iii) 以下 (ii) と同様の平行線法により AC' に平行に ΘC を引きて土壓係數 C を求む。

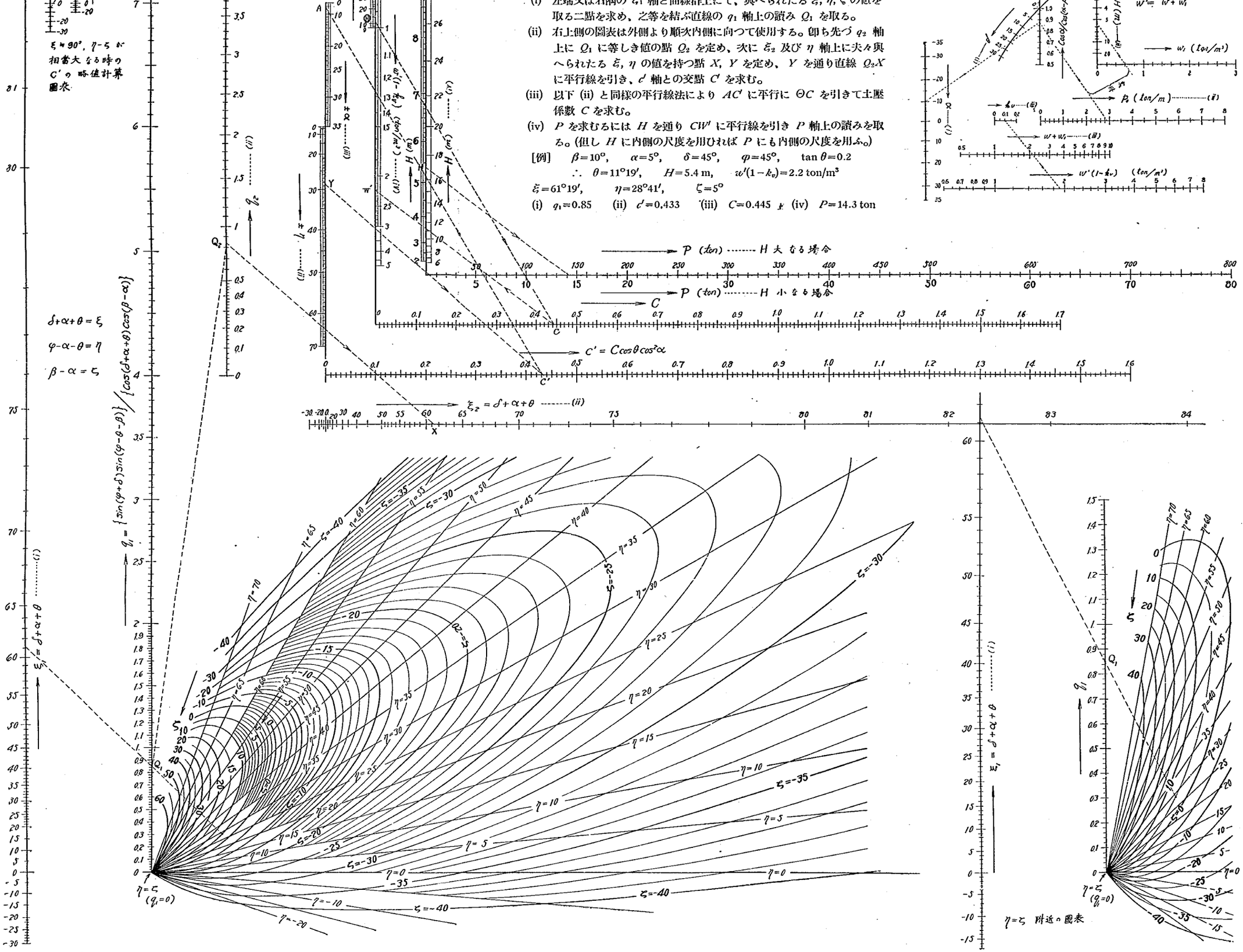
(iv) P を求むるには H を通り CW' に平行線を引き P 軸上の讀みを取る。(但し H に内側の尺度を用ひれば P にも内側の尺度を用ふ。)

[例] $\beta=10°$, $\alpha=5°$, $\delta=45°$, $\varphi=45°$, $\tan\theta=0.2$

$\therefore\ \theta=11°19'$, $H=5.4$ m, $w'(1-k_v)=2.2$ ton/m³

$\xi=61°19'$, $\eta=28°41'$, $\zeta=5°$

(i) $q_1=0.85$ (ii) $c'=0.433$ (iii) $C=0.445$ (iv) $P=14.3$ ton



土木試驗所出版圖書

報告

第一號	路面及勾配が馬車運送に及ぼす影響に就ての研究中間報告。瀝青質材料竝瀝青質混合物に關する研究第一報	大正十四年三月發行
第二號	瀝青質材料針度に就て	大正十五年一月發行
第三號	「ヴァイアログ」に依る路面凹凸測定。瀝青混合物に關する研究。「アスファルト」合材混合の際に於ける「アスファルト」の粘度に就て	同　二月發行
第四號	急硬セメントに關する試驗報告	同　五月發行
第五號	簡易鋪裝に關する試驗報告	昭和二年三月發行
第六號	混凝土及鐵筋混凝土抗扭力試驗報告	同　五月發行
第七號	八幡製鐵所副產部製品、瀝青質材料、瀝青質鋪裝、「セメント」類及揮發油に對する「アスファルト」の可溶率等に關する試驗成績	同　七月發行
第八號	瀝青質材料標準試驗方法。　石材類標準試驗方法	同　十月發行
第九號	急硬性「セメント」に關する試驗。「ソリデチット」の耐壓强度に關する試驗。「ブロック」に關する試驗。高知縣黒瀧川產砂に關する試驗。多摩川產砂利及砂に關する調查。石材類試驗成績	同　十一月發行
第十號	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て（第一）道路橋振動試驗	昭和三年三月發行
第十一號	瀝青滲透ブロック試驗成績。鋪裝工事用サーフエス・ヒーターの碎石に及ぼす影響に關する試驗。常願寺川產砂に關する試驗	同　七月發行
第十二號	アスファルト・ブロック試驗成績。各種アスファルト・ブロック比較試驗成績。石油アスファルトとコール・タール・ピッチとの混合物に關する試驗。瓦斯爐及骸炭爐タール及ピッチに關する試驗成績。コール・タール・ピッチ中の純瀝青に就て。大氣中に於けるアスファルト・セメントの變化。石炭瓦斯のアスファルト・セメントに及ぼす影響。標準砂モルタルの强度に及ぼす火山灰及石粉の影響。	同　四年一月發行
第十三號	ポートランドセメント混凝土鋪裝の磨耗試驗。橋梁用敷板强度試驗。舊甌橋鐵材の腐蝕に關する調查。鋪裝用鑄鐵ブロック磨耗試驗。	同　五月發行
第十四號	瀝青乳劑及ピチユマルス鋪裝に關する試驗 瀝青滲透ブロックに關する試驗 瀝青質材料の滲透性に關する試驗 瀝青質材料の粘度及膨脹係數に關する試驗	同　十二月發行
第十五號	北上川隆開式轉動堰模型試驗。電氣鎔接法による鐵筋の接合。現場打混凝土の耐壓試驗報告	同　五年二月發行
第十六號	路面の構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て（第二）。瀝青滲透ブロック鋪裝試驗。工事用石材試驗成績	同　五月發行
第十七號	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響に就て（第三）	同　五月發行

（注意）裏面＝續ク

第十八號	混凝土鋪裝の粗骨材別磨耗比較試驗。鋪裝混凝土工に及ぼす氣象作用の影響竝に之に應ずる設計及工法に就て(一)。鬼怒川上流改修工事用角礫凝灰岩砂利及砂に關する試驗。鐵筋混凝土道路橋設計資料。各種土木工事用材料試驗成績	昭和五年十月發行
第十九號	路面構造の運輸經濟に及ぼす影響竝に之に基く道路設計の基本に關する研究（第四）	同　十一月發行
第二十號	東京山手赤土の彈性的性質に關する試驗(一)。基礎の沈下量算定法(一)。岩淵水門に關する水理試驗。單鉸拱橋模型試驗。國道鐵筋混凝土丁桁橋標準設計案	同六年六月發行
第二十一號	背水曲線の一般的解法。單鉸拱の振動に關する理論竝に實驗混凝土鋪裝の縱目に關する試驗。河水のポルトランド・セメントに及ぼす影響。標準砂モルタルの强度に及ぼす石粉の影響。瀝青乳劑試驗成績	同　十二月發行

其他

本邦道路橋輯覽	大正十四年十二月發行
本邦道路橋輯覽（增補）	昭和三年三月發行
第六回國際道路會議に關する報告書	昭和七年四月發行

昭和七年五月二十七日　印刷
昭和七年五月三十日　發行

内務省土木試驗所
東京市本鄉區駒込上富士前町二十六番地
電話小石川(85)自七九〇〇番 至七九〇二番
東京市本所區厩橋一丁目二十七番地ノ二
印刷者　守岡功
東京市本所區厩橋一丁目二十七番地ノ二
印刷所　凸版印刷株式會社本所分工場