

# 大孔土力學之基本原理

對內資料，僅供參考

中央重工業部設計公司

# 大孔土力學之基本原理

## (一) 大孔係數

如果從天然成層之大孔土塊內假設能劃分出一個等於一單位之立方塊(圖1)，則這立方塊之體積可以分成以下幾種組成部份：

- a) 成緊密物體之土骨架所佔之體積——『A』
- b) 正常孔隙體積——『B<sub>1</sub>』，確定於骨架組成中之顆粒的形狀與大小；
- B) 大孔隙體積『C』，決定於土之成因以及其成層之自然歷史條件；

B<sub>1</sub>+C之和構成了單位體積土內之總孔隙體積『B』，因此，土之孔隙比『ε<sub>0</sub>』可用下式得出：

$$\epsilon_0 = \frac{B}{A} = \frac{B_1 + C}{A} \quad [1]$$

$\frac{B_1}{A}$ 表示土之正常孔隙比； $\frac{C}{A}$ 即大孔隙體積與骨架體積之比名叫『大孔係數』以『ε<sub>m</sub>』代表

之。為了確定係數ε<sub>m</sub>之物理意義，可以觀察在側限環內土塊受壓縮時之變形；即沒有向旁膨脹之可能性，加以垂直均佈壓力，其強度為P<sub>KR</sub>/C<sub>M</sub><sup>2</sup>並以水作用之。

從土力學中很清楚地知道，土在外力作用下變形之基本值僅計算其因骨架中顆粒之接近而產生之數值，即骨架之體積並不改變。這種變形之數值是用與荷重變化成正比之孔隙比的相對減少來表示。

在荷重之作用下土的孔隙比減少至ε<sub>p</sub>，其減少之值可用Δε表示即受壓前後之孔隙比之差

$$\Delta \epsilon = \epsilon_0 - \epsilon_p$$

現在研究一下土塊在預壓力『P』下受水作用所得到附加變形之下沉數值，即受壓土之孔隙比ε<sub>p</sub>減少至ε<sub>p'</sub>因為根據試驗之材料，變形下沉只在大孔隙改變時才產生，因此在壓力不變時受水作用前後孔隙比之差構成了ε<sub>m</sub>之值即

$$\epsilon_m = \epsilon_p - \epsilon_{p'} \quad [2]$$

這樣ε<sub>m</sub>就表示在水的作用下受壓土之結構穩定的特性。顯然的由係數ε<sub>p</sub>與ε<sub>p'</sub>之差所算出之係數ε<sub>m</sub>是隨着壓力之變化而變化，即ε<sub>m</sub>=f(P)

試驗材料證明了在某些壓力下ε<sub>m</sub>有其最大值[ε<sub>m</sub>]<sub>MRC</sub>，這可由圖5表示出來。

[ε<sub>m</sub>]<sub>MRC</sub>之數值已由各種土在不同壓力下進行過觀察，並決定於其結構粘着性。土中含粘土粒越多，達到[ε<sub>m</sub>]<sub>MRC</sub>之值時土所需之壓力越大。根據試驗材料[ε<sub>m</sub>]<sub>MRC</sub>一般在壓力2,0至4,0kr/CM<sup>2</sup>中得到。

利用[ε<sub>m</sub>]<sub>MRC</sub>可估計土之下沉性質。

如果ε<sub>m</sub>≤0，這表示在某一壓力下浸水時土會膨脹，因而實際上是具有穩定結構的。在這種情形下，許可壓力值按不能膨脹時計算。

如果ε<sub>m</sub>>0，這表示土在某一壓力下浸水時喪失其結構穩定性，即具有下沉性質。係數ε<sub>m</sub>能明確地判定土之下沉性質，同時，也是具有大孔結構之土的主要物理特性。這個係數對大孔土來說是補充了在地質技術研究中之一般的物理力學特性的術語。

## (二) 確定大孔係數之試驗室的及簡單的方法

ε<sub>m</sub>之值可用一般用作試驗土壓縮性之壓縮儀器(阿多美特羅)來確定。儀器(圖2)由下列各部

組成；環刀（1）高『h』不小於2CM，直徑在4h—5h，用以裝入不擾動結構之試驗土試樣；用多孔石材或帶孔之金屬板所作成的透水板（2），以及外套（3）。試樣上之壓力通過槓杆（5）作用，及其上部活塞（4）而獲得土之變形數值可用千分表（6）量得，其刻度達0.01MM。浸水以及保持一定水面可用倒置之燒瓶供給。

最便於工作之儀器為具有簡單構造之IO, M阿別列夫及A、H、奧節列次基式的儀器，可用以確定大孔隙數，滲透係數以及濾過現象。從圖3a及3b很明顯看到儀器是由下列幾部組成：支柱『A』可用管材在普通車床上作成。支架（5）用以固定普通的比里尼羅夫式漏斗。壓力利用槓杆『M』傳導，其比例為1.75或1.80，槓杆利用砝碼加壓。

上述儀器之普通形狀見圖3a及圖2，其環刀之厚度在0.7—0.8MM直徑為80MM（面積為50CM<sup>2</sup>），這樣可以避免從土柱中切取土樣時將其結構擾動。其餘零件可從儀器之像片及其圖形上看到。

根據試驗之目的， $\epsilon_m$  之值可用兩種方法確定，如須要確定最大值  $[\epsilon_m]_{MRC}$ ，比方用以區分建築場地下土層之種類，那須從每個土層中取出具有天然構造及天然含水量之一個試樣進行試驗加荷間隔為0.5或0.25KГ/CM<sup>2</sup>當荷重作用下達到假定穩定值時（2小時內千分表所指示之附加變形少於0.01MM），將土試樣用水從上而下地浸入。在開始浸水後的五分鐘內須每分鐘記一次讀數，經過一、二小時浸水下沉穩定以後，再進行加荷直至4.0KГ/CM<sup>2</sup>，試驗至此就算完成。試驗結果填入特製的試驗大孔土結構穩定性的表格中並繪成曲線。在圖4中表示黃土類土之試驗曲線。

如果 $\epsilon_m$ 之值被用以計算土之下沉量時，則須要獲得土在不同壓力下之 $\epsilon_m$ 之值，即須求知 $\epsilon_m = f(p)$ 之曲線關係，在這種情況下須從同一土柱中取出兩個具有自然結構和天然含水量之土樣，其中一個土樣在天然含水量下按普通確定土壓縮性質之試驗方法進行，惟須注意保持土之天然含水量，比方要小心將儀器弄乾等等。第二個土樣須在相當於從地面下採取深度之土重壓力下利用人工方法浸水。第一、二個土樣同樣須加荷重至4.0KГ/CM<sup>2</sup>，記錄方法與前述的一樣。在整理試驗結果時，如同一土樣所取之兩個土樣具有不同之 $\epsilon_0$ 數值時，採取其中較大的一個。按照試驗結果作出 $\epsilon_m = f(p)$ 之圖。在圖5中，以取自皮列特尼波羅芙莉亞（Прернпроля）之黃土為例。

如果土在自然成層下由於受季節條件的影響而改變了原有地質條件下固有的特性，以致具有較高的含水量時，要求在試驗自然結構土樣之 $\epsilon_m$ 時，預先將土風乾至恒重為止。

在試驗室研究的實用方面以及計算下沉量等，常常為方便起見，採用土之相對壓縮數值 $i_p$ ，即試樣下沉數量，與其原來高度之比，按公式：

$$i_p = \frac{\Delta h}{h} = \frac{\epsilon_0 - \epsilon_p}{1 + \epsilon_0} \quad [3]$$

其中  $\Delta h$  = 承壓板之下沉量用千分表量得，

$h$  = 試樣之原來高度，其餘之代表符號與前同

在我們的情形下，即對大孔土而言，須要獲得在只是一次浸水的作用下土的相對壓縮數值，這可簡稱為『相對下沉係數』，並用 $i_m$ 表示之， $i_m$ 之值可用類似於公式〔2〕之公式計算之：

$$i_m = i_p' - i_p = \frac{(\epsilon_m) p}{1 + \epsilon_0} \quad [4]$$

根據求得之結果可作曲線 $i_m = f(p)$

決定 $\epsilon_m$ 近似值的方法：在研究實用方面，當沒有壓縮儀器進行試驗而需要確定 $\epsilon_m$ 之最大值按其下沉性質來區分土之種類時，也可應用土之物理特性求得之，這也是有其一定價值的，為了近似地確定最大值  $[\epsilon_m]_{MRC}$ ，須要足夠準確的計算出決定於顆粒形狀與大小之土之正常孔隙比。如果利用阿特爾別格（Атерберг）之流動限界含水量當作孔隙全部充滿水時之含水量。對於大孔土理

論上是可能計算其正常孔隙比的(捷尼索夫 Денисов) 同時對具有擾動結構的以及具有構成其骨架之土顆粒的形狀與大小所決定孔隙的土, 進行確定這種特性。

但是, 在這種情形下, 不可能考慮到在土上壓力影響下之應有校正值。土之孔隙雖與其原始含水量有關, 但並不是不變的數值。這表明了這種確定  $[\epsilon_{\text{M}}]_{\text{MRC}}$  的假設方法只能初步的估計土之下沉性質。

這樣  $[\epsilon_{\text{M}}]_{\text{MRC}}$  可用下式算出:

$$[\epsilon_{\text{M}}]_{\text{MRC}} = \epsilon_0 - \epsilon\pi = \epsilon_0 - \frac{W_{\text{H}}\gamma_0}{100} \quad [5]$$

其中

$W_{\text{H}}$  = 最低流動限界含水量之百分數

$\gamma_0$  = 土的比重。

在這公式中第一個數  $\epsilon_0$  表示土在自然結構及天然含水量下之孔隙比, 而第二個數值  $\pi$  表示同樣的土在擾動結構下全部孔隙被水充滿時之孔隙比, 相當於其最低流動限界之含水量  $W_{\text{H}}$  因此這相當於受組成骨架的顆粒之形狀與大小決定的正常孔隙。

上述之公式並未考慮到在荷重影響下受壓土之自然孔隙之變化, 因此對具有較高天然含水量及壓縮彈性係數小的(Модуль уплотненость) 大孔土當在荷重作用下有很大的壓密時,  $\epsilon_{\text{M}}$  之近似值與其實際數值是有很大的差異的。除此以外, 土中含粘土粒越多, 按公式計算之  $[\epsilon_{\text{M}}]_{\text{MRC}}$  與按試驗求得者之差異則越大, 按試驗與按公式求得之  $\epsilon_{\text{M}}$  的結果比較見下表(表 1):

表 1.

採取試樣之地名	孔隙率 (%)	孔隙比	比重	$W_{\text{H}}$	按壓縮試驗得之 $[\epsilon_{\text{M}}]$	$\frac{W_{\text{H}}\gamma_0}{100}$	按公式(5)求得之 $[\epsilon_{\text{M}}]$	$\frac{[\epsilon_{\text{M}}] - \epsilon_{\text{M}}}{\epsilon_{\text{M}}} \times 100$	備註
里斯尼爾 Борщолоб	45	0.92	2.68	23.5	0.19	0.63	0.19	+ 0	按照 AM
羅爾母尼 Ромбл	44	0.77	2.69	28.0	0.10	0.75	0.04	- 60	大蘭但尼
留伯尼 Луникцеь	55	1.21	2.69	30.0	0.40	0.81	0.40	+ 0	哥華之材料
奇耶夫 Кпъ	50.5	1.02	2.65	26.0	0.47	0.69	0.43	- 8.5	внос
皮羅和 Рирооюво	45.5	0.83	2.68	23.5	0.16	0.63	0.20	+ 25	(AM Дранцкоь)
查波羅爾日者	27	0.89	2.67	23.0	0.22	0.615	0.272	+ 25	
基差美爾羅爾	47	0.89	2.67	29.1	0.20	0.78	0.12	- 40	
					0.18				

從上述表中之材料可見。在某些結果中, 按照公式(5)與按試驗所得結果之差異值達40-60%, 這表明不管上述之考慮如何, 以及確定  $W_{\text{H}}$  之方法的極端不完善, 和確定於試驗者經驗之結果準確等, 有經驗之試驗者所得之  $W_{\text{H}}$  值一般皆較高, 因此  $\epsilon_{\text{M}}$  之值則減少。

爲了減少錯誤至最低限度, 須要要求在土體內不會被空氣浸進過, 爲此建議用毛細管飽和方法使土浸溼, 不允許膨脹, 最好在確定最低流動限界時採用有天然含水量之試樣, 用毛細管飽和方法——用最需要的水量, 當破壞其結構後再用規定的方法確定其流動限界。

註(1) Н.Я.捷尼索夫(Денисов) 教授建議『 $\epsilon_{\text{H}}$ 』與有天然結構之土的孔隙比之比, 稱爲『大孔

指數』，並建議作為定性方面的對下沉性質的估計： $K = \frac{\epsilon\pi}{\epsilon_0}$  當  $K < 1$ ，則土是有下沉性質，而當  $K > 1$  時土在浸水時是穩定的。很明顯，這種性質只是定性方面的

### (三) 大孔土下沉指數及其確定的方法

載荷之大孔土的結構穩定性也可在工地上利用人工浸水之載荷試驗直接測定之。如果土具有下沉性質，則載荷板受浸水作用時應當有一定下沉量，這下沉量之數值將決定於土之結構穩定性之程度、浸水量以及浸水時間，而代替了決定於載荷板下浸水土層之厚度。在研究土之下沉性質時，因為在壓縮作用之土層之正確厚度不能獲得，故這種試驗只能獲得土之定性性質。

按照下沉性程度以定性的估計土之下沉性的最典型代表，就是以浸水後載荷板的全部下沉量  $S_s$  對在浸水前荷重影響下之下沉量  $S_H$  之比的試驗來進行，

$$\text{即 } M = \frac{S_s}{S_H} \quad [6]$$

當在同一壓力及浸水時間下  $M$  值越大時則表示該土越易於下沉，因此比率  $M$  代表大孔土下沉性質之定性的性質，並名為『下沉性指數』。但是在估計土的下沉性質時，僅一個  $M$  的數值是不夠的，還必須要知道浸水下沉量之總值，即  $S_s - S_H$  因為當在荷重影響下載荷板下沉量少以及實際下沉量少時，只是一個  $M$  的數值會不正確估計土之下沉性質，因此為了定性地估計，須要知道  $M$  之值以及其浸水下沉量。

為了在各地區中以及一地區內各部分中所進行之浸水載荷試驗之結果進行比較的估計，須要採用標準方法。建議採用作者之方法 (B, ВИОС)，這方法在實際應用上是被廣泛採用的。在這種情形下須在探井內進行載荷試驗，用方形載荷板其面積為 2500 與 5000  $\text{CM}^2$  二種，在鑽孔內則用圓形載荷板，其面積為 600  $\text{CM}^2$ 。最好採用 5000  $\text{CM}^2$  之面積者，因為其結果可用以計算在天然成層下土之壓縮係數之數值。

試驗在探井內進行，其大小為載荷板邊之幾倍，整個探井內在圍繞着載荷板四周的部份填入易排水之材料，例如純淨粗粒砂或礫石，厚度為 8—10  $\text{CM}$ 。加荷間隔為 0.5  $\text{KG}/\text{CM}^2$  直至土之計算壓力為止，但不能超過其假設比例界限，當荷重下之下沉量達完全穩定後，至少經過一晝夜之時間，再進行浸水。水在探井中從分隔好之水溝內流入土內。充水至排水層面為止。並維持 36 小時。當受浸水作用穩定以後，試驗就算完成。而裝置也要拆下，試驗記在特製表格內，如圖 6 所示。

當土之  $M > 5$ ,  $S_s - S_H \geq 3.0 \text{ CM}$  (載荷板面積為 5,000  $\text{CM}^2$  時) 可確定為具有下沉性質之大孔土。

用浸水之載荷試驗來試驗土時，須要在土上進行大的開掘，只當在沒有試驗室試驗和試驗室內得到了分歧的結果以及相當大的規模之建設時才採用 (建設鄉村或城市區段，重要的構築物及建設物等等)。最後一種情況下，這試驗可用以補充試驗室之結果，以達比較其結果的目的。

$M$  之值在為建築目的而用以區別土層之種類時，僅在下列情況下才應用，即如果在建築場地上埋藏大孔土層之厚度超過 5 公尺。如果根據試驗結果土具有下沉性質則這土層可根據其厚度分成下沉性的或強烈下沉性的種類

註 (1) 參看 1939 出板之建築物地基土之勘測規範和在工地上研究土之建築性質之規程 1933 年出版。

(2) 如用其他之載荷板  $S_s - S_H$  應採用  $0.042\sqrt{F}$ ,  $F$  為載荷板面積  $\text{CM}^2$ 。

### (四) 大孔土之三個變形階段和每階段中基礎下沉量的計算。

大家都很清楚，土在基礎壓力漸增時會產生變形，正如 Герсеванов 所劃分的三種形態，a) 滲壓 b) 初步的剪斷 c) 流動，依照工地之勘測結果以及建築物下沉之觀測分析，具有下沉性質之大孔土與

其他土不同，只有滲壓形態存在。具下沉性大孔土在壓力下最大可能之變形滲壓可假設分為下列三種階段：

a) 正常滲壓，保持天然水份 b) 外力作用下浸水之滲壓階段或叫下沉階段B) 在土本身重量影響下浸水之滲壓階段，或叫沉陷階段。上述幾種滲壓之變形總量構成了大孔土滲壓之形態。正常滲壓階段是大孔土具天然水份時之特性，與任何其他之土同，其滲壓作用在受壓層內進行，即相當於在土層表面上之荷重與超過其假設比例限界值時之應力狀況。

下沉階段也是在同樣的應力狀況下和由數量不太多的水向土層內滲入，直至受壓層為止，由上而下滲入。在這種情況下浸濕土之自重作用並不產生。沉陷階段發生在當土中滲入大量水時能使土層飽和以至使其粘着性全部消失。在這種情形下全部大孔土層皆產生滲壓，並且不僅當在基礎荷重時甚至沒有荷重而只有土之自重壓力影響下也會進行。在上述三種滲壓階段下之基礎下沉總量構成了不穩定大孔土滲壓之形態，即：

$$S_H = S_{H1} + S_{H2} \text{ 或 } S_H = S_{H1} + S_{H3} \quad [7]$$

其中

$S_{H1}$ ——基礎之正常下沉量

$S_{H2}$ ——在地基上向土浸水時之基礎之下沉量（參看公式 [10]）

$S_{H3}$ ——在沉陷現象時，土層表面或基礎之下沉量（參看公式10）

正如經過許多專門試驗所得結果所示，大孔土滲壓之每一階段皆有其自己變形之規律。

如上所述，第一滲壓階段實際上與在自然界所遇到的其他土並沒有不相同之點，而其變形規律性之原理也是同樣的。這個變形量或基礎下沉量決定於土受壓之壓力，在某個含水量時土之壓縮係數，孔隙度，基礎之大小與形狀以及作用荷重之性質。

在大多數情形下，下沉進行速度與在砂土上之基礎下沉進行速度相近似，即在荷重作用下立即產生而且只在施工過程中產生。

計算基礎正常下沉量可用土力學所介紹之公式，基礎下沉量可用  $B_{\text{виос}}$  公式計算之：

$$S_{H1} = \sum \frac{H_z}{H} \frac{1 - \mu_i^2}{E_i} P_i \Delta h_i \text{ 公分} \quad [8]$$

這裡

$P_i$  ——被考慮的各個土層之壓力  $\text{кг/CM}^2$

$\Delta h_i$  ——各個土層之厚度  $\text{CM}$ ；

$E_i$  ——由工地試驗所得之各個土層之壓縮係數  $\text{кг/CM}^2$

$\mu_i$  ——各個土層之普通的布氏比 (Коэф. Пуассона) 對黃土及黃土性砂質粘土採用 0.36

$H$  ——基礎砌置深度  $M$ ；

$H_z$  ——受壓層厚度  $M$ 。

如果地基內土未受浸水之作用，基礎下沉量是完全穩定的，而地基內土之變形只限於第一階段之滲壓。

第二滲壓階段是在水向土滲入之作用下進行，水的總量不能足夠使厚度超過 4—5  $M$  之土層完全飽和。在這種浸水的情況下，基礎下沉之過程並不受到土的自重壓力之影響。

在這種情形下，最大可能的基礎下沉量決定於當外部荷重作用下與基礎底部土層之應力相應的大孔係數  $e_m$ ，同時亦和第一滲壓階段一樣，決定於基礎之大小與形狀（即決定於受壓層厚度）與荷重

作用之性質。

按照試驗之材料，基礎下沉進行之速度近似地等於水流垂直方向往土裡滲入之滲透速度，因此，具有落下的特性。對下沉速度有相當的影響就是荷重對土之動力作用程度以及土上之壓力，荷重越具有動力性質或土上之壓力越大則下沉進行越快。

按以上所述之浸水狀況，基礎下沉量可以達到繼續的最大可能的數值，或是不同時間的部份數值，這是決定於水浸入土之方式。如果水浸入土是斷續的話，那正如上所述的，可以斷續地觀察到下沉之進行。以(圖23)之構造物各部下沉之觀察，很明顯，從(圖7)之NO1房子之下沉曲線可看出，下沉量在春天解凍時以及秋天下雨時都增加。

第二滲壓階段之基礎下沉量可由下式算出

$$S_s = \frac{H_z}{H} \sum \frac{[e_{\pi}] p_i}{1 + \epsilon_{pi}} \Delta h_i - CM \quad [9]$$

這裡。

$[e_{\pi}] p_i$ ——相當於在基礎荷重作用下各個土層中之平均應力 $p_i$ 的大孔係數。

$\epsilon_{pi}$ ——相當於同 $[e_{\pi}] p_i$ 一樣之應力的孔隙比。

其餘的符號與前同。

當大孔土層之厚度少於 $5M$ 時，第二變形階段實際上就等於滲壓形態之最後的限界。

第三滲壓階段(大孔土)之進行是當水向土滲入之強度能使頗多的土層浸濕，而達到完全飽和。在這種情況下，全部土層於浸濕土之自重影響下開始了新的滲壓過程。

在這種變形階段內，基礎之附加下沉量決定於大孔係數之值、地基內成層之所有大孔土層的全部厚度以及很少決定於基礎之形狀與大小，這是與第二階段不同的。這可以從工地上觀測構造物下沉之材料證明之。例如1933-1941年內在一工廠內觀測到兩個基礎其下沉量實際上一樣的(等級為 $1.0M$ )，其中一個為房屋基礎大小為 $26.5 \times 26.5M$ ，另一個為有Ращьюной機器之車間的柱基，其面積為 $1.6 \times 1.6M$ 。

正如以上所述的，第三滲壓階段也可以在以下的浸水情況下存在。即當土層的相當厚度浸溼時，甚至在沒有外部荷重時也會產生所謂沉陷現象。在這種情況下，例如土之滲壓接近於從地表面下 $5M$ 左右之深度開始進行，而上部之浸溼土層實際上仍保留其原來之孔隙度，並作為下部埋藏的變形土層之荷重。

第三滲壓階段之下沉量可用下式計算：

$$S_s = \frac{HO}{O} \sum \frac{[e_{\pi}] p_i}{1 + \epsilon_{pi}} \Delta h_i, CM \quad [10]$$

這裡

$[e_{\pi}] p_i$ ——壓力 $p_i$ 下之大孔係數，這相當於在上部浸溼土層自重與基礎之荷重(如沒有基礎——僅有土之自重)的總壓力作用下，各個土層內之平均應力值。

$HO$ ——埋藏在地基內之全部大孔性黃土類土層之厚度 $CM$ 。

其餘符號與前同。

在地基內沉陷現象帶上之大小是決定於在土層內以浸水水源之水所分佈之帶的大小，並且表現了土內所分佈之裂縫的限界。這種形狀可從圖8看到。那些繪出的從浸水水源分佈開的帶是按照含水量

所得的材料作成的。

但是，試驗點是闡明了橫向着地形起從傾斜線的滲水點的浸濕帶範圍。至於縱的方向，則如工地觀測所證明的浸濕圖形是按地形傾斜線或隔水層線而延長的。要確定工地上土之浸水帶的形狀與大小是很困難的，因為它是決定於土層厚度，其透水性，浸水延續時間，而當有隔水層時，還決定於此層的傾斜度。

所以為了實用目的，可以用表8中之對工地上沉陷現象之觀測做為帶之寬度。在此表中之材料很明顯地看到沉陷帶之寬度對土層厚度之比當在短時的浸水時其數值在0.78—0.94之限度以內而當在長時間的浸水時（一年或一年以上）——從1.6—2.25

表2

浸水水源	黃土類層厚度 M	沉陷及 寬度M	沉陷 量M	最寬之 裂縫寬 度M	觀測 時間	帶寬對 層厚之 比	觀測與試驗者
ПивмсвывИ開運河之開槽	16.0—2.0	31.6	0.9	—	3年	1.97	ИМ.Литвинов
建築物的吸收井	16.0—18.0	36.5	1.5	30	2年	2.25	"
水解石灰之塊	"	15.0	0.5	10	短期	0.94	"
水管破壞	"	12.5	0.2	6	"	0.78	"
電力站之吸收井	"	31.0	1.2	—	1年	1.72	Г.А.Токарь
蓄水池	"	18.0			10天	0.95	Ю.М.Абелъев
土蓄水池	19.0	100	—	15	14月	5.0	"
灌溉運河	17.0	27.0	1.5	30	"	1.65	М.МРешеткин
	10.0	16.0	1.5	35	"	1.6	Мавлянов
	25.0	53.0	2.0	—	"	2.0	"

根據上面所述的舉例計算基礎下沉量。

例1長條形基礎寬度為1.5M砌置深度為1.5M在土層上之壓力為2.0KF/CM<sup>2</sup>。

從地表開始土層具有如下之層次：

1) 砂質粘土淺褐色，大孔性、黃土質，厚度6.0M，天然含水量時的單位容重為1.8T/M<sup>3</sup>，而在浸濕狀態下為2.0T/M<sup>3</sup>。壓縮曲線在圖42a上，

2) 黃土，黃色，呈現為輕的砂質壘姆，塵土粒，大孔性，厚度為5.5M，天然含水量時之單位容重—1.75T/M<sup>3</sup>，浸濕狀態1.95 T/M<sup>3</sup>壓縮曲線在圖42b上。

3) 紅粘土層，厚度甚大，

確定基礎之正常下沉量（第一滲壓階段）。

引起基礎下沉之在土上的壓力等於減去在基礎體積內土重之壓力即：

$$P_0 = 2.0 - \frac{1.5 \times 1.8}{10000} = 1.73 \text{ Kr./cm}^2$$

基礎底下之不同深度的土應力之數值為 $P_z = \alpha P_0$ ， $\alpha$ 之值如基礎之邊有不同之比率時，可自表9中查得。長條形基礎曲線如41圖，表示決定於垂直方向深度的垂直應力，同時也表明了土的自重壓力在



不同深度下之作用。按天然地基設計標準，受壓土層之厚度決定於外部荷重作用下之附加應力不超過土自重壓力作用下之應力的0.2倍時之限界。

表 9

Z : a	長方形基礎，其底邊之比為b : a				備註
	1	2	3	10及10以上 (帶形基礎)	
0.0	1.0	1.0	1.0	1.0	1. b : a中間值及其他比值係數a可用插入法求之 2. 對圓形或正多邊形的基礎，其a值與正方形基礎相同，其邊長為 $a=b=\sqrt{F}$ 此處F——基礎底腳面積
0.2	0.93	0.93	0.93	0.93	
0.4	0.80	0.82	0.88	0.88	
0.6	0.61	0.78	0.73	0.75	
0.8	0.45	0.53	0.63	0.64	
1.0	0.34	0.48	0.53	0.55	
1.2	0.23	0.39	0.44	0.43	
1.4	0.20	0.32	0.38	0.42	
1.6	0.13	0.27	0.32	0.37	
2.0	0.11	0.19	0.24	0.31	
2.4	0.08	0.14	0.19	0.26	
3.0	0.05	0.10	0.13	0.21	
4.0	0.03	0.08	0.08	0.16	

按照圖46受壓層厚度為  $3 \times 1.2 + 0.9 + 1.5 = 6.0M$ 。為了便利應用表9將受壓層分為五個組成層次，其厚度為 1.2, 1.2, 1.2, 0.9, 1.5。按公式〔8〕計算相當於在每個組成土層內平均之垂直應力的基礎正常下沉量，土之壓縮率按載荷試驗材料對黃土性砂質粘土以及黃土採用  $100K\Gamma/CM^2$ 。

$$S_H = \frac{1}{100} \left( 120 \left( \frac{1.73+1.11}{2} + \frac{1.11+0.64}{2} + \frac{0.64+0.45}{2} \right) + 90 \left( \frac{0.45+0.36}{2} \right) + 150 \left( \frac{0.36+0.27}{2} \right) \right) 0.87 = 2.97 + 0.31 + 0.39 = 3.70cm$$

按公式〔9〕計算基礎下沉量（第二滲壓階段）

由於相對的較小的水量浸入土內，在這種情況下基礎的附加下沉量，只限制於在受壓土層限界內基礎壓力影響下之下沉，每個組成土層之平均應力值等於 1.42, 0.87, 0.54, 0.40, 0.31按圖42 a 及 42B大孔係數之值相當上述應力為 0.16, 0.14, 0.11, 0.08, 0.05，而孔隙比為  $e_{pi} = 0.957, 0.9, 0.7, 0.975, 0.980, 0.910$ 將  $[em]_{pi}$ 及  $pi$ 之值代入公式〔9〕：

$$S_s = 120 \left( \frac{0.16}{1+0.91} + \frac{0.14}{1+0.97} + \frac{0.11}{1+0.975} \right) + 90 \frac{0.08}{1+0.98} + 150 \frac{0.05}{1+0.91}$$

$$= 24.1 + 3.6 + 1.6 = 30CM$$

基礎下沉量之總和 =  $S_H = S_H + S_s = 3.7 + 30 = 33.7CM$

如果按照地區之條件，可能預期發生沉陷現象，則需用公式〔10〕計算之。在這種情況下，與上述者不同，全部大孔土層皆產生滲壓（直至紅粘土之頂面），而且滲壓是在基礎重量以及土的自重之總應力作用下進行的。因此，須計算每個組成土層之平均應力以及相當的大孔係數，

$$P_1 = 1.42 + 0.1 \times 2.0 \times 2.1 = 1.42 + 0.41 = 1.83 \quad K\Gamma/CM^2 \quad [em]_1 = 0.17$$

$$P_2 = 0.87 + 0.1 \times 2.0 \times 3.3 = 0.87 + 0.66 = 1.53 \quad K\Gamma/CM^2 \quad [em]_2 = 0.16$$

$$P_3 = 0.54 + 0.1 \times 2.0 \times 4.5 = 0.54 + 0.90 = 1.44 \quad K\Gamma/CM^2 \quad [em]_3 = 0.15$$

$$P_4 = 0.40 + 0.1 \times 2.0 \times 5.5 = 0.40 + 1.11 = 1.51 \quad K\Gamma/CM^2 \quad [em]_4 = 0.16$$

$$P_e = 0.31 + 0.1 [2.0 \times 6.0 + 1.95 \times 0.8] = 0.31 + 1.36 = 1.67 \text{KF/CM}^2 \quad [\epsilon_m]_e = 0.16$$

$$P_o = 0.00 + 0.1 [2.0 \times 6.0 + 1.95 \times 3.5] = 0.00 + 1.88 = 1.88 \text{KF/CM}^2 \quad [\epsilon_m]_o = 0.17$$

按公式 (10) 當沉陷現象時基礎下沉量為:

$$S_B = 120 \left( \frac{0.17}{1+0.91} + \frac{0.16}{1+0.97} + \frac{0.15}{1+0.975} \right) + 90 \frac{0.16}{1+0.98} + 150 \frac{0.16}{1+0.91} + 400 \frac{0.17}{1+0.91} = 29.5 + 7.3 + 12.5 + 35.6 = 84.9 \text{CM}$$

在這情形基礎下沉總量為:

$$S_H = S_H + S_B = 3.7 + 84.9 = 88.6 \text{CM}$$

如果沉陷現象在沒有建築物時進行, 則其下沉量也可根據公式 [10] 計算, 只須將僅有土自重壓力之大孔係數代入公式即成。

在這情形下每個組成土層之大孔隙數為: 0.11; 0.12; 0.13; 0.14; 0.17 土層表面之下沉量為:

$$S_B = 120 \frac{0.11+0.12+0.13}{1+0.98} + 90 \frac{0.14}{1+0.98} + 150 \frac{0.14}{1+0.91} + 400 \frac{0.17}{1+0.91} = 30.3 + 6.4 + 11.0 + 35.6 = 83.3 \text{CM}$$

比較這後面的兩個結果 (88.6CM 及 83.3CM) 說明了; 當在沉陷現象發生的時候, 基礎重量的影響是很少的, 特別是小的基礎, 在這種情況下正如上所考慮到的, 滲壓之產生主要是由於上部土之自重的關係。

如果按照地基內土層之剖面圖將所有代入公式之數據列成表, 則基礎下沉量之計算是很方便的。

## 例 2

鋼筋混凝土架柱橋基礎

基礎大小:  $a \times b = 3.6 \times 4.0 \text{M}$

基礎埋置深度  $h = 2.2 \text{M}$

土上之載荷壓力  $P = 2.5 \text{KF/CM}^2$

從表中按  $b/a = 1.0$  找  $P_z = \alpha P$

地質剖面圖及計算資料見表 10

$P_o = 2.5 - 1.65 \times 2.2 \times 0.1 = 2.2 \text{KF/CM}^2$

$\Delta h_i = 1.8$  及  $0.9$

從表中知道  $H_2 = 1.8 \times 5.0 + 0.9 = 9.9 \text{M}$

$$H_o = 17.5 \text{M}$$

按公式 [8] 計算  $S_H$ :

$$S_H = 0.87 \left( \left( \frac{2.2+2.04}{2} + \frac{2.00+1.54}{2} + \frac{1.54+1.03}{2} \right) \frac{180}{200} + \left( \frac{1.03+0.95}{2} + \frac{0.95+0.53}{2} \right) \frac{180}{180} + \frac{0.53+0.47}{2} \frac{90}{180} \right) = 0.87 (4.65 + 1.48 + 0.25) = 6.40 \text{CM}$$

按  $\Delta h_i$  計算  $S_2$  即在地基內埋藏的組成大孔土層的各層厚度——按相當於每個深度內由於土之自重與基礎壓力之壓力總和的  $\epsilon_m$  與  $\epsilon_p$  平均值即將第二、三階段之下沉以公式 [9] 及 [10] 合併計算

$$SB = \frac{0.18}{1+0.92} \times 220 + \frac{0.18}{1+0.9} \times 312 + \frac{0.05}{1+0.7} \times 838 + \frac{0.1}{1+0.65} \times 360 = 20.5 + 29.5 + 25.0 + 21.6 = 96.6 \text{ CM}$$

基礎總下沉量:

$$S_n = S_H + S_3 = 6.4 + 96.6 = 103.0 \text{ CM}$$

93.0 △95.8	3.6	各深度之基礎壓力 Kg/CM <sup>2</sup>	組成土層之厚度M △hi	土之單位容量T/M <sup>3</sup> *		土自重之壓力力T/M <sup>2</sup>		土層中部之壓力總值	εm	εp
				天然含水量	飽含水狀態	天然含水量	飽含水狀態			
大孔性黃土質砂質粘土 93.6 E=200Kg/CM <sup>2</sup>		2.2	1.8	1.65	1.90	0.31	0.31	2.48	0.18	0.92
		2.04	2.2			0.6	0.72			
黃土 I E=200Kg/CM <sup>2</sup> 90.48 (大孔性砂質粘土)		1.54	1.8	1.7	1.95	0.92	0.99	2.5	0.18	0.90
		1.03	1.8			1.22	1.34			
稍具大孔結構之砂質粘土 E=180Kr/CM <sup>2</sup> 82.50		0.95	18	1.82	2.0	1.55	1.60	2.54	0.05	0.7
		0.53	18			1.88	1.96			
		0.47	0.9			2.04	2.32			
		0.40	0.9			2.11	2.92			
黃土 II, E=145Kr/CM <sup>2</sup> 部份剝蝕之大孔性結構之砂質壤母 78.50			3.6	1.75	2.0		3.06	2.99	0.1	0.65

#### (五) 工地上觀測建築物下沉之材料與計算之下沉量比較

上述計算基礎下沉量之方法在實用上的適合性可比較計算結果與工地建築物下沉量而評定之。

可是很不幸，從砌置基礎開始就觀測下沉這樣的作法仍然很少。在大規模的工程中，也只有在部份建築物已開始修建後觀測的下沉量。因為10—15年以前這種觀測只限於在下列情形下才進行，即當基礎由於不均等下沉而引起的坍塌以及結構變形時，在這種情形下確定其全部下沉量時只用比較基礎設計時之實際最高點標高與資料或建築工作之активный приемки之標高之方法。

在標高是穩定的情況下如果比較計算結果與基礎實際下沉量，也會差在0.5%至13%但這個結果可以認為是很好的，因為一般來說，我們計算變形時是採用定性特性之壓縮性及下沉性平均值——E, im或εm。

在表11中列舉有在蘇聯不同地區內某些建築物之

計算的及實際的下沉量的值

表11

工程名稱	計算值			觀測下 沉量(最 大) MM	觀測時間	穩定之狀態
	基礎正常 下沉量 MM	基礎下 沉量 MM	下沉總 量MM			
住宅№.2	254	1260	1514	1370	1932年2月 1941年6月	穩定
煤倉	137	1260	1397	880	1931年10月~ 1939年7月	不穩定
住宅№.1	—	—	268	320	1931年6月~ 1944年6月	完全穩定
蓄電池№.1	100	1240	1340	1220	1936年8月~ 1945年2月	未確定
烟囱№.6	35	318	353	353	1934年8月~ 1939年7月	完全穩定
機器機座	20	1038	1058	1000	1933年10月~ 1934年8月	完全穩定
構架(單個基礎)	59	963	1022	1120	1932年2月~ 1945年7月	完全穩定

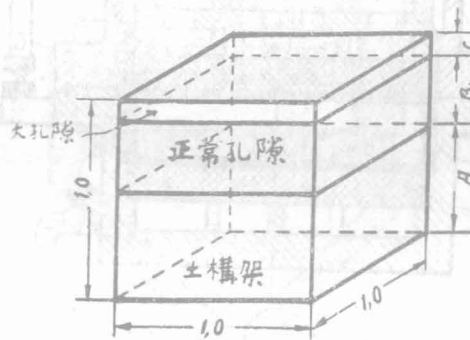


圖1. 天然結構大孔土單位體積中的土構架  
正常孔隙、大孔隙體積的分配草圖

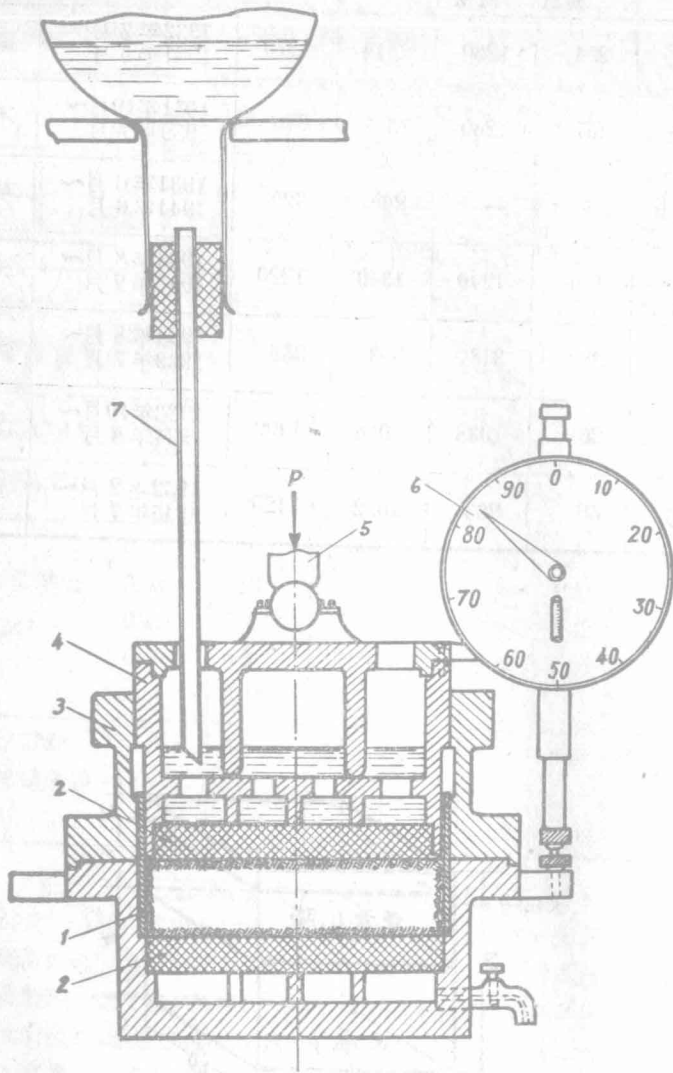


圖2. 求  $\epsilon_m$  (大孔隙係數) 的測微計 (壓縮試驗儀)

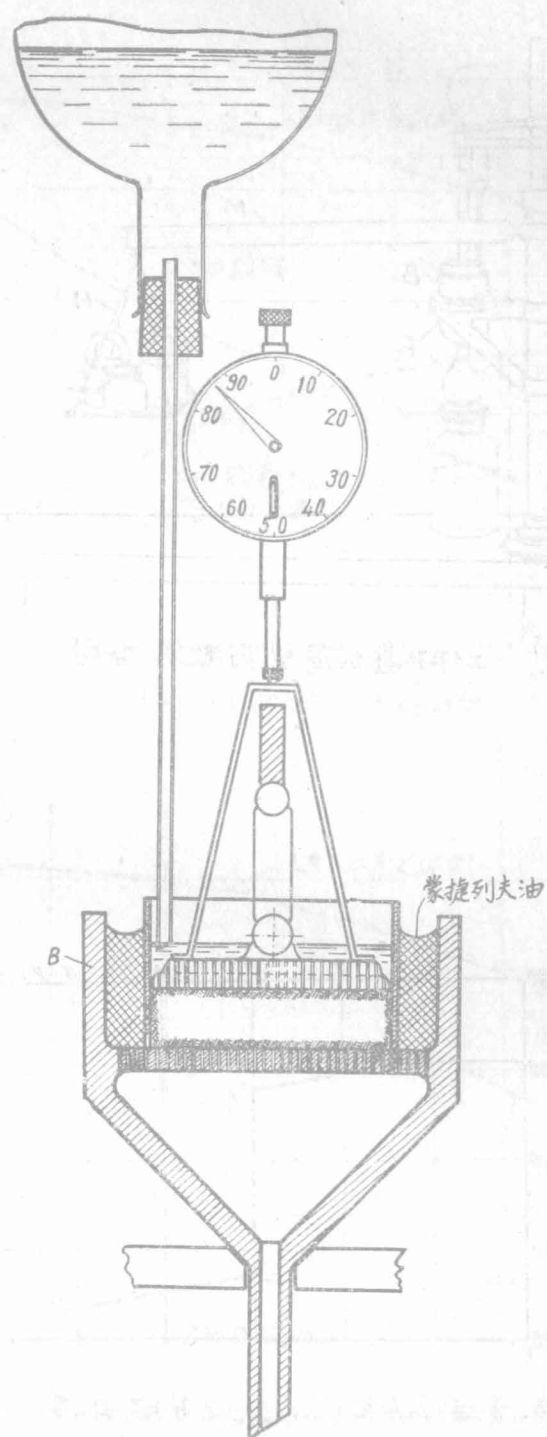


圖 3. Ю. М. 阿別列夫與 А. И. 奧捷列克斯基式簡型測微儀

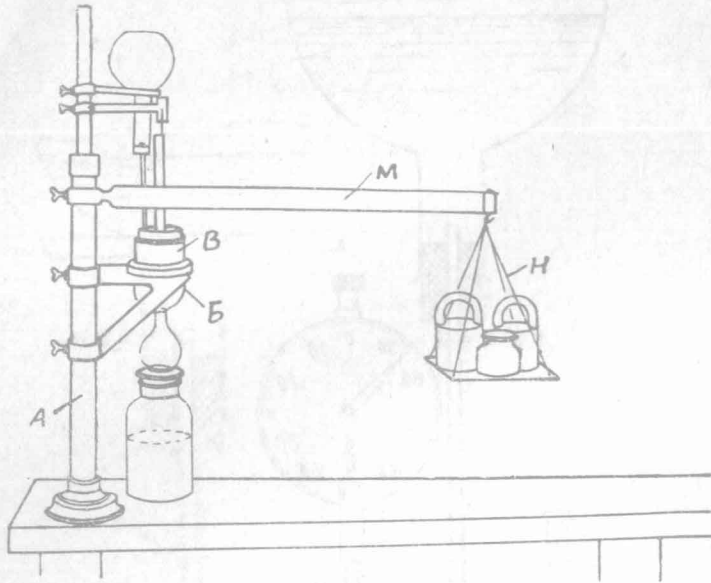


圖 4. 工作狀態的簡型測微儀略圖

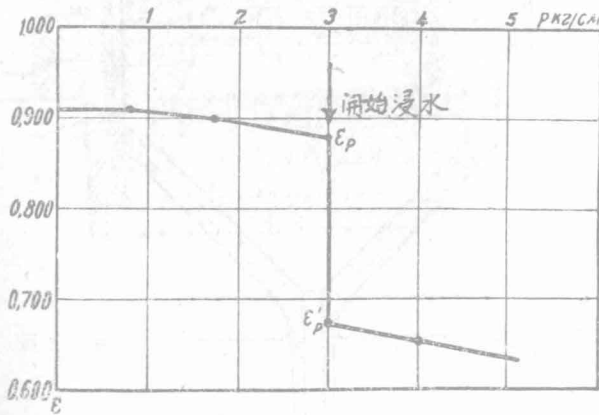
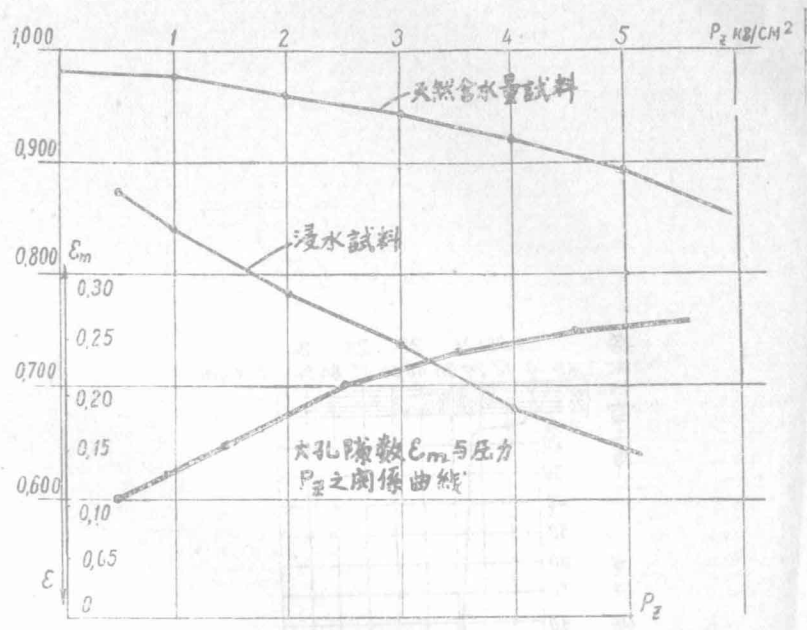
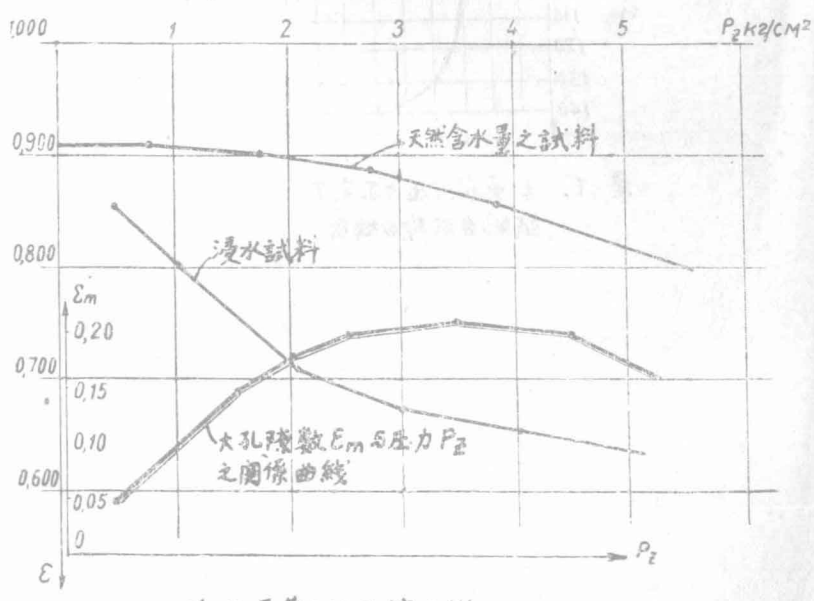


圖 5. 黃土類土與求  $[\epsilon_m]_{max}$  之壓縮關係



a) 黄土類砂質粘土層的壓縮曲線



b) I层黄土的壓縮曲線

图 6. 黄土与黄土類砂質粘土之壓縮曲線与  $\epsilon_m = f(P)$



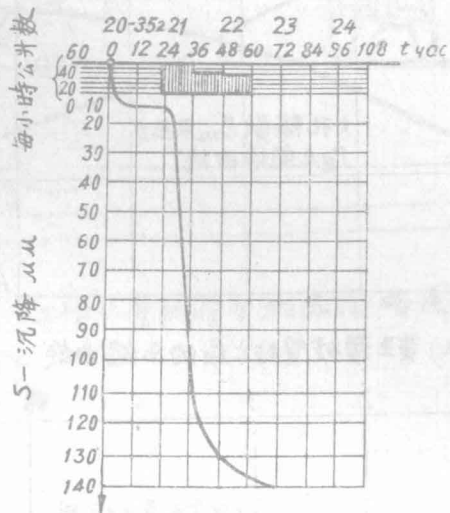


圖 7. 土浸水波壓力不變下  
試驗台沉降曲線各