

荷重條件이 軟弱粘土의 壓密에

미치는 影響

Effects of Loading Conditions on Consolidation

Beharion of the Soft Clay

姜 秉 熙*

Byung Hee Kang

Abstract

One-dimensional Consolidation tests with pore pressure measurement were caried in the ANTE-US consolidometer in order to investigate the effects of loading conditions on consolidation behavior of the soft clay.

Undisturbed specimens of a sensitive clay were loaded in load-increment ratios 0.5, 1.0 and 2.0, and load increment duration of 1, 6, 12, 24 and 48 hours with the application of 40 psi of back pressure.

There is no significant effect of load-increment ratio on compression-pressure relationship, but the test with one-hour load increment duration doesn't represent the same results of the stand-ard consolidation test in the sensitive clay.

I. 序 論

沈下問題는 土質工學者가 實際로 겪는 가장 重要한 問題中의 하나이다. 特히 軟弱地盤의 沈下는 여러가지 理由로 因해서 發生되지만 이의 大部分이 體積變化에 依한 沈下로써 壓密現象에 依해서 일어난다.

Terzaghi의 一次元 壓密理論에 依해서 一般적으로 沈下問題를 解析하고 있으나 이理論은 많은 假定 때문에 實質적으로 일어나는 沈下現象, 特히 沈下速度와는 맞지않는 境遇가 많다.

試驗室에서 壓密試驗을 할때 試驗器內的 試料는 實際로 現場에서 일어날 現象을 正確하게 推定하기

* 農業振興公社 特定事業部

위해서 現場條件과같은 諸環境條件(溫度, 壓力) 및 荷重條件을 받도록 해야한다. 그러나 實際로 現場에서 어떤 構造物을 建設할때 軟弱地盤이 받는 荷重條件을 試料에 그대로 옮겨서 加하기는 大端히 어렵다. 本稿에서는 試驗室에서 荷重條件 即 載荷比 및 載荷期間이 壓密現象에 미치는 影響을 研究檢討하므로써 現場條件대로 試料에 荷重을 加하지 않고도 더 짧은時間 또는 便利한 時間內에 試驗을 完了할수 있는지를 檢討코져 한다.

II. 壓密의 過程

1. 一次壓密(primary consolidation)

應力の 變化가 흙덩어리에 加해지면 흙덩어리에 體積變化가 일어난다.

이 體積變化는 다음의 세가지 理由때문에 일어나는 것으로 알려져 있다. (TAYLOR, 1948):

- (1) 土粒子 自體의 壓縮
- (2) 空隙內的 물과 空氣의 壓縮
- (3) 空隙으로부터의 물과 空氣의 排出

普通 地下水位 以下の 地層은 一般적으로 飽和되어 있으며 空隙은 물만으로써 차있다. 그리고 土粒子 및 空隙水 自體는 比較的 非壓縮性이므로 荷重을 加했을때 흙덩어리의 體積減少가 일어나는 것은 주로 空隙으로부터의 물의 排出 때문이다.

荷重을 加한 直後, 空隙水가 排出되기전에 增加되는 荷重은 土粒子가 조금도 받지않고 一時的이나마 空隙內的 水壓으로써 받게된다. 이 水壓을 "過剩水壓"(Excess Pore Pressure)이라 한다. 만약 물이 흙덩어리에서 스며나오기 시작하면 排水는 始作되고 同時에 過剩水壓은 줄어들기 시작한다. 이와 등

시에 荷重增加에 의한 應力은 空餘水에서부터 土粒子로 서서히 옮겨진다. 이 過程은 흙덩어리의 體積減少를 뒤따르게 한다. 荷重增加로 인한 흙덩어리로부터의 空餘水の 排水는 時間에 따라 달라지며 過剩水壓은 完全히 없어지고 전荷重을 土粒子가 받을 때까지 계속한다. 이와같이 排水, 壓縮 및 應力의 移動의 段階의인 過程을 土質工學에서는 一般의으로 "壓密"(Consolidation)이라고 부르며 (TAYLOR, 1948) 이것을 특히 "一次壓密"이라고도 부른다.

2. 二次壓密(Secondary Consolidation)

過剩水壓이 完全히 소실되어 없어진후에도 增加한 荷重下에서 흙덩어리의 體積變化는 如前히 계속된다.

A.S.T.M에서 二次壓密을 定義하기를 "지속되는 荷重때문에 일어나는 흙덩어리 體積의 減少를 말하며 이는 荷重의 大部分이 空餘水에서 土粒子로 移轉된後 흙덩어리의 内部構造(Internal structure)의 調整에 의해서 일어난다"고 했다. SCHMERTMANN (1964)에 의하면 "二次壓密은 有効應力(effective stress)이 一定할때 즉 總應力이 一定하고 過剩水壓이 零인 상태에서만 發生한다"고 한다.

一次壓密과는 달리 지금까지도 二次壓密에 對한 메카니즘(mechanism)이 만족하게 설명되지 않고 있으며 Terzaghi의 壓密理論에도 考慮되지 않았다. 그러나 二次壓密의 原因을 여러 學者들이 다음과 같이 주장하고 있다. 즉,

(1) 흙내부의 마찰력의 점차적인 재조정(CASAGRANDE AND FADUM, 1940)

(2) 흙입자 표면의 吸着水(absorbed water)의 塑性變形(plastic deformation) (BUISMAN, 1936)

(3) 粘土結合(clay bond)의 약동(TAN, 1957)

(4) 一次壓密時에 發達한 剪斷應力에 의한 粘性構造의 再配列(reorientation)(TAYLOR, 1942)

(5) 引力(attractive force)으로 인한 土粒子로부터의 물의 흡출에 影響을 받아 發生하는 土粒子의 계속적인 再配列(LAMBE, 1969)

그리고 WAHLS(1962)은 二次壓密의 量은 空餘比의 函數이고 荷重增加 또는 載荷比와는 關係가 없다고 했다.

III. 試料 및 實驗器具

1. 粘土試料

泰國의 수도 방콕에서 채취한 軟弱粘土를 使用하였다. 방콕점토는 오래전에 강의 삼각주에 퇴적되어 形成된 海性沖積粘土(alluvial marine clay)로서 地表面에서부터 粉化점토, 연약점토 및 堅固粘土(stiff clay)의 順으로 遞減되어 있으며 보통 60ft 以下에서 砂質土가 發見된다.

일반적으로 방콕연약점토는 正常壓密粘土(normally consolidated clay)이고 높은 含水比를 가진 有機質 粘土로서 壓縮性이 높다. 粘土鑛物은 주로 크로라이트(Chlorite) 및 일라이트(illite)로서 構成되어 있으며 몬트모릴로나이트(montmorillonite)가 一部 포함되어 있다고 한다. (EIDE, 1968).

그러나 Netherlands Engineering Consultant(1965)의 보고에 의하면 일라이트가 60~70% 카오리나이트(Kaolinite) 10% 그리고 몬트모릴로나이트가 5~20%라고 한다. 그리고 一軸壓縮強度(Unconfined Compressive strength)는 5 ton/m² 以下이고(MUK-TABHANT, et al, 1967) 銳敏比는 보통 4~8이다. 液性限界는 70~90%으로써 自然含水比에 近似하다. 粘土크기粒子(<2 μ)는 약 60%이고 실트(#200체)및

表-1 시료의 기본성질

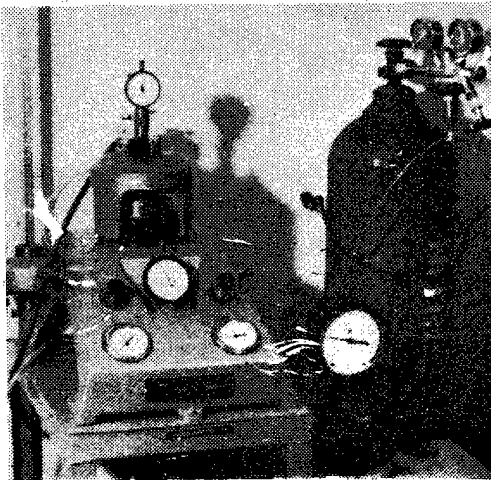
시험번호	초 기 성 질				액성한계 We	소성지수 Ip	비 중 Gs	비 고
	공극비 e.	함수비 w(%)	포화도 s(%)	진조밀도 6+lb/(in ³)				
I-S-2	2.35	86.9	100	50.1	81.1	48.1	2.69	
II-S-A2	2.45	89.5	99.8	49.5	90.5	56.0	2.73	
II-S-B2	2.41	89.5	100	49.5	89.6	56.8	2.705	
III-S-A2	2.37	86.0	99.3	50.5	85.0	51.9	2.73	
III-S-B2	2.45	89.5	99.3	49.3	83.7	49.8	2.73	
III-S-C2	2.31	83.9	99.5	51.5	81.0	48.2	2.73	
IV-S-2	2.35	87.0	100	50.5	83.0	50.6	2.714	

細砂의 含有量은 各各 29% 및 11% 이다. 可溶性 鹽分 含量은 1ℓ의 空隙水에 약 3.2g이 溶解되어 있으며 粘土粒子의 比重은 2.60~2.85이다. 그리고 細密히 觀察해보면 富粘土(fat clay)에서 가끔 볼수 있는 fissured plane이 發見된다. 이 fissured plane은 퇴적시의 Syneresis現象 때문인것으로 報告되었다(EIDE, 1968). 그리고 各시험의 시료의 基本的인 性質은 표-1에서 제시했다.

2. 壓密試驗器(Consolidometer)

使用한 壓密試驗器는 ANTEUS 壓密試驗器 A-1型으로써 흔히 이를 加壓壓密試驗器(Back Pressure Consolidometer)라고도 불리워진다(사진 참조). 이는 一次元壓密試驗器에 back pressure를 加할수 있도록 開發된 것으로써 一面排水토록 되어있으며 시험중 空隙水壓을 測定할수 있다.

壓密環(Consolidation ring)은 直徑 2 1/2 inch 크기의 스테인레스 스틸(stainless steel)로써 내부벽에는 마찰을 減少시키기 위해서 테플론(TEFLON)을 붙였다.



ANTEUS 壓密試驗器 A-1型

3. Back Pressure

현장에서 상당히 큰 水壓하에서 完全히 飽和되어 있는 흙이 시료 채취되는 過程에서 空隙水內에 氣泡가 생기게된다.

이는 높은 水壓下에서 溶解되어 있던 氣泡가 水壓이 제거되므로써 다시 생겼기때문이다. (Boyle's 법칙 및 Henry의 溶解에 關한 법칙에 의해서). 방곡 연약점토의 初期飽和度(initial degree of saturation)가 상당히 높으므로 약 20 psi의 back pressure를 加하더라도 시료를 充分히 飽和시킬수 있다고 한

다(KANG, 1970). 본시험에서는 40 psi의 back pressure를 加한후 36시간 만에 荷重을 加하기 始作했다.

IV. 試驗結果 및 討論

1. 壓縮—壓力關係

1) 壓縮—壓力 曲線의 模樣

그림 1 및 2에서 提示한 壓縮—壓力 曲線은 不攪亂 방곡軟弱粘土의 代表的인 曲線模樣으로써 이는 또 한 銳敏比가 높은 不攪亂粘土의 壓縮—應力 曲線이기도 하다. 本試驗에서 얻어진 모든 壓縮—應力 曲線은 荷重狀態에 關係없이 (단 1時間 載荷期間 시험을 除外 하고는) S-型 曲線으로써 處女曲線(virgin curve)에 逆彎曲(contraflexure)點이 생긴다.

TERZAGHI and PECK (1948)은 銳敏比가 4以上 되는 粘土에서는 이와같은 曲線을 그린다고 報告했다. 試料의 銳敏比는 試驗結果 4.5—6.0으로 判明되었다.

시험에서 얻은 壓縮—壓力 曲線은 粘土의 銳敏比로써 說明될수 있으며 이 銳敏比는 흙의 地質學上의 來歷에 依해서 說明 된다. 방곡粘土의 높은 銳敏比는 海性堆積粘土(marine deposited clay)로 부터 鹽分을 오랜 歲月에 걸쳐 씻어내었기 때문이다. 海岸에서 가까운 곳의 海性粘土의 空隙水는 一般적으로 1ℓ에 20~30gr의 鹽을 溶解하고 있으며 이는 海岸에서 멀어질수록 漸漸 줄어든다.

試料의 可溶性 鹽分含量은 1ℓ의 空隙水에 3.5gr의 鹽分을 溶解하고 있었다.

이는 試料가 相當히 많이 씻어졌다(leached)는 것을 뜻한다.

그리고 粘土의 空隙水內의 鹽分含量을 減少시킴으로써 液性限界는 줄어들고 含水比는 實際로 變하지 않는다. 그래서 鹽分을 씻어낸 흙의 液性限界는 自然含水比에 가까워든지 또는 오히려 낮게된다. 이에 對한 現象은 BJERRUM and ROSENQVIST(1956)에 依해서 試驗으로써 證明 되었다.

本試驗에서 使用한 試料의 自然含水比는 液性限界보다 높든지 또는 거의 비슷하다. 이것 또한 방곡粘土가 除鹽 되었다는 事實을 나타내고 있다.

만약 海性粘土가 淡水에 의해서 可溶性鹽을 씻어낸다면 Gouy-Chapman理論에 의하여 陽이온濃度(Cation Concentration)가 減少되고 따라서 electrokinetic potential이 增加 한다. 粒子間의 electrokinetic potential이 增加하면 흙의 構造는 더욱더安

定性이 줄어들고 쉽게 構造의 破壞가 일어난다.

SKEMPTON and NORTHEY (1952)도 試驗에서 除鹽이 흙의 構造를 meta-stable構造로 發達시킨다는 것을 보였다. 이 meta-stable構造는 應力의 變化 또는 攪亂에 의한 土粒子의 方向(Orientation)의 再配列에 對해서 大端히 敏感하다. 이러한 構造에 재배열이 흙으로 하여금 높은 敏銳比를 가지게 하고 不攪亂試料의 剪斷強度를 減少시킨다. 따라서 그림-1에서와 같은 型의 壓縮-壓力曲線을 그리게 된다.

2) 載荷比(Load-Increment Ratio)의 影響

그림 1은 一定한 載荷期間(load increment duration 1時間), 40psi의 back pressure를 加한 3개의 다른 載荷比(0.5, 1.0, 2.0)에 對한 壓縮-壓力曲線이다. 3個의 曲線은 根本的으로는 同一한 曲線이다

그림에서 보인 어떤 壓力下에서의 壓縮量의 差異는 先行荷重(preconsolidation pressure)이하의 載荷段階에서 發生한 初期壓縮(initial Compression)의 差異때문인 것으로 생각된다.

TEVES and MOH (1968)는 방목軟弱粘土에 對한 $e \cdot \log p$ 關係는 載荷比와는 實質的으로 아무런 影響을 받지 않는다고 그들의 試驗曲線으로부터 分析했다. 그림 1에서 볼수 있는 바와같이 載荷比는 壓縮-壓力曲線에 重要한 影響을 미치지 않는다고 結論지을 수 있다.

3) 載荷期間(Load increment duration)의 影響

그림-2는 一定한 載荷比 (1.0), 40psi의 back pressure를 加하고 다섯가지의 다른 載荷期間(1, 6, 12, 24, 48시간)에 對하여 試驗하였을때의 壓縮-壓力曲線을 보여준다. 그림에서 흙의 壓縮性(compressibility)은 載荷期間時 6間以上에 對해서는 載荷期間에 關係없음을 보여준다. 1時間 載荷期間의 試驗의 壓縮量은 다른 장시간 載荷期間의 壓縮量보다 훨씬 적다. 先行荷重(약 1.0ton/ft²)以上の 荷重에서는 初期空隙比가 크면 클수록 1時間 載荷期間 試驗을 除外하고는 載荷期間에 關係없이 壓縮性은 높다.

MUKTABHANT et al(1967)에 의해서도 방목軟弱粘土에 對해서 이와같은 初期空隙比와 壓縮의 關係를 얻었다.

표-2에서 비록 載荷期間이 끝날때의 總壓縮量은 같을지라도 載荷期間은 荷重增加 直後의 壓縮度(rate of compression)에 影響을 미친다는 事實을 發見할 수 있다. 이影響은 아마도 二次壓密量의 變化와 關聯이 있는것이 틀림없다.

二次壓密은 一般的으로 荷重이 作用되었을때 흙試料內의 內部構造(internal structure)의 漸次的인 再調整에 의한 것이라고 생각되며 이 再調整된 粘土粒

子는 서로 어떤 結合으로써 連結된다고 생각된다.

載荷期間이 짧은 壓密시험의 試料內에서는 이러한 結合이 적게 發達하므로 空隙이 크고 透水係數가 크면 土粒子 構造變化에 對한 抵抗力이 적게된다. 이러한 理由로 因해서 載荷期間이 짧은 壓密試驗에서는 平均壓縮度(mean rate of compression)가 높게 된다. 표-2에서 載荷期間이 짧으면 짧을수록 荷重增加後 첫 1시간에 對한 平均 壓縮度는 높다.

그러나 짧은 載荷期間試驗의 높은 平均 壓縮度는 작은 二次壓密量으로 因해서 結果的으로 그림-2에서 圖示된 바와같이 1時間 載荷試驗에 對한 것을 除外하고는 모두가 거의 비슷한 總壓縮量이 일어난다.

表-2 하중증가후 첫 1시간동안의 압축

구 분	압 축 (10 ⁻⁴ 인치)				
	1시간	6시간	12시간	24시간	48시간
ton/ft ² 0-0.25	122.0	89.0	84.0	117.5	84.5
0.25-0.50	87.2	54.8	74.5	88.0	63.5
0.50-1.0	173.6	146.0	165.0	166.5	128.1
1.0-2.0	496.2	465.0	378.5	365.0	320.5
2.0-4.0	600.5	378.0	303.5	274.0	247.8
4.0-8.0	625.5	301.0	255.5	237.5	217.5

그림 2에서 1時間載荷시험의 壓縮은 다른 長時間의 載荷試驗의 壓縮보다 모든 載荷段階에서 작다. 이는 1時間의 짧은 時間은 試料內의 過剩水壓이 다음의 荷重增加前에 完全히 消失되기에 너무나 짧기 때문이며 6시간은 過剩水壓을 完全히 消失시키기에 充分히 길기 때문이다. 1時間 載荷試驗에 있어서는 첫째 載荷段階 以後의 모든 載荷段階에서는 前段階에서 消失되지 않고 남은 過剩水壓이 累積되어 有效壓力이 完全히 發達할수가 없다. 그래서 높은 累積된 過剩水壓으로 因해 消失速度가 빨라지고 또 첫 1時間壓縮은 크게 일어난다. NORTHEY(1956)는 1時間의 載荷期間을 使用하여 急速壓密시험을 行한 結果를 利用하더라도 標準壓密試驗의 結果와 工學的 目的을 爲해서는 別로 差異가 없다고 報告한바 있으나 방목점토와같이 壓縮性이 크고 過剩水壓의 消失時間이 긴 粘土에 對해서는 全혀 通用되지 않는다

結論的으로 6時間 以上の 載荷期間에 對해서는 載荷期間은 壓縮-壓力 關係에 影響을 미치지 않으며 그림 2에서 보인 若干의 差異는 試料의 初期空隙比의 差異에 基因한 것이라고 볼수있다.

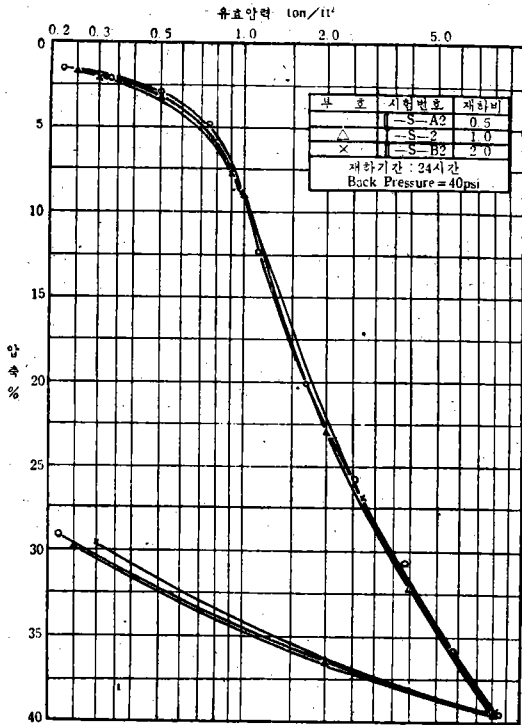


그림 1. 압축-압력 관계에 대한 載荷比의 影響

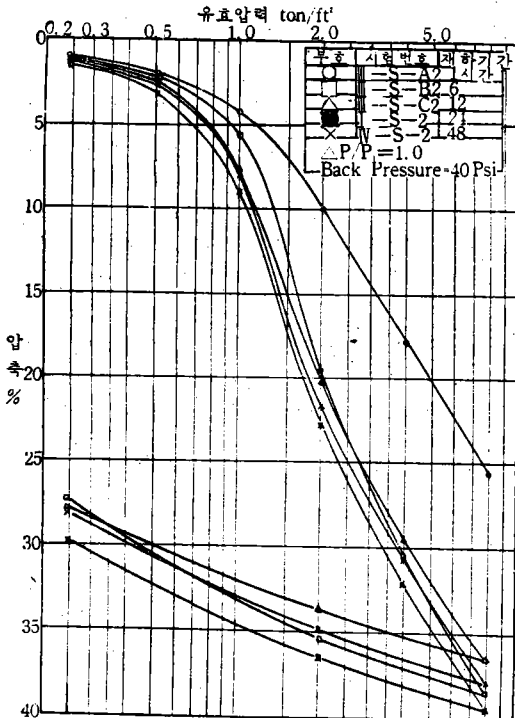


그림 2. 압축-압력 관계에 대한 載荷期間의 影響

4) 先行荷重(Preconsolidation Pressure) : P_c

先行荷重은 흙이 過去 언젠가 經驗한 最大壓密壓力을 말한다. 이 先行荷重은 一般의 壓縮-壓密 曲線으로부터 CASAGRANDE 方法에 의해서 推定한다. 先行荷重이 包含되는 載荷段階에서 土粒子構造의 破壞가 비로소 일어나기 始作하므로 試驗에 依해서 求한 先行荷重은 土粒子構造에 依해서 重要하게 影響을 받는다. 推定된 先行荷重은 試驗節次에 依해서 도 어느程度 달라질수 있으나 二次壓密이 크면 先行荷重이 적게 推定되는 것만은 確實하다. 그래서 ALTSCHAEFFL (1964)은 二次壓密이 $e-\log \bar{p}$ 曲線上에서 先行荷重의 實際值을 不明確하게 나타내게 하기 때문에 二次壓密이 큰 흙試料에서는 先行荷重은 一次壓密만으로써 그런 曲線으로부터 求해야 한다고 提言했다.

본 시험에서 CASAGRANDE 方法에 依해서 求한 先行荷重值은 0.85~1.10 ton/ft²이였으며 그 平均値는 0.97 ton/ft² 이었다. 이들 값은 二次壓密의 影響을 減少시키기 爲해서 一次壓密만으로써 求했다. 地表面으로부터 18 ft 깊이에서 試料採取였으며 現象의 實質적인 有效上載荷重壓力(effective overburden pressure: P_o)은 0.73 ton/ft²으로 計算되므로 過壓密比(Overconsolidation ratio) : P_c/P_o 의 平均値는 1.34로써 自然狀態에서는 若干 過壓密(Overconsolidated)되었다.

2. 時間-壓縮 關係

1) 時間-壓縮 曲線의 模樣

Marsal et al (1950)은 Mexico city clay로써 施行한 그들의 壓密試驗에서 壓縮-時間의 對數(logt) 曲線을 그림 3과 같이 세가지 型으로 便利하게 區分하였다.

Type I의 曲線은 Terzaghi 理論을 適用시킬수 있는 曲線이나 Type II 및 III 曲線은 Terzaghi 理論에 의해서 概略值나마 空隙水壓의 消失速度를 推定 할수가 없다.

LEONARDS and GIRAULT (1961)은 Type I 曲線의 境遇에는 비록 二次壓密이 크더라도 Casagrande 方法으로써 100%의 一次壓密에 該當하는 點을 比較的 正確하게 推定할수 있음을 發見했으며 이들은 또 Type II 및 III 曲線은 주로 載荷比가 아주 작을때나 또는 有效先行荷重이 包含되는 載荷段階에서 얻어진다고 報告했다.

本試驗에서도 Type III 曲線이 先行荷重이 包含되는 모든 載荷段階에서 그려졌으며 또 載荷期間이 試料內에 발달한 過剩水壓이 充分히 消滅되기에 너무

짧을 때도 Type III 曲線이 그려졌다. 그리고 다른 모든 試驗에서는 Type I 曲線이 求해졌으며 Type II 曲線은 그려지지 않았다.

沈下— \sqrt{t} (t:時間)의 理論曲線은 약 60% 壓密度(degree of Consolidation)까지는 直線이다. 본 연구에서도 先行荷重以上の 모든 載荷段階에서는 이 直線部分이 모든시험에서 明確하게 나타났다. 그러나 先行荷重이 걸쳐있는 載荷段階에서는 그림—IV에서와 같이 直線部分이 나타나지 않았다. 그래서 이와 같은 曲線에서는 Taylor의 " \sqrt{t} 法"에 依해서 90% 壓密點을 求할수가 없었다. HHAMILTON and CRAWFORD (1957)도 캐나다의 Leda clay로써 行한 試驗에서 先行荷重이 걸쳐있는 載荷段階에서는 Type III의 曲線을 얻었다. 筆者는 방목軟弱粘土로써 行한 試驗에서求한 Type III 曲線 中에서 짧은

直線部分을 發見했으며 비록 상당한 誤差는 있을지언정 이들 曲線으로 부터 90%의 壓密이 일어난 시간을 求할수가 있었다.

先行荷重이 걸쳐있는 載荷段階에서 Type III의 曲線 및 이러한 變則的인 壓縮— \sqrt{t} 曲線이 생기는 理由는 다음과 같이 說明된다. 즉 不攪亂 흙의 構造는 이 載荷段階에서 破壞되기 始作하므로 先行荷重에 가까운 荷重에 對한 壓縮度(rate of compression)는 흙의 透重係數보다 오히려 흙의 構造破壞에 依해서 左右된다.

過剩水壓이 完全히 消失된 後에도 흙의 構造破壞로 因한 壓縮度는 Type III의 曲線을 그릴만큼 充分히 크게 일어나기때문이다.

2) 載荷比 및 載荷期間의 影響

載荷比가 작으면 二次壓密의 影響이 大端히 重要

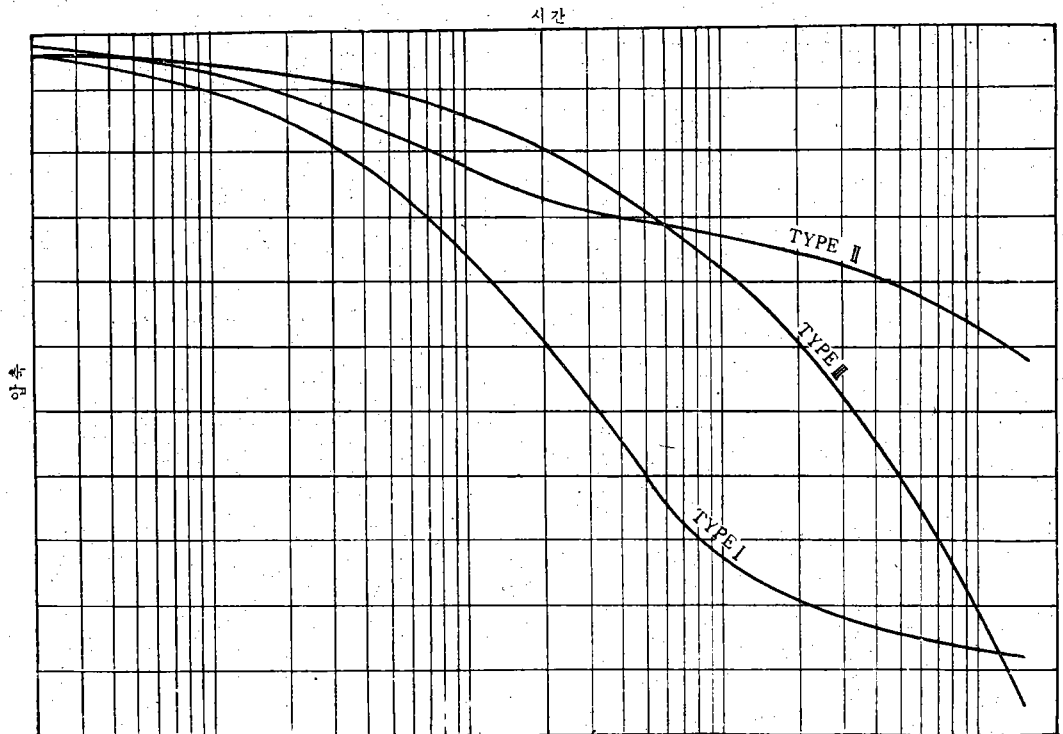


그림 3. 時間—壓縮 曲線型

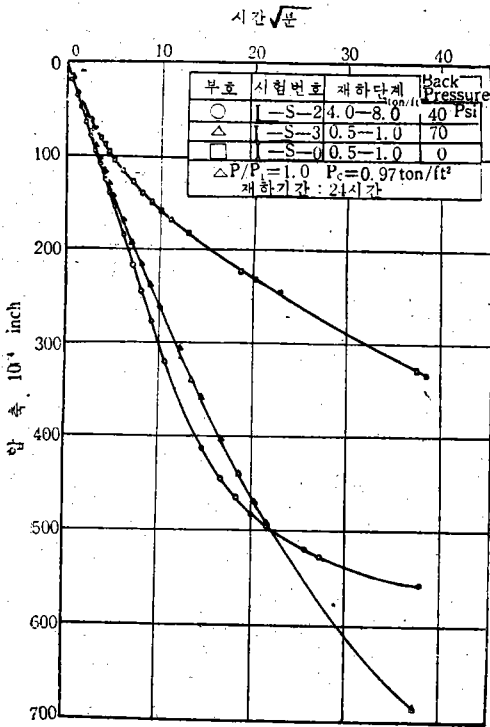


그림 4. 壓縮- \sqrt{t} 에 대한 대표적인 曲線

하게 되어 Type III의 曲線으로 된다고 한다(Wahls 1962) Wahls은 載荷比가 0.33 및 0.2일때 Type III 曲線을 얻었으며 MARSLA et al (1950)은 0.22때 Type III 傾向을 얻었으며 TEVES and MOH (1968)는 坊弱軟弱粘土로써 0.25에서 이러한 曲線을 얻었다. 그러나 지금까지도 一次 및 二次 壓密에 關한 어떠한 理論으로써도 이의 影響에 對해 說明할 수가 없다. 本研究에서는 이미 說明한바와는 先行荷重이 包含하는 載荷段階를 除外하고는 載荷比 0.5에서도 Type III 曲線이 그려지지 않았다. 여러가지의 載荷比에 對한 時間-壓縮 曲線을 圖示한 그림-5에서 載荷比가 減少하면 비록 모든 曲線은 Type I 曲線이기는하나 Type I에서 Type III의 曲線으로 變化하는 傾向을 보여주고있다. 이를 미루어보아 載荷比 0.5 値는 坊弱軟弱粘土에 對해서는 Type III 曲線을 그리기에는 너무 큰것같다.

前述한바와같이 載荷期間이 過剩水壓을 完全히 消失시키기에는 充分히 길지못할때에는 Type III 曲線이 그려진다. 本研究에서는 1時間의 載荷期間試驗의 모든 載荷段階와 그리고 6時間 載荷試驗의 最終 3段階에서 Type III의 曲線을 얻었다. 이境遇에서는 새

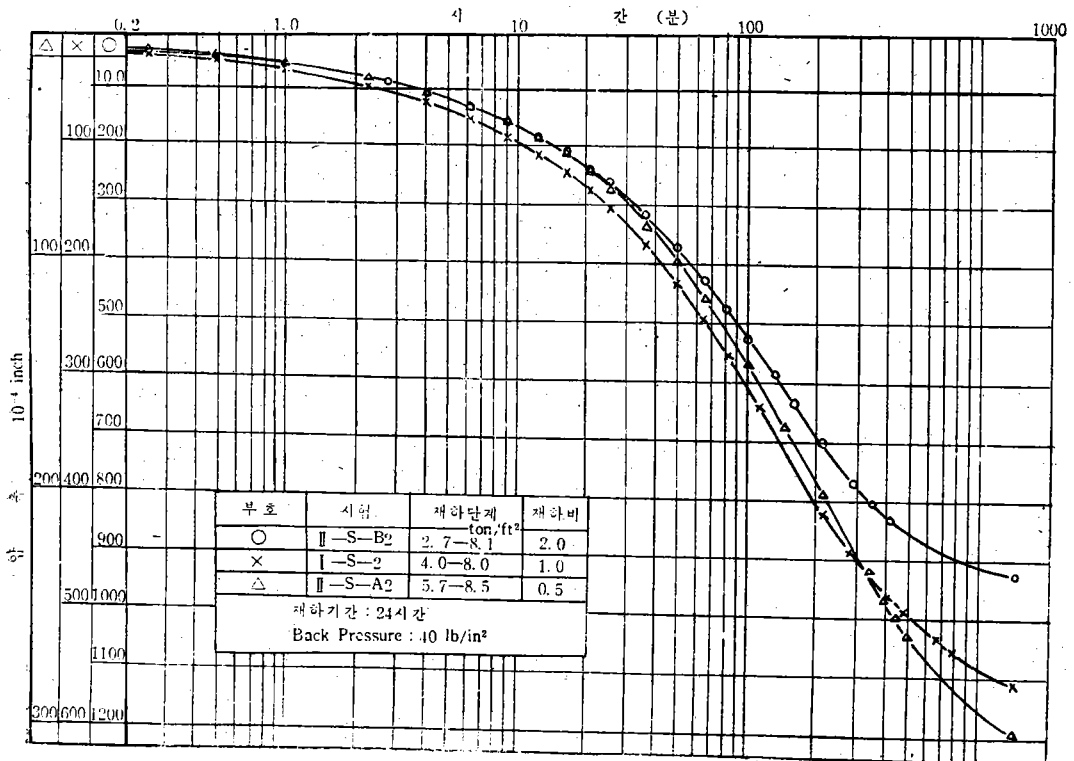


그림 5. 時間-壓縮 關係에 대한 載荷比의 影響

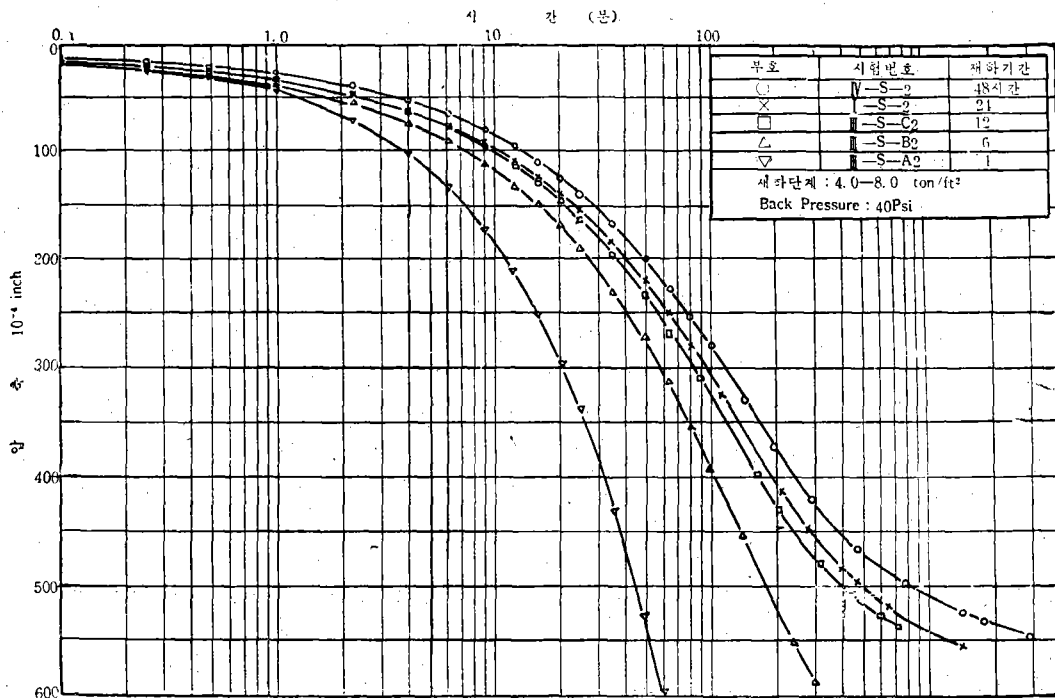


그림 6. 時間—壓縮 關係에 대한 載荷期間의 影響

로 온 荷重을 增加할때 以前의 載荷로 因한 過剩水 壓의 一部가 남아있기때문이다. 그림 6은 여러가지의 載荷期間 (1, 6, 12, 24 및 48 時間)에 對한 試驗의 最終 載荷段階(4.0~8.0 ton/ft²)의 壓縮—logt 曲線을 보여 주고있다. 載荷期間이 길어짐에 따라 曲線은 Type III에서 Type I으로 徐徐히 變하고 있음을 보여주고있다. 그리고 12時間 以上의 載荷期間 試驗의 모든 載荷段階에서 Type I 曲線을 얻었다.

結論的으로 載荷比 0.25以下 또는 載荷期間이 6 時間 以下에서 Type III 曲線이 그려졌다.

3) 初期壓縮(Initial compression)

壓縮— \sqrt{t} 曲線上에서 壓縮이 始作하는 點 d_0 로 부터 修正한 始點 d_s 까지의 壓縮을 “初期壓縮”이라고 한다. 一般的으로 d_0 는 d_s 보다 위에 있으나 아래에 있을수도 있다. 이럴때는 “負初期壓縮”(negative Initial Compression)이 일어난다.

正初期壓縮(positive Initial Compression)의 原因은 주로 空隙內의 氣泡의 壓縮, 壓密室(Consolidation Cell)內部壁의 摩擦, 그리고 多孔板(porous stone)과 흙試料 사이의 不完全한 密着等으로 생각할수있다. 그리고 負初期壓縮은 주로 試料內의 어떤

種類의 構造結合(structural bond)때문인 것으로 생각되고있다.

表-3 初期壓縮 (10⁻⁴ inch)

載荷段階 (ton/ft ²)	back pressure (psi)		비 고
	0	40	
0—0.25	24.0(24.2)	13.5(10.5)	
0.25—0.50	10.7(16.0)	4.0(3.6)	
0.50—1.0	—	0.5(0.1)	
1.0—2.0	-15.5(-1.4)	-35.0(-3.3)	
2.0—4.0	-3.0(-0.4)	-16.0(-2.3)	
4.0—8.0	13.0(2.3)	0(0)	

주: i) 괄호내의 숫자는 各段階의 總壓縮量에 對한 百分率(%)

ii) “—”는 負初期壓縮을 표시함

표-3은 標準壓密試驗(載荷比 1.0 및 載荷期間 24 時間)에 對한 初期壓縮量을 보여준다. 모든 載荷段階에서 Back pressure를 加하지 않은 試驗의 初期壓縮量은 40 psi의 Back pressure를 加한 시험의 初期

壓縮量보다 恒常 크다. 이는 試料內의 氣泡量 즉 飽和度의 影響을 받는다는 것을 뜻한다. 先行荷重 以下의 載荷段階인 첫 번째 및 두 번째 段階에 對한 初期壓縮量을 比較해 보면 첫 段階(0—0.25 ton/ft²)가 두 번째 段階(0.25—0.5 ton/ft²)보다 恒常 正初期壓縮量은 크다. 이는 이미 言及한 바와 같이 試料內의 氣泡, 負初期壓縮 및 多孔板과 試料間의 不完全한 密着 等의 理由 때문이다. 이 중 마지막 理由인 不完全한 密着은 단지 첫 載荷段階에서만 重要하다.

荷重壓力이 增加되면 氣泡量도 줄어들고 동시에 負初期壓縮도 增加되어 正初期壓縮과 서로 相殺된다. 그리고 負初期壓縮은 모든 試驗에서 先行荷重 以上의 載荷段階에서만 일어났으며 이는 높은 載荷壓力에 依한 土粒子構造의 破壞로써 說明될 수 있다. 이에 對해서 LEONARDS and ALTSCHAEFL (1964)은 다음과 같이 說明했다. 荷重을 加한後 얼마간의 時間이 지나면 수많은 土粒子 또는 조그마한 土粒子 叢이(cluster of particle)는 다른 一部 土粒子들이 荷重下에서 움직이고 있는 동안에도 어떤 平衡狀態를 이루게 된다. 時間이 經過함에 따라 더 많은 土粒子들이 이러한 平衡狀態를 이루게 된다. 이러한 平衡狀態가 이루어지고 土粒子的 움직임이 끝나면 土粒子間

의 結合의 役割을 하는 粘土粒子間의 接觸點에서의 水分子의 方向性(orientation)은 完全히 發達할 수 있고 이에 따라서 粒子間의 結合強度(bond strength)가 增加한다. 이 發達된 結合強度는 載荷壓力의 作用直後는 얼마간의 작은 有效壓力에는 抵抗할 수가 있으나 時間이 經過함에 따라 過剩水壓의 消失로 因해서 增加된 有效載荷壓力에 抵抗하지 못하게 된다. 그래서 壓縮— \sqrt{t} 曲線上에서 負初期壓縮이 일어나게 된다.

표-3에 의하면 有效壓力이 2.0 ton/ft²까지는 初期壓縮이 負의 方向으로 줄어들고 그以後부터는 有效壓力의 增加에 따라 增加한다. 初期壓縮이 다시 增加되는 理由는 아직도 確實히 밝혀지지 않았으나 筆者의 意見으로는 載荷壓力의 增加에 따라 壓密室(consolidation cell) 內部壁과 試料사이의 側面摩擦(side friction)이 增加해서 正初期壓縮을 增加시켜서 土粒子構造破壞로 인해서 생긴 負初期壓縮量을 相殺減少시키기 때문일 것으로 생각된다.

4) 二次壓密 (Secondary Consolidation)

二次壓密은 過剩水壓이 完全히 消失되고 난 後에 일어난 壓縮을 말하며 이는 보통 "log t法"에 의해서 推定한 t_{100} (100% 壓密이 일어난 時間)以後의 壓

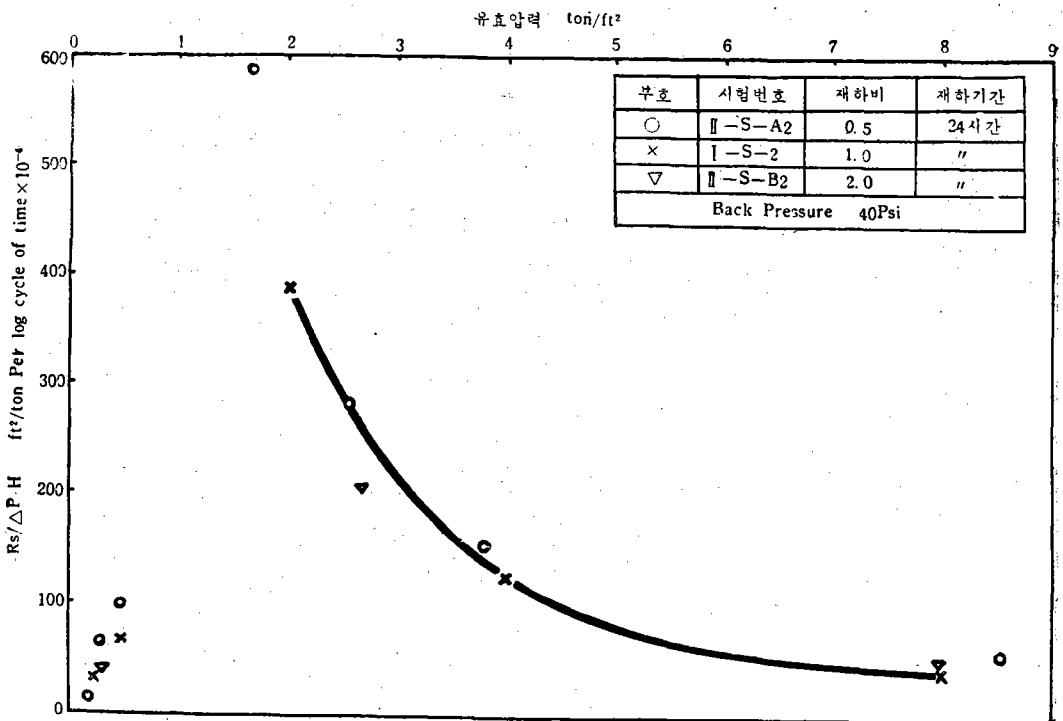


그림 7. 二次壓密에 對한 載荷比의 影響

縮으로써 求한다. $\log t$ 또는 비록 經驗에 依한 方法 이긴하나 LEONARDS and GIRAUT (1961)에 의하면 空隙水壓을 同時에 測定한 試驗에서 求한 過剩水壓이 完全히 消失된 時間과 Type I 曲線上에서 求한 t_{100} 과는 거의 一致한다고 한다. 本研究에서도 空隙水壓을 測定했으나 gauge가 充分히 敏感하지 못하여 空隙水壓 消失에 對한 滿足할만한 曲線을 引지 못했으므로 使用하기 便利한 $\log t$ 法에 依해서 一次 및 二次 壓密을 區分하였다. 그림 7에서 $R_s/\Delta P.H$ (R_s : 1 log cycle에 對한 二次 壓密, ΔP : 荷重 増分, H : 試料 높이)對 載荷壓力 曲線으로써 完全한 曲線을 引지 못하였다. 왜냐하면 先行荷重이 包含되어있는 載荷 段階에서는 100%의 一次 壓密點을 求할수 없기 때문이다. 그림에서 $R_s/\Delta P.H$ 値는 載荷比가 增加함에 따라 漸漸 減少되는 傾向을 보여준다. 이는 LEONARDS and GIRAUT (1961)에 의해서도 제시된 바도있다. 間隔에서는 圖示되지는 않았으나 24時間의 載荷期그 試驗에 對한 $R_s/\Delta P.H$ 値는 48時間에 對한 것보다, 恒常 높다는 事實이 試驗에서 判明되었다.

5) 壓密係數 (Coefficient of Consolidation): C_v .

壓密係數는 荷重下에서의 壓縮速度를 나타내는 것으로서 이는 주로 흙의 透水係數와 흙構造의 塑性抵抗(plastic resistance)에 依해서 決定된다고 한다 (CRAWFORD, 1964). Terzaghi 理論에 依하면 C_v 値는 흙의 透水係數에 比例하고 흙構造의 壓密性에 反比例하나 LEONARDS(1969)에 依하면 흙의 透水係數가 더 重要한 役割을 한다고 한다.

그림 8에서 壓密係數는 有効壓力이 增加함에 따라 減少한다는 것을 볼수있다. 이의 重要한 理由로는 有効壓力이 增加함에 따라 透水係數가 減少하기 때문이다. 先行荷重以下의 壓力에서는 載荷壓力의 增加에 따라 透水係數는 減少하고 흙構造의 壓縮係數(Coef. of Compressibility)는 增加한다. 그러나 先行荷重

以上의 壓力에서는 壓力의 增加에 따라 透水係數 및 壓縮係數는 다같이 減少한다. 그래서 C_v 値는 先行荷重以下에서는 壓力의 增加에 따라 減少하나 先行荷重以上에서는 거의 비슷하다. 그림에서 載荷比 2.0에 對한 C_v 値는 載荷比 0.5에 對한 것보다 全壓力에서 恒常 높으며 載荷期間 6, 12 및 48시간에 對한 C_v 値는 모든 壓力에서 서로 비슷하다. 그러나 LEONARDS and RMAIAH (1959)는 그들의 試驗結果로부터 試驗室 試驗에서 求한 C_v 値는 相當히 變덕스러우며 이는 現場에서 實際로 일어나는 C_v 値와는 相當한 差異가 있다고 結論 지었다.

IV. 結 論

1. 載荷比는 壓縮-壓力關係에 對해서 重要한 影響을 미치지 않는다.
2. 壓縮-壓力 關係에 對한 載荷期間의 影響은 6時間 以上의 長期間에 對해서만 無視할수있으므로 1時間 載荷期間의 急速試驗 結果를 標準試驗의 結果로써 使用할수 없다.
3. 先行載荷이 包含되는 載荷段階에서는 Type III의 時間-壓縮 曲線이 그려지며 載荷比 0.25 및 載荷期間 6時間 以下의 試驗에서도 Type III 曲線이 그려진다.
4. $R_s/\Delta P.H$ 値는 載荷比에 反比例하고 載荷期間의 增加에 따라 減少한다.
5. C_v 値는 載荷比가 클수록 增加하고 載荷期間에는 별影響을 받지 않는다.

REFERENCES

BJERRUM, L., and HURDER, J. (1957), Measurement of the Permeability of Compacted Clays, *Proc., 4th ICSMFE*, London, v. I, pp. 6-8.

CRAWFORD, C. B. (1965), The Resistance of Soil Structure to Consolidation, *Canadian Geotechnical Journal*, v. 2, pp. 90-97.

CRAWFORD, C.B. (1964), Interpretation of the Consolidation Test, *J. SMFD, ASCE*, v. 90, no. SM5, pp. 87-102.

EIDE, O. (1968), Geotechnical Problems with Soft Bangkok Clay on the Nakon Sawan Highway Project, *Norwegian Geotechnical Institute*, Pub. No. 78, pp. 1-9.

GIBSON, R.E., ENGLAND, G.L. and HUSSEY, M. J. L. (1967), The Theory of One-Dimensional Consolidation of Saturated Clays, *Geotechnique*,

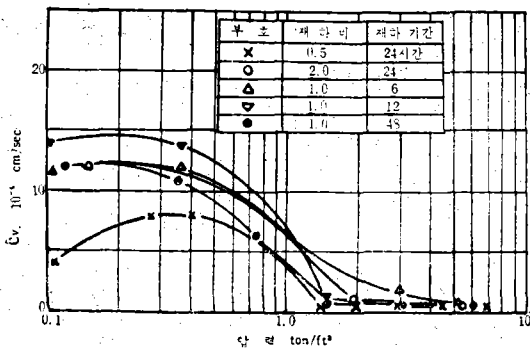


그림 8. 諸荷重 條件에 對한 壓密係數

v. 17, pp. 261-273.

HAMILTON, J.J. and CRAWFORD, C.B.(1959), Improved Determination of a Sensitive Clay, *ASTM*, S.T.P., no. 254, pp. 254-271.

KANG, B.H. (1970), Effects of Back Pressure on the Consolidation Behavior of a Soft Clay, *Thesis No. 343 Asian Institute of Technology, Bangkok.*

LAMBE, T.W. (1951), *Soil Testing for Engineers*, Wiley, New York.

LAMBE, T.W., and WHITMAN, R.V. (1969), *Soil Mechanics*, Wiley, New York.

LEONARDS, G.A. and ALTSCHAEFFL, G. (1964), Compressibility of Clay *J. SMFD, ASCE*, v. 90, no. SM5, pp. 133-155.

LEONARDS, G.A. and GIRAULT, P.A. (1961), A Study of the One Dimensional Consolidation Test, *Proc., 5th ICSMFE, Paris, v. I*, pp. 213-218.

LEONARDS, G.A. and RAMIAH, B.K. (1959), Time Effects in the Consolidation of Clay, *ASTM*, S.T.P., no. 254, pp. 116-130.

LOME, J., ZACCHES, P.F. and FELDMAN, H.S. (1964), Consolidation Testing with Back

Pressure, *J. SMFD, ASCE*, v. 90, no. SM5, pp. 69-86.

MUKTABHANT, C., TEERAWONG, P. and TENGAMNUAY, V. (1967), Engineering Properties of Bangkok Subsoil, *Proc., 1st Southeast Asian Conf. on Soil Engineering, Bangkok*, pp. 1-7.

NORTHEY, R.D. (1956). Rapid Consolidation Tests for Routine Investigations. *Proc. 2nd Australian-New Zealand Conf. on SMFE. Sydney*, pp. 20-26.

SCHMERTMANN, J.M. (1955), The Undisturbed Consolidation Behavior of Clay, *Trans., ASCE*, v. 120, pp. 1201-1233.

TYLOR, D.W. (1942), Research on Consolidation of Clays, *Massachusetts Institute of Technology, Publication No. 82.*

TEVES, A.S. and MOH, Z.C. (1968), Compressibility of Soft and Medium Bangkok Clays, *Research Report No. 4. Asian Institute of Technology, Bangkok.*

WAHLS, H.E. (1962), Analysis of Primary and Secondary Consolidation, *J. SMFD, ASCE*, v. 88, no. SM6, pp. 207-231.



회원들의 소양강 견학 기념촬영