

論 說 報 告

第 21 卷 第 7 號 昭 和 10 年 7 月

耐 荷 試 験 に 就 て

准 員 工 學 士 石 田 武 雄*

On the Carrying Capacity of the Soil under Various Conditions

By Takeo Isida, C. E., Assoc. Member.

内 容 梗 概

従來地盤の沈下に對する載荷面の大きさに就ては、計算上にも、荷重試験の場合にも何等考慮に入れられてゐない。

又同じ單位荷重に對しては、面積の大きさに依らず同じ沈下が起るものと考へられてゐる。故に載荷試験は任意の大きさの鋳でなされ又沈下も尖を生じたと同じ荷重を採用する時には、大きな基礎面に對しても同じ事が起るものとされてゐる。本試験の目的は大きな面積と小さなものとの間に如何なる差異があるかを見んとするものである。

目 次

	頁
1. 緒 言	1
2. 試 験 方 法	2
(1) 試験器, (2) 荷重機構, (3) 試験鋳及び操作, (4) 人員及び費用	
3. 試 験 結 果	5
(1) 沈下曲線式と沈下係數 (Bettungs Ziffer), (2) 地盤の 4 態, (3) 破壊限界と比例限界,	
(4) 近似解釋, (5) 正方形鋳角の影響, (6) 限界荷重沈下曲線, (7) 鋳周圍の變化	
4. 結 論	15

1. 緒 言

地盤に壓力を加へると地盤は變形を始める。即ち壓力を加へた面は壓力の方向に移動して所謂沈下を始める。この沈下の大きさを決定するものは、地盤の組織及び性質である。

今地盤の組織性質が同一である時には、加へた壓力、受壓面の大きさ、壓力の速さ等に關係する。又同じ面積に於ても面型が異なる場合には沈下を異にし、壓縮の速さが大なる時は沈下が遅い。又受壓面の位置にも關係するもので深い、即ち、鋳が表面下にある程沈下が少い。同じ深さにある鋳の沈下と壓力及び時間は互に相關的の關係にある。この 3 つの値は面積の大きさ、型、地質が一定ならば一つの定まつた面を作る。即ち

$$p=f(d, t)$$

こゝで p : 荷重強度, d : 沈下, t : 時間

の關係にある。

故に載荷試験に對しては次の 3 つの方法がある。

- (1) 時間を一定にして壓力と沈下との關係を見る。

* 鐵道局技手 名古屋鐵道局名古屋保線區勤務

- (2) 壓力を一定にして時間と沈下との関係を見る。
- (3) 沈下を一定にして壓力と時間との関係を見る。

以上 3 つの場合の内、目的に依つてその何れの方法を採用するかを決定する。目的が主に地盤の破壊強度を見る爲ならば (1) の方法でよい。又構造物基礎等の豫定沈下量を決定する場合には (2) の方法が採られる。(3) の方法は實驗室的興味のもので (1) と (2) の兩者より決定し得るものと考へられる。

時間と沈下の関係については連続的に荷重増加が行はれるならば、荷重と變形の曲線は荷重増加の速さ r に關係すると。即ち、 $v_1 > v_2 > v_3$ であると、一定の荷重に對して生ずる變形量は $\lambda_1 < \lambda_2 < \lambda_3$ である。 v_3 のもとで無限に徐々に荷重を増加させるならば、曲線 v_3 は最大の變形を生ず。途中で荷重増加を中断させると、變形は一定の荷重の場合には v_3 まで進行する。新たに荷重を加へると再び v_1 の曲線にもどる。

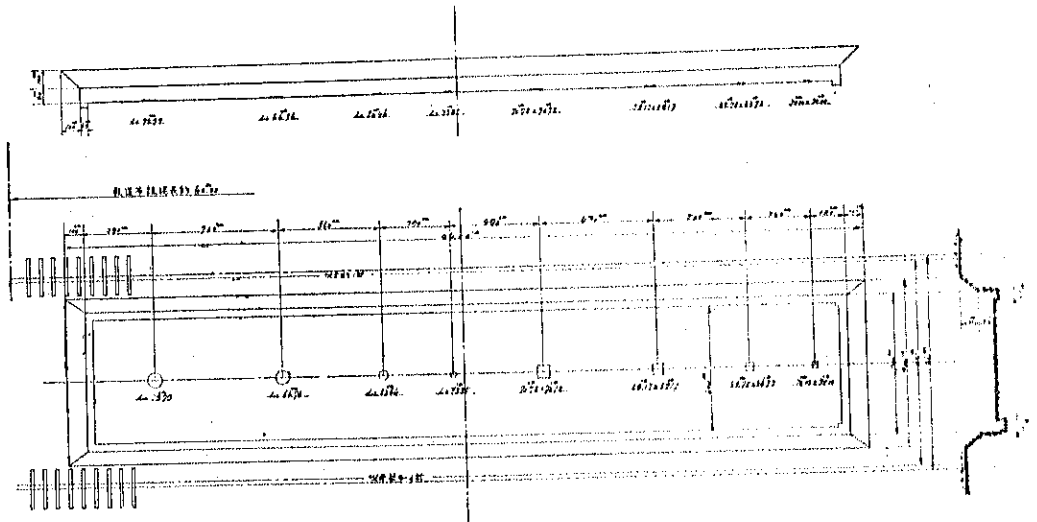
Terzaghi は粘土地盤上に造られた構造物に對して餘後沈下を發見して豫め計算の方法を與へてゐる。而して、この餘後沈下はこの様な地盤に對して始めて意味のあるもので、其の他の場合にはあまり考慮しなくてもよい。普通の状態では、地盤は所謂プラスチックに、又粘性流動的に作用する。この爲に或荷重の範囲内ではある量の沈下をなした後に平衡状態になる。この沈下を完全に與へる爲には、或る長さの時間を置く必要がある。餘後沈下はプラスチックの流れを見る大體の目安になり、荷重を加へてゐる間の沈下は土の凝縮と弾性變形の目安になる。

2. 試験方法

(1) 試験溝

本試験溝の長さ 49 m、幅 7 m である (第 1 圖)。鉄を埋めて試験する場合は上部の土の影響を考へなくてもよいから、溝を作る必要がない。

第 1 圖 地盤耐荷試験溝概略圖



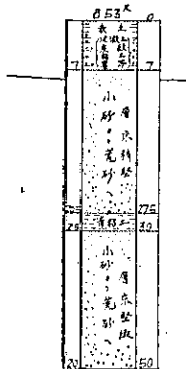
鐵道省土質調査委員會に依頼して得たる試験地盤の土質の試験結果を記せば次の様である。

第 1 表より見るに、間隙が非常に多いことである。又摩擦角が著しく大きい。この兩者より次の判断が得られる。即ち砂質は均一であるが大粒である。又河砂であつて、角ばつてゐる。凝集力が小さいのは砂の特性を表し

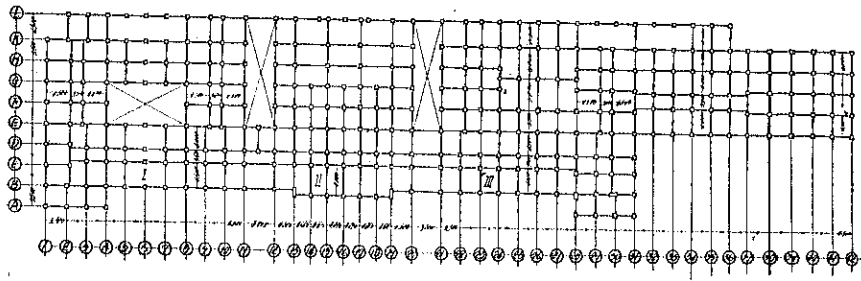
第 1 表

名古屋驛本屋新築 地盤表面下 1.8 m	試験當時 の含水比	凝集力 (kg/cm ²)	摩擦角 (度)	比 重		間 隙 比 %
				見 掛	真	
	0.337	0.05	35°6'	1.82	2.03	48.2

第 2 圖
地質圖第 14 號
深度 50 尺



第 3 圖 本屋基礎概略圖



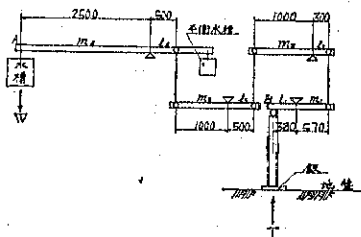
してゐる。又眞比重は普通砂の有する値とほゞ同じであるが、見掛の比重の大なることは、原地盤に水を多量に含んでゐる爲である。これは地下水位が非常に高く、表土を取除けば水は湧出する。故に本層基礎の豫定深さ 5.6 m では水で飽和されてゐる。又粒子が大粒なる爲に地盤に荷重が加はれば直接砂の組織で支持して、毛細管壓などは考慮する必要はない。故にこれを綜合すると驛附近の地盤は非常に良好な地盤と云ふことが出来る。唯だ加はつた荷重の爲に地下水位が如何に變化するかは問題である。耐荷試験は表土を除き、表面より約 1.8 m の所で行はれた。

(2) 荷重機構

荷重を地盤に加へる爲に成可く勞力が少くて大なる荷重を得やうとするために第 4 圖の如く挺子を組合せた。理想的な荷重機構の具備すべき條件は

- (1) 機構が簡單であること。
- (2) 最少の勞力で、最大の壓力を地盤に與へること。
- (3) 加へた荷重が地盤に垂直に集中的に加はること。
- (4) 加へた荷重以外の不明瞭な外力が、地盤に加はらぬ様な構造なること。

第 4 圖 試験機構概略圖



以上の諸條件について本試験機構を見るに、水槽 A に加へられた荷重が地盤に約 50 倍になつて加はる。實際加へた荷重は、構造が複雑なる爲に、A に加へた荷重は各部のピン等の摩擦の爲に鋺に對して約半分となつて現はれる。

一方鋺上にジャッキを置いて、これを働かせる時には、鋺の受ける荷重は A に於て平衡する荷重の 50 倍以上になつて現はれる。斯様にして構造の複雑なるに拘らず、加壓操作を簡単にし得る利益がある。又各桁自身の自重は平衡水槽によつて打消され、地盤には單に鋺、ジャッキ、角柱のみの自重を受ける。これが約 240 kg で、最初の荷重として地盤に加はる 4 つの桁は徑間 40'、長さ 43'-10"、高さ 3'-11"、自重 6t の鋺桁に取付けた。

機構の反力は桁の自重によつて約半分打消されて、地盤の反力の爲の桁の持上りに對する平衡荷重が小さくなる利益がある。

(3) 試験板及び操作

試験板には S39 の鋼板を用ひ、圓形と正方形とに別ちて、これの面積を各、4 種類とした。

第 2 表 各種試験板の面積及び自重

	面積 (cm ²)	直径 (cm)	厚さ (cm)	自重 (kg)
圓形板	5000	79.70	5.0	187.5
	3500	66.70	4.5	118.1
	2000	50.46	4.5	67.5
	900	33.85	4.0	27.0
正方形板	5000	70.72	5.0	187.5
	3500	59.17	4.5	118.1
	2000	44.72	4.5	67.5
	900	30.00	4.0	27.0

自重が重すぎる時は取扱及び地盤に加ふる最初の状態に對し不便である。又薄すぎると板自身が彎曲して、沈下に對して影響を及ぼす事を考慮して上記の第 2 表の如く決定した。

荷重を加へる操作は、第 1 に平衡水槽に定量の水を入れて、地盤に加へる荷重の増加量が cm² に付き、0.4 kg 以内にする。これを毎回繰返せば荷重が加はつて行く。

1 回の荷重から次の荷重を加へるまでの時間は、地盤の破壊點を見る爲に 1 分置きにした。板を地中に埋めて試験した時には、沈下が全然終了するまで 2 分置きに沈下を測定して、最後の 5 回の目盛が全然變化しないまで行つた。沈下を測定するには dial gauge の 1/100 mm まで精密に読み得るものを用ひ、板に就ては 4 箇所、周囲地盤の變化をみるためには、對稱の兩側に 6 個取付けた。其の他板を備付ける地盤は正確に水平になる様に水準器で表面を水平にし、その上に板を据付けて、板自身も水準器で調べて、水平を決めた上で、ジャッキ、角柱 (長さ 189 cm, 30 cm 角松材)、鋼球承臺、鋼球の順に立て、桁に取付けた。

(4) 人員及び費用

試験に必要な人員は 1 人で 2 個の dial gauge を見るとすると板の沈下に對しては 2 人を要する。周囲の浮上りを見るためには、その變化が緩慢なる爲に、1 人で 3 個を見得る故に兩側で 4 人、これにジャッキの目盛及び水を入れる爲に 2 人として、試験を施行するに要する人員合計 8 人である。これは絶対に必要な人員で、この外に毎日土方人夫 1 人を使ひ、これにポンプ番も兼ねしめた。この内試験を進行して行く主なる人員は 4 人と土方人夫 1 人で他は試験の都度、必要に應じて手傳つた。全工事を通じて、測定員以外に要した人員は第 3 表の通である。

第 3 表

並人夫	線路工手	建築工手	薦人夫	土方人夫	大工職
185 人	20 人	80 人	90 人	105 人	16 人

これを 120 日間に使用した總經費は、3968 圓でこの内譯を示せば

總 豫 算 額	3 968 圓	743 圓 (再用品)		
内 譯				
直營工事費	1 259 圓	405 圓 (再),	請負工事費	1 277 圓 —
支給材料費	—	378 圓 (再),	建築用具費	1 241 圓 —
運 送 費	250 圓	—		

直營工事費は直接荷重試験を行つた費用で、請負工事費は溝、試験機構、上屋等の費用、建築用具費は、ジャッキ、dial gauge 等の費用である。

3. 試 験 結 果

(1) 沈下曲線式と沈下係數 (Bettungs Ziffer)

飯の沈下と荷重の關係を一つの實驗式で表はす爲に次の 3 つの形がある。

$$(1) \quad d = ap^b, \quad (2) \quad d = ap^b + cp^d, \quad (3) \quad p = \frac{d}{a+bd} \quad \text{或は} \quad d = \frac{am}{1-bp}$$

ここで p : 荷重強度, d : 沈下, a, b, c, d : 常數

(1) の場合は拋物線形である。これは一般に今迄の實驗者によつて、沈下荷重曲線は斯の如き形をなすと提唱されたものであるが、沈下と荷重の關係はこの様な簡単な形を持つものでない。表面載荷の場合にはこの形で表はすことは不可能である。飯の深さが増加するに従つて荷重の小なる間はこの關係式に大體近づく。沈下と荷重の曲線は土砂の性質より判断して、又荷重の載荷方法、即ち荷重速度の如何に依り、複合拋物線又は漸近線を有する双曲線形でなければならぬ。即ち餘後沈下が完全に終らぬ前に次の荷重を加ふる時には、(2) の曲線形を相當の間正確に保つてあらうが、完全に餘後沈下を終了させて後、載荷する場合には (3) の曲線形を探る。

地盤が大なる荷重により、流動状態を呈し抵抗を失ふものとの假定を認めるならば、大なる荷重に對しては、當然或一定の限界荷重がなければならぬ。即ちこれ以上荷重を保ち得ない状態である。沈下と荷重の曲線は前記の如く荷重速度による。大荷重、大沈下に對しては曲線の間に荷重の差を減じ、ほぼ一致の傾向を持つと言ふことが知られる。故に沈下の大なる流動状態に對してはすべて一様に (3) の關係式が實驗式として意味あるものと思ふ。

(3) 式は $p=1/b$ なる漸近線を存するもので、この荷重は破壊荷重に相當する。今 (3) 式を變形すれば

$$p = \frac{\frac{1}{a} d}{1 + \frac{b}{a} d} \dots\dots\dots (a)$$

$1/a$ は面積と土自身の性質に關せずして變化する常數で、一定の土質では面積にのみ關係する。第 4 表に依つて明らかなる如く面積の大なるに従つて増加する。これを Zimmermann の沈下係數

$$p = cd \dots\dots\dots (b)$$

p : 荷重強度, d : 沈下, c : 沈下係數

の式に對して比較すれば、沈下の小なる間は (a) 式は (b) 式と一致する。即ち彈性限界内では土に對しても Zimmermann の假定が正しいと言はねばならない。

今 $1/a = e \text{ kg/cm}^2$ として沈下係數とすると、第 1 種沈下係數¹⁾は Terzaghi に従へば 2.0~12.5 kg/cm^2 で、著者

¹⁾ Terzaghi; Erdbaumechanik, S. 243.

の實驗の場合にも 1.65~5.98 kg/cm² を得てゐる。

(b/a)×d を考へる爲に式を變形して、

$$p + p \left(d \frac{b}{a} \right) = d \frac{1}{a}$$

とすれば d≠0 の場合には式は弾性性質に對する沈下を與へ、プラスチックの性質は p(Db/a) に關係すると考へらる。即ち弾性沈下を生ぜしむる爲には p(Db/a) だけ荷重を多く加へなければならない。これは荷重が周邊の剪斷抵抗又は周圍の浮上りの爲のエネルギーに對する荷重である。即ち d は (1-bp)>0 なるが故に弾性荷重より沈下が小である。或る荷重に對しては、或る一定の深さ h 以上の土は横に押されて、剪應力が内部摩擦力に打勝つ。そこに次の逆り面を生ず。かくて荷重の増加と共に h は深さを増し、逆り面上の土量は單に沈下に抵抗する荷重となり、p をそれだけ減少せしめる様に働く故に、弾性體としての沈下より小なる沈下が現はれる。

第 4 表

正 方 形 鋳	5 000 cm ²	3 500 cm ²	2 000 cm ²	900 cm ²	殆んど一定
a	0.234	0.203	0.300	0.344	
b	0.165	0.196	0.210	0.227	
1/a kg/cm ²	4.27	3.82	3.33	2.86	
b/a cm ⁻¹	0.707	0.748	0.700	0.653	
1/b kg/cm ²	6.06	5.10	4.76	—	
圓 形 鋳					
1/a kg/cm ²	1.68	3.96	3.96	5.98	

(2) 地盤の4態

沈下と荷重とに就ては或一定の沈下を生ぜしむる爲の、土自身に固有な荷重強度より、實際加へた荷重が大なる場合には、その沈下を生ずる爲の土の抵抗力より大なる荷重を受けてゐる爲に、土柱は自身の状態を保つ爲に土柱以外のもので抵抗して平衡することになる。即ち土柱の支持力が破壊されたことになる。次に或る荷重より次の荷重までの増加荷重量に依つて生じた沈下の増加量より、或る一定の荷重によるその増加荷重に抵抗して、一定の沈下を生ぜしむる爲の荷重量を見るに、これは或物体が既に荷重を受けた状態に於てさらに荷重が増加した場合に幾ら沈下して平衡を保ち得るかを見ることが出来る。これは土が弾性的に荷重に對して抵抗し得る程度を示すことになる。かくて荷重の増加に對するその時の一定量荷重による沈下量が、増加荷重による沈下量より小なる間は、土柱自身内で受けた荷重を消化してしまう。即ち組織的には變化せず、内部抵抗力がこの荷重に抗することになる。この間を土が弾性的性質を有する間と考へる。かく考へる時は沈下の曲線を4つの部分に分ち得る。即ち弾性状態、比例状態、變形状態、流動状態と名付ける。

沈下係數は何に關係するか。この根本的な關係に對する説は非常に區々である。松村氏¹⁾に従へば沈下係數と特に定められたものは決定し難く、Zimmerman に従へば $c = p/d$ kg/cm² として荷重と沈下の關係を表はしてゐる。この c の値は土の弾性率、ポアソン比及び面積、周長に依るもので、又荷重に依り變化し、その變化の状態

1) 松村孫治：“弾性地盤に於ける基礎の沈下に關する理論的研究”，土木學會誌第 17 卷第 9 號（昭 6. 9.）
 “弾性率の深さと共に變化する地盤に於ける基礎の沈下”，土木學會誌第 17 卷第 11 號（昭 6. 11.）

は實驗上所謂長柱の撓屈に對する關係と類似するを知り得。c 曲線所謂沈下係數曲線は同一地盤で同一型の載荷面を有するものならば、變形狀態附近では同一の傾角を有し、面積の大なる c の値が大である。これは著者の試驗で角鋺に對して現はれた結果である。

一般に物體に壓力を加ふる時には ϕ なる角で包まれた不變形部分がある管である。今地盤が弾性限界點に達した場合は鋺を底として、兩底角 ϕ なる不變形部分が現はれる。この不變形部分の二等邊三角形ははじめの鋺の中心より生じ、漸次大きさを増し、遂に底長が直徑 d に達するものと考へると、弾性限界を過ぎた地盤内部の流動部分は第 5 圖の如くなる。この狀態に達したる後は、二等邊三角形は増大せず、一定の形に於て鋺周囲の土を持上げる。即ち弾性荷重に達したる後は、鋺周囲の浮上りは、荷重に拘らず一定の方向を持つ。

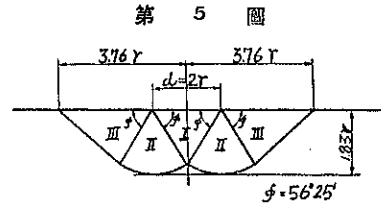
(3) 破壊限界と比例限界

地盤を 4 態に分つ時その間に 3 つの限界點を持たねばならない。一つは前記の弾性限界荷重であり、他の 2 つは破壊限界と比例限界である。構造物の基礎は既に比例、又は變形狀態にある地盤上に造られるものと考へてよい。斯様な地盤に於ては、荷重に抵抗するものは最早壓縮に抵抗せる土柱それ自身のみでなく、その周囲の地盤の抵抗をも考へに入れなくてはならない。

扱て、從來破壊限界の決定、又は支持力の決定に對しては、單に槓型鋺に對する沈下荷重曲線より推定的に求めてゐた。斯様な方法を用ふることは、全然基礎鋺の大きさ、形等を無視せるもので、又その時起つた沈下が如何程であり、それと同じ沈下を實際基礎が起すと考へるか、全然沈下を考慮せず居た。實際、構造物が地盤に荷重を傳へると沈下を生ずることは明らかで、その沈下が如何なる作用を基礎に及ぼすかが問題になる。故に破壊限界を決定して、その地盤の破壊點を明らかにすることが重要である。破壊點を決定するには、多くの場合一定時間中の荷重の増分に對して、突然沈下が今迄より大きく現はれる點をもつて、沈下・時間曲線よりこれを判斷してゐる。これが近時採られてゐる決定方法であるが、この方法も從來の沈下荷重曲線より推定的に求める方法と何等異なる所がない。又許容支持力に對しても、從來の試驗結果の解釋に就いて次の 3 つの方法を見出す。¹⁾

- (1) 許容支持力は破壊限界支持力の半に等し (Terzaghi)。
- (2) 許容支持力は比例限界に等し。(この結果の解釋に對する規定は Vienna に於ける Fisher の考案せる試験方法によつて得たるもの)
- (1) と (2) とは破壊限界と比例限界との間に 1/2 の關係を認めるならば全然同一の結論である。
- (3) 許容支持力は 1 cm の沈下を生ぜしむるに要する壓力の半に等し。(Kögler 標準示方書)

實驗より得たる沈下・荷重曲線より、その載荷面に對する破壊荷重はどこにあるか。Honsel²⁾ の如く特性係數なるものを誘導して、この最小値を示す點をもつて支持力限界値を決定してゐる。然し乍らこの方法は粘土地盤に對し、各面積が生ずる關係、即ち面積の小なるもの程支持力が大なりと言ふ地盤に對しては、明瞭にこの最小點を決定し得。即ち特性係數の双曲線性を明確に示し得るものなれど、一度砂の如き粘土と全然性質を異にせるものでは、これを用ふることは困難である。其の他 Terzaghi の砂地盤に對する



¹⁾ Terzaghi: Engineering News Record, Aug. 11, 1932.

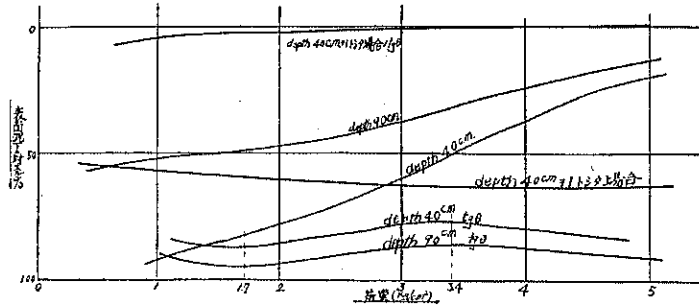
²⁾ Honsel: A practical method for selection of foundations based on fundamental research in soil mechanics.

$$q_b = \frac{2\gamma r}{\xi_1^2}, \quad \xi_1 = \text{tg}^2 \left[45^\circ - \frac{\varphi_1}{2} \right] \quad (\text{Terzaghi: Erdbaumechnik. 19})$$

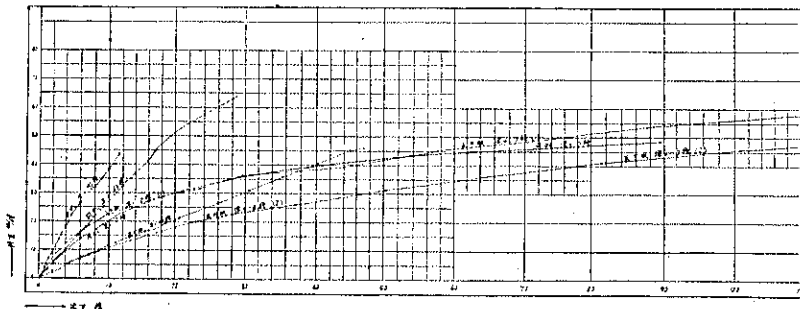
に對して各種實驗結果と對照して見るに、面積の小なるもの、即ち半徑 3 cm 位のもの迄が、面積がそれ以上になるともはやこの公式は全然信頼することが出来ない。ことに著し半徑 21.81 cm のものと比較する時、計算値は著しく過大な支持力を有すると云ふ結果をの假定では銀直下の砂を直徑 2r の圓錐體と假定してこれを誘論の 基本に置いてゐる爲に簡單なる破壞限界點及び比例限界點の決定は、直接實驗上の曲線に對するものは、同一進行つた。即ち、一表面掘付銀の破壞、比例兩限界點の決定に對して、深さ 40 cm と 90 cm の沈下荷重曲線を畫かしむ。

かくて得たる 3 つの曲線中表面に於けるもの、沈下・荷重曲線に於て同一の荷重に對した沈下量を得る。この場合各々の表面沈下に對して、其の他の深さの沈下量の比を取りて、を畫けば、一つの曲線を得る。この曲線の最小及び最大値を與へる點が、各々比例及び破壞ある。かくて 3500 cm² 銀に對して正確に兩者を決定すれば、比例及び破壞限界點の間にあることを知り得る。この値を擧ぐれば、各々 $p_b = 3.4 \text{ kg/cm}^2$, $p_b = 1.4 \text{ kg/cm}^2$ である。

第 6 圖 表面沈下量と或深さに於ける沈下量の比較



第 7 圖 深さの變つた場合の沈下曲線 3500 cm²



(4) 近似解釋

實際の基礎に對して、實際の荷重を加へることは實際の支持力を決定する爲には理想的場合この様なことは不可能なことが多い。ここに於て小規模の模型試驗より推論する理誼

1) Hugi: Untersuchung über die Druckverteilung.

基礎の荷重試験に對しては、之より精密なる荷重沈下曲線が得られる。然し乍らこれを如何に實用に役立つ様に解釋するかの方法は今迄何等指示されてゐない。充分揃められた砂で Strohschneider の實驗によれば、面積 0.8, 1.25, 1.78 cm² に對して夫々 0.29, 0.42, 0.61 kg/cm² の支持力を得、Görner では 200, 100, 50 cm² に對して夫々 1.74, 1.34, 0.83 kg/cm² 又名古屋では 900, 2 000, 3 500, 5 000 cm² に對し粘土交り砂地盤では夫々 3.49, 3.66, 3.99, 4.66 kg/cm² を得、Housel の結果では粘土地盤に對して 1, 2, 4, 9 ft² の面積に對して 1 吋の沈下に對し夫々 15.30, 11.55, 10.15, 7.30 lbs/ft² の支持力を有すと云つて居る。又砂地盤では直径 1 m の圓形基礎では小面積の試験板の支持力の數倍の支持力を有すと報じられてゐる。

以上砂及び粘土に對する種々なる實驗より考ふるに、砂地盤では支持力の強度は面積の増大すると共に急に増加するが、プラスチックな粘土の場合には、これと全然反對に面積の小なるもの程支持力が大きい、又砂と粘土の交つた地盤では名古屋の地盤の如く實驗結果は中間的性質を與へる。即ち粘土の % が砂より多い時には、より粘土に近き性質を與へ、反對に砂の % が多い時には砂地盤の現象を現はす。故に實驗の解釋が定まらぬ時には、土の種類ごとに、これを判斷する方法が與へられなければならないことになり、荷重試験からは何等の結論も得られない。

試験によりて得たる結果を解釋する爲に次の近似法を用ふ。

(1) 荷重と沈下との關係は、荷重を直接表面に加へたる時は双曲線式である。

沈下と荷重との關係は一般に今迄は地盤に對しては、直線式又は拋物線式を以て表はされてゐた。然し乍ら實驗の結果、又は實際の沈下の状態より推定するに、これは次の如き双曲線式でなければならない。

$$p = \frac{d}{a + bd}$$

(2) 或る深さに入れられた基礎では沈下と荷重の關係は直線式である。

實際の地盤に基礎を置く場合には、表面にこれを設置すると言ふことは殆んどない。故に 50 cm 以下の基礎板に對しては、沈下と荷重の關係は實用の範圍内の荷重では殆んど直線的に變化する。即ち所謂沈下係數 c を決定すればよいことになる。これは荷重試験で實際簡単に決定し得る。

次に實驗結果の根本的な相違の解釋に對して次の判斷を與へる。根本的な相違とは、

(1) 粘質地盤、即ち凝集力有る地盤では、載荷面積の小なるもの程沈下が小なり。即ち沈下と面積とは或る關係に於て比例する。

(2) 粒質地盤、即ち凝集力のない地盤では、載荷面積の小なるもの程沈下が大なり。即ち沈下と面積とは或る關係に於て逆比例する。

(3) 粘土質と粒狀質の混合せる地盤では (1), (2) の中間的性質を與へる。

以上 3 つの公式に依つて次の實驗結果を考へる。

(1) 圓形板の或群のものは、荷重の増加すると共に沈下も増加する傾向がある。沈下曲線は面積の小なるものは大なるものより、荷重の小なる間は沈下も少い。荷重が大になると、これと反對に面積の大なるもの程沈下が少ない。

(2) 例へば正方形板の面積と沈下との關係は同じ荷重に對しては面積の大なるもの程沈下が小になる。従つて沈下は荷重の變化に對して一定の値で漸減する。この群では面積が大なるに従つて破壊點が上昇する。

以上 2 つの相反する結果を前の 3 つの公式に依つて判斷し、且試験地盤について精密なる検査を試みる時に

これは単にその試験地盤の直下の實相のまゝ結果に現はれたに過ぎない。即ち、(1)では地盤の表面近くに粘土の幾組かの薄層を含み、(2)では粒子の比較的大なる砂地盤の状態について試験せる結果である。

(5) 正方形鋳の角の影響

圓形鋳が正方形鋳に比して、荷重が小さい間は沈下が多いが、荷重が大になるに従つて圓形鋳は正方形鋳より沈下が減少する。これは著者の試験で共通に認められた現象である。

これは正方形鋳は鋳直下の壓力分布が一様でなく角端が他の部分に比して大きな壓力を支へてゐると思はる。この爲に或る荷重より大になると、この角端が他の部分に比して早く破壊點に達し、その後はこの部分は壓力に抵抗する力を失ふ爲に、圓形に比して同じ壓力に對して、大なる沈下を生ずる結果になる。即ち見掛上、同じ強度でも正方形鋳は實際上大なる壓力強度を生じてゐる爲である。

同じ沈下を生ぜしむる爲の壓力強度を圓形鋳では p_r 、正方形鋳では p_s とすれば、

$$\text{正方形鋳作用面積 } A_s' = \frac{p_s}{p_r} A_s$$

A_s' : 正方形鋳作用面積, p_s : 正方形鋳荷重強度

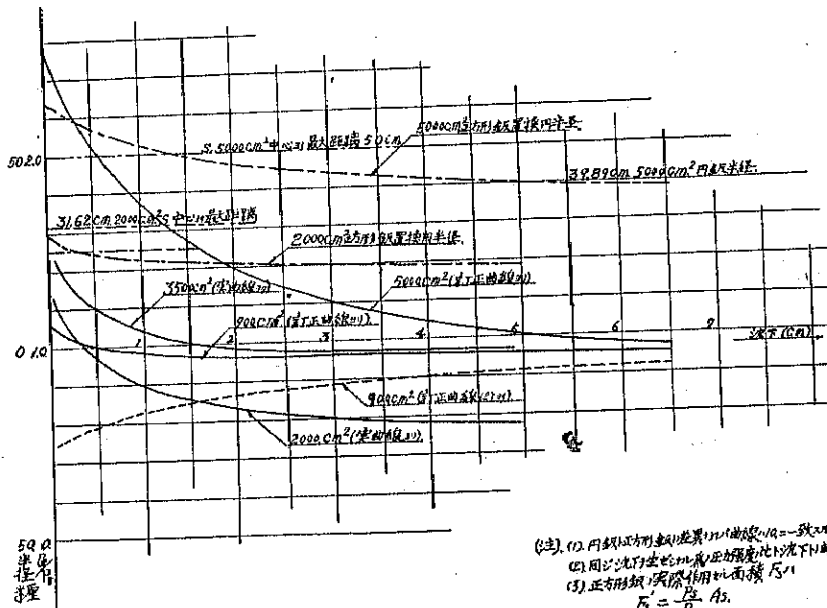
A_s : " 實面積, p_r : 圓形鋳荷重強度

作用面積は見掛面積に比し、面積が大なるほど、荷重が小なる内は大きく、面積が小になるに従つて、作用面積と見掛面積との差が小さくなり、 900 cm^2 ではこれが殆んど現はれない。荷重が大になると作用面積が見掛面積

第 5 表

荷重 kg/cm^2	5 000	3 500	2 000	900
0.2	2.3倍	1.42	1.21	1.09

第 8 圖



(注) (1) 圓形鋳の作用面積は實面積に比し、面積が大なるほど、荷重が小なる内は大きく、面積が小になるに従つて、作用面積と見掛面積との差が小さくなり、 900 cm^2 ではこれが殆んど現はれない。荷重が大になると作用面積が見掛面積より大なる傾向がある。
 (2) 同じ沈下を生ずる爲の壓力強度を圓形鋳では p_r 、正方形鋳では p_s とすれば、

$$A_s' = \frac{p_s}{p_r} A_s$$

 A_s' は見掛面積

積に比して大になるから、沈下は正方形飯が大になる。又面積の大なるほど、作用面積は大になる。即ち第5表で見る如く見掛面積の5000 cm² では2.3倍、900 cm² では1.09ではほぼ圓形飯の實面積に一致する。

(6) 限界荷重沈下曲線

例へば正方形飯に就て得られた關係、即ち面積の大なるもの程同一荷重強度に對し、沈下量が少になると言ふ結果を得るが、面積が大になつても、荷重が加はつてゐる時には、沈下は當然起らなければならない。これを求めることは、實際基礎の沈下量を豫定するに重要なもので、荷重試験は結局この關係を求める爲に行はれる。今飯の面積、型を一定にすれば、普通の飯沈下荷重曲線が得られる。

次に荷重を一定にして、各飯に就ての試験結果より各面積に關係を持つ沈下荷重曲線を求めることが出来る。ここに本試験結果について正方形飯の例を示せば、

今 p/d の比を c と置き、各飯に就ての沈下荷重曲線を決める時は

$$5000 (s) \quad c=4.188-0.800 p \quad 2000 (s) \quad c=3.543-0.830 p$$

$$3500 (s) \quad c=3.870-0.845 p \quad 900 (s) \quad c=3.151-0.787 p$$

上式は 2. (1) の $d = \frac{ap}{1-bp}$, $a=k$: 實驗上求められる常數

に實驗的に合致する。

次に $b=h/u$, $k=a$ と置き、 u を正方形飯の一辺とすれば

$$ck = 1 - \frac{h}{u} p, \quad h: \text{實驗常數}, \quad u: \text{荷重飯の周長}$$

h は荷重に依る變數で面積に依らぬものと考へると、 p を一定にして各飯について、 k 及び h を求むることを得。

u が大になる時には、 $ck=1$ なる關係となりこれが限界沈下曲線である。

或は
$$d = \frac{kp}{1 - \frac{h}{u} p}$$

となる、各飯に就て沈下を求むれば第6表の如くなる。

名古屋製本屋基礎の如きものでは限界値を取り、沈下量を決定することを得。即ち設計荷重 1.2 kg/cm² に就ては、沈下量は 0.312 cm であらう。基礎を或部分に分けて考へる時は $k=0.36$, $h=19.1$ を取つて上式より求むる。

普通支持力限界値を求めるには各飯に就て

(1) 或一定の沈下量の所で得られる

と言ふが沈下量が同一なる時飯直下の地盤の状態が各飯に就て一樣に限界點に達してゐると考へられるかは疑はしい。

一方支持力限界値は各飯について一定し沈下が飯に就て變化すると考へると、

(2) 或一定の荷重強度の所で得られる

と言ふ結果になる。これは従來教科書等の一つの地盤に就いて一つの支持力を與へてゐる場合と同一になる。然

第 6 表

面 積 cm ²	沈 下 cm	
	荷 重 2.0 kg/cm ²	荷 重 1.2 kg/cm ²
900	3.87	0.005
2000	3.21	0.402
3500	1.82	0.414
5000	1.67	0.393
限 界 値	1.18	0.312

第 7 表

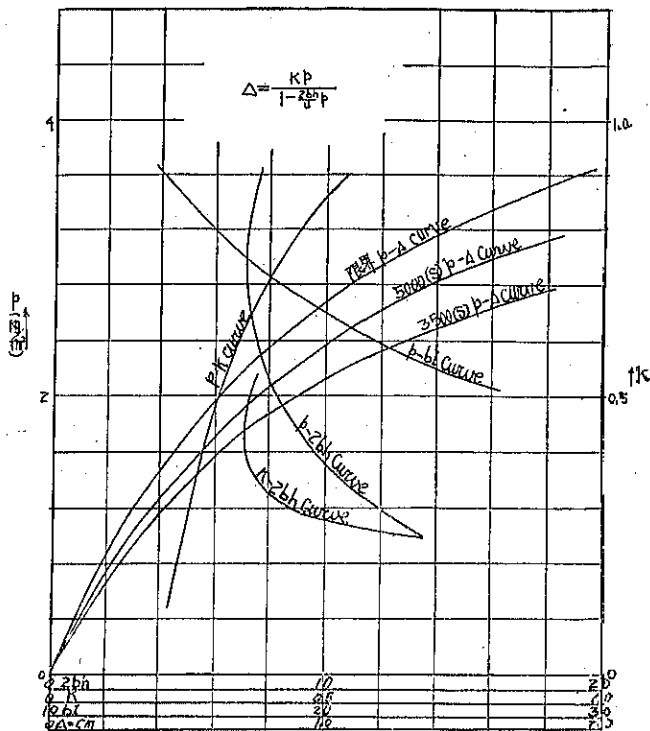
荷重 kg/cm ²	k	h
2.0	0.405	7.9
1.2	0.360	19.1

しながらこの兩者の場合に就ては未だ決定的な斷定を下すことが出来ない。寧ろ一つの地盤に對しても支持力は面積が變化すれば、沈下量及び荷重強度を異にすると考へるが妥當であらう。

(7) 鋳周圍の變化

鋳周圍の變化を見る爲、鋳周に接して1箇所、5, 10, 15, 20, 25, 30 cm の各間隔で各々變化を見た。これを①, ②, ③, ……⑥とする。①は一般に荷重の最初より沈下を生ず。又30 cm 離れた⑥では最初より上昇の傾向がある。この他のものは一旦沈下して後上昇する。鋳に接する地盤は沈下、又は支持力には影響せず、單に壓縮された土柱上に乗つてゐるから、最初の内は土柱の沈下に伴つて沈下する。これは内部に傳達された壓力を受ける柱が、鋳直下に垂直ならず、或面積に分布して行くことを示す。この部分は壓縮されつつ沈下する故、上部にある土も従つて沈下する。然るに垂直壓力のみならず、水平壓力をも生ずるから、土は横に押れ内部應力に依る剪力が土自身の剪力抵抗より小なる間は壓力はA(第10圖)の部分で支持するけれども、大になると垂直壓力の内部に傳達されるより、側方に土を押し上げることに由り加はる壓力に平衡する。かくて⑥-④-③-②の順序に、即ち遠方にあるものより順次に沈下を停止して上昇の現象を生ず。鋳周圍地盤の變形は正方形鋳では、邊の中央と角端とを比較すると、角端では變化少なく、中央の線では沈下、上昇共に大である。故に地盤表面は第11圖の如くなる。圓形鋳ではこの様に複雑でなく、一樣に鋳の周圍は沈下及び上昇を起し、次に龜裂圓環帯を生ず、4 kg/cm²の荷重の場合圓形鋳の周圍變化を見ると、第8表の如くである。

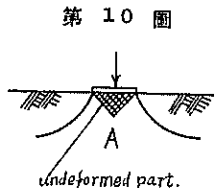
第 9 圖



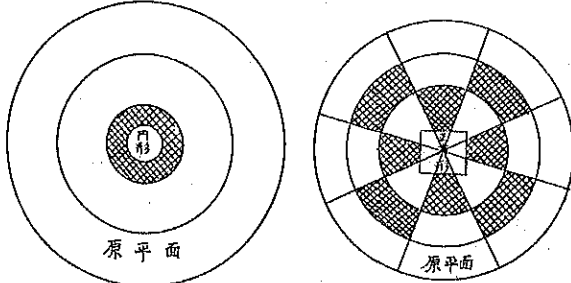
ある土も従つて沈下する。然るに垂直壓力のみならず、水平壓力をも生ずるから、土は横に押れ内部應力に依る剪力が土自身の剪力抵抗より小なる間は壓力はA(第10圖)の部分で支持するけれども、大になると垂直壓力の内部に傳達されるより、側方に土を押し上げることに由り加はる壓力に平衡する。かくて⑥-④-③-②の順序に、即ち遠方にあるものより順次に沈下を停止して上昇の現象を生ず。鋳周圍地盤の變形は正方形鋳では、邊の中央と角端とを比較すると、角端では變化少なく、中央の線では沈下、上昇共に大である。故に地盤表面は第11圖の如くなる。圓形鋳ではこの様に複雑でなく、一樣に鋳の周圍は沈下及び上昇を起し、次に龜裂圓環帯を生ず、4 kg/cm²の荷重の場合圓形鋳の周圍變化を見ると、第8表の如くである。

第 11 圖

右：正方形鋳周囲地盤の相對的變位を示す (斜線は凹みを示す)
 左：圓形鋳 (" ")
 外圍と次の圖との部分は原平面を示す



第 10 圖



原平面

原平面

第 8 表

銀 面 積 cm^2	5 000	3 500	2 000	900
銀 沈 下 (cm)	2.58	4.54	1.89	4.58
最 高 上 昇 (cm)	4.65	8.6	2.15	9.3
銀端よりの距離 (cm)	10.50	17.75	14.5	10.0
浮沈なき點の周邊よりの距離 (cm)	5.4	6.7	4.7	3.0

銀周囲の變化は、著者の實驗では 20 cm 以内では荷重を加へると同時に變化を見ることが出来た。①、②の線は明らかに次の 3 つの部分よりなる。即ち、

(1) 地盤の沈下と共に沈下する曲線。これは支壓力土柱の表面上に單に乗つてゐるのみで、土柱表面の沈下と共に沈下する。この爲に銀沈下曲線と同一の性質を有するものと考へらる。

(2) 土塊内に剪應力が生じた時、土塊は銀下の土柱沈下と同時に、内部水平應力による浮揚力を受ける。この爲に今迄の曲線の方向を變へるけれども、沈下が火なる爲に依然として局面より沈下する傾向をもつ。

(3) 水平應力による浮揚力が沈下より大なる爲、曲線全體が上昇する方向に傾く。

今迄の理論に従へば剪力滑線は銀の端より直ちに出て周圍地盤を押し上げる方向に働くけれども、(1)の關係を説明せんが爲に、實載荷面積より載荷面積が大なりと考へ、この非定面積端を中心として剪力滑線が出ると考へるとよい。この作用面積端は荷重が大になるに従つて、實面積に近づく。例へば ③ 線の反曲點を求めれば第 9 表の如くなる。

第 9 表

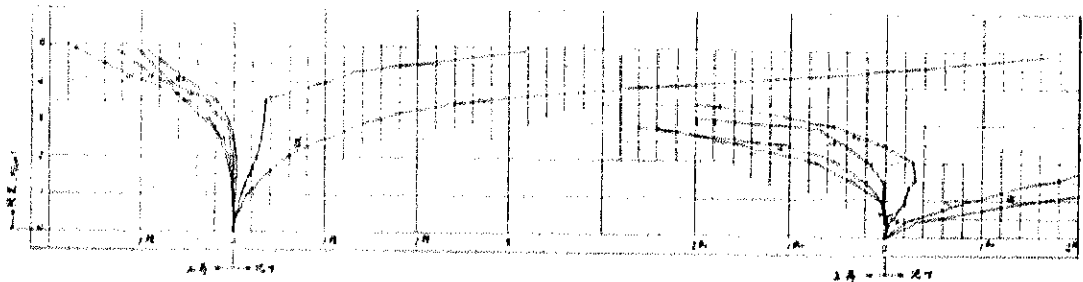
面 積 cm^2	5 000	3 500	2 000	900
荷 重 kg/cm^2	0.58	0.37	1.55	0.8
沈 下 (cm)	0.70	0.24	0.58	0.16
増大半径 (cm)	15.0	38.4	30.2	22.0
圓形板半径 (cm)	30.80	33.38	25.23	16.02

荷重が相當大になると ②、③、……⑥ の曲線は大體平行になる。これは各位置に於て相互的變化が起らぬことを示す。即ち荷重が大になると、一定の沈下面を持ち、その面が變化することなきを示す。常に最高上昇を示す點は銀の外方又は内方に向つて浮上ることなく、沈下面の方向に遷るものと考へる。この兩側では土は銀の方向又は銀の外方に向つて浮出す。

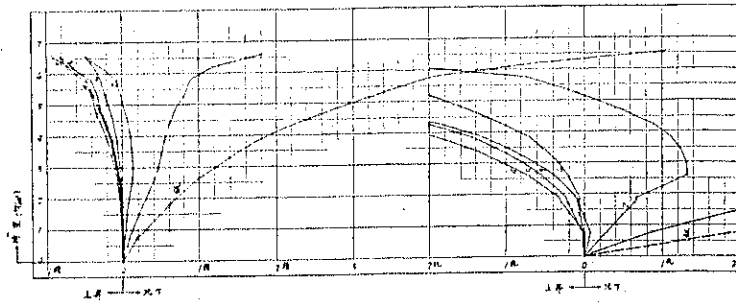
第 12 圖 載荷面周圍の地盤變形圖

(1) 900 cm^2 (R)

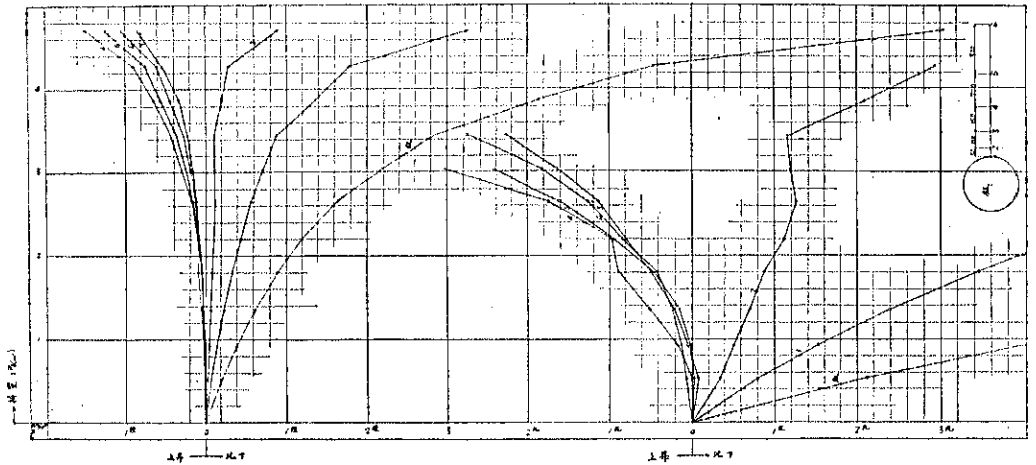
右圖は左圖の一部を擴大せるものなり、以下同じ。



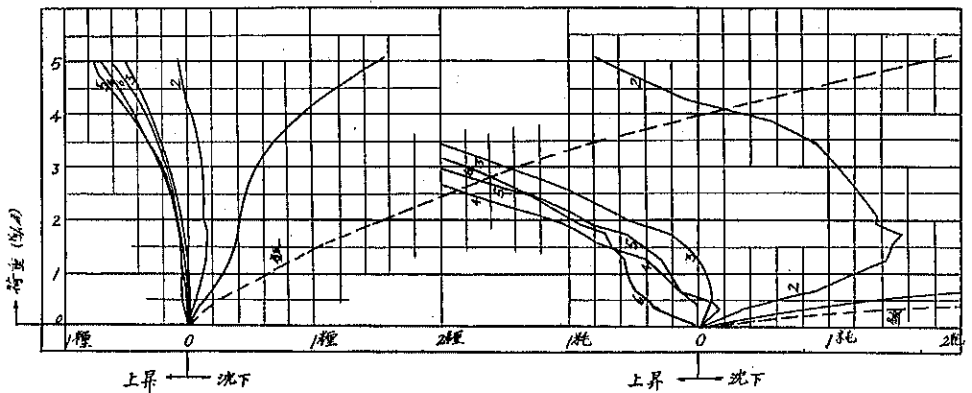
(2) 2 000 cm² (R)



(3) 3 500 cm² (R)



(4) 5 000 cm² (R)



又半径の小なるもの程、最高點を示す位置が板に近い。従つて變形範圍も小となるは當然のことである。一般に荷重による周圍影響範圍は地中内り面の深さに關係するもので、變形の範圍については、弛緩せる地盤では、中心より半径の 5 倍、又はプラスチックな地盤では 3 倍と言ふ。又面積の 10 倍等種々あるが、實測の曲線よりこれを求むれば中心より約 $3r$ に等しきことを知る。面積より見れば 9~10 倍である。次に最高上昇點を見れば

第 10 表

面積 (cm ²)	5 000	3 500	2 000	900
鉄端よりの影響距離 (cm)	79.80	66.75	50.41	33.81
〃 最高上昇點	0.490 r	0.532 r	0.575 r	0.597 r

平均半径の 0.55 倍と考へてよい(第 10 表参照)。今中心より半径の 1.5 倍と考ふれば、丁度影響範圍の半の所にこの面があることを知る。

4. 結 論

本試験に依り得たる結果を擧ぐれば

- (1) 沈下荷重曲線には次の形式を採用することが實驗の解釋によく合致する。

$$p = \frac{d}{a+bd}$$

- (2) 表面載荷の場合比例及び破壊限界荷重を決定する簡單なる概略的な方法は一箇所に於て深さを異にして沈下量を比較すれば得られる。

(3) 砂地盤と粘土地盤では沈下荷重試験結果は面積に對し全然相反する結果を得る。中間的な組織を有する地盤は砂質又は粘土質の含有率に應じて中間的な結果を與へる。

- (4) 正方形鉄は同一面積の圓形鉄に比し支持力大なり。

(5) 或荷重に對する沈下量を豫定する爲には限界沈下荷重曲線を作れば簡単に得られる。

- (6) 圓形鉄の荷重による影響範圍は中心より約半径の 3 倍或は面積の 9-10 倍である。

以上本試験により得たる結果に就ての大約を擧ぐることが出来る。然し乍ら最初より書き來つた筆者の考へは、偶然に機會を得て、唯 1 回の耐荷試験に依つて、發展途上にある土質現象の研究に對し一つ一つ獨斷的考察をなしたに過ぎない故に、當を得ない部分が多々あるものと考へ、種々御批判を賜らば無上の光榮である。